



Technische Universität München

Wasserbau – mehr als Bauen im Wasser

Beiträge zum 18. Gemeinschafts-Symposium der
Wasserbau-Institute TU München, TU Graz und ETH Zürich

vom 29. Juni bis 1. Juli 2016 in Wallgau, Oberbayern

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft



Herausgegeben von Prof. Peter Rutschmann

Nr. 134 / 2016

Wasserbau – mehr als Bauen im Wasser

Beiträge zum 18. Gemeinschafts-Symposium der
Wasserbau-Institute TU München, TU Graz und ETH Zürich

vom 29. Juni bis 1. Juli 2016 in Wallgau, Oberbayern



Arbeitsgemeinschaft
Alpine Wasserkraft



Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich





Technische Universität München

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft

80290 München, Arcisstraße 21
Germany

Tel.: 089 / 289 23161
Fax: 089 / 289 23172
E-Mail: wabau@bv.tum.de

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Oskar von Miller - Institut)

82432 Obernach, Walchensee
Germany

Tel.: 08858 / 9203 0
Fax: 08858 / 9203 33
E-Mail: obernach@bv.tum.de

ISSN 1437-3513

ISBN 978-3-940476-10-3

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft

Herausgegeben von Prof. Peter Rutschmann
Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Druck und Einband: meissnerdruck, Oberaudorf

Vorwort des Herausgebers

„Wasserbau – mehr als Bauen im Wasser“: das ist das Motto des nunmehr 18. Wasserbau-Symposiums, das die Wasserbauinstitute der ETH Zürich, der TU Graz und der TU München im Wechsel organisieren.

Die Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft e.V. ist auch diesmal wieder Mitveranstalter und unterstützt dankenswerter die Veranstaltung.

Besonders freut uns die große Anzahl von Beiträgen (ca. 120), die im Vorfeld bei uns eingegangen sind und akzeptiert werden konnten. Wir haben ca. 35 Vorträge daraus ausgewählt, die in diesem Tagungsband enthalten sind. Darüber hinaus sind alle Beiträge elektronisch verfügbar.

Die quantitativ und qualitativ überzeugende Palette von Beiträgen bestätigt eindrücklich das Thema des Symposiums, nämlich dass der Wasserbau mehr als nur Bauen im Wasser bedeutet. Auch wenn die verschiedenen Sitzungen jeweils nur einen einzelnen Überbegriff tragen, so ist heutzutage z.B. der Flussbau ohne Berücksichtigung des Sedimenttransports genauso wenig denkbar wie die Wasserkraft ohne Ökohydraulik. Alle baulichen Aspekte werden von zahlreichen anderen Randbedingungen maßgeblich beeinflusst.

Dies wollen wir an drei Tagen zusammen mit Universitäten, planenden und ausführenden Firmen sowie der Wasserwirtschaftsverwaltung herausstellen.

Darüber hinaus steht ein weiterer Aspekt im Vordergrund: die Versuchsanstalt feiert im Rahmen des Symposiums ihr 90-jähriges Bestehen!

Mein Dank gilt allen Autoren, Referenten, Sitzungsleitern, Sponsoren und den Mitveranstaltern aus Graz und Zürich sowie der AGAW.

Ich wünsche allen Teilnehmern eine schöne und informative Veranstaltung sowie eine gute Zeit in Wallgau, Obernach und am Herzogstand.

München/Obernach, im Juni 2016

Prof. Dr. Peter Rutschmann

Inhaltsverzeichnis

<i>Jost Knauss</i>	1
Aus der Geschichte des Obernach-Tals	
<i>Theodor Strobl</i>	23
Wasserbau – mehr als Bauen im Wasser oder: Wasser-Natur-Kultur	
<i>Mathias Kappeler und Diana Genius</i>	29
Das Projekt Illerkraftwerk Au in Kempten - Eine ökologisch verträgliche Wasserkraftanlage mit dynamischer Stauzielregelung	
<i>Arnd Hartlieb</i>	43
Vergleich von Modell und Original für klassische Optimierungsaufgaben von wasserbaulichen Modellversuchen	
<i>Richard Huber und Stefan Schäfer</i>	53
Jung trifft Alt: Lehre an der Versuchsanstalt	
<i>Markus Auffleger und Barbara Brinkmeier</i>	61
Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen	
<i>Michael Müller, Roland Kaderli, Yves Keller, Matthias Gehri und Markus Kost</i>	73
Ausgleichs- und Regulierbecken Innertkirchen - Planung, Realisierung und Inbetriebnahme des ersten Beckens zur Reduktion von Schwall und Sunk in der Schweiz	
<i>Wolfgang Richter, Josef Schneider, Gerald Zenz, Guntram Innerhofer, Gottfried Gökler</i>	83
Wasserschloss Obervermuntwerk II - Anforderungen, Untersuchungen, Realisierung	
<i>Boris Lehmann und Beate Adam</i>	93
Untersuchungen und Empfehlungen zur Dimensionierung und Anordnung von Bypass-anlagen bei Wasserkraftanlagen	
<i>Christian Göhl, Sebastian Weise, Simon Schober, Manfred Holzner, Georg Loy</i>	109
Umgehungsgerinne, Gewässervernetzung, neue Lebensräume – Beispiele ausgeführter Fischaufstiegsanlagen am bayerischen Inn	
<i>G. Loy, M. Holzner</i>	119
Vorgehensweise zur Entwicklung von populations-unterstützenden Maßnahmen für die Fischarten am Inn (Obb.)	
<i>Johannes Wellacher, Gerd Frik, Nino Struska</i>	127
Die stromproduzierende Fischwanderhilfe	

<i>Ianina Kopecki und Matthias Schneider</i>	136
Modellgestützte Maßnahmenplanung zur Minderung von Schwellbetriebsauswirkungen auf Jungfische	
<i>Weiwei Yao, Minh Duc Bui and Peter Rutschmann</i>	145
Applying an eco-hydraulic model for European grayling (<i>Thymallus thymallus</i>) in the Aare River	
<i>Johannes Plank und Christian Leeb</i>	155
Der gesteuerte Flutpolder Riedensheim	
<i>Eva Lüke, David F. Vetsch, Marco Gerber und Robert Boes</i>	167
Wehrregulierung zur Dämpfung des Hochwasserscheitels am Beispiel der Wehranlage Langkampfen am Inn	
<i>M. Schindler, Ch. Fuchs, N. Kirsch und H. Øverland</i>	177
Berechnungsansatz zur Ermittlung der Überschwemmungsgebiete mit ganzheitlicher Betrachtung der Hochwassergefahrenquellen	
<i>Reinhard Schmid und Norman Dix</i>	186
Der neue Fulajj Damm im Oman – Hochwasserschutz für die Stadt Sur	
<i>Florian Hinkelammert, Fabian Friedl und Volker Weitbrecht</i>	195
Sohlaufnahme durch bewegte Wasseroberfläche mittels Laserscanning	
<i>Tobias Liepert, Mathias Schlagenhauser, Franz Weiß, Elena von der Straten und Mark Rochlus</i>	205
Sohltopographische Vermessung im wasserbaulichen Versuchswesen mittels Kinect	
<i>Daniel Ehrbar, Lukas Schmocker, David Vetsch, Robert Boes und Michael Döring</i>	215
Messung von Sedimentflüssen in periglazialen Stauseen mit Wasserproben, LISST und ADCP	
<i>Nils Rüter und Øyvind Pedersen</i>	227
Hybridmodellierung von komplexen Freispiegelströmungen	
<i>Andreas Rimböck</i>	233
Schutz vor Wildbachgefahren = Systemingenieurwesen?	
<i>Christine Sindelar, Martin Pfemeter, Christoph Roscheck, Stephan Sattler, Michael Hengl und Helmut Habersack</i>	243
Der Rauteppich - Untersuchungen zu einem neuartigen, hydraulisch wirksamen Bauwerk zur Reduktion von Sohleintiefungstendenzen	

<i>Michael Hengl und Tobias Hafner</i>	253
Eigendynamische Seitenerosion – Prognose und Wirklichkeit	
<i>Lukas Schmocker et al.</i>	263
Schwemmholz an Hochwasserentlastungsanlagen von Talsperren	
<i>Sebastian Schwindt, Mário J. Franca, Giovanni De Cesare und Anton J. Schleiss</i>	275
Gestaltung effizienter Geschiebesammler anhand physikalischer Modellversuche mit Fallbeispiel	
<i>Christoph Heinzelmann, Thomas Brudy-Zippelius und Nils Peter Huber</i>	285
Praxisbeispiele für die Sedimentbewirtschaftung an Bundeswasserstraßen	
<i>Gabriele Harb, Josef Schneider, Johannes Stangl und Oliver Sass</i>	294
Messung und Modellierung von Geschiebetransportprozessen in alpinen Einzugsgebieten	
<i>Keivan Kaveh, Minh Duc Bui and Peter Rutschmann</i>	304
A new approach for morphodynamic modeling using integrating ensembles of artificial neural networks	
<i>Sardar Ateeq Ur Rehman, Minh Duc Bui, Zeeshan Riaz and Peter Rutschmann</i>	316
Estimation of Sediment Yield for Dasu Hydropower Project Using Artificial Neural Networks	
<i>Claudia Beck, Nicola Lutz, Adriano Lais und Robert Boes</i>	328
Patrind Hydropower Project, Pakistan – Physikalische Modellversuche zur Sedimentbewirtschaftung	
Zusammenfassungen der Beiträge auf dem Datenträger	338
Liste bisher erschienener Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft	

Aus der Geschichte des Obernach-Tals

Ausgewähltes zusammengestellt von Prof. Dr. Jost Knauss, Betriebsleiter der Versuchsanstalt Obernach von 1961 bis 2000

Inhaltsübersicht

1. Sommer 1943
2. Zukunft braucht Herkunft
3. Historisch - Prähistorisch (der Walchengau 763 n. Chr.)
4. Das Obernachtal, eine besondere Landschaft in den bayerischen Alpen
5. Die historischen Namen des Tals
6. 1948: die „Mola Manuaria“ vom Eisenstall
7. Die runden Geburtstage der VAO (Oskar v. Miller - Institut)
8. Besondere Großmodelle am Institut
9. Auch ein Museum im Tal
10. Elefanten im Obernachtal
11. Gebirgsjäger in der Versuchsanstalt
12. Der Oskar v. Miller - Gedenkstein

1 Sommer 1943

Im Sommer 1943 versäumten ein 8-jähriger Knabe und sein 36 Jahre alter Vater nach einer Wanderung in Wallgau den letzten Bus nach Kochel am See. Die beiden mussten sich zu Fuß auf den Weg machen. Beim Durchwandern des Obernachtals trieb sie die Neugier in das eigentlich verschlossene Gelände des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft. Der Knabe staunte über die riesigen Beton- und Wasserflächen, die dort zu sehen waren. Wie er später erfuhr, blickte er damals auf wasserbauliche Modelle der Elbe bei Dresden und der Nordsee rund um die Felseninsel Helgoland. Der Bub ahnte natürlich nicht, dass er 18 Jahre später Betriebsleiter der Versuchsanstalt Obernach werden sollte, und dass er dieses Amt 39 Jahre wahrnehmen durfte. Die beiden Wanderer wurden nach dem Verlassen des Instituts in Einsiedl am Walchensee von einem Bekannten aus Kochel im Auto mit nach Hause genommen. Für den Knaben ist die Wanderung durch das Tal der Obernach die letzte Erinnerung an seinen Vater, der im Januar 1944 in Russland als Soldat sein Leben ließ.

2 Zukunft braucht Herkunft

Professor Fritz Hartung, der mich im Sommer 1961 nach Obernach schickte, lehrte mich die Achtung und das Interesse an Geschichtlichem. Die Versuchsanstalt war zu diesem Zeitpunkt 31 Jahre in Betrieb und blickte auf ein Gründungsdatum von vor 35 Jahren zurück. Über das erste Vierteljahrhundert des Instituts liegt seit 2007 ein ausführlicher Bericht vor, verfasst vom Elektroniker der VAO und Heimatforscher Peter Schwarz, zusammen mit dem damaligen Chef von Lehrstuhl und Versuchsanstalt, Professor Theodor Strobl. Die Darstellungen zur Gründung und den ersten Jahren des Instituts sind im 112. Bericht der 1962 geschaffenen Veröffentli-

chungsreihe des Instituts festgehalten. Inzwischen ist die Berichtsserie auf beachtliche 133 Nummern angewachsen.

Die beiden Autoren der jüngsten Schrift zur Geschichte der VAO folgten, wie alle älteren historischen Betrachtungen, dem bekannten Motto: „**Zukunft braucht Herkunft**“, also aus der Reflektion des Vergangenen die Grundlage für das Neue zu schaffen. Ich habe mich dementsprechend von Anfang an auf die Geschichte des Instituts besonnen und daraus Begeisterung und Ausdauer für 39 Jahre Arbeit in Oberrach bezogen. Relativ spät, in den letzten Jahren meiner Dienstzeit, wurde mir klar, dass man einen speziellen Ort, hier die Versuchsanstalt, nicht aus seiner Umgebung herausgelöst betrachten kann, sondern dass diese mit einbezogen gehört. Im Ruhezustand habe ich mich dann vertieft mit der Geschichte des Oberrachtals beschäftigt. Über die Ergebnisse dieser Beschäftigung möchte ich hier auszugsweise berichten.

3 Historisch - Prähistorisch (der Walchengau 763 n. Chr.)

In der Geschichtsschreibung ist es hierzulande üblich, zwischen historischer und prähistorischer Zeit zu unterscheiden, wobei das Datum für die Bereichsgrenze aus der Vorlage von Urkunden mit der ältesten schriftlichen Erwähnung der betrachteten Örtlichkeit gewonnen wird. Wallgau, unser Tagungsort, sowie das zugehörige Oberrachtal, der sogenannte Walchengau bis hinunter zum Walchensee, kann hierbei auf eine vergleichsweise besonders lange historische Zeit zurückblicken, nämlich bis heute auf 1253 Jahre. Gemessen an dieser Zahl nehmen sich die 90 Jahre der Versuchsanstalt als relativ bescheiden aus. Das Grenzdatum hier ist das Jahr 763 n.Chr. Zur Erklärung der Namen Walchengau und Walchensee sei folgendes angeführt: Sprachlich sind Walchen- oder Walen Namen (die Fremden, die Welschen) nur aus der Sicht von Nichtromanen zu erklären, die die bestehenden Siedlungen der anderen, der Romanen, im Gegensatz zu den eigenen Siedlungsgründungen so benannten. Walchen Siedlungsnamen gelten deshalb als sicheres Indiz für das Mit- und Nebeneinander einer noch ansässigen spätrömischen Bevölkerung und den neu hinzugekommenen germanischen Volksgruppen. Im Falle Wallgau ist das besonders deutlich, weil zwischen dem offiziellen Abzug der römischen Besatzer im Jahr 488 und der ersten schriftlichen Nennung des Namens „Walchengau“ im Jahr 763 weniger als drei Jahrhunderte liegen. Das ist eine einmalige Gegebenheit im Vergleich mit anderen bekannten Walchenorten im Voralpenraum.

Im Jahr 2013 haben im hier betrachteten Raum die Gemeinden Wallgau, Schlehdorf und Sindelsdorf in besonderen Feierlichkeiten der Tatsache gedacht, dass sie vor 1250 Jahren zum ersten Mal urkundlich erwähnt wurden, und zwar in der sogenannten Gründungsurkunde für das Kloster Scharnitz - Schlehdorf aus dem Jahr 763, abgefasst am 29. Juni (Abb.1). Alle drei Orte sind älter, ein früheres Gründungsdatum jedoch nicht greifbar, so dass die Feier der Erstnennung historisch durchaus akzeptabel ist.

In der Gründungsurkunde für Kirche und Kloster auf dem Kirchenfeld in Klais in der „Einsamkeit des Scharnitzwaldes“ werden die zugesagten Zuwendungen an Gütern aufgelistet. Bezüglich Wallgau heißt es dort: „*Dazu kommt in gleicher Weise der abseits gelegene Gau (pagus desertus) den wir Walchengau nennen (uualho-goi) mit dem unten liegenden See (cum lacu subiacente) und dem Fischfang (piscatione) und der unterhalb fließende Isar (isura) in eben der Gegend die sie bei den vorgenannten Gütern (villas) berührt*“. Letzteres betrifft den Isarabschnitt bei Wallgau wie Bereiche bei München, speziell in Giesing. In der einschlägigen Literatur ist die Deutung des Wortes „desertus“ umstritten, was sowohl „verlassen, leer, unbewohnt“

heißen kann, aber auch „einsam oder abseits gelegen“. Der „unten liegende See“ ist der damals namenlose Walchensee.

Der Walchengau erstreckte sich von der Isar bei Wallgau durch das Oberrachtal hindurch zum Walchensee, speziell bis zur Halbinsel Zwergern. Dies kann man der zweitältesten Urkunde zum Namen Wallgau entnehmen, die hier kurz anzusprechen ist, nämlich der ältesten Grenzbeschreibung des Klosterlandes Benediktbeuern, die sehr wahrscheinlich aus dem Jahr 788 stammt. Hier interessiert besonders: *„ac deinde in campum medium Walagowa, atque inde recto cursu in Panchsteta“*, zu deutsch: *„von dort (der Isar) in das in der Mitte gelegene Feld (mit Namen) Walgau, und von dort weiter den geraden Weg nach Panchsteta“*. Das „medium campum“ könnte das Isarfeld bei Wallgau sein, aber auch das nach Norden anschließende Oberrachtal. Panchsteta ist der alte Name von Zwergen.

4 Das Oberrachtal, eine besondere Landschaft in den bayerischen Alpen

Das schmale, gut 5 km lange Tal zwischen dem Walchensee bei Einsiedl und Wallgau an der Isar war von alters her ein wichtiger Durchgangsort von Nord nach Süd und umgekehrt. Es lag im Zentrum des romanischen Walchengaus. Mit dem Bau der alten Kesselbergstraße und dem Ausbau der Landstraße von Urfeld über Wallgau und Krün nach Mittenwald im Jahr 1492 wurde die kürzeste Verbindung von Altbayern nach Tirol geschaffen. Den günstigsten Weg haben viele berühmte Reisende genutzt, so z.B. Johann Wolfgang v. Goethe am 7. Sept. 1786 auf seiner Reise nach Italien. Einen Saumpfad durch das Oberrachtal hat es wohl zu allen Zeiten menschlicher Anwesenheit in diesem Teil der Alpen gegeben. Die Römer waren den Kelten und Räter gefolgt, bevor die Bajuwaren von der Gegend Besitz ergriffen. Früher wurde nur gegangen und geritten, später dann auch gefahren. Der Straßenbau im Jahr 1492 markiert in diesem Teil Bayerns den Übergang vom Mittelalter zur Neuzeit.

Den Westrand des Tals bildet das Estergebirge mit dem Simetsberg im Norden und dem Mitterberg im Süden. Auf der Ostseite liegen die Isarberge mit dem Alllachberg im Norden, dem Markkopf in der Mitte und dem Wallgauer Fahrenberg im Süden. Im Norden schaut der Herzogstand über den Griesberg ins Tal hinein. Den südlichen Talschluss bildet ein Felsriegel knapp oberhalb des Sachensees.

Die hoch liegenden Moore werden seit dem Mittelalter als Weiden genutzt, sowie auch der ganze Talgrund. Die Viehhaltung war früher wichtiger als die Holzgewinnung. Es wurde jeder Grashalm benötigt, jedes Blatt Laubstreu. Waldungen waren nur wertvoll, wenn sie in Talnähe lagen und leicht erreichbar waren. Der naturgegebene Reichtum des Oberrachtals bestand in Wald und Weide, vielleicht aber auch in einem Vorkommen von eisenerzhaltigem Gestein. Vor dem 20. Jh. war das Tal Bauernland und Transitstrecke.

Um den Besitz und die Nutzung der Aue wurde viel gestritten. Wenn man den Katzenkopf auf der Halbinsel Zwergern als nördliche Begrenzung des Oberrachtals hinzunimmt, war das Gebiet vor der Säkularisation 1803 unter vier geistliche Herrschaften aufgeteilt, auf die Klöster Benediktbeuern, Schlehdorf und Ettal, sowie auf die Grafschaft Werdenfels für das Hochstift Freising. Die Grenzen wurden immer wieder verschoben. Trieb- und Weiderechte, sowie Holzrechte mussten oft eingeklagt werden. Die Grenzen wurden in Marchungsprotokollen beschrieben und mit Marchzeichen vor Ort kenntlich gemacht. So muss eine Geschichte des Tals aus diesbezüglichen Dokumenten und Untersuchungen im Gelände gewonnen werden.

In den zwanziger Jahren des vorigen Jahrhunderts trat eine weitreichende Änderung der Verhältnisse im Oberrachtal ein. Aus dem Bauernland wurde ein Technologieland. Zunächst wurde Isarwasser durch das Tal in den Walchensee geleitet. Neben dem Landweg entstand ein Wasserweg. Danach wurde mit dem Bau der Versuchsanstalt für Wasserbau ein besonderer Zweig der modernen Technik ins Tal geholt. Mit der Inbetriebnahme der Versuchsanlagen 1930 begann das damals größte Wasserbaulaboratorium der Welt seine Arbeit. Der Erfolg der wissenschaftlichen Arbeiten des Forschungsinstituts machte das Oberrachtal in Fachkreisen weltbekannt. In der Mitte der „Wallensee Au“ am „Laubbach“ war auf dem Gelände des ehemaligen „Eisenstalls“ eine wissenschaftliche Einrichtung entstanden, die heute zur Technischen Universität München gehört.

In den heutigen topographischen Karten hat das lang gestreckt, relativ schmale Tal zwischen Einsiedl am Walchensee und Wallgau an der Oberen Isar keinen eigenen Namen. Die hier gewählte Bezeichnung „Oberrachtal“ nimmt Bezug auf den Namen des natürlichen Hauptgewässers im Talgrund, der schon sehr alt ist. Die Oberracht wird von einigen Nebenbächen gespeist (Abb.2). Im Jahr 1538 trug das Tal einen Namen, der später vergessen wurde, nämlich die „Wallenseeau“.

Zu den oben vorgestellten alten Urkunden kommen hier einige weitere hinzu, die mit Angaben zu einigen besonderen Örtlichkeiten das historische Bild des Tals beleben. In einer Gesamtbeurteilung aller wichtigen Informationen können unklare Ortsangaben mit größerer Wahrscheinlichkeit erschlossen werden. So machen jüngere Aussagen ältere verständlich, zum Beispiel die Bezeichnung „Au“. Wichtig ist auch, dass man die Wanderung von Flurnamen über alle Zeiten hinweg in Betracht zieht, hier speziell von Süd nach Nord. Ein besonders deutliches Beispiel ist der Flurname „Eisenstall“, der nach Aussage der Urkunden von 1459, 1529 u. 1716 eindeutig das Gelände der heutigen Versuchsanstalt für Wasserbau bezeichnet hat. Dort ist er verschwunden und an den südlichen Ortsausgang von Walchensee in den „Eisenstallwinkel“ gewandert. Ebenso ist es wohl der „Au am Laubbach - Ouva in Loubinsbac“ ergangen, deren Name in der heutigen „Lobisau“ gleich neben dem Eisenstallwinkel erscheint. Die „Rigl gehn Walgau“ der Grenzbeschreibung von 1538, der sogenannte Wallgauer Berg oder das Joch oberhalb des Sachensees, tritt im „Steinriegel“ über Einsiedl als Name wieder auf. Der Alurname „Hohenmösern“ ist vom einstigen Standort am Markkopf auf dem Isarberg zum ehemals „Obermoos“ genannten Weideplatz hinter dem Steinriegel gewandert.

Im Rückblick auf das schon Vorgetragene und mit Hinweis auf die folgenden Ausführungen sei hier zur Übersicht eine Liste der historischen Namen des Oberrachtals vorgestellt (Abb.3):

1. 763: der verlassene oder abseits gelegene Bezirk
2. 788: das in der Mitte gelegene Feld
3. 1121: die Au am Laubbach
4. 1295: das Winkelfeld und das Krummtal, sowie das Pfarreich
5. 1459: das Moos beim Eisenstall (1529, 1716)
6. 1538: die Wallensee Au

Ein besonders wichtiger Ort ist die „Walgower Furtte“ von 1295 bzw. die „Pruglets - Lain“, der heutige Markgraben, der Grenzbeschreibung von 1538 in der Mitte des Tals.

5 Die historischen Namen des Tals

In den alten Urkunden ist der fortlaufende Text in Latein, der damaligen Amtssprache, abgefasst. Die Eigennamen werden in Althochdeutsch, später in Mittelhochdeutsch eingefügt. In neuhochdeutscher Sprache, allerdings in einer altertümlichen Form, wird erst ab dem 15. Jahrhundert geschrieben.

Der drittälteste Name des Obernachtsals ist einer Mitteilung aus dem Jahr 1121 zu entnehmen. Dort heißt es kurz: „Ouva in Lobinsbac circa lacum Walinhinse divitur“, übersetzt „Die geteilte Au am Laubbach nahe am Walchensee“. Politisch geteilt wird das Tal, einst wie heute, durch den sogenannte Markgraben am südlichen Ende der Versuchsanstalt. Der südliche Teil des Tales gehörte früher zur Grafschaft Werdenfels, heute zum Landkreis Garmisch - Partenkirchen, ebenso wie unten der westliche Grund neben der Obernach, der ehemals dem Kloster Ettal unterstand (Abb.4). Der östliche Teil, einschließlich des Geländes der heutigen Versuchsanstalt, wurde juristisch vom Kloster Benediktbeuern verwaltet. Dort, im breitesten Teil des Tals, hatte auch das Kloster Schlehdorf Nutzungsansprüche in Form von Weiderechten für seine Untertanen auf der Halbinsel Zwergern. Heute gehört das Institut zur Gemeinde Jachenau und damit zum Landkreis Bad Tölz - Wolfratshausen.

Auf die schwierig zu deutenden und zu lokalisierenden Bezeichnungen des Tals in einem Gerichtsprotokoll aus dem Jahr 1295, Winkelfeld, Krummtal und Pfarreich, will ich hier nicht näher eingehen. Besonders wichtig ist in dieser Urkunde allerdings die erstmalige Erwähnung eines Weges von Wallgau zum Walchensee, der sogenannte Seesteig.

Der Flurname „Eisenstall“ als eindeutige, einstige Bezeichnung des Geländes der heutigen Versuchsanstalt für Wasserbau erscheint dreimal in alten Urkunden, zuerst 1459, dann nochmals 1529 und später 1716. In dem Namen (Stall gleich Stätte, ein Burgstall ist die Stätte einer Burg) klingt etwas sehr bedeutsames an, nämlich das mutmaßlich einstige Vorkommen erzhaltigen Gesteins und dessen Verarbeitung. Im erhaltenen Namen des nahen „Erzgrabens“ (Abb.5) findet man für diese Vermutung eine gewisse Bestätigung.

In einer Urkunde aus dem Jahr 1460 wird von einer alten Grube im Walgau und von der Wiederaufnahme älterer Arbeiten gesprochen. In der Karte von 1813, der sogenannten Uraufnahme des Landes Bayern, ist auf dem Gelände der VAO der Name „Walgau“ eingetragen.

Der letzte hier vorzustellende historische Name des Obernachtsals steht in einer Grenzbeschreibung zwischen den Klöstern Ettal, Schlehdorf und Benediktbeuern aus dem Jahr 1538. Er lautet „Wallensee Au“ und bezeichnet speziell den südlichen Teil des Tals einschließlich des Institutsgeländes. Die alte Grenze geht von dort über die „Rigl“, den Wallauer Berg am Sachensee, bis in die Isar hinunter und dann weiter flussabwärts zum Falckenberg (Abb.6).

6 1948: die „Mola Manuaría“ vom Eisenstall

Die Versuchsanstalt Obernach bietet auch Prähistorisches. Bei Aushubarbeiten wurden im Jahr 1948 im mittleren Teil des Institutsgeländes, in der Nähe der Straße und schräg visavis von der Mündung des Erzgrabens in die Obernach, der obere Teil einer Handmühle gefunden. Das archäologische Fundstück lag in 2,5m Tiefe unter der heutigen Geländeoberfläche, umgeben von lehmigem Kies. Die hohe Überschüttung mit Bachgeschiebe deutet auf ein hohes Alter des Steins. Es könnte sich um den Läufer einer römischen „Mola Manuaría“ handeln, den die abziehenden Romanen Ende des 5. Jahrhunderts zurückgelassen haben (Abb.7). Der Stein ist

aus grobkörnigem Granit gefertigt, der in der näheren Umgebung in Steinbrüchen nicht vorkommt. Seine Abmessungen sind typisch römisch, z.B. der Durchmesser von 39cm. Ungewöhnlich ist nur der flache Anstellwinkel, der das Getreide möglichst lange hielt und besonders fein ausmalte. Es waren aber sicher mehrere Mahlgänge erforderlich.

Die drehbaren Handmühlen bestanden aus einem Bodenstein mit konvexer Oberseite und einem Oberstein oder Läufer mit konkaver Unterseite. Die aufeinander gefügten Flächen bewirkten, dass die Steine zentriert zusammenwirkten und dass die Körner durch die Schwerkraft vom Einfüllloch in der Mitte zwischen die Steine und dann nach außen glitten. Der Oberstein mit einer schalenförmig eingetieften Einfüllöffnung für das Korn wurde um einem mit eingeschmolzenem Blei befestigten Zentrierstift aus Eisen gedreht. Die Bewegung wurde mit einem hölzernen Handgriff ausgeführt, der am Rand des Läufers in einem Loch im Stein eingelassen war.

In einem Lageplan des Institutsgeländes aus dem Jahr 1926 vor dem Bau der Versuchsanlagen ist der Fundort des Steins eingetragen (Abb.8). Der hinzugefügte Höhenschnitt verdeutlicht die enorme Überdeckung des Steins durch die Sedimente aus der Oberrach und dem Markgraben, die in ihrer Höhe an murenartige Geschiebeeinstöße denken lassen. Die heute nur noch in geringen Resten erhaltene steile Sedimentationsfront im untersten Teil des Geländes könnte als Bestätigung dieser Vermutung angesehen werden.

7 Die runden Geburtstage der VAO (Oskar v. Miller - Institut)

In den 90 Jahren ihres Bestehens hielten 3 Dachorganisationen ihre Hand schützend über die Versuchsanstalt: 25 Jahre lang die Kaiser Wilhelm Gesellschaft (1926-1951), danach 11 Jahre die Oberste Baubehörde Bayerns (1951/52-1961/62) und seit nunmehr 54 Jahren die Technische Universität München (1962 bis heute). Die runden Geburtstage der Versuchsanstalt, seit 1962 unter dem Namen Oskar v. Miller - Institut, wurden jeweils gebührend gefeiert, wobei sich die Festvorträge immer mit der fortschreitenden Geschichte der Forschungseinrichtung beschäftigten (Abb.9).

Eine 25 - Jahresfeier fand nicht statt, weil sich das damalige Forschungsinstitut 1951 in Auflösung befand. So konnte erstmals der heiligen Zahl 40 gedacht werden. Professor Fritz Hartung nahm im Jahr 1964 das von ihm so genannte Zeugungsdatum zum Anlass einer 40 - Jahr Feier. Im Jahr 1924 hatte Oskar v. Miller seine Idee zur Gründung der Versuchsanstalt öffentlich vorgestellt. Die Feier fand in einem besonders würdigen Rahmen statt, nämlich an der Bayerischen Akademie der Wissenschaften. In dieser wurde der langjährige Direktor des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft, Prof. Dr.-Ing. Otto Kirschmer, zum Ehrendoktor der Technischen Hochschule München ernannt. Für die 50 - Jahr Feier, 1976, wurde das Gründungsdatum des Forschungsinstituts gewählt. Das Jubiläum wurde in Wallgau im damaligen Haus des Gastes begangen. Im Rahmen der Feier wurde eine weitere Ehrenpromotion vorgenommen. Prof. Dr.-Ing. Emil Mosonyi, Chef des Theodor Rehbock - Flussbaulaboratoriums der Universität Karlsruhe, erhielt den Ehrendoktor der Technischen Universität München im Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen.

Die 60 - Jahr Feier unter Professor Dr.-Ing. Hans Blind wurde in bescheidenem und internen Rahmen an der Versuchsanstalt in Oberrach begangen.

Groß gefeiert wurden dann 2001 die 75 - Jahre des Instituts, wiederum in Wallgau im neuen Haus des Gastes. Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl, der damalige Direktor des Oskar v. Miller -

Instituts, stellte dabei die interessante Frage: „Ist die Versuchsanstalt Oberrach den Herausforderungen der nächsten 75 Jahre gewachsen?“ Heute kann man mit Blick auf die seither vergangenen 15 Jahre die Frage mit „Ja“ beantworten. Unsere 90 Jahr - Feier heute findet wieder in guter Tradition hier in Wallgau statt.

8 Besondere Großmodelle am Institut

Neunzig Jahre Entwicklung und Veränderung im konstruktiven Wasserbau und in den begleitenden physikalischen Grundlagen der Hydromechanik spiegeln sich auch im wasserbaulichen Versuchswesen. Die Absicht Oskar v. Millers mit der Gründung des Forschungslabors im Oberrachtal an der Isarüberleitung der Modellierung von Gewässern reichlich Wasser und viel Platz zur Verfügung zu stellen, hat sich zu allen Zeiten als Vorteil des ausgesuchten Standorts erwiesen. So ist die Reihe Oberracher Großmodelle zu einem Markenzeichen des Instituts geworden. Aus der Vielzahl dieser Objekte seien die folgenden hier exemplarisch herausgegriffen und kurz vorgestellt (Abb.10).

Es begann kurz nach der Inbetriebnahme der Versuchsanlagen mit der Modellierung des Gelben Flusses in China, dem weltweit ersten großen Modell mit beweglicher Sohle. Es folgten die beiden Elbemodelle mit ersten Versuchen zur Schifffahrt auf dem Fluss und zur Simulation von Hochwasserwellen in der Stadt Dresden, die durch den eventuellen Bruch eines oberstrom liegenden Wasserspeichers ausgelöst werden könnten. Der mit 8000m² bisher größte Modellversuch betraf die Nordsee im Umkreis der Insel Helgoland mit einer kriegsbedingten und letztlich sinnlosen Untersuchung eines angedachten U-Boot-Hafens. Diese angeordnete Einmischung eines in den Alpen gelegenen Instituts in den Küstenwasserbau blieb einmalig. Derartige Forschungen wurden danach sinnvollerweise von den seenehnen Versuchsanstalten in Hamburg, Hannover und Braunschweig vorgenommen.

Nach der Übernahme des Instituts durch die Technische Hochschule bzw. Universität München wurde ein mit 600m bislang streckenlängstes und erstmals in einem verzerrten Maßstab wiedergegebenes Modell gebaut. Dargestellt wurde die Donau von Regensburg bis Straubing. Es sollte die Frage nach einer eventuell negativ zu beurteilenden Veränderung von Hochwasserwellen durch den geplanten Ausbau des Flusses mit Staustufen geklärt werden. Es war der erste Versuch, bei dem neben den physikalischen Untersuchungen auch numerische Verfahren getestet wurden. Aus den dabei gewonnenen Erkenntnissen entwickelte sich ein langjähriges Forschungsprojekt, das von der Deutschen Forschungsgesellschaft gefördert wurde, und dessen verschiedene Modelle wir „Akademische Gerinne“ nannten. Messung und Rechnung zum Thema „Instationäre Abflüsse in offenen Gerinnen“ liefen dabei gleichzeitig nebeneinander.

Mit dem nächsten Großmodell kam ein Thema aus der Gründerzeit nach Oberrach zurück, nämlich die Schifffahrt auf Flüssen, hier speziell die schwierigen Verhältnisse auf der Donau bei Straubing. Die zu erfüllenden Ähnlichkeitsbedingungen bei den Schiffsbewegungen setzten Grenzen bei der Verkleinerung im Modell. Es wurde wieder eine große Fläche des Institutsgebietes zur maßstabsgerechten Darstellung des Flussabschnitts benötigt. Mit dem Forschungsthema kamen wir allerdings in einen gewissen Gegensatz zur Bundesversuchsanstalt in Karlsruhe, den wir aber in einem regen Erfahrungsaustausch beseitigen konnten, besonders über die hier entwickelte hochmoderne und neuartige Messtechnik.

Die zunehmende Eintiefung der Unterläufe an den bayerischen Voralpenflüssen bescherte dem Institut ein weiteres Großmodell und eine neue Aufgabe, nämlich mit welchen konstruktiven Maßnahmen der Eintiefungstendenz begegnet werden kann. Für die Untere Isar wurden zwei

Lösungsmöglichkeiten entwickelt, ein Sohlstufenkonzept und/oder die Belegung der Flusssohle mit einem ökologisch wertvollen „offenen Deckwerk“. Letzteres wurde inzwischen in Großausführungen erfolgreich getestet. Offene Deckwerke zur Sohlenstabilisierung könnten auch mit der Forderung nach einem zeitgemäßen Flussbau durch Auflösung von starren Uferbefestigungen verbunden werden. Ein diesbezügliches Forschungsvorhaben führte noch vor der Jahrtausendwende unter dem Stichwort „Weiches Ufer“ zu einem weiteren flussbaulichen Großmodell, diesmal allerdings unabhängig von störenden Witterungseinflüssen, unter einem 100m langen und 8m breiten Foliendach, ein Novum in Oberrach. Das generelle Fazit der Untersuchungen war, dass Rückbaumaßnahmen in begrenztem Umfang möglich sind, ihre Auswirkungen aber sorgfältig bedacht werden müssen.

Zur Zeit wird in der Foliendachhalle erneut ein großes Flussmodell betrieben, bei dem es um Geschiebeprobleme im Stauraum des Isarwehres in Krün geht, also um einen Ort in engster Nachbarschaft zum Oskar v. Miller - Institut.

[Die im Vortrag gezeigten Bilder zu den angesprochenen Großmodellen werden hier nicht wiedergegeben. Sie sind den Institutsberichten Nr. 34 (1977- 50 Jahr - Feier) und Nr. 91 (2001- 75 Jahr - Feier) sowie der Nr. 76 (1995) und Nr. 112 (2007) zu entnehmen]

9 Auch ein Museum im Tal

Im Oberrachtal gibt es auch ein Museum, ein sogenanntes Turbinenmuseum. Und zwar an der Versuchsanstalt in Oberrach. Im Jahr 1990 sollte das historische Ausleitungskraftwerk am Lech in Kinsau durch ein neues Flusskraftwerk ersetzt werden. Das Vorhaben durfte aber, neben anderem, nur verwirklicht werden, wenn die alte, denkmalgeschützte Maschinenanlage anderswo in einem Museum wieder aufgestellt würde. Aber wo? Es gab keinen geeigneten Ort. Professor Strobl ergriff diese günstige Gelegenheit und holte das Objekt nach Oberrach und legte mit seiner Aufstellung in einem eigens errichteten Gebäude den Grundstock zu einem Museum für Wasserkraftmaschinen (Abb.11). Durch zahlreiche Spenden befreundeter Wasserkraftunternehmen kann jetzt eine Ausstellung der verschiedenen Arten von Turbinenrädern von Studenten und anderen Interessierten besichtigt werden: große und kleine Kaplan - Laufräder, Pelton- und Francis Räder, sogar das historische Kuriosum einer Zwillingstreibradturbinen. Ergänzt wird die Ausstellung durch ein besonderes Schaustück aus dem Schiffsbau, ein von Steinschlag beschädigter Propeller eines Donauschiffs. Die Sammlung und erinnernde Zurschaustellung von Turbinenveteranen ist vielleicht ein Beispiel für das, was das gewählte Motto dieser Tagung besagen will: Wasserbau - nicht nur Bauen im Wasser.

10 Elefanten im Oberrachtal

Es gab im Jahr 1968 Elefanten in Oberrach, keine hochkarätigen Industriebosse oder Politiker, nein, echte Elefanten. Sie wurden für eine Szene in einem Film benötigt und außerhalb der Dreharbeiten auf dem Gelände des Instituts stationiert. Zum Inhalt des Films: ein gefangener amerikanischer Soldat, der im Elefantenhaus im Tierpark Hellabrunn in München als Wärter angestellt war, kam auf die Idee zusammen mit einem seiner Tiere zu fliehen, und zwar wie weiland Hannibal über die Alpen nach Italien. Um seinen Verfolgern zu entgehen, musste er sich einmal unter einem Wasserfall verstecken. Zur Darstellung dieses Vorgangs wurde der große, übrigens künstliche, Wasserfall in der Isarüberleitung unterhalb des Sachensees am Wallgauer Berg ausersehen. Ein eigens errichteter Vorbau am Felsen des Falls erzeugte einen Wasserschleier, hinter dem sich der Flüchtling mit seinem Elefanten verstecken konnte. Den

Flüchtling spielte Richard Burton. Elisabeth Taylor, nicht am Filmprojekt beteiligt, wohnte derweil im Gasthof Post in Wallgau.

Elefanten sind offensichtliche gesellige Wesen. Der Filmdarsteller brauchte einen Partner, der im Zelt im Institut während der Dreharbeiten oben am Fall (Abb.12) auf seinen Kameraden warten musste. Die beiden mussten täglich im Institutsgelände bewegt werden. Eine Beschädigung unserer Modelle habe ich verhindert. Die Platzmiete erhielt ich bar auf die Hand und führte das eingenommene, nicht unerhebliche Geld, an der Amtskasse der TU vorbei, der Finanzierung des nächsten Sommerfestes und der Weihnachtsfeier zu.

11 Gebirgsjäger in der Versuchsanstalt

Noch eine Geschichte am Rande: eine Zeit lang bekamen wir, alle Jahre einmal, Besuch von Offizieren der Bundeswehr, Führer von Pioniereinheiten der Gebirgsjäger. Sie sollten bei einer Besichtigung der Versuchsanstalt und begleitenden Gesprächen, einiges über Wasserbau und Hydraulik lernen. Hergeschickt wurden sie vom kommandierenden General in Mittenwald. Einmal war der General selbst dabei. Er wollte wissen, wie und wo er am besten mit einer Fahrzeugkolonne, ohne oder mit nur geringen Verlusten, über Flüsse komme. Ich erklärte ihm zum wo, dass er nach einer Furt mit ebener Gewässersohle suchen soll, die er am ehesten im Wendepunkt zwischen zwei Gerinnekurven finden würde. Er fragte dann weiter, ob es ein einfaches, von seinen Soldaten leicht zu bedienendes Messgerät gäbe, mit dem die Fließgeschwindigkeit des zu querenden Gewässers bestimmt werden könne. Für die Fahrer der Fahrzeuge, die gegen die Strömung ankämpfen müssten, wäre eine hilfreiche Information äußerst wichtig. Falls es ein zweckdienliches Gerät nicht gebe, würde er uns für die Entwicklung einer geeigneten Messeinrichtung einen Forschungsauftrag erteilen. Ich versuchte ihm, anhand einer Erläuterung der Kontinuitätsbedingung der Hydromechanik darzustellen, was alles zu bestimmen sei, um zu einem brauchbaren Ergebnis zu kommen. Das schien dem General zu viel und zu kompliziert zu sein. Er brach unser Gespräch ab. Aus dem Forschungsauftrag wurde nichts.

Ein anderes Mal kam eine völlig durchnässte und unterkühlte Truppe von jungen Soldaten von einer winterlichen Überlebensübung in Iglus im Estergebirge vorbei. Sie baten mich, ob sie sich bei uns aufwärmen dürften. Ich ließ die Gebläseheizung in der Versuchshalle voll aufdrehen und Schnüre spannen, wo sie ihre nassen Sachen zum Trocknen aufhängen konnten. Der Führer der Ausbildungstruppe kam erst später und erteilte mir einen scharfen Verweis: ich hätte mich in unerlaubter Weise in seine Befehlsgewalt eingemischt und die Ausbildungsziele unterlaufen. Ich musste zugeben, dass ich nie gedient habe. Inzwischen waren die jungen Burschen erwärmt und ihre Sachen getrocknet, so dass wir uns auf einen friedlichen Abzug einigen konnten.

12 Der Oskar v. Miller - Gedenkstein

Im Juli 1933 wurde aus dem Finztal südwestlich von Wallgau ein 12 Tonnen schwerer eiszeitlicher Granitfindling auf einer floßähnlichen Trage nach Obernach geschleift. Dieses gewaltige Einzelstück aus dem fernen Hochgebirge war als Gedenkstein für Oskar v. Miller ausersehen. Der Stein trägt eine Bronzetafel mit dem Bild des Geehrten und der Inschrift „Dem Gründer und Förderer des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft“. Am 31. Juli 1933 erfolgte die feierliche Enthüllung und Weihe des Denkmals im Beisein des Geehrten (Abb.13), gerade noch rechtzeitig, denn Oskar v. Miller verstarb am 9. April 1934 im Alter von 79 Jahren. Sein Nachfolger als Vorstand des Deutschen Museums in München, Geheimrat Dr. Jonathan Zenneck, Professor für Physik an der TH München, formuliert in seinem Nachruf auf den Ver-

storbenen: „Ein Mann, der unserem Vaterland unendliche Dienste geleistet hat und der den Namen deutscher Technik und Wissenschaft in alle Länder der Erde getragen hat“. Nach der Übernahme der Versuchsanstalt durch die Technische Universität, wurde Oskar v. Miller ein weiteres Mal geehrt: das Institut erhielt den Namen seines Gründers.

Der durch bauliche Änderungen im Lauf der Zeit etwas ins Abseits geratene Gedenkstein wurde im Jahr 1980 in einer feierlichen Aktion und mit Hilfe einer Nachbildung des einstigen Transportmittels wieder ins rechte Licht gerückt. Vor Kurzem musste der Stein noch einmal versetzt werden. Er zielt nun, für jedermann sichtbar, den Eingang ins Bürogebäude.

Dem Werk von Professor Zenneck wurde 2006 auch mit der Errichtung eines Gedenksteins gedacht. Er war Gründer und Förderer der sogenannten Funkstation, der ersten deutschen Einrichtung für Ionosphärenforschung, am Nordfuß des Herzogstands in Altjoch nahe am Walchenseekraftwerk. Sie ging 1930, also im selben Jahr wie die Versuchsanstalt in Oberrach, in Betrieb. Sie überlebte allerdings das Ende des Zweiten Weltkriegs nicht, denn die zur Nachrichtenübertragung entwickelte Kurzwellentechnik erwies sich als zukunftsreicher als die der am Herzogstand getesteten langen Wellen. In den Jahren von 1930 bis 1945 blickte der berühmte Berg auf zwei weltweit bekannte Versuchsstationen, heute nur noch auf eine.

Mit dieser Abschlussbemerkung möchte ich mich bei der derzeitigen Leitung des Oskar v. Miller - Instituts, die mir, im hohen Alter, noch einmal die Ehre und Gelegenheit gab, meiner ehemaligen Arbeitsstätte die gebührende Würdigung zu erweisen.

Kochel/Oberrach im Frühsommer 2016

Literatur

Die hier vorgetragenen Ausführungen zur Geschichte des Oberrachtales sind einer umfangreichen Darstellung im Mitteilungsheft des Vereins für Heimatgeschichte im Zwoiseerland Kochel e.V., 2015 entnommen: „Vom Walchengau zu den Weilbergen - Annäherungen an die römische Vergangenheit des Zwoiseerlands am Herzogstand“, verfasst von Prof. Dr. Jost Knauss, Herzogstandweg 25, 82431 Kochel a. See

Anschrift des Verfassers

Prof. Dr. Jost Knauss
Herzogstandweg 25
82431 Kochel a. See

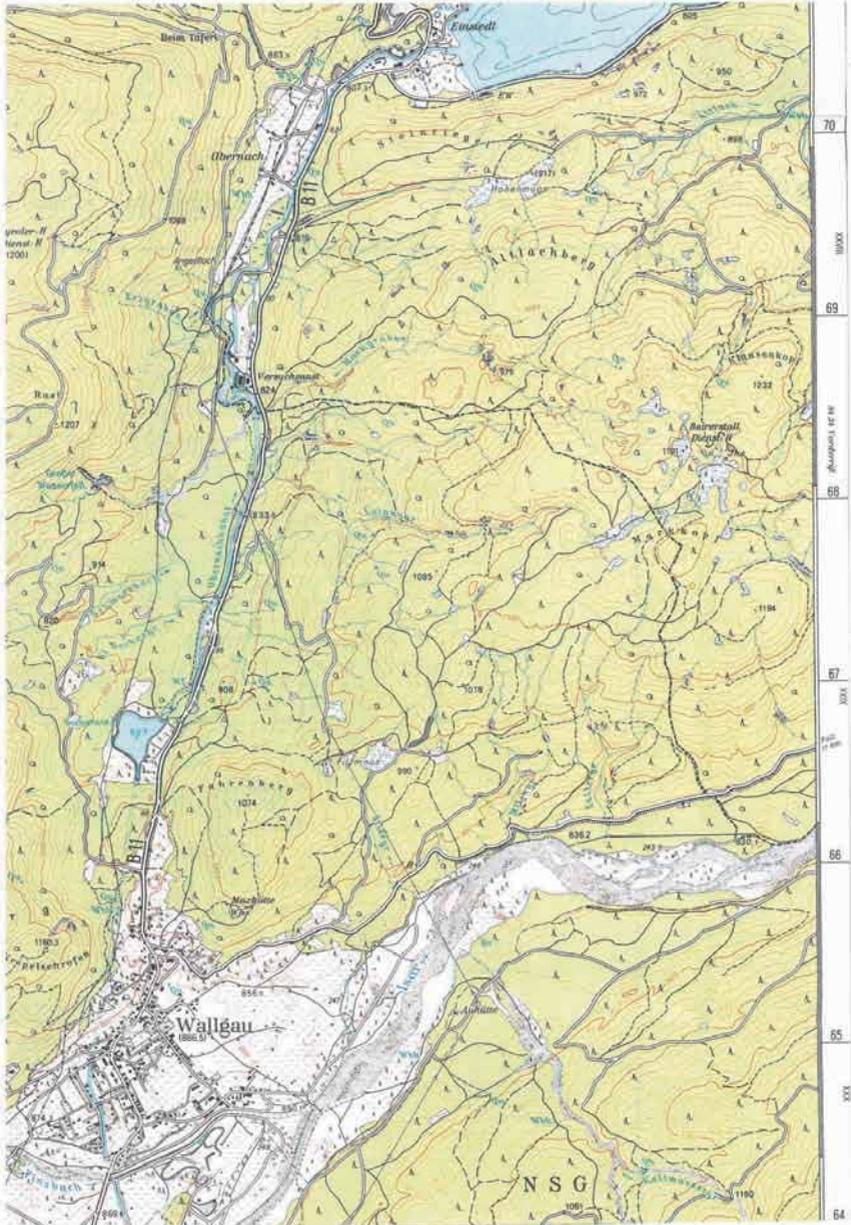


Abb. 2

Das „Obernachtal“ in alten Urkunden (n.Chr.)

488: offizieller Abzug der Römer

- 763 : pagus desertus - der verlassene und abseits gelegene Bezirk
- 788 : medius campus - das in der Mitte gelegene Feld
- 1121: die geteilte Au am Laubbach
- 1295: das Winkelfeld und das Krummtal, das Pfarreich und die Wallgauer Furt am Seesteig
- 1332: Grenzort Markgraben (Prüggleins Lain)
- 1459: Das Moos beim Eisenstall (I)
- 1460: alte Gruben im Walgau

1492-1497: Bau der Straße von Kochel nach Wallgau

- 1529: Eisenstall (II)
- 1538: die Wallensee Au (Bruglets Lain, Rigl gehn Walgau)
- 1554: Grenzort Pruckles Lain
- 1668: Grenzort Priggles Lain
- 1716: Eisenstall (III), Brickles Lain
- 1765: neue Grenze neben der Obernach

1803: Säkularisation

- 1813: „Uraufnahme“ des Obernachtals - Walgau
- 1924: Inbetriebnahme der Isarüberleitung
- 1930: Inbetriebnahme der Versuchsanstalt

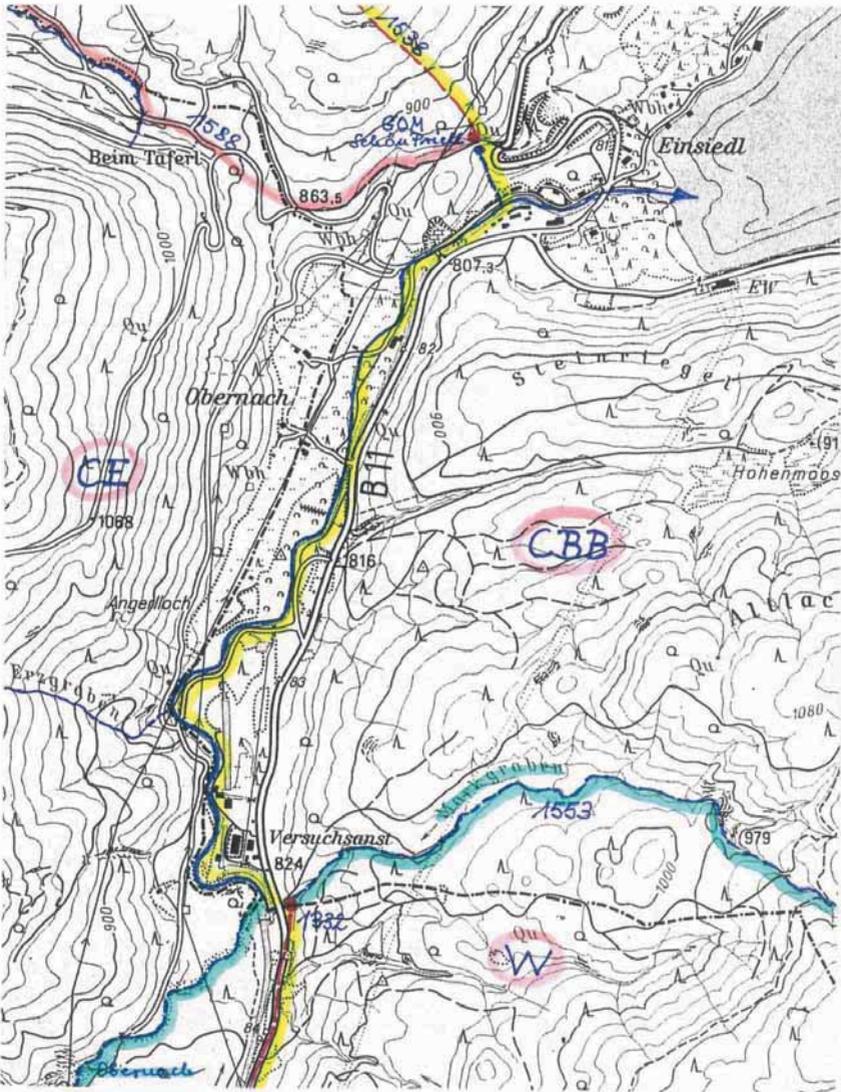


Abb. 4



Abb. 5

174.

Mre.
Erasmus Bartholomaeus
 Doctor in Theologia, univ.
 Bavarum Regni, hunc Rector
 Vice Rector, Magister
 et hinc h. Regio. Magister
 hinc h. Regio. Magister
 hinc h. Regio. Magister

Ex numero
 P. Martini de ...
 Monasterio ...
 Regimini ...

Erasmus Bartholomaeus
 hinc h. Regio. Magister

175.

Erasmus Bartholomaeus
 hinc h. Regio. Magister

Abb. 6

Die Geschichte der Versuchsanstalt für Wasserbau in Obernach, vorgestellt bei den runden Geburtstagsfeiern

- 1964 (40 Jahre):** an der Bayer. Akademie der Wissenschaften, mit Ehrenpromotion von Prof. Dr.-Ing. Otto Kirschmer, Vortrag des Geehrten: „Aus der Gründungszeit der Versuchsanstalt Obernach am Walchensee“ (sog. Zeugungsdatum 1924)
- 1976 (50 Jahre):** in Wallgau, mit Ehrenpromotion von Prof. Dr.-Ing. Emil Mozonyi, Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Fritz Hartung: „Die Wasserbauversuchsanstalt im Strom der Zeit“ (sog. Gründungsdatum 1926)
- 1986 (60 Jahre):** in Obernach, Prof. Dr.-Ing. Hans Blind, Beitrag Prof. Dr.-Ing. Jost Knauss und Prof. Dr.-Ing. Helmut Scheuerlein: „Aus der Geschichte der Versuchsanstalt Obernach“
- 2001 (75 Jahre):** in Wallgau, Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl: „Ist die Versuchsanstalt Obernach den Herausforderungen der nächsten 75 Jahre gewachsen?“ und Peter Schwarz: „Das Obernacher Tal, Lage und Geschichte“, außerdem: 2007: „Wasserbaukunst. - Oskar v. Miller und die bewegte Geschichte des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft in Obernach am Walchensee (1926 - 1951)“
- 2016 (90 Jahre):** in Wallgau, Prof. Dr. Peter Rutschmann, Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Dr.-phil. h.c. Jost Knauss: „Aus der Geschichte des Obernachtsals“

Besondere Großmodelle am Institut

- 1932 - 1935:** der Gelbe Fluss, weltweit das erste große Flussmodell mit beweglicher Sohle
- 1939 - 1940:** die beiden Elbemodelle, erste Schifffahrtsversuche und Versuche mit Hochwasserwellen
- 1941 - 1944:** das Helgolandmodell, der bisher flächengrößte Modellversuch (U - Boot Hafen)
- 1962 - 1967:** das Donaumodell, der bisher streckenlängste Modellversuch (Hochwasserwellen)
- 1971 - 1976:** das „Akademische Gerinne“ (instationäre Abflüsse in offenen Gerinnen)
- 1976 - 1984:** Schifffahrt auf der Donau, Entwicklung neuartiger Messtechniken im Modell
- 1988 - 1992:** das große Isar - Modell, Untersuchungen zur Flussbettstabilisierung (das „Offene Deckwerk“)
- 1998 - 2004:** das „Weiche Ufer“ - Modell, Untersuchungen zur Machbarkeit von Renaturierungen (Rückbau starrer Uferbefestigungen)



Abb. 11

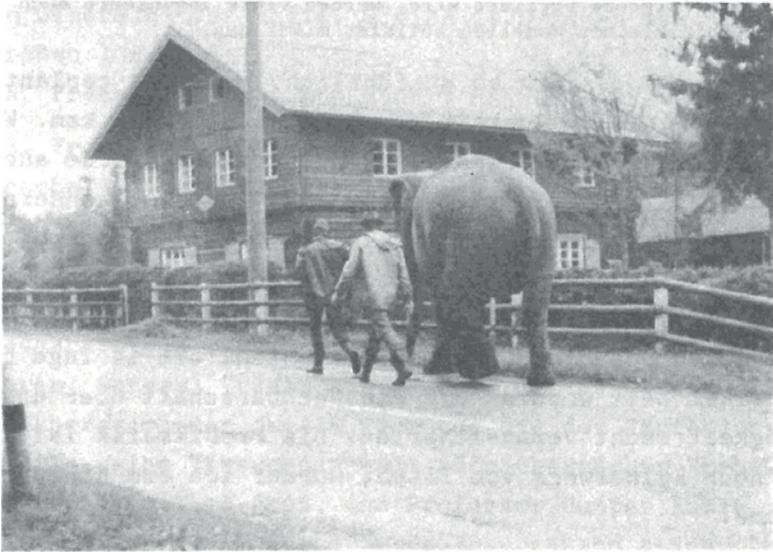


Abb. 12

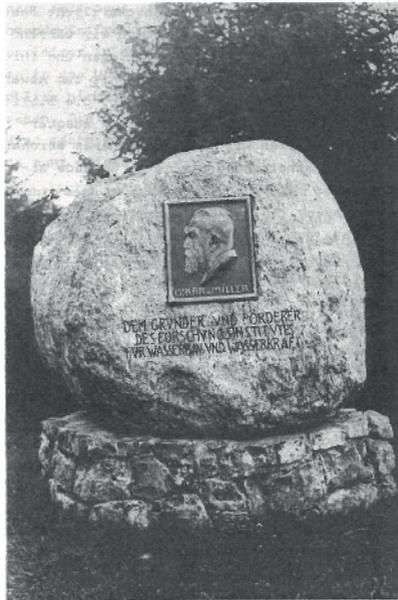


Abb. 13

Wasserbau – mehr als Bauen im Wasser oder: Wasser-Natur-Kultur

Theodor Strobl

Zusammenfassung

An Hand eines des größten Europäischen Wasserbauprojektes – der Überleitung von Altmühl- und Donauwasser in das Regnitz-Main-Gebiet – soll die enge Verknüpfung des Bauens im und am Wasser mit der Natur und Kultur des Landes dargestellt werden.

1 Verbindung von Main und Donau für Schifffahrt und Wasserwirtschaft

Die Verbindung der beiden großen europäischen Flüsse von Rhein (Main) und Donau beschäftigte schon seit Menschengedenken Herrscher, Militärs und Ingenieure. Karl der Große versuchte nachgewiesenermaßen als Erster um 800 n. Chr. die beiden Fluss Systeme für die Schifffahrt mit dem Bau der „Fossa Carolina“ bei Graben in Mittelfranken zu verbinden.



Abb. 1 Vermutete Schiffsbewegungen im Karlsgraben

König Ludwig I von Bayern gelang 1846 was Kaiser Karl dem Großen nicht möglich war – er verwirklichte mit dem Ludwig-Donau-Main Kanal diesen Menschheitstraum. Doch bald merkte man, dass die Kapazität der Schleusen zu gering war und mit über 100 zwischen Bamberg und Kehlheim notwendigen Schleusungsvorgängen die Fahrzeit viel zu lange dauerte.

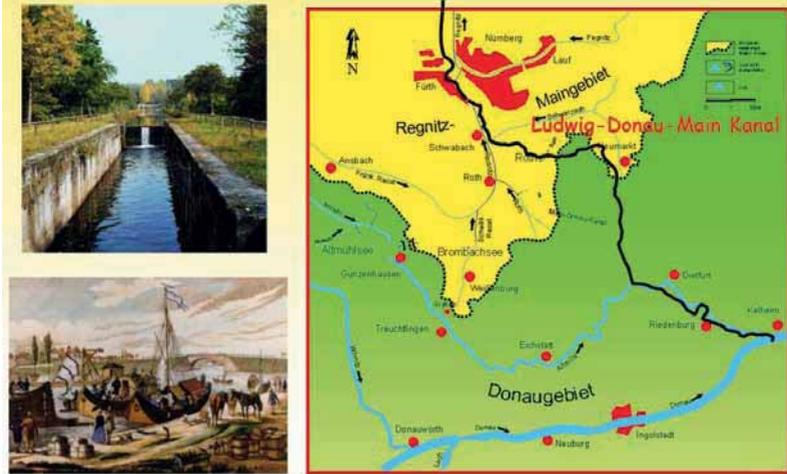


Abb. 2 Ludwig-Donau-Main Kanal, Einweihung 1846

1921 wurde die Rhein-Main-Donau AG gegründet mit der Aufgabe, eine den heutigen Anforderungen der Schifffahrt gerecht werdende Verbindung zu erstellen. Im Jahre 1992, also nach 70 Jahren der Gründung der Gesellschaft, war es nach auf der letzten Strecke im Altmühltal großen Auseinandersetzungen vor allem mit Naturschutzverbänden so weit, dass die Europäische Hauptwasserscheide mit heute üblichen Schiffsgrößen überwunden werden konnte.



Abb. 3 Eröffnung des Main-Donau-Kanals im Jahre 1992

2. Das Wasserbauliche Großprojekt der Überleitung von Altmühl- und Donauwasser in das Regnitz-Main-Gebiet

Anteil an der Verwirklichung hatte dabei das Projekt der Überleitung von Altmühl- und Donauwasser in das Maingebiet, mit dem entsprechend den Vorgaben der Landesentwicklung zwischen Süd- und Nordbayern gleichwertige Lebensbedingungen geschaffen werden sollten. 1970 verabschiedete der Bayer. Landtag die Studie zu diesem weitschauenden Infrastrukturprojekt mit einem Kostenvolumen von 560 Mio. DM. Durch gute Kontakte zwischen dem Vorstand der RMD AG und der Leitung der Obersten Baubehörde im Bayer. Staatsministerium des Innern konnte mit dem Kanal eine Verbindung hergestellt werden, die das wasserwirtschaftliche Projekt finanzierbar machte. Damit wurde andererseits aus dem Schifffahrtskanal durch dessen Benützung für den Wasserausgleich ein Mehrzweck erreicht, der die Gegnerschaft für den Kanal zumindest teilweise überzeugete.



Abb. 4 Das Wasserbauliche Großprojekt der Überleitung von Altmühl- und Donauwasser In das Regnitz-Maingebiet

Wasserbauliche Großprojekte hatten wohl zu aller Zeit schon Gegner auf den Plan gerufen. Vor dem Bau des Walchensee Kraftwerkes, das auf Oskar von Miller zurückgeht, wurde angezweifelt, ob die große Menge Strom, die mit dem 125 MW Kraftwerk erzeugt werden kann, auch wirklich gebraucht wird. Weiterhin war die Zerstörung der Landschaft durch den Kraftwerksbau und der damit verbundene Verlust des Fremdenverkehrs Gegenstand der Bedenkenträger. Durch den jährlichen Besuch von 350.000 Besuchern bei der Kraftwerksgruppe Kaprun in Österreich, der Errichtung eines Hotels für die vielen Besucher der Malta Talsperre in Kärnten werden die Bedenken der Naturzerstörung (was ist Natur?) durch Talsperren und Wasserkraftanlagen mehr als widerlegt.

Auch wenn in der Presse vom Main-Donau-Kanal und dem neuen Fränkischen Seenland, das durch die Überleitungsmaßnahme geschaffen wurde von „umstrittenen Megaprojekten aus dem Geist der damaligen Wachstumseuphorie“ gesprochen wird, die Tatsachen geben den weit vorausschauenden politischen Entscheidungen der damalig Verantwortlichen Recht. Der Kanal erfüllt trotz Widrigkeiten des fehlenden Ausbaues der Donau zwischen Straubing und Vilshofen voll die Erwartungen, der Hochwasserschutz des Altmühltals wurde deutlich verbessert und der Segen der Niedrigwasser Aufhöhung der Rednitz unterhalt Nürnberg durch die Überleitung von Wasser aus dem Süden Bayern nach Franken wird besonders in den letzten beiden Monaten mehr als deutlich. Ein zunächst angenommener Nebeneffekt, die Schaffung von Seen für wasserorientierte Freizeitnutzung, hat zu einer deutlichen Verbesserung der Struktur von Westmittelfranken geführt.



Abb. 5 Teil des Fränkischen Seenlandes mit der Brombachtalsperre

Die Baukosten wurden – inflationsbereinigt – eingehalten. Alle gesteckten Ziele konnten mit dem Umbau von 28 km² Kulturland erreicht werden. Es wurden auch neue Naturschutzräume geschaffen. Fast einhellig erkennt heute auch die veröffentlichte Meinung den Segen der Maßnahmen für Mensch und Natur. Dennoch könnte heute dieses Infrastrukturprojekt wohl nicht verwirklicht werden, zu groß wäre die Gegnerschaft und zu gering der Rückhalt in der Politik. Damit stellt sich die Frage, wo wir heute stehen. Wir lehnen in unserer Wohlstandsgesellschaft jegliche Veränderung – oft mit dem Scheinargument der Naturzerstörung – ab. Dabei vergessen wir, dass in der Natur und damit auch im Menschenleben alles im Fluss bleibt, es gibt keinen Stillstand.

Schon der griechische Philosoph Heraklit (500 v. Chr.) beanspruchte eine von allen damaligen Vorstellungsweisen verschiedene Einsicht in die Weltordnung. Daraus ergibt sich eine nachhaltige Kritik der oberflächlichen Realitätswahrnehmung und Lebensart der meisten Menschen. Ein wiederkehrendes Thema seines Philosophierens ist der natürliche Prozess beständigen Werdens und Wandels. In späterer Zeit wurde dieser Wandel auf die populäre Kurzformel „*Panta Rhei*“ („Alles fließt“) gebracht.

In diesem Zusammenhang stellt sich heute immer wieder die Frage, ob die Umgestaltung von 28 km² Kulturland in eine Seenlandschaft mitten in Franken heute noch verwirklichtbar wäre. Dabei wird der bei diesem wasserbaulichen Großprojekt gefundene Kompromiss zwischen Wasserbau, Ökologie und Kulturlandschaft auch von Seiten des Natur- und Landschaftsschutzes viel gelobt. Neue Naturschutzgebiete wurden ausgewiesen und die 500 ha große Vogelinsel ist ein Anziehungspunkt für Vogelkundler aus Nah und Fern! In welcher Gesellschaft leben wir, dass wir zu diesen unstrittigen positiven Veränderungen nicht mehr bereit sind?



Abb. 6 Abendstimmung im Fränkischen Seenland am Altmühlsee

Bildnachweise:

Abb. 2, 4, 5 aus der Broschüre „Wasser für Franken – Die Überleitung“ des damaligen Staatsministeriums für Landesentwicklung und Umweltfragen

Abb. 3 und 6 Strobl

Anschrift des Verfassers

Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl
Emeritus of Excellence
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Arcisstr. 21
80333 München

theodor.strobl@tum.de

Das Projekt Illerkraftwerk Au in Kempten Eine ökologisch verträgliche Wasserkraftanlage mit dynamischer Stauzielregelung

Mathias Kappeler und Diana Genius

Zusammenfassung

An der Iller in Kempten wurde im Jahr 2015 durch eine gemeinsame Gesellschaft der AÜW (Allgäuer Überlandwerke) und der Bayerischen Landeskraftwerke GmbH eine neue innovative Wasserkraftanlage in Betrieb genommen.

Mit diesem ökologisch verträglichen Wasserkraftwerk konnte die Stromerzeugung an einer vorhandenen Gefällestufe mit extrem niedriger Fallhöhe reaktiviert werden. Der Betrieb mit dynamischer Stauzielregelung unter Einsatz fischfreundlicher VLH Turbinen in Kombination mit einem wassergefüllten Schlauchwehr wurde dabei weltweit erstmals realisiert.

Der Zeitraum von nur drei Jahren zwischen der ersten Studie im Jahr 2012 und der Inbetriebnahme im Jahr 2015 ist für ein Wasserkraftprojekt dieser Art sehr kurz. Auch das Genehmigungsverfahren selbst mit einem Zeitraum von lediglich vier Monaten zwischen abschließender Projekteinreichung und Bewilligung lief ungewöhnlich zügig.

In vorliegendem Vortrag wird durch den planenden Ingenieur aufgezeigt, wie das Projekt erfolgreich in diesem kurzen Zeitraum geplant, genehmigt und realisiert werden konnte.

Die Wasserkraftanlage Au an der Iller wird zudem im Rahmen des bayernweiten Forschungsvorhabens „Fischökologisches Monitoring an innovativen Wasserkraftanlagen“ untersucht.

1 Projektinitiative, Investor, Zeitplan

Es wird zunehmend schwierig, neue Wasserkraftanlagenstandorte zu realisieren. Der Bau neuer Querbauwerke – ausschließlich zum Zweck der Energieerzeugung – ist entsprechend dem Verschlechterungsverbot nach aktuellem WHG in der Praxis nahezu ausgeschlossen.

Die Suche nach neuen Standorten beschränkt sich deshalb heute in der Regel auf bestehende Gefällestufen, die entweder noch nie zur Energieerzeugung genutzt wurden, oder deren Nutzung in den vergangenen Jahrzehnten aufgegeben wurde.

Um dem politisch formulierten Ziel der Erhöhung der regenerativen Energieerzeugung näherzukommen, wurden die lokalen Wasserwirtschaftsbehörden auf Initiative des Bayerischen Umweltministeriums gebeten, mögliche Standorte für die Reaktivierung ehemaliger Wasserkraftanlagen zu suchen. Die Wasserwirtschaft ist dabei südlich von Kempten an einer Gefällestufe der Iller fündig geworden.

Nach dem positiven Ergebnis einer ersten Studie im Jahr 2012 wurde durch den lokalen Energieversorger, die AÜW (Allgäuer Überlandwerke), und den Bayerischen Landeswasserkraftwerken eine Projektgesellschaft gegründet, um eine ökologisch vorbildhafte neue Wasserkraftanlage an diesem Standort zu realisieren.

Der ehrgeizige Zeitplan sah vor, die Anlage noch im Jahr 2015 in Betrieb zu nehmen.

Zwei Jahre nach Erteilung des Planungsauftrags an das Ingenieurbüro Dr. Ing. Koch im Jahr 2012 wurden die mit den Grundstückseigentümern und den Trägern öffentlicher Belange (TÖB) abgestimmten wasserrechtlichen Genehmigungsunterlagen für das Projekt eingereicht. Ein halbes Jahr später lag die Wasserrechtliche Genehmigung vor und bereits Ende 2015 konnte die erste Turbine in Betrieb genommen werden.

2 Projektstandort

Die Iller fließt über mehrere Gefällstufen östlich um das alte Stadtzentrum von Kempten. Diese Gefällstufen boten bereits seit Jahrhunderten technisch günstige Möglichkeiten, die Wasserkraft durch Mühlen zu nutzen und gleichzeitig den Fluss an diesen Engstellen zu überbrücken. Die frühe Gründung der Stadt durch die Römer – sie gehört zu den ältesten Städten Deutschlands – ist sicher dieser begünstigten Lage am Fluss zu verdanken. In der Zeit der Industrialisierung wurde an allen sieben natürlichen Gefällestufen im Bereich der Stadt Kempten Wasserkraftwerke errichtet, die zur Stromgewinnung beigetragen haben.

Die oberste Gefällestufe am südlichen Stadtrand in der Au hatte bereits früher ein relativ geringes Gefälle von rund 2,3 m, weshalb diese Wasserkraftanlage während der Zeit der extrem niedrigen Einspeisevergütungen in den 60er Jahren aufgegeben wurde. Einen Teil der bestehenden Fallhöhe sicherte sich später der Unterlieger dieser Staustufe durch einen zusätzlichen Aufstau, wodurch an der Au nur noch eine nutzbare bestehende Restfallhöhe von rd. 1,4 m übrig blieb.

Jeder mit der Wasserkraft vertraute Ingenieur wird unter diesen ungünstigen Voraussetzungen von einer Realisierung einer Wasserkraftanlage abraten. In der Regel ist erst bei Fallhöhen ab rd. 1,5 bis 2,0 m die Wirtschaftlichkeit der Nutzung bei ansonsten günstigen Randbedingungen gegeben. Besonders kritisch wird die Wirtschaftlichkeit, wenn zusätzlich zum Bau des Kraftwerkes – wie am Standort in der Au – auch noch die Wehranlage komplett zu erneuern ist. Der Investor und die Ingenieure stellten sich trotzdem der extrem schwierigen Aufgabe, Wege zu einer sinnvollen Reaktivierung dieser Wasserkraftanlage zu suchen.

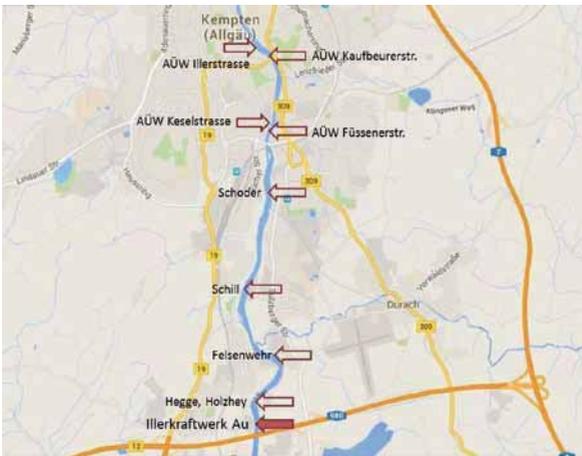


Abb. 1 Wasserkraftanlagen an der Iller in Kempten Übersichtskarte

3 Planerische Lösungsansätze, grundsätzliche Überlegung

3.1 Erhöhung der Fallhöhe

Erste Voraussetzung zur wirtschaftlichen Realisierung war die Erhöhung der Fallhöhe durch Anhebung des Stauziels. Nachdem jedoch bei Niedrigwasser ein zusätzlicher Aufstau im Oberwasser in der Regel zu einer Verschlechterung des ökologischen Zustandes im Gewässer führt, stand bereits nach den ersten Überlegungen fest, dass eine Anhebung des Stauziels nur temporär, d.h. bei ausreichendem Abfluss in der Iller, erfolgen kann. Als Planungsziel wurde deshalb eine „dynamischen Stauzielregelung“ formuliert. Eine Vorgabe der Wasserwirtschaftsbehörden war dabei, dass das Stauziel bis zu Abflüssen von rund 40 m³/s nicht höher liegen sollte als im Bestand.

3.2 Vergrößerung des spezifischen Abflusses der Wehranlage

Auch eine temporäre Anhebung des Stauziels ist ohne Zustimmung der Uferanlieger im Oberwasser einer Wasserkraftanlage in der Praxis nicht durchzusetzen. Um den Widerständen der Landwirtschaft zu begegnen, war deshalb ein weiteres Ziel, die bisher relativ häufigen Überflutungen der landwirtschaftlich genutzten Vorländer im Oberwasser durch eine deutliche Absenkung des Oberwasserspiegels bei Hochwasserabflüssen zu reduzieren.

Da an diesem Standort das Kraftwerk aufgrund der vorhandenen Bebauung der Ufergrundstücke nur innerhalb des durchflossenen Flussquerschnitts errichtet werden konnte, ergab sich zwangsläufig die Notwendigkeit einer deutlichen Verkürzung der bestehenden Wehrkronenlänge.

Die damit erforderliche Erhöhung des spezifischen Abflussvermögens des verkürzten Wehrkörpers bei Hochwasser war nur durch erhebliche Absenkung der festen Wehrschwelle mit Einbau eines jederzeit sicher funktionierenden Wehrverschlusses zu erreichen. Da bei Schlauchwehren unter bestimmten Bedingungen auf die Anordnung zusätzlicher Wehrverschlüsse entsprechend der (n-1) - Regel verzichtet werden kann, stand bereits nach der ersten Studie die Verwendung von Schlauchwehren als Wehrverschlüsse fest. Die Idee war dabei, über einen hohen Verschluss mit tiefer Sohlschwelle direkt am Kraftwerk die Kieselabspülung vorzunehmen und den größeren Abflussanteil des restlichen Hochwasserabflusses über ein langes Schlauchwehr sicherzustellen.

3.3 Beteiligung des Freistaates Bayern am Umbau der Wehranlage

Der Unterhalt der Wehranlage war bisher Aufgabe des Freistaates Bayern.

Ein Gutachten zur Standsicherheit der bestehenden Wehranlage ergab, dass der alte Wehrkörpers bereits unterströmt wurde und der bestehende Wehrkörper selbst bei Hochwasserabflüssen statisch nicht mehr standsicher war. Die bestehende Wehranlage drohte bei Extremabflüssen zu versagen. Damit war seitens des Freistaates Bayern unmittelbarer Handlungsbedarf gegeben, d.h. der Freistaat Bayern stand vor den beiden Alternativen, die Wehranlage entweder selbst zu sanieren bzw. zu erneuern oder sich am Neubau des Wehres zu beteiligen.

Der Freistaat Bayern entschied sich zu einer Beteiligung an einer Erneuerung der Anlage, da damit der neue Betreiber der Anlage für den zukünftigen Unterhalt des Wehres verpflichtet werden konnte.

3.4 Ökologische Durchgängigkeit der Staustufe, Wahl der Turbine

Die bestehende Staustufe war ökologisch nicht durchgängig. Bei einer Erneuerung der vorhandenen Wehranlage durch den Freistaat Bayern ohne Wasserkraftnutzung wäre das Wehr wohl in eine größere ökologisch durchgängige Sohlrampe umgestaltet worden.

Ziel der Herstellung der ökologischen Durchgängigkeit war deshalb eine ökologisch gleichwertige Lösung mit „fischfreundlichen Turbinen“ für den Fischabstieg und einer optimalen Gestaltung des Fischaufstiegs über eine technische Fischaufstiegshilfe. Für den Bau einer Teilrampe oder eines Raugerinne-Beckenpasses im Uferbereich fehlte der notwendige Platz.

Besonderer Schwerpunkt bei der Auswahl einer „fischfreundlichen Turbine“ lag bei der Vermeidung hoher Fischmortalitäten im Turbinenbetrieb.

Nach Vergleich verschiedener Turbinentypen und der Vorlage der ersten Richtpreisangebote entschied sich die Planungsgesellschaft in Abstimmung mit dem Bayerischen Umweltministerium, eine Lösung mit Einsatz von neuentwickelten VLH-Turbinen (very-low-head) weiterzuverfolgen.

Bei dieser Turbine wird der Ausbauwasserstrom ohne wesentliche Beschleunigung des Triebwassers innerhalb der Maschinen über ein großes Laufrad mit extrem langsamer Drehzahl abgearbeitet. Damit können Schädigungen der passierenden Fische weitestgehend vermieden werden. Die VLH - Turbine wurde in Frankreich für den Einsatz in Mühlkanälen für Gefällestufen mit niedrigen Fallhöhen entwickelt. Möglich wurde diese neue Turbinenkonstruktion durch neu entwickelte drehzahleregelte Generatoren mit Permanentmagneten, die ohne Zwischenschaltung von Getrieben direkt mit den großen Laufrädern konstruktiv verbunden sind.

In geschiebe- und wildholzführenden voralpinen Flüssen wurde dieser Turbinentyp bisher nicht eingesetzt.



Abb. 2 Die VLH - Turbine in horizontaler Lage nach Einheben während der Montage

4 Grundsätzliche Vorgaben zu Planungsbeginn

- das Kraftwerk wird im Flussquerschnitt errichtet
- das Stauziel wird temporär angehoben
- das Durchflussvermögen der Wehranlage wird erhöht
- als Wehrverschlüsse kommen Schlauchwehre zur Anwendung
- die Wehranlage und das Kraftwerk werden ökologisch durchgängig
- als Turbinen kommen VLH Turbinen zum Einsatz

Offen waren bei Planungsbeginn noch folgende wesentlichen Punkte

- Wie hoch und wann kann das Stauziel angehoben werden?
- Wie wirkt sich die temporäre Stauzielhöhung im Oberwasser aus?
- Wie kann den Bedenken der An- und Oberlieger begegnet werden?
- Welche zusätzlichen Maßnahmen sind erforderlich?
- Welche Jahreserzeugung ist zu erwarten?

5 Die weitere Planung erfolgt dann in folgenden Schritten:

5.1 Festlegung der Abmessungen des Kraftwerks und der Wehranlage

Bei Einsatz von zwei VLH - Turbinen der größten Baugröße mit 5 m Laufraddurchmesser ist bei einer maximalen Fallhöhe von 2,35 m ein maximaler Durchsatz von 54 m³/s möglich. Dies entspricht der üblichen Auslegung für Flusskraftwerke auf rd. 100 Tage Volllast. Ziel war die Ausnutzung der technisch max. Fallhöhe von rd. 2,35 m.



Abb. 3 Lageplan Bauentwurf

Die Wehranlage wurde nach ersten 2D-Abflussberechnungen in zwei Abschnitte mit je einem wassergefüllten Schlauchwehr unterschiedlicher Höhe aufgeteilt.

Ein Schlauchwehr mit 15 m lichter Breite und 4 m Höhe dient als Kiesschleuse und grenzt direkt an das Kraftwerk.

Das zweite Schlauchwehr schließt unmittelbar an die Kiesschleuse an und reicht mit seinen 62,4 m Länge und einer Höhe von 2,4 m über das restliche Flussprofil bis zum linken Ufer

Damit ist im Hochwasserfall bei HQ1 – bei Komplettabsenkung der beiden Schlauchwehre – eine Absenkung des Oberwassers von rd. 60 – 90 cm möglich. Bei größeren HW-Abflüssen ist die Absenkung noch deutlicher.

5.2 Konzeptionelle Festlegung des Betriebsrahmenplans

Das Stauziel wird bei Niedrigwasser bis zu einem Abfluss von 40 m³/s in zwei Schritten an das bisherige Stauziel des bestehenden Wehres angepasst.

Anschließend erfolgt ein kontinuierlicher Anstieg des Oberwassers bis auf das max. Stauziel von 689,00 müNN mit einer max. Fallhöhe von 2,35 m.

Erst ab einem Abfluss von 145 m³/s (dieser Abfluss wird an rd. 10 Tagen im Jahr überschritten) erfolgt die Komplettabsenkung beider Schlauchwehre.

Bei Abflüssen über 145 m³/s findet dann auch die Kiesspülung statt.

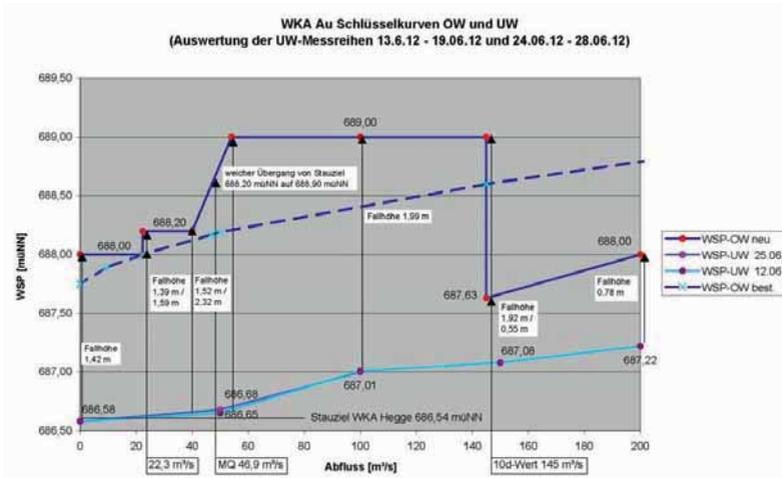


Abb. 4 Schlüsselkurve am Wehr als Q-H - Beziehung

5.4 Grundwasser Modell

Es gab naturgemäß große Bedenken der Landwirte bezüglich einer Vernässung der Vorlandflächen der Grundstücke entlang der Iller und der seitlich einmündenden Gewässer durch die temporäre Stauzielanhebung.

Zur Beurteilung der Auswirkungen wurde daher bereits bei Projektbeginn ein umfangreiches Netz von GW Pegeln installiert.

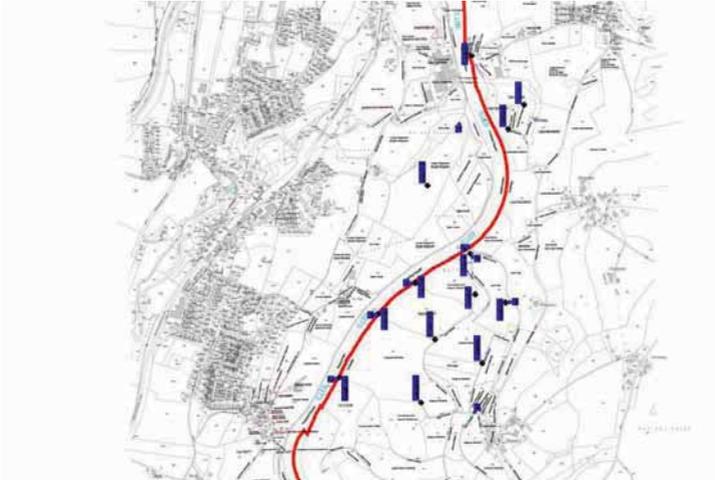


Abb. 6 Lage GW-Pegel im Vorlandbereich bei Sulzberg

Über die bereits während der Planungszeit laufenden Grundwasser-Beobachtungen konnte z.B. festgestellt werden, dass der Grundwasserstand im Vorland in weiten Bereichen wesentlich stärker durch Grundwasser-Zuflüsse vom Hinterland her beeinflusst wird als durch den Illerspiegel selbst. Die Prognose der Hydrogeologen bezüglich der negativen Einflüsse einer Stauzielanhebung war daher in wesentlichen Teilbereichen keineswegs ungünstig.

In den Abschnitten, in denen besonders über seitlich einmündende Bäche eine negative Beeinflussung des Grundwasserstandes im Vorland zu befürchten war, wurden Schöpfwerke geplant, die bei mittleren Abflüssen zukünftig sogar eine moderate Absenkung der Grundwasserstände sichern. Damit konnten die Bedenken der Landwirtschaft soweit berücksichtigt werden, dass keine Einsprüche seitens der Landwirtschaft zu erwarten waren.

5.5 Berücksichtigung der fachlichen Interessen der Fischerei

Die dynamische Stauzielregelung mit der temporären Stauzielanhebung wurde von der Fischerei nicht gerade mit großer Begeisterung aufgenommen.

Bedenken gab es vor allem bezüglich der Veränderung der Laichbedingungen für verschiedene Fischarten.

In Zusammenarbeit mit der Fischereifachberatung des Bezirkes Schwaben konnten jedoch Lösungen zur Berücksichtigung der Interessen der Fischerei gefunden werden.

Für den Schutz der Laiche unterschiedlicher Fischarten wurden im Frühjahr und im Herbst für zwei Laichperioden konstante Stauziele festgelegt.

Zusätzlich wurden mehrere Ausgleichsmaßnahmen in der Iller und an den seitlich einmündenden Gewässern eingeplant und gebaut. So wurden zum Beispiel die Laichbedingungen im Mündungsbereich des Waltenhofener Baches durch Einbau eines sehr flachen Raugerinne - Beckenpasses entscheidend verbessert.

Als Fischaufstiegshilfe wurde uferseitig der Wasserkraftanlage ein Vertical - Slot - Pass gebaut. Dieser ist über mehrere Ausstiegsöffnungen im Oberwasser bei allen variablen Stauzielen durchwanderbar.

Nachdem es sich bei den Fischrechten um Eigentumsrechte handelt, besteht im Genehmigungsverfahren die Schwierigkeit, dass zusätzlich zu den fachlichen Vorgaben der Fischereifachbehörde auch die speziellen privaten Interessen der Fischereiberechtigten gesondert zu berücksichtigen sind. Den unterschiedlichen Fischereiberechtigten an der Iller und den Seitengewässern musste dabei über schwierigste Verhandlungen anderweitig entgegenkommen werden.

Der Vermittlung durch den Fischereifachberater kommt dabei entscheidende Bedeutung zu. Hier haben wir in Schwaben durch Herrn Dr. Born einen äußerst kompetenten und pragmatischen Vertreter der fischereilichen Interessen.

Zusätzlich ergab sich nach Abstimmung der Stauzielregelung mit den Fachbehörden eine weitere Forderung nach einer Begrenzung der Absenkgeschwindigkeit von einem höheren zu einem niedrigeren Stauziel.

Der Standort ist Gegenstand eines Monitorings des Umweltministeriums. Darüber berichtet am Schluss meines Vortrags Frau Genius.

5.6 Berechnung der Jahresarbeit

Bei Wasserkraftanlagen wird die im langjährigen Mittel erzielbare Jahresarbeit üblicherweise anhand der Jahresdauerlinie eines sogenannten Regeljahres berechnet.

Bei üblichen Flusskraftwerken hängt dabei die Fallhöhe, d. h. die Differenz zwischen Oberwasserspiegel und Unterwasserspiegel, allein von der Höhe des Abflusses ab. Insofern lässt sich bei den meisten Anlagen die Jahresarbeit über einfache Programme relativ schnell berechnen.

Beim Illerkraftwerk Au dagegen bestehen neben dem Abfluss durch die saisonal konstant festgelegten Stauziele während der Laichzeiten und die zusätzlich geforderte Begrenzung der max. Absenkgeschwindigkeit des Stauziels weitere abflussunabhängige Abhängigkeiten, die die Berechnung der erzielbaren Jahresarbeit wesentlich schwieriger gestalten.

Für die ersten Überlegungen der Studie und der Vorplanung wurden vereinfacht die Jahresarbeiten für unterschiedliche konstante Stauziele ermittelt und dann über prozentualen Ansatz der Betriebszeiten der Stauziele eine gesamte Regeljahresarbeit ermittelt.

Für eine genauere Berechnung als Investitionsentscheid genügt diese Vereinfachung natürlich nicht. Eine genaue Berechnung ist nur über eine langjährige Ganglinie möglich.

Nachdem an der Iller die vorhandene Abflussreihe der Jahre 2000 bis 2013 eine Berechnung auf der sicheren Seite versprach, wurde anhand der aufgezeichneten Viertelstundenwerte des Pegels Kempten die Jahresarbeit für diese dreizehn Jahre detailliert ermittelt. D. h. der Betrieb der Anlage im Lauf dieser dreizehn Jahre wurde rechnerisch simuliert. Dies haben wir über eine Excel-Tabellenkalkulation mit Berücksichtigung aller erforderlichen Regeln und Abhängigkeiten nach entsprechender Programmierung durchgeführt.

Die Berechnung nach dem erstgenannten vereinfachten Verfahren ergab eine Jahresarbeit im Regeljahr von 3,57 GWh/a die genaue Nachberechnung der Jahre 2000 bis 2013 ergab eine mittlere Erzeugung von 3,90 GWh/a.

6 Modellversuche

Nachdem konstruktiv aufgrund des geringen Gefälles nur eine relativ niedrige Einlaufschwelle vor den Turbineneinläufen realisierbar war, gestaltete sich die Planung der Kiesspülung als schwierig. Zudem lagen seitens des Turbinenherstellers enge Vorgaben zur Gleichmäßigkeit der Einlaufströmung in den Turbinenzuläufen vor. Dies bewog uns als Planer bereits früh, die Durchführung von physikalischen Modellversuchen zu empfehlen.

Der Vorteil gegenüber einer rechnerischen Bearbeitung über ein 3D Modell lag vor allem darin, dass im physikalischen Modell relativ leicht und ohne großen Aufwand unterschiedliche Varianten zur Einlaufgestaltung für verschiedene Einbauten spielerisch versucht und überprüft werden konnten.

Die Modellversuche zu diesem Projekt werden in einem gesonderten Vortrag von Herrn Hartlieb vorgestellt.

7 Öffentlichkeitsarbeit

Der Öffentlichkeitsarbeit kommt bei der erfolgreichen Durchsetzung eines Projektes dieser Art entscheidende Bedeutung zu.

Gemeinsam mit den betroffenen Gemeinden wurde vor dem Genehmigungsverfahren das Projekt in mehreren Versammlungen den Grundeigentümern und den Fischereivereinen erläutert.

Besonders betroffenen Grundeigentümern wurde dann das Projekt noch gesondert erläutert, um deren Interessen nichtöffentlich verhandeln zu können.

Der Erörterungstermin und das weitere Genehmigungsverfahren verlief dann erstaunlich glatt. Auch sehr schwierige Partner konnten letztlich ohne gerichtliche Auseinandersetzungen befriedigt werden.

8 Baudurchführung

Die Bauzustände der Wasserhaltung wurden über eine gesonderte 2D Abflussberechnung detailliert untersucht. Vorgabe war, dass bei Hochwasser keine Verschlechterung für bebaute Ufergrundstücke im Oberwasser eintreten durfte.

Der Bau wurde in zwei Bauabschnitten ausgeführt:

Erster Abschnitt: Baugrube Krafthaus und Kiessschleuse

Die Bauarbeiten wurden im Winter 2014/2015 mit Einrichtung der Wasserhaltung für den Kraftwerksteil begonnen.

Die fast 10 m tiefe Baugrube des Kraftwerks wurde dabei mit einer rückverankerten Bohrpfahlwand komplett umschlossen. Vor diese Bohrpfahlwand wurde dann noch ein Reißdamm gesetzt, der ab HW-Abflüssen von rd. 350 m³/s den kompletten Querschnitt für den Hochwasserabfluss freigeben sollte. Über HQ1 wäre die Baugrube dann geflutet worden. Die verbliebene feste Wehrschwelle wurde um rd. 80 cm abgesenkt.

Im Schutz dieser Wasserhaltung wurden die Tröge für das Krafthaus und die Kiesschleuse komplett fertiggestellt.

Zweiter Abschnitt: Baugrube langes Schlauchwehr

Im zweiten Bauabschnitt erfolgte dann der Durchfluss der Iller über die bereits fertiggestellten Tröge des Krafthauses und die Kiesschleuse.

Die Baugrube für das Schlauchwehr wurde dabei ober- und unterwasserseitig über Reißdämme abgesperrt, die dann bei HW-Abflüssen über 240 m³/s den kompletten Flussquerschnitt freigeben sollten.

Wie es sich für eine ordentliche Wasserbaustelle gehört, ist der Versagensfall des Reißdammes im Bauabschnitt 2 tatsächlich einmal eingetreten. Dieser Fall war jedoch über die Bauwesensversicherung abgedeckt.



Abb. 7 Die Baugrube für die Tröge des Kraftwerkes



Abb. 8 Fertiggestellte Anlage bei abgesenktem Schlauchwehr, Ansicht vom UW



Abb. 9 Fertiggestellte Anlage bei abgesenktem Schlauchwehr, Ansicht vom Ufer rechts

Fischökologisches Monitoring an innovativen Wasserkraftanlagen

Die Wasserkraftanlage Au an der Iller wird außerdem im Rahmen des bayernweiten Forschungsvorhabens „Fischökologisches Monitoring an innovativen Wasserkraftanlagen“ untersucht. Der Lehrstuhl für Aquatische Systembiologie der TU München betrachtet hierbei im Auftrag des Bayerischen Staatsministeriums für Umwelt und Verbraucherschutz unterschiedliche innovative Ansätze zur Wasserkraftnutzung mit besonderem Fokus auf Fischschutz und Fischabstieg. Das Projekt wird vom Bayerischen Landesamt für Umwelt koordiniert (Ökoenergie-Institut Bayern) und fachlich begleitet (Referat Fisch- und Gewässerökologie). Bewertet werden zum einen direkte Schädigungen von Fischen durch die Passage der Wasserkraftanlage (Modul A) und zum anderen Veränderungen des Lebensraumes im Ober- und Unterwasser (Modul B).

Im Rahmen des Forschungsmoduls A „Anlagenbedingte Wirkungen“ werden abwandernde Fische nach der Turbinenpassage mittels spezieller Fangnetze, sogenannter „Hamen“, gefangen und auf Rechen- und Turbinenschäden hin untersucht.



Abb. 10 Einhub des Hamen am Standort Au/Iller [Melanie Müller/TU München]

Im Forschungsmodul B „Ökologische Auswirkungen“ erheben die Forscher das Fischartenspektrum, am Gewässergrund lebende Kleintiere, Wasserpflanzen, Aufwuchsalgen und verschiedene Umweltparameter. Sie erfassen diese Komponenten im Ober- und Unterwasser, sowie vor und nach dem Bau der Wasserkraftanlagen an vorab festgelegten Gewässerquerschnitten. Im Anschluss werden die Veränderungen bezüglich des Artenspektrums und der vorliegenden Lebensräume dokumentiert.



Abb. 11 Untersuchung Modul B am Standort Au/Iller [Melanie Müller/TU München]

Literatur

https://www.energieatlas.bayern.de/thema_wasser/umweltaspekte/monitoring.html

Anschrift der Verfasser

Dipl. Ing. Mathias Kappeler
Ingenieurbüro Dr.-Ing. Koch Bauplanung GmbH
Beethovenstraße 13, D-87435 Kempten
kappeler@ibkoch.de

Diana Genius
Bayerisches Landesamt für Umwelt
Ökoenergie-Institut Bayern
Bürgermeister-Ulrich-Str. 160
86179 Augsburg
Diana.Genius@lfu.bayern.de

Vergleich von Modell und Original für klassische Optimierungsaufgaben von wasserbaulichen Modellversuchen

Arnd Hartlieb

Zusammenfassung

Anhand von zwei aktuellen Projektbeispielen, der Wasserkraftanlage Au an der Iller südlich von Kempten und der erweiterten Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre Degerforsen am Fluss Ängermanälven in Schweden, werden wasserbauliche Modellversuche mit den realisierten Originalen verglichen. Für den Vergleich wurden drei klassische Optimierungsaufgaben für Modellversuche ausgewählt, die Kraftwerksanströmung und die Geschiebespülung am Beispiel Au sowie die Energieumwandlung am Beispiel Degerforsen. Insgesamt bestätigen die Beobachtungen an den Originalen die Ergebnisse aus den Modellversuchen in überzeugender Weise.

1 Ausgewählte Projektbeispiele

Für den Vergleich von Modell und Original werden zwei aktuelle Projekte herangezogen, die von 2014 bis 2015 errichtete Wasserkraftanlage Au an der Iller südlich von Kempten und die von 2012 bis 2014 erweiterte Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre Degerforsen am Fluss Ängermanälven in Schweden.

1.1 Wasserkraftanlage Au an der Iller

An der Wasserkraftanlage Au an der Iller südlich von Kempten, die von einer gemeinsamen Gesellschaft der Allgäuer Überlandwerk GmbH und der Bayerischen Landeskraftwerke GmbH betrieben wird, erfolgt die Wasserkraftnutzung am rechten Ufer des Flusses in einem Kraftwerksgebäude mit zwei VLH-Turbinen (VLH für very low head). Bei einer Leistung von 900 kW beträgt der Ausbauabfluss $54 \text{ m}^3/\text{s}$ und die maximale Fallhöhe 2,35 m. Das schon vorher bestehende Querbauwerk in der Iller wurde in ein über 60 m breites Schlauchwehr zur Hochwasserabfuhr und ein 15 m breites Schlauchwehr mit tiefer liegender Wehrschwelle als Kiesschleuse zur Geschiebespülung umgebaut.

Das wasserbauliche Modell im geometrischen Maßstab 1:20 wurde nach dem Modellgesetz von Froude betrieben, da wie so häufig bei wasserbaulichen Fragestellungen die Trägheits- und Schwerkkräfte die zu simulierenden Strömungsvorgänge dominierten. Es umfasste die gesamte Anlage und einen Illerabschnitt, der etwa 90 m oberhalb der Anlage begann und etwa 140 m unterhalb endete.

Abb. 1 zeigt die gesamte Anlage in Modell und Original vom Unterwasser.



Abb. 1 Wasserkraftanlage Au an der Iller in Modell und Original vom Unterwasser

1.2 Erweiterte Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre Degerforsen

Wie aktuell bei vielen Talsperren in Schweden bestanden auch an der von der E.ON Vattenkraft Sverige AB betriebenen Talsperre Degerforsen aufgrund der neu festgelegten Jährlichkeit und des neu berechneten Absolutwerts des Bemessungsabflusses Defizite bei der Abflussleistung der Hochwasserentlastungsanlage. Die vorhandene Abflussleistung unter Einhaltung des Stauziels betrug mit $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ nur etwa zwei Drittel des neuen Bemessungsabflusses von $2065 \text{ m}^3/\text{s}$. Zur Steigerung der Abflussleistung wurde die zwischen den vorhandenen drei Wehrfeldern der Hochwasserentlastungsanlage und dem Kraftwerksgebäude bestehende aufgeständerte Rinne für die Holztrift, die nicht mehr benötigt wird, zurückgebaut und durch ein zusätzliches Wehrfeld mit einem Drucksegment als Verschluss ersetzt.

Das Froudemodell im geometrischen Maßstab 1:40 enthielt neben der gesamten Hochwasserentlastungsanlage das Kraftwerksgebäude sowie den Stauraum auf einer Länge von etwa 250 m und einen etwa 280 m langen Unterwasserabschnitt.

Abb. 2 zeigt die Anlage im ursprünglichen Zustand des Originals und im Ausgangszustand des Modells mit dem bereits eingebauten vierten Wehrfeld vom Unterwasser.



Abb. 2 Talsperre Degerforsen im ursprünglichen Zustand des Originals und im Ausgangszustand des Modells mit dem bereits eingebauten vierten Wehrfeld vom Unterwasser

2 Vergleich von Modell und Original

2.1 Kraftwerksanströmung

Die ablösungs- und wirbelfreie Anströmung von Wasserkraftanlagen mit möglichst homogener Geschwindigkeitsverteilung in maßgebenden Querschnitten stellt eine klassische Optimierungsaufgabe für wasserbauliche Modellversuche dar. Für den Fall ausreichend großer Weberzahlen im Froudemodell können Maßstabeffekte durch die im Modell überrepräsentierte Oberflächenspannung des Wassers beispielsweise bei der Wirbelbildung weitgehend vermieden werden. Eine Übertragung der Versuchsergebnisse auf das Original ist dann ohne Einschränkungen möglich.

Als maßgebender Lastfall für die Kraftwerksanströmung wurde im Modellversuch für die Wasserkraftanlage Au an der Iller der Mittelwasserabfluss $MQ = 46,9 \text{ m}^3/\text{s}$ festgelegt, der gleichmäßig auf beide Turbinen aufgeteilt ist. Der Oberwasserstand in diesem Lastfall liegt bei 689,00 müNN und der Unterwasserstand bei 686,68 müNN. Im Ausgangszustand der Planung trat bei der Anströmung der am rechten Flussufer angeordneten Turbinen oberhalb der linken Turbine eine stark ausgeprägte Strömungsablösung am Kopf des Trennpfeilers zur Kiesschleuse auf. Dagegen wurde die rechte Turbine ohne Strömungsablösung am Mittelpfeiler zwischen beiden Turbinen und ohne erkennbare Turbulenzen angeströmt. Im anschließenden Optimierungsprozess wurden der Mittelpfeiler zwischen den beiden Turbinen bis zur Rechenebene am oberen Ende des Kraftwerkseinlaufs verlängert und dort weitere vier Einlaufpfeiler mit teilweise unterschiedlicher Ausrichtung angeordnet. Dadurch wird die Strömungsablösung am Trennpfeiler unterbunden und eine wesentlich homogenere Anströmung der linken Turbine erreicht. Abb. 3 zeigt die Anströmungssituation im maßgebenden Lastfall für den Ausgangszustand und den optimierten Zustand.



Abb. 3 Kraftwerksanströmung im maßgebenden Lastfall für den Ausgangszustand (links) und den optimierten Zustand (rechts)

Wie im Ausgangszustand treten auch im optimierten Zustand lokale Einlaufwirbel an den beiden Turbinen auf, die im Modell durch kalibrierte Drosselblenden simuliert wurden.

Zur quantitativen Beurteilung der Anströmung wurden im maßgebenden Lastfall die horizontalen Geschwindigkeiten in einer vertikalen Messebene im Zulauf zu den beiden Turbinen, aber noch oberhalb der lokalen Einlaufwirbel, in einem engen Raster mit einem Mikroflügel aufgenommen.

In Abb. 4 sind die entsprechenden, auf Originalgeschwindigkeiten umgerechneten Geschwindigkeitsverteilungen mit Blick in Fließrichtung für den Ausgangszustand und den optimierten Zustand dargestellt.

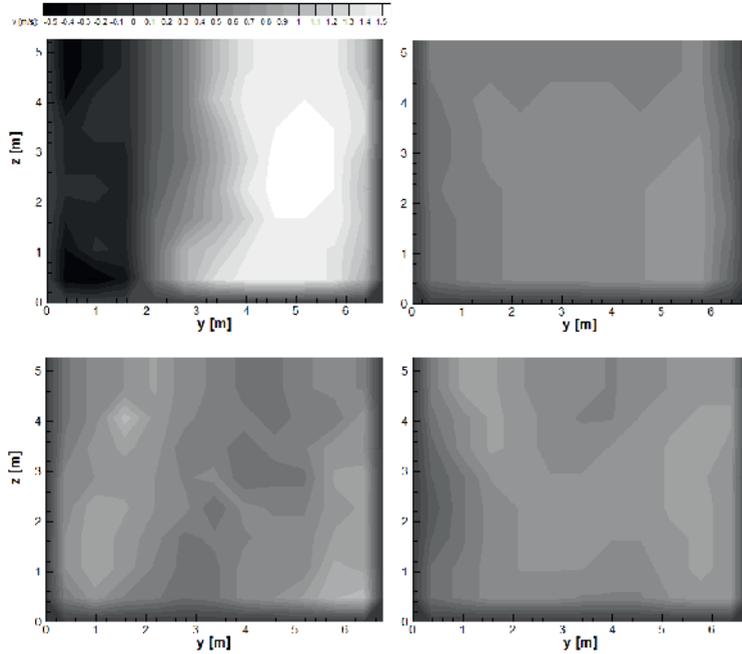


Abb. 4 Auf Originalgeschwindigkeiten umgerechnete Geschwindigkeitsverteilungen im maßgebenden Lastfall in einer vertikalen Messebene im Zulauf zu den beiden Turbinen für den Ausgangszustand (oben) und den optimierten Zustand (unten)

Die gemessenen Geschwindigkeitsverteilungen bestätigen in sehr deutlicher Weise die visuelle Beurteilung. Im Ausgangszustand zeigt die Geschwindigkeitsverteilung vor der linken Turbine eine mit der Strömungsablösung am Trennpfeilerkopf korrespondierende ausgeprägte und großräumige Geschwindigkeitsspitze in der rechten Hälfte des Messquerschnitts und eine Rückströmung am Trennpfeiler. Dagegen ist die Geschwindigkeitsverteilung vor der rechten Turbine ausgesprochen homogen und annähernd ideal. Im optimierten Zustand sind vor der linken Turbine die Inhomogenitäten in der Geschwindigkeitsverteilung stark reduziert und fast vollständig verschwunden. Die Geschwindigkeitsverteilung vor der rechten Turbine bleibt weitgehend unverändert und somit sehr homogen.

Im Original wurde der optimierte Zustand des Modellversuchs exakt umgesetzt. Die visuelle Beurteilung der Anströmung im maßgebenden Lastfall bestätigt den Modellversuch. Auch im Original kommt es zu keiner Strömungsablösung am Kopf des Trennpfeilers zur Kiesschleuse. Abb. 5 zeigt die generell homogene Anströmung der beiden Turbinen und die lokalen Einlaufwirbel an den beiden Turbinen, die so auch im Modell zu beobachten waren.



Abb. 5 Anströmung der beiden Turbinen im Original für den maßgebenden Lastfall (Blick entgegen der Fließrichtung, links: in Fließrichtung rechte Turbine)

2.2 Geschiebespülung

Unter bestimmten Voraussetzungen, die im ausgewählten Projektbeispiel erfüllt werden, sind physikalische Froudemodelle ohne Überhöhung und Verwendung von Ersatzmaterial mit geringerer Dichte zur Simulation von Geschiebetransportvorgängen in einer Strömung sehr gut geeignet. Die quantitative Übertragbarkeit auf das Original ist dann gegeben, wenn bei maßstäblicher Wiedergabe der Geschiebedurchmesser und gleicher Materialdichte ausreichend große Korn-Reynoldszahlen im Modell vorhanden sind. Dann ist die Zähigkeitskraft bei der Kornumströmung im Modell genauso wie im Original im Gegensatz zur Trägheits- und Schwerkraft vernachlässigbar. Im Vergleich dazu ist die numerische Simulation von dreidimensionalen Geschiebetransportvorgängen aufgrund des Charakters einer Zweiphasenströmung immer noch Gegenstand der Forschung.

Im ausgewählten Projektbeispiel der Wasserkraftanlage Au war neben der Kraftwerksanströmung auch die Optimierung der Geschiebespülung über die neben dem Kraftwerk angeordnete Kiesschleuse eine wesentliche Aufgabe des Modellversuchs. Die besondere Herausforderung bestand darin, trotz der geringen Fallhöhe eine zuverlässige und effiziente hydraulische Geschiebespülung des Bereichs oberhalb des Kraftwerkseinlaufs zu ermöglichen und damit den Eintrag von Geschiebe in das Kraftwerk zu verhindern. Wie die Kornverteilungskurven in Abb. 6 zeigen, wurde mit dem verwendeten Modellsand bei dem gewählten geometrischen Maßstab 1:20 das Spektrum des natürlichen Sohlmaterials der Iller zwischen Grund- und Deckschicht repräsentativ erfasst.

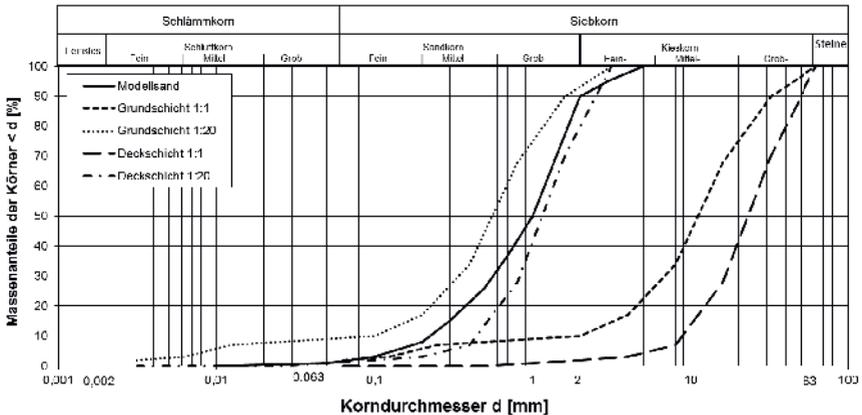


Abb. 6 Kornverteilungskurven des verwendeten Modellsands sowie der Grund- und Deckschicht des natürlichen Sohlmaterials der Iller im Original und im Maßstab 1:20

Zur Überprüfung der Spülwirkung der Kiesschleuse im Modell wurde bei allen untersuchten Varianten das identische Vorgehen gewählt. Im Bereich oberhalb des Kraftwerks und der Kiesschleuse wurde im Trockenem eine extreme Verlandung mit dem Modellsand über der festen Modellsohle eingebaut. Die horizontale Oberkante des Verlandungskörpers lag auf der gleichen Höhe wie die Sohle des Kraftwerkseinlaufs in der Rechenebene. Anschließend wurde das Modell bei geschlossenem Kraftwerk und Wehrfeldern sehr langsam mit Wasser befüllt, um modellbedingte Umlagerungen im Verlandungskörper zu vermeiden. Bei Erreichen der korrekten hydraulischen Randbedingungen (Abfluss $MQ = 46,9 \text{ m}^3/\text{s}$, zugehöriger Unterwasserstand 686,68 mÜNN) wurde der Modellverschluss der Kiesschleuse, eine vertikale Stauwand anstatt eines Schlauchwehrs, vollständig entnommen und damit der Stau gelegt. Der Spülversuch dauerte so lange an, bis der verbleibende Verlandungskörper einen unveränderlichen Endzustand erreicht hatte. Danach wurde das Modell langsam entwässert und der verbleibende Verlandungskörper als Indiz für die Spülwirkung dokumentiert.

Im Ausgangszustand der Planung waren keine konstruktiven Maßnahmen zur Verbesserung der Spülwirkung der Kiesschleuse enthalten. Trotzdem ist im Modell der Geschiebeaustrag im Nahbereich des Verschlusses unmittelbar nach Öffnung der Kiesschleuse erwartungsgemäß groß. Allerdings nimmt die Spülwirkung sowohl zeitlich als auch räumlich stark ab. Der Geschiebeaustrag kommt schon nach 45 min Spüldauer (Originalzeit) zum Erliegen und ein großer Teil der Verlandung oberhalb des Kraftwerks wird nicht mobilisiert. Die Spülwirkung der Kiesschleuse wurde im Ausgangszustand der Planung deshalb als nicht ausreichend erachtet. Am Ende eines längeren Optimierungsprozesses mit mehreren Varianten kristallisierte sich eine Leitwand als beste Lösung zur Verbesserung der Spülwirkung der Kiesschleuse heraus. Sie setzt am Pfeilerkopf zwischen Kiesschleuse und Schlauchwehr zur Hochwasserabfuhr an, ist 23,5 m lang und verläuft in einem Abstand von 10,7 m parallel zur Rechenebene des Kraftwerkseinlaufs. Die Oberkante der Leitwand ist horizontal und liegt 0,5 m unter dem minimalen Stauziel. Bei einer Spülung in diesem Zustand verbleibt nur eine sehr kleine Restverlandung. Die gravierende Verbesserung der Spülwirkung durch die Leitwand ist darauf zurückzuführen, dass ein Großteil des

Abflusses auf den Bereich zwischen Leitwand und Rechenebene des Kraftwerkseinlaufs konzentriert bleibt und die Fließgeschwindigkeit dort im Gegensatz zum Ausgangszustand auch mit größerem Abstand von der Kiesschleuse hoch gehalten werden kann. Außerdem sorgt der Wechselsprung, der unterhalb der überströmten Leitwand entsteht, durch die hohe Turbulenz für eine Materialmobilisierung. In zusätzlichen Versuchen konnte nachgewiesen werden, dass die Leitwand die Kraftwerksanströmung nicht verschlechtert und bei großen Hochwasserabflüssen den Oberwasserstand nicht erhöht. Abb. 7 zeigt für den Ausgangszustand der Planung und den optimierten Zustand mit Leitwand die Verlandungssituation vor und nach der Spülung.



Abb. 7 Verlandung oberhalb des Kraftwerks vor (links) und nach der Spülung (rechts) für den Ausgangszustand der Planung (oben) und den optimierten Zustand mit Leitwand (unten)

Die Leitwand wurde im Original entsprechend dem optimierten Zustand errichtet. Abb. 8 zeigt die Strömungssituation im Modell während der Spülung mit $MQ = 46,9 \text{ m}^3/\text{s}$ und im Original in einem Bauzustand mit etwas geringerem Abfluss, bei dem die geöffnete Kiesschleuse als Baustellenumleitung fungierte. Eine gute Übereinstimmung zwischen Modell und Original lässt sich bei der Überströmung der Leitwand mit dem unterhalb auftretenden Wechselsprung beobachten, der wesentlich für die Mobilisierung von verlandetem Geschiebe ist. Auch die anschließende Strömungssituation zwischen Leitwand und Rechenebene des Kraftwerkseinlaufs, die durch hohe Fließgeschwindigkeiten gekennzeichnet ist, stellt sich im Original ähnlich dar wie im Modell. Ins Auge fallen allerdings beim Original im Gegensatz zum Modell die Bereiche mit „Weißwasser“, die infolge der in Relation zur Trägheitskraft kleineren Oberflächenspannung durch stärkeren Lufteintrag entstehen. Dadurch wird die Strömungssituation aber nicht maßgeb-

lich verändert. Der größte Unterschied zwischen Modell und Original ist in der Strömung gegeben, die in Fließrichtung rechts am Leitwandkopf vorbeigeführt wird. Während hier im Modell kein Wechselsprung auftritt, ist dies im Original der Fall. Der Grund ist eine lokale Gefällestufe an dieser Stelle, die erst beim Bau erkannt und deshalb im Modell nicht berücksichtigt wurde. Falls diese Gefällestufe von dauerhaftem Bestand ist und durch rückschreitende Erosion keine Gefahr für die Pfeiler der oberhalb gelegenen Betriebsbrücke darstellt, sorgt sie durch die zusätzlichen Turbulenzen sogar noch für eine Verstärkung der Spülwirkung. Im Normalbetrieb des Kraftwerks ist die Gefällestufe eingestaut und ohne Auswirkung auf die Kraftwerksanströmung.



Abb. 8 Strömungssituation im Bereich der Leitwand bei geöffneter Kiesschleuse in Modell und Original

2.3 Energieumwandlung

Durch die sehr großen Reynolds- und Weberzahlen der abzubildenden Strömungszustände ist die Energieumwandlung an Wehr- und Hochwasserentlastungsanlagen prädestiniert für die Simulation in physikalischen Froudemodellen, in denen dann immer noch große Reynolds- und Weberzahlen die Vernachlässigung der Zähigkeitskräfte und der Oberflächenspannung erlauben. Für klassische Lösungen wie konventionell bemessene Tosbecken sind Modellversuche nicht zwingend erforderlich. Fast unabdingbar sind sie für spezielle Lösungen, bei denen etwa nicht die konzentrierte Energieumwandlung als vielmehr „nur“ die sichere Ableitung des Abflusses in Verbindung mit der Minimierung des Aufwands im Vordergrund steht. Um ein solches Beispiel handelte es sich bei der Erweiterung der Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre Degerforsen. Durch die geologischen Verhältnisse mit stabilem Fels im Unterwasserbereich der Talsperre war schon bei der bestehenden Anlage kein Tosbecken vorhanden, sondern ein stufenloser Übergang von den Wehrrücken auf die Felssohle. Für das zusätzliche vierte Wehrfeld wurde vom Planer ebenfalls kein Tosbecken vorgesehen. Stattdessen sollte einerseits eine für die gesamte Anlage, aber insbesondere eine für das benachbarte Kraftwerksgebäude und den Dammfuß der Talsperre gefahrlose Ableitung des Hochwasserabflusses erreicht werden. Andererseits sollte die mit massivem Felsausbruch verbundene Aufweitung unterhalb des vierten Wehrfelds so kurz wie möglich gestaltet werden. Am Ende der Optimierung im Modell stand eine Lösung mit einer 6,5 m hohen schrägen Leitwand am rechten Ufer, die kurz unterhalb des Wehrfelds beginnt, durch die starke Richtungsänderung mit etwa 42 m Länge relativ kurz ist und als entscheidendes Element eine geeignete Überdachung besitzt (siehe Abb. 9).



Abb. 9 Optimierte Lösung mit der schrägen, überdachten Leitwand im Unterwasser des zusätzlichen vierten Wehrfelds in Modell und Original

Die beiden maßgebenden Bemessungsfälle für die Optimierung der erweiterten Hochwasserentlastungsanlage waren die Vollbeaufschlagung aller vier Wehrfelder mit dem neuen Bemessungsabfluss von $2065 \text{ m}^3/\text{s}$ (LF1) und die Vollbeaufschlagung nur des zusätzlichen Wehrfelds mit $750 \text{ m}^3/\text{s}$ bei geschlossenen anderen Wehrfeldern (LF2). Abb. 10 zeigt das Modell in beiden Lastfällen.



Abb. 10 Optimierte Lösung im Modell für LF1 (links) und LF2 (rechts)

In beiden Lastfällen wird der Abflussstrahl durch die Richtungsänderung der Leitwand nach oben gedrängt und prallt dort auf die geneigte Überdachung, die er nicht überspringen kann, sondern von dort als Wurfstrahl im 90° -Winkel zur Ausgangsfließrichtung nach links geworfen wird. Der Strahl „landet“ in der Mitte des bisherigen Unterwasserbereichs auf stabilem Fels und stellt dort keine Gefahr mehr dar. Im Wurfstrahl findet als positiver Nebeneffekt auch noch ein beträchtlicher Energieabbau statt.

Nach der Realisierung dieser Lösung im Original wurde das zusätzliche Wehrfeld am 15.09.2015 beim Auftreten eines Hochwasserabflusses einem ersten großen Belastungstest entsprechend LF2 unterzogen. Die mit einem Drohnenvideo dokumentierte Strömungssituation entsprach sehr genau den Beobachtungen im Modellversuch und bestätigte diesen eindrucksvoll (siehe Abb. 11). Wie in Kap. 2.2 zeigt sich auch hier ein höherer Lufteintrag in die Strömung beim Original im Vergleich zum Modell. Auch die Bildung von Sprühnebel ist im Original stärker ausgeprägt, wobei dieser auch im Original nicht die Leitwand überwindet.

Der Betreiber der Anlage kommentierte die Beobachtungen mit der Aussage, dass man ohne den Modellversuch nicht diese hydraulisch voll funktionsfähige und kostengünstige Lösung gewagt hätte.



Abb. 11 Optimierte Lösung im Original (LF2)

Literatur

Hartlieb, A.; Sperer, A.; Rutschmann, P. (2014). Wasserkraftanlage Au an der Iller, Versuchsbericht Nr. 422, Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, unveröffentlicht.

Hartlieb, A.; Neisch, V.; Sperer, A.; Rutschmann, P. (2010). Spillway Degerforsen Dam, Versuchsbericht Nr. 409, Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, unveröffentlicht.

Anschrift des Verfassers

PD Dr.-Ing. habil. Arnd Hartlieb
Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
Oberrach 59 1/3, D-82432 Walchenseel
arnd.hartlieb@tum.de

Jung trifft Alt: Lehre an der Versuchsanstalt

Richard Huber und Stefan Schäfer

Zusammenfassung

Die Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter der Versuchsanstalt Oberrach (VAO), wirken am Lehrbetrieb insbesondere im Rahmen von studentischen Arbeiten, Laborübungen und Praktika mit. Der Schwerpunkt der Lehrveranstaltungen liegt dabei auf dem sog. „Praktikum an der Versuchsanstalt Oberrach“ sowie der neu entwickelten „Laborübung Wasserbauhydraulik“. In Verbindung mit der letztgenannten Veranstaltung wurde ein neues „Lehrelabor“ zur ausschließlichen und dauerhaft möglichen Nutzung für die Lehre aufgebaut. Wesentlicher Bestandteil des Lehrelabors sind vier Versuchsstände mit modularen Einbauten.

1 Einführung

Die Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München (TUM), kurz Versuchsanstalt Oberrach (VAO), liegt südlich des Walchensees in ca. 90 km Entfernung zum Stammgelände der TUM, wo sich auch der Hauptsitz des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft befindet und dort den regulären Vorlesungsbetrieb abwickelt. Diese räumliche Distanz beeinflusst die Art und Weise, wie die Versuchsanstalt Oberrach am Lehrbetrieb mitwirkt. In der Regel wird versucht, durch längere Präsenzphasen der Studierenden in Oberrach die Reisezeiten zu minimieren. Dies geschieht insbesondere im Rahmen von studentischen Arbeiten (Bachelorarbeiten, Masterarbeiten, Projektarbeiten, ...) oder bei Laborübungen und Praktika u.ä. Dabei ist eine kostenlose Unterbringung von bis zu 19 Studierenden und auch Gastwissenschaftlern im Gästehaus der Versuchsanstalt möglich (siehe Abb. 1). Darüber hinaus beteiligen sich die Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter der Versuchsanstalt auch an Lehrveranstaltungen, die am Stammgelände stattfinden.

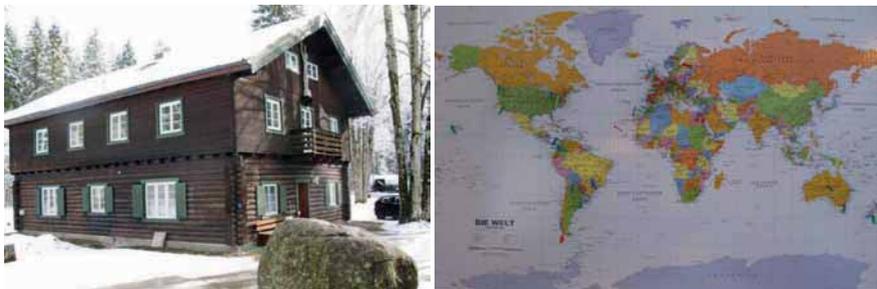


Abb. 1 Gästehaus der Versuchsanstalt („Blockhaus“) und Herkunftsländer der Gäste der letzten Jahre

Dieser Beitrag gibt im ersten Teil einen kurzen Überblick über die Lehraktivitäten der Versuchsanstalt Oberrach. Im zweiten Teil erfolgt eine Beschreibung des 2016 fertig gestellten „Lehrelabors“.

2 Lehraufgaben mit Mitwirkung der Versuchsanstalt

2.1 Übersicht über die Lehrveranstaltungen

Nachfolgende Tab. 1 zeigt alle Lehrveranstaltungen der Versuchsanstalt Oberrach:

Tab. 1 Lehrveranstaltungen an der VAO bzw. unter Mitwirkung der VAO
(B: Bachelorstudium, M: Masterstudium)

Studium	Lehrveranstaltung
B	Grundmodul Wasserbau und Wasserwirtschaft (div. Übungen, Exkursion Oberrach)
B	Ergänzungsmodul Wasserbau und Wasserwirtschaft (Oberrach-Workshop, div. Vorlesungen)
B	Konstruieren im Wasserbau (Vorlesung + Konstruktionsübung)
M	Wasserbauhydraulik (div. Vorlesungen + Vorlesungsübungen)
M	Laborpraktikum Wasserbauhydraulik (siehe Ziffer 3)
M	Praktikum an der Versuchsanstalt Oberrach (siehe Ziffer 2.3)

2.2 Oberrach-Workshop im Ergänzungsmodul Wasserbau und Wasserwirtschaft

Im Zuge des Ergänzungsmoduls Wasserbau und Wasserwirtschaft findet der eintägige Oberrach-Workshop statt. In kleinen Gruppen bearbeiten die insgesamt ca. 50 Teilnehmer in einem Versuchszirkel kleine, abgeschlossene Aufgaben zu Themen wie Schwemmholz, Schwall und Sunk, Kolk etc. (siehe Abb. 2 links).



Abb. 2 Studierende beim Oberrach-Workshop (Schwallmessung) und beim Praktikum an der VAO (Modellversuch Degerforsen)

2.3 Praktikum an der Versuchsanstalt Oberrach

Das Praktikum an der Versuchsanstalt Oberrach findet halbjährlich eine Woche lang in Gruppen von je 15 Studierenden statt. Nach einem Tag zu den Grundlagen des wasserbaulichen Versuchswesens sowie der Vorstellung aktueller Modellversuche folgen vier Praxistage, an denen an verschiedenen Modellen Versuche durchzuführen sind (Messen, Dokumentieren, Aus- und Bewerten sowie Präsentieren und Diskutieren der Ergebnisse, siehe Abb. 2 rechts). Der Schwerpunkt liegt hier auf dem Projektcharakter der wechselnden Modellversuche, bei denen das Projektgeschehen sowie die Arbeit als Versuchsingenieur im Mittelpunkt stehen.

2.4 Studentische Arbeiten

Ein Schwerpunkt der Lehre an der VAO sind die studentischen Arbeiten. Im Rahmen von Bachelor- und Masterarbeiten sowie Projektarbeiten besteht die Möglichkeit, in der Auftrags- oder Grundlagenforschung praxisbezogen mitzuwirken. Dies erfordert i.d.R. die Anwesenheit der Studierenden über einen längeren Zeitraum. Dass diese Möglichkeit gerne wahrgenommen wird, zeigt die folgende Übersicht über die Anzahl studentischer Arbeiten in den vergangenen sechs Studienjahren. Im Schnitt werden etwa 15 Arbeiten pro Jahr betreut: Tendenz steigend.

Tab. 2 Studentische Arbeiten an der VAO in den letzten fünf Jahren

Studienjahr	2011	2012	2013	2014	2015	2016	Ø
Bachelorarbeiten	6	2	8	3	11	8	6,3
Study Projects	3	1	1	2	3	-	1,7
Masterarbeiten	2	4	4	8	4	1	3,8
							15

2.5 Sonstiges

In diversen sonstigen Veranstaltungen bietet die VAO Schülern und Studenten anderer Universitäten die Möglichkeit, erste Erfahrungen mit Hydraulik und Wasserbau zu sammeln. Exemplarisch sind einige davon in nachfolgender Tabelle genannt:

Tab. 3 Auswahl sonstiger Veranstaltungen an der VAO im Jahr 2015

	Teilnehmer	Dauer [d]	Veranstalter
Herbstuniversität	ca. 10	3	Studenten-Service-Zentrum TUM Studentenberatung u. Schulprogramme
Mädchen machen Technik	5-10	1	Studenten-Service-Zentrum TUM Agentur „Mädchen in Wissenschaft und Technik“
Summer School	ca. 30 Stud. ca. 10 ext. Doz.	7	DAAD / NEXUS-Projekt „The Nexus of Food, Water and Energy“

3 Das neue Lehrelabor an der Versuchsanstalt Oberrach

3.1 Motivation und vorgesehene Nutzung

In der Vorlesung „Wasserbauhydraulik“ im Masterstudiengang „Bauingenieurwesen“ (auch für Studierende des Umweltingenieurwesens) werden wasserbaulich relevante, zumeist komplexe Strömungszustände behandelt. Sie ist eine der wichtigsten Veranstaltungen in der Vertiefung Wasserbau. Derzeit werden die Inhalte im Vorlesungsstil vermittelt und durch Vorlesungsübungen ergänzt.

Durch eine Veranschaulichung dieser hydraulischen Vorgänge im physikalischen Modell kann den Studenten ein besseres Verständnis ermöglicht und zeitgleich der praktische Umgang mit Messinstrumenten und sowie die Auswertung von Messdaten nahegelegt werden. Hierzu gab es bisher keine Infrastruktur in Oberrach, da geeignete Modelle langfristig und jederzeit für die Lehre verfügbar sein müssen. Es wurde daher Oberrach das neue „Lehrelabor“ und die neue Lehrveranstaltung „Laborübung Wasserbauhydraulik“ geschaffen.

Die vorgesehene Infrastruktur dient ausschließlich der Lehre und kann z.B. auch beim „Praxistag“ im Ergänzungsmodul „Wasserbau und Wasserwirtschaft“ von den Studenten genutzt werden. Bisher musste diese Veranstaltung in den laufenden Versuchsbetrieb der Versuchsanstalt integriert werden, was immer wieder zu organisatorischen Engpässen führte. Darüber hinaus besteht dann losgelöst vom Versuchsbetrieb die dauerhafte Möglichkeit, die neuen Versuchsstände auch für vertiefende studentische Arbeiten zu nutzen. Insgesamt ist daher eine zeitlich starke Auslastung der neuen Infrastruktur zu erwarten.

3.2 Bau und Finanzierung

Als Standort für das neue Lehrelabor bot sich das in dieser Form und Größe nicht mehr benötigte, ehemalige Zeichenbüro (ca. 75 m²) im westseitigen Anbau der Versuchshalle 1 an. Mit dem Rückbau der bestehenden Einrichtung und Technik wurde im Oktober 2015 begonnen. Ab November 2015 starteten die Betonarbeiten, Anfang 2016 die Fertigung der Versuchsrinnen und Einbauten. Vorgesehen ist die weitgehenden Fertigstellung und Inbetriebnahme der Versuchseinrichtungen Ende April 2016, rechtzeitig vor der erstmaligen Durchführung des Laborpraktikums Wasserbauhydraulik im Sommersemester 2016 (siehe Ziffer 3.1).

Von den anfallenden Materialkosten konnten ca. 24.000 € über Studienzuschüsse finanziert werden. Der Restbetrag wurde vom Lehrstuhl und der Versuchsanstalt aus Drittmitteln finanziert. Ebenfalls in Eigenleistung erbracht wurden die Planung und der Bau des Labors. Im Zuge der Planung konnten auch zwei Bachelorarbeiten bearbeitet werden.

3.3 Infrastruktur und Versuchsstände

Wesentliche Bestandteile des Labors sind (siehe Abb. 3 bis 6):

Wasserversorgung:

- Pumpenschacht (L x B x H = 3,8 x 1,0 x 2,2 m) mit Tauchpumpe (P = 18 kW, Q bis zu ca. 240 l/s)
- Hochbehälter zur zentralen Wasserversorgung (V = 16,5 m³, ΔH = 2,5 m)
- Unterirdische Zuleitungen DN 150

- Armaturenschacht zur Durchflussmessung und -regulierung
- Unterirdisches Ableitungssystem zum Pumpensumpf
- Blindanschluss und –leitung DN 200 für mögliche weitere Versuchseinrichtungen

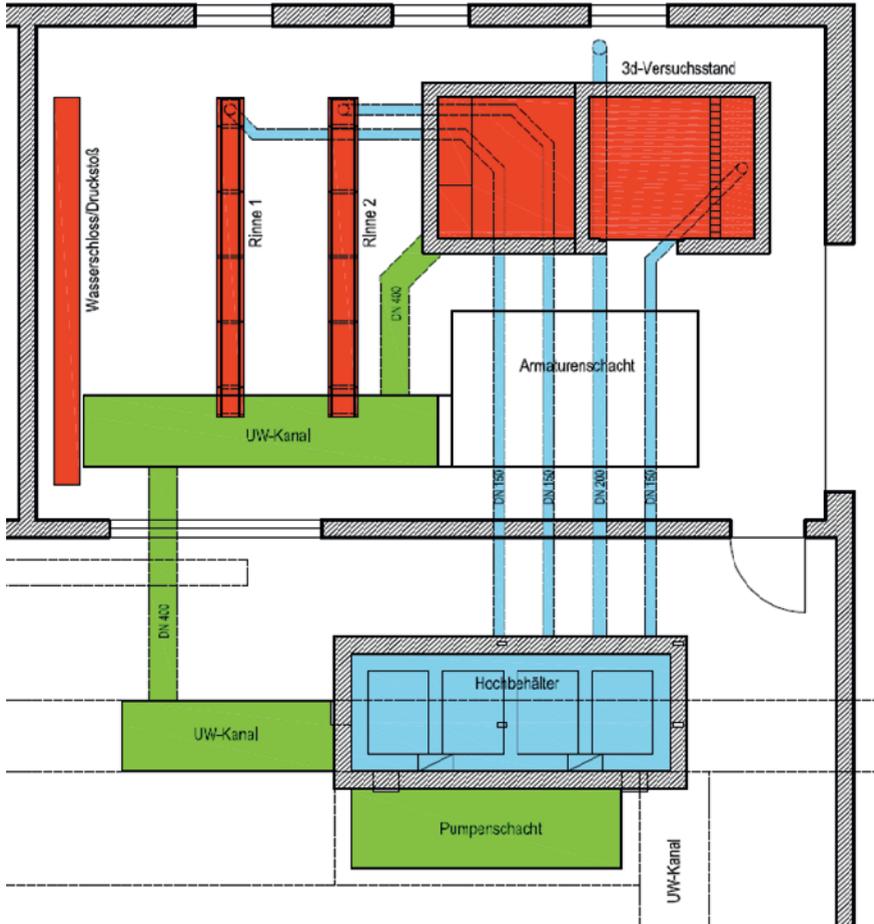


Abb. 3 Grundriss des Lehlabors mit Hochbehälter und Versuchseinrichtungen

Versuchsstände:

- 3d-Versuchsstand (L x B x H = 4,9 x 2,4 x 1,4 m) mit drei verschiedenen Typen von Hochwasserentlastungsanlagen (Tiefauslass, Einlauftrichter und Hangkanal)
- 1 Versuchsrinne (B = 0,30 m, H = 0,5 m, L = 4,5 m, Q ca. 40 l/s) mit modularen Versuchseinbauten zu den Themen Tosbecken sowie Grundablasshydraulik und -steuerung

- 1 Versuchsrinne (B = 0,25 m, H = 0,4 m, L = 4,5 m, Q ca. 40 l/s) mit modularen Versuchseinbauten zum Thema Wehrüberfallströmung
- Versuchstand zu den Themen Druckstoß und Wasserschloss (geschlossenes System)
- Nutzung des bestehenden Kavitationstunnels K12

Technische Ausstattung:

- Laborarbeitsplätze für 4 Gruppen mit je 3 Personen
- Zentrale Datenerfassung je Versuchstand und Realtime-Anzeige
- Sukzessive Digitalisierung aller Messgrößen
- Implementierung von Abfluss- und Pegelsteuerung

3.4 Lehrinhalte

Feste Wehre (WES-Profil, Kreisprofil)

→ Pfeilereinfluss, Leistungsmessung, Abflussbeiwert, Druckverlauf, Einschnürung

Klappen- und Klaviertastenwehr

→ Leistungsmessung, Abflussbeiwert, Belüftung

Tosbecken

→ Energieumwandlung, Geschwindigkeitsprofil, Wellenbildung, räumliche Wirkung, Kolkschutz

Grundablass

→ Betrieb, Ausflussbeiwert, Belüftung, Schussstrahl, Gefahrenpotenzial

Streichwehr, Hangkanal und Schussrinne

→ Leistungsmessung, Spiralströmung, stehende Wellen

Tiefauslass

→ Leistungsmessung, Ausflussbeiwert, Wirbelbildung, Rückstaeinfluss

Schachtüberfall

→ Anströmung, Leistungsmessung, Belüftung, Wirbelbildung, Strömungszustände

Wasserschloss

→ Druckstoß, Kammergeometrie, Dämpfung

Kavitation

→ Kavitationszahl, beginnende und fortgeschrittene Kavitation, Funktionsweise von Geschwindigkeits- und Druckmessung



Abb. 4 Versuchsrinne ($B = 0,25$ m) im Bauzustand

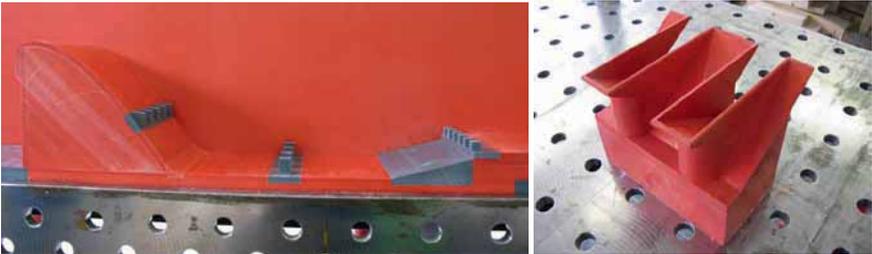


Abb. 5 Modulare Einbauten zu den Themen Tosbecken (links) und Klaviertastenwehr (rechts)



Abb. 6 Kavitationstunnel K12

Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Richard Huber
Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
Oberrach 59 1/3, D-82432 Walchensee
richard.huber@tum.de

Stefan Schäfer, M.Sc.
Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
Oberrach 59 1/3, D-82432 Walchensee
stefan.schaefer@tum.de

Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen

Markus Aufleger und Barbara Brinkmeier

Zusammenfassung

Die vermehrten Anstrengungen zur Nutzung regenerativer Energien sowie die ökologisch begründeten Restriktionen bzw. Rücksichtnahmen beim Wasserkraftausbau haben dazu geführt, dass die schon bestehenden Kraftwerkskonzepte um eine Reihe von Ansätzen für niedrige Fallhöhen ergänzt wurden. Während man etwa bis Ende der 1990er Jahre Fallhöhen unter 5 m als grundsätzlich unattraktiv zur Wasserkraftnutzung angesehen hatte, hat sich im Bereich der „Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen“ (mit typischen Fallhöhen zwischen 2 und 5 Metern) seither viel getan.

Mit Hilfe neuer Entwicklungen und Konzepte wird versucht, typische ungünstige Einwirkungen auf die Fließgewässerökologie zu begrenzen bzw. nach Möglichkeit zu vermeiden. Zur Beschreibung dieser Anlagen hat sich der Begriff der „ökologischen Wasserkraftanlagen“ bereits etabliert (Aufleger et al., 2015). Es ist nun wichtig, die tatsächlichen Einflüsse des Projekts den Erwartungshaltungen gegenüber zu stellen.

Der Beitrag beschreibt Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen, welche hinsichtlich ihrer maßgebenden energiewirtschaftlichen Merkmale (u.a. Ausbauabfluss, Turbinengrößen etc.) so ausgelegt sind, dass sie sich für den Einsatz in mittleren und größeren Flüssen eignen. Verschiedene Konzepte werden gegenübergestellt und hinsichtlich wichtiger Kriterien miteinander verglichen (z.B. Fischschutzkonzept, Sedimentmanagement).

1 Einführung

Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen sind insbesondere für den Einsatz an anthropogen stark veränderten aber dennoch gewässerökologisch wertvollen Flussstrecken vorgesehen. Derzeit befinden sich unter anderem in Bayern verschiedene Konzepte mit einem besonderen ökologischen Anspruch in Planung, Bau und Betrieb (Overhoff et al., 2015). Im Sprachgebrauch hat sich für diese Anlagenkonzepte die sehr weitgehende Bezeichnung „Ökologische Wasserkraft“ etabliert.

Mehrere dieser Kraftwerkskonzepte für niedrige Fallhöhen werden durch die verwendeten Turbinentypen (z.B. Wasserkraftschnecke, VLH-Turbine, bewegliches Kraftwerk (vgl. Overhoff et al., 2015)) charakterisiert. Bei diesen Anlagen wird die grundsätzliche Anordnung des Kraftwerkes maßgeblich durch die maschinelle Ausrüstung bestimmt. Andere Lösungen (z.B. Schachtkraftwerk, Fließgewässerkraftwerk) sind grundsätzlich mit unterschiedlichen Turbinentypen ausrüstbar. Diese Konzepte definieren sich über die räumliche und funktionelle Zuordnung der grundsätzlichen Anlagenteile und die Betriebsweise. Im Hinblick auf die Bewertung der ökologischen Verträglichkeit kommt bei allen Kraftwerkskonzepten den jeweiligen Fischschutzstrategien große Bedeutung zu.

Der vorliegende Beitrag beschränkt sich auf Wasserkraftanlagen, welche hinsichtlich ihrer maßgebenden energiewirtschaftlichen Merkmale (u.a. Ausbauabfluss, Turbinengrößen etc.) so ausgelegt sind, dass sie sich für den Einsatz in mittleren und größeren Flüssen eignen. Das typische Anwendungsfeld dieser Anlagen sind inner- und voralpine Kiesflüsse. Lösungen, welche sich auf vergleichsweise geringe Abflüsse beschränken (z.B. Wasserkraftschnecken),

werden in die vorliegende vergleichende Betrachtung nicht einbezogen. Aufgrund der niedrigen Fallhöhen konzentriert sich nachfolgende Zusammenstellung zudem auf Flusskraftwerke (d.h. keine eigene Berücksichtigung der Situation an Ausleitungskraftwerken).

2 Anforderungen

An Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen, welche als Flusskraftwerke angeordnet sind, werden ähnlich wie bei größeren Anlagen, zunächst folgende Anforderungen gestellt.

Gesamtanlage (Kraftwerk und Querbauwerk bzw. Wehr einschließlich aller Nebenanlagen):

- Sichere Abfuhr des Bemessungshochwasserabflusses
- Funktionsfähiger Fischaufstieg
- Verhinderung von Ablagerungen im Unterwasser des Querbauwerks
- Verhinderung von Verklausungen
- Geschiebeabweisung (d.h. möglichst geringer Eintrag in den Bereich des Kraftwerkeinlaufes)

Nahbereich des Kraftwerkes:

- Möglichst gleichmäßige und verlustarme Anströmung der Turbinen
- Begrenzung der hydraulischen Verluste am Rechen
- Begrenzung des betrieblichen Aufwandes bei der Rechenreinigung
- Schutz der Turbine vor Beschädigungen
- Verhinderung / Reduzierung des Eintrages von Feststoffen in die Turbinen
- Gegebenenfalls Spülbarkeit des Nahbereichs der Turbineneinläufe
- Fischschutz und Fischabstieg
- Zugänglichkeit und Wartungsfreundlichkeit der Turbinen
- Reduzierung des baulichen Aufwandes bzw. der Baukosten

Im Oberwasser von Kraftwerken mit niedrigen Fallhöhen ergeben sich vergleichsweise niedrige Fließtiefen und entsprechend höhere Fließgeschwindigkeiten. Erhöhte Beachtung ist hierdurch insbesondere der Kraftwerksanströmung, der Geschiebeabweisung, dem Schutz der Turbine vor Steinschlägen bzw. vor anderen mechanischen Beschädigungen sowie dem Fischschutz zu schenken. Weitere Anforderungen ergeben sich aus dem häufig ökologisch sehr sensiblen Umfeld dieser Anlagen, welches in den jeweiligen Bedingungen des Standorts begründet ist. Hieraus resultiert oft der Wunsch nach einer Überströmbarkeit des Kraftwerks aus Gründen des Landschaftsbildes.

In Tabelle 1 soll versucht werden wichtige Erwartungshaltungen an „ökologische“ Wasserkraftanlagen aus der Sicht von Wasserbau- und Flussbauingenieuren zu formulieren. Diese Anforderungen stellen die planenden Ingenieure vor große Herausforderungen. Die inhaltliche Breite dieser teilweise mit der traditionellen Wasserkraftnutzung konkurrierenden Ansprüche (z.B. niedrige Fallhöhe = deutliche Begrenzung der Energieproduktion an einem Standort) bedingt, dass befriedigende technische Lösungen nur auf dem Niveau der Gesamtanlage gefunden werden können. Alle Anlagenteile und ihre gegenseitige Zuordnung im Sinne des Gesamtlayouts müssen im Sinne des Ziels „ökologische“ Wasserkraft ausgelegt und aufeinander abgestimmt werden. Ein einzelnes Anlagenelement alleine (z.B. ein innovatives Fischschutzsystem oder eine fischfreundliche Turbine) können keinesfalls ausreichen, um die Gesamtanlage hinsichtlich ihrer ökologischen Auswirkung zu charakterisieren.

Tab. 1 Wichtige Erwartungshaltungen an „ökologische“ Wasserkraftanlagen (Aufleger, 2015)

Ziel / Erwartungshaltung	Mögliche Maßnahme	Anmerkung
Erhalt des Fließgewässercharakters	Niedrige Fallhöhe	Je nach Fallhöhe und Steuerung Verhinderung bzw. Begrenzung des „Stau-Charakters“ möglich.
Erhalt der Dynamik der Wasserspiegellagen	Dynamische OW-Steuerung	Abflussabhängige Steuerung von Turbinen und Verschlüssen
Rücksichtnahme auf Strukturvielfalt und Habitate	Verzicht auf die Planung von Wasserkraftanlagen in flussmorphologisch und fließgewässerökologisch besonders wertvollen Gewässerstrecken, Anpassung des flussbaulichen Konzeptes (z.B. „Weiche Ufer“, OW-Steuerung bei geschiebeführenden Abflüssen)	In verbauten Flussstrecken (Längsverbau, Querbauwerke u.a.) erhebliches Potential zur Verbesserung der Strukturvielfalt und der Habitate im Zuge von Wasserkraftprojekten!
Sicherstellung der Durchgängigkeit für Feststoffe (Schwebstoffe, Geschiebe, Schwimmstoffe)	Sinnvolle Zuordnung der Anlagenteile, Gesamtlayout	Infolge niedriger Fallhöhen i.a. keine nachhaltige Rückhaltewirkung auf Schwebstoffe <u>und</u> Geschiebe
Wirksamer Fischeufstieg	Fischeufstiegsanlage nach den Regeln der Technik	Umfassende Regelwerke bzw. Empfehlungen verfügbar
Wirksamer Fischschutz und Fischabstieg	Fischschutz- und -ableitungskonzept	Bedarf an weiteren Entwicklungen und Funktionskontrollen, da noch kein Stand der Technik vorhanden
Berücksichtigung des Landschaftsbildes und der optischen Wirkung der Anlage	Überströmbarkeit des Krafthauses, Architektonische Gestaltung.	Möglicher Einfluss der Überströmbarkeit u.a. auf Betrieb, Fischabstieg und Geschiebetransport

3 Merkmale „ökologischer“ Wasserkraftanlagen

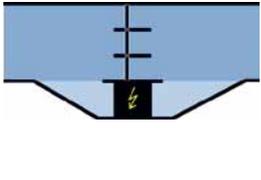
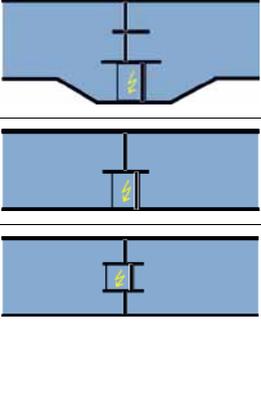
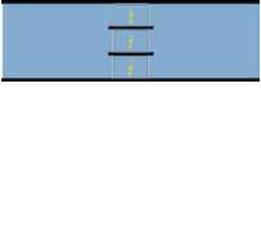
Für eine zielführende und umfassende Bewertung der ökologischen Verträglichkeit von Wasserkraftanlagen ist es wichtig, verschiedene Merkmale der Wasserkraftanlagen in allgemeiner Form zu extrahieren und hinsichtlich ihrer Bedeutung bezüglich der ökologischen Verträglichkeit zu bewerten. Dieses Vorgehen zwingt naturgemäß zu Vereinfachungen. Diesem Vergleich liegen zunächst die aus einer Reihe von Veröffentlichungen bekannten Konzepte des Fließgewässerkraftwerks, des Schachtkraftwerks und des beweglichen Kraftwerks zu Grunde (siehe u.a. Overhoff et al, 2015). Die folgende allgemeine Darstellung verzichtet jedoch im Rahmen der vergleichenden Bewertung der Merkmale bewusst auf die konkrete Zuordnung einzelner Eigenschaften zu diesen Konzepten bzw. Schlagworten. Hierdurch soll insbesondere den vielen konkreten oder auch noch vorläufigen 'freien' Planungen zu gewässerökologisch verträglichen Anlagen Rechnung getragen werden.

Merkmal A: Anordnung im Grundriss und Überströmbarkeit

Die grundsätzliche Anordnung der Turbinen (Tabelle 2) hat eine wesentliche Auswirkung auf die optische und auch subjektive Wahrnehmung der Kraftwerksanlage. Dabei wird die Nicht-Sichtbarkeit der Kraftwerksanlage bei einer dauerhaften Überströmung als positiv wahrgenommen. Die Überströmbarkeit bietet jedoch neben dem rein visuellen Effekt auch die Möglichkeit, einen bedeutenden Teil des Hochwasserabflusses über die Turbinen abzuführen. Hierdurch bietet sich unter Umständen die Möglichkeit, die typische Verbreiterung des

Flusslaufes im Bereich der Kraftwerksanlage zur Platzierung des Krafthauses zu vermeiden bzw. zu begrenzen. Dieser Effekt ist jedoch von der tatsächlichen Flussbreite und dem jeweiligen flussbaulichen Entwicklungskonzept im Oberwasser abhängig. Ungünstige Auswirkungen der Überströmbarkeit der Turbinen sind die eingeschränkte Zugänglichkeit und insbesondere auch die Tatsache, dass bei erhöhtem Geschiebetrieb im Zuge von Hochwasserereignissen ein vermehrter Feststoffeintrag in den Nahbereich der Turbinen nicht verhindert werden kann. Diesem Problem kann bei beweglichen Turbineneinheiten, welche zwischen Pfeilern gelagert werden, durch eine aktive Unterströmung begegnet werden. Grundsätzlich ist festzustellen, dass sich die Anordnung im Grundriss sowie die Überströmbarkeit positiv auf das Landschaftsbild und die subjektive Wahrnehmung auswirken können. Ein unmittelbar positiver Einfluss auf die ökologische Verträglichkeit ist jedoch hierdurch nicht gegeben.

Tab. 2 Typische Anordnung von „ökologischen“ Wasserkraftanlagen im Grundriss (Aufleger et.al., 2015)

Bezeichnung, Beschreibung	Lageskizze	Anmerkung	„Ökologische“ Wasserkraftwerke
<p><u>Konventionelles Buchtenkraftwerk</u></p> <p>Anordnung der Turbinen im Krafthaus außerhalb des Stromstrichs bzw. Flusslaufs</p> <p>nicht überströmbar, Hochwasserabfuhr nur über Wehfelder</p>		<ul style="list-style-type: none"> - Beeinträchtigung Landschaftsbild + wenig Geschiebezustrom (Turbinen) + gute Zugänglichkeit der Turbinen 	
<p><u>Überströmbare Kraftwerke</u></p> <p>Teilweise oder vollständig im Stromstrich bzw. Flusslauf angeordnet</p> <p>Hochwasserabfuhr über Wehfelder und durch Überströmung des Turbinenbereichs</p> <p>Im Normalbetrieb Überströmung der Turbinen aus Gründen des Landschaftsbildes sowie gegebenenfalls auch zur Gewährleistung des Fischabstiegs und der Verhinderung von Einlaufwirbeln bei geringer Überdeckung</p>		<ul style="list-style-type: none"> + günstiges Landschaftsbild - vermehrter Geschiebezustrom (Turbinen) - eingeschränkte Zugänglichkeit der Turbinen 	
<p><u>Bewegliche Turbineneinheiten</u>, zwischen Pfeilern gelagert</p> <p>Hochwasserabfuhr über und unter den beweglichen Turbineneinheiten, gegebenenfalls auch über zusätzliches Wehrfeld</p> <p>Im Normalbetrieb Überströmung der Turbinen</p>		<ul style="list-style-type: none"> + günstiges Landschaftsbild + Geschiebeabfuhr unter den Turbinen - eingeschränkte Zugänglichkeit - ggfs. aufwändiger Stahlwasserbau - u.U. erhöhte Verklausungsgefahr 	

Merkmal B: Gestaltung des Wehres und Verschlussarten

Auch an „ökologischen“ Wasserkraftanlagen sind zunächst keine grundsätzlichen Einschränkungen bei der Gestaltung der Wehrschwelle und der Wahl der Verschlussart gegeben. Die niedrigen Fallhöhen bedingen – bezogen auf den im Hochwasserfall freizugehenden Abflussquerschnitt – tendenziell ein großes Breiten/Höhen-Verhältnis. Unter diesen Randbedingungen eignen sich insbesondere auf der Wehrschwelle angeordnete Wehrverschlüsse, wie Klappen und Schlauchwehre. Diese Verschlüsse besitzen zudem deutliche Vorteile hinsichtlich der Nachweisführung im (n-1) bzw. (n-a)-Fall. Grundsätzlich kann „naturnahen“ Bauweisen - z.B. einem als aufgelöste Riegelrampe ausgebildeten Querbauwerk - und „weichen“ Verschlusskonzepten (insbesondere Schlauchwehren) eine günstigere optische Wirkung und damit eine gegenüber klar erkennbaren Betonstrukturen und konventionellem Stahlwasserbau erhöhte Akzeptanz zugeordnet werden.

Merkmal C: Betriebsweise und dynamische Oberwassersteuerung

Die Dynamik der Wasserspiegellagen kann durch eine Steuerung des Oberwassers (OW) in Abhängigkeit des Abflusses erreicht werden (Abbildung 1). Dies ist grundsätzlich mit nahezu allen überströmbaren Verschlüssen möglich. Nichtsdestotrotz ergeben sich aus der dynamischen Oberwassersteuerung besondere Herausforderungen an die Konzeption der Anlage. Grundsätzlich ist diese Betriebsweise insbesondere dann zielführend, wenn der Oberwasserbereich ohne Stauhaltungsdämme gestaltet werden kann. Solche Situationen sind bei Projekten der Sohlstabilisierung gegeben, bei welchen einer bereits entwickelten Sohleintiefung durch eine Anhebung des Wasserspiegels nachhaltig entgegnet werden soll.

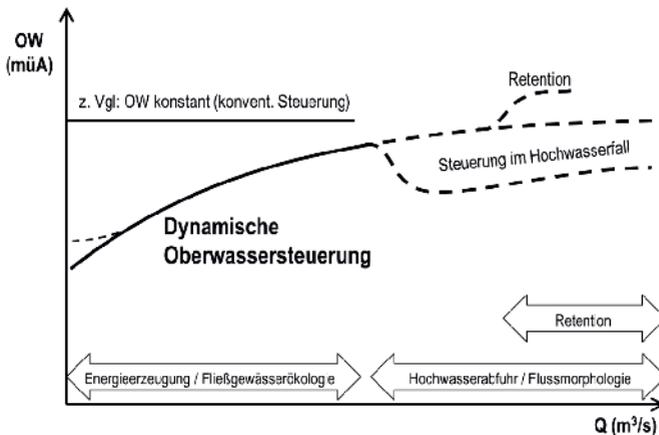


Abb. 1 Dynamische Oberwassersteuerung

Hier bietet sich insbesondere auch die Kombination mit Uferückbaumaßnahmen und anschließender eigendynamischer Aufweitung an. In diesen Fällen wird durch die OW-Steuerung auch in einem gewissen Umfang eine Steuerung bzw. nachhaltige Beeinflussung der flussmorphologischen Entwicklung in den Aufweitungstrecken möglich (Aufleger et al., 2012). Dieser Zusammenhang ist als ein wesentlicher und je nach Projektsituation möglicherweise höchst relevanter Vorteil von Sohlstabilisierungsmaßnahmen unter Einbeziehung von Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen zu sehen. Im Vergleich zu rein flussbaulichen Sanierungsvarianten kann durch ein Anheben oder Absenken des OW-Spiegels bei

geschiebeführenden Abflüssen unter anderem eine deutliche Einflussnahme auf laterale Erosionsvorgänge und in der Folge auch auf die Sohlagenentwicklung genommen werden. Die OW-Steuerung bietet grundsätzlich das Potential des Hochwasserrückhaltes im Hauptschluss, d.h. im Flussbett und den angrenzenden Vorländern. Die Wirksamkeit solcher Maßnahmen ist von den lokalen Randbedingungen abhängig. Gegebenenfalls kann jedoch, insbesondere durch die Anpassung wichtiger Anlagenteile (u.a. Verschlusshöhen), eine deutliche Rückhaltewirkung erreicht werden.

Merkmal D: Fischaufstieg

Der Fischaufstieg ist an Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen aufgrund der tendenziell eher kurzen Fischaufstiegsanlagen mit geringerem Aufwand als an anderen Anlagen verbunden. Zur Planung und Ausführung gut funktionierender Fischaufstiegsanlagen stehen umfassende Regelwerke bzw. Empfehlungen sowie eine große Anzahl von Referenzprojekten zur Verfügung.

Merkmal E: Fischschutz und –abstieg

Bei der flussabgerichteten Migration besteht im Gegensatz zum Fischaufstieg noch ein signifikanter Forschungs- und Entwicklungsbedarf. Die Optimierung und Überprüfung verschiedener Fischschutz- und Abstiegskonzepte ist erforderlich, jedoch wird auch die grundsätzliche Frage nach der Notwendigkeit von Fischschutz- und Abstiegsmaßnahmen für potamodrome Arten an großen und mittleren Anlagen kontrovers diskutiert. Aufgrund der relativ geringen Mortalität für kleine Fischstadien an den vergleichsweise großen Turbinen sowie der Biologie der Fischarten (Größen der wandernden Stadien, Fortpflanzungsraten) wird die Notwendigkeit von Schutzmaßnahmen am Bauwerk (insbesondere bei relativ großen Wasserkraftanlagen) in Frage gestellt (Reckendorfer, 2014). Eine viel größere Bedeutung wird in diesen Einschätzungen habitatverbessernden Maßnahmen in den anschließenden Flussstrecken zugemessen. Grundlegende Untersuchungen hierzu sind erforderlich.

Dem Fischschutz kommt in den laufenden Genehmigungsverfahren von „ökologischen“ Wasserkraftanlagen und in der allgemeinen Akzeptanzdiskussion eine herausragende Bedeutung zu. Eine solche Anlage mit niedriger Fallhöhe braucht daher zwingend ein effektives Fischschutz- und Fischabstiegskonzept. Grundsätzlich kann durch ein „fischschonendes“ Anlagenmanagement, d.h. ein Reduzieren bzw. Einstellen der Stromerzeugung und Öffnen der Wehrfelder bei signifikanter Wanderbereitschaft der Fische ein deutlicher Beitrag zur Vermeidung von Fischschäden geleistet werden. Allerdings sind der Anwendung dieser Strategie an den im Rahmen dieses Beitrages behandelten inner- und voralpinen Kiesflüssen infolge der unzureichenden Vorhersagemöglichkeiten und des diffusen Charakters der Wanderbewegungen der hier relevanten Fischarten deutliche Grenzen gesetzt.

Turbinen unterscheiden sich in nicht unerheblichem Umfang hinsichtlich der Schädigungsraten. Bei Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen sind die kleinen Laufraddurchmesser und hohen Drehzahlen als ungünstig, die geringen Druckunterschiede eher als günstig für eine schadlose Turbinenpassage der Fische zu sehen. Ein Fischschutz- und Fischabstiegssystem muss für alle Fische, welche bei einem Durchgang durch die am jeweiligen Standort vorhandene Turbine mit vergleichsweise hoher Wahrscheinlichkeit geschädigt werden, eine sichere Ableitung (z.B. an einem geeigneten Rechen) und eine schadlose Weitergabe über einen Bypass in das Unterwasser sein. Grundsätzlich ist anzustreben, dass auch Fische,

welche mechanisch durch das „Trennsystem“ (z.B. Rechen) gelangen könnten, dennoch - insbesondere bedingt durch Verhaltensreize - dem Bypass aktiv zuschwimmen.

Für Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen eignet sich eine Reihe von Fischschutzkonzepten (Tabelle 3). Die große Mehrzahl der bekannten Konzepte umfasst rechenartige Strukturen, welche sowohl als Turbinen- als auch als Fischschutz wirken. Getrennte Systeme sind beispielsweise Scheucheinrichtungen, welche vor den zum Turbinenschutz notwendigen vergleichsweise groben Rechen angeordnet werden. Scheuchsysteme werden im vorliegenden Beitrag jedoch aufgrund der derzeit geringen praktischen Relevanz nicht weiter in die Betrachtung miteinbezogen.

Tab. 3 Fischschutzkonzepte an Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen (Aufleger, 2015)

		Kombinierter Fisch- und Turbinenschutz ¹⁾				Getrennte Systeme für Fischschutz und Turbinenschutz	
		Konventionelle Rechen	Flachrechen ²⁾	Horizontaler Rechen (~ Schachtkraftwerk)	Schrägrechen ³⁾	Fischschutz	Turbinenschutz
Fischleitwirkung	ohne Überströmung	keine direkte Ableitung	zu Bypass	 	zu Bypass	zu Bypass	
	mit Überströmung	nach oben	nach oben	über Rechen	 	zu Bypass	
Schwemmgutabfuhr		Rechenreinigung	Rechenreinigung	Direkte Abfuhr und Rechenreinigung	horiz. Rechenreinigung zu Bypass	Ablegen der Seile, Abfuhr in Richtung Unterwasser	Rechenreinigung
Wertung hinsichtlich Fischschutz		Eingeschränkte Leitwirkung zum Bypass, meist hohe Fließgeschwindigkeiten	Wirkung abh. von tats. Fließgeschwindigkeiten, je flacher umso bessere Leitwirkung nach oben	Wirkung abh. von tats. Fließgeschwindigkeiten, Praxisnachweis erforderlich	Wirkung abh. von tats. Fließgeschwindigkeiten, Leitwirkung bei Neigung gegenüber der Anströmrichtung	Wirkung abh. von tats. Fließgeschwindigkeiten, Praxisnachweis erforderlich, mögliche Verhaltensbarriere	
Kosten (ggfs. einschl. Rechenreinigung)		Referenzgröße	etwas höher	höher	höher	günstiger ⁴⁾	

¹⁾ Annahme: Stababstände Rechen: 15 – 20 mm

²⁾ Mit vertikal angeordneten Rechenstäben

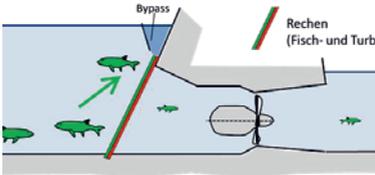
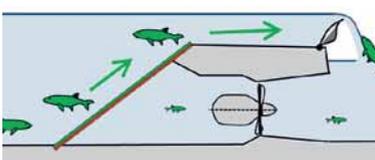
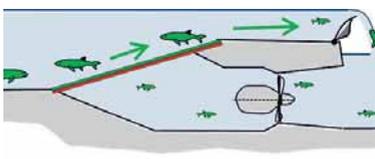
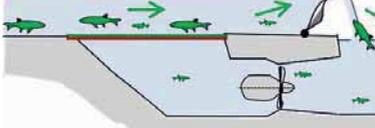
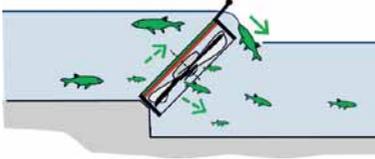
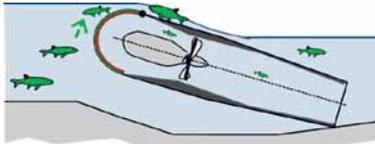
³⁾ Mit horizontal angeordneten Rechenstäben

⁴⁾ In Abhängigkeit der Standortbedingungen

Kombinierte Turbinen- und Fischschutzsysteme sind meist als Rechen, deren Stäbe grundsätzlich in Fließrichtung (projiziert auf den Grundriss) angeordnet sind, direkt am Einlauf zu den Turbinen positioniert (Tabelle 4). Falls keine Überströmung des Kraftwerks möglich ist, so sollte ein geeignetes Bypass-System für die Fische gut auffindbar sein. Bei überströmten Kraftwerken ist eine Ableitung der Fische über einen Überfall möglich. Die Stababstände haben eine direkte Wirkung auf den Anteil der kleineren Fische, welche den Rechen durchwandern und durch die Turbinen absteigen. Es ist davon auszugehen, dass ein signifikanter Anteil der im mechanischen Sinne „rechengängigen“ Fische die Rechenebene in allen dargestellten Situationen durchschwimmen wird. Grundsätzlich gelingt die Ableitung umso besser, je flacher der Rechen angeordnet ist und je geringer die Anströmgeschwindigkeiten sind. Die Geschwindigkeit bzw. der Abfluss, welcher über das Krafthaus abgeführt wird, hat bei den typischen geneigten Flachrechen keinen direkten Einfluss auf die Ableitungswirkung (Cuchet et. al 2014). Hier sind daher bereits sehr geringe Abflüsse ausreichend um den Fischen den Weg ins Unterwasser über einen Überfall oder auch eine Sammelrinne zu ermöglichen. Je nach Überströmungshöhe und Abfluss sind insbesondere an Turbinen, welche sehr direkt am Oberwasserkörper (d.h. z.B. eine frei unter einem Flachrechen oder einem Horizontalrechen

angeordnete Kompaktturbine ohne Zulaufverziehung) positioniert sind, Maßnahmen zur Wirbelabwehr erforderlich. Dies kann durch eine deutliche Überströmung des Turbinenlaufes geschehen, welche dann zumindest bei Horizontalrechen auch eine grundsätzlich günstige Wirkung hinsichtlich der Ableitung der Fische über das Kraftwerk hinweg hat (Geiger et al., 2014).

Tab. 4 Kombinerter Fisch- und Turbinenschutz, Konzepte im Längsschnitt (Aufleger, 2015)

Beschreibung	Systemskizze	
Steiler konventioneller Rechen		Nicht überströmbare Anlagen (mit Bypass)
Stärker geneigter konventioneller Rechen (bzw. „steiler Flachrechen“)		Überströmbare Anlagen (mit Ableitung der Fische nach oben)
Flachrechen mit Überströmung		
Horizontaler Rechen (bzw. „sehr flacher“ Flachrechen, ähnlich dem Schachtkraftwerk)		
Fischfreundliche Turbine mit direkt vorge-setztem Fisch- und Turbinenschutz (hier: Very Low Head –Turbine)		Schwenkbare Turbinen mit direkt vorge-setztem Rechen
Schwenkbare Turbine mit direkt vorge-setztem Fisch- und Turbinenschutz (hier: Bewegliches Kraftwerk)		

Dieser Abflussanteil, welcher fallweise bis zu etwa 10 % des Turbinenabfluss betragen kann, steht dann für die Energieerzeugung nicht zur Verfügung. Sinngemäß ist dieser Abflussanteil in die Beurteilung des Gesamtwirkungsgrades der Wasserkraftanlage mit einzubeziehen. Schwenkbaren Turbinen verfügen in der Regel über einen direkt aufgesetzten Rechen zum Fisch- und Turbinenschutz. Die Anforderungen an die Fischableitung sind bezüglich der Abstände der Rechenstäbe bei besonders fischschonenden Turbinen (z.B. Very Low Head Turbines) grundsätzlich niedriger als bei Turbinen konventioneller Bauart. Nichtsdestotrotz ist auch bei diesen Turbinen für große Fische eine geeignete Schutz- und Ableitungseinrichtung erforderlich. Ein regelmäßiges Anheben der schwenkbaren Turbinen nur aus Gründen der Fischableitung ist für den Normalbetrieb üblicherweise nicht vorgesehen. Der Fischabstieg sollte daher für alle Fische, welche die Turbine nicht mit einer sehr hohen Wahrscheinlichkeit unbeschadet direkt passieren können, durch eine geeignete dauerhafte Überströmung erfolgen.

Bei den aufgezeigten kombinierten Fisch- und Turbinenschutzkonzepten soll die Ableitung der Fische zunächst im Längsschnitt, d.h. in der Betrachtungsebene, erfolgen. Die Fische werden nach oben abgelenkt und gelangen dann mit der gleichmäßigen Überströmung oder aber auch in Abflusskonzentrationen im Bereich von Aussparungen in das Unterwasser. Eine Überströmung ist aus Gründen des Landschaftsbildes ohnehin oft gewünscht. Nichtsdestotrotz steht ein nicht unerheblicher Teil des Abflusses nicht mehr zur Energieerzeugung zur Verfügung. Je nach Turbineart und –anordnung kann es zudem schwierig sein, bei diesen Konzepten eine ausreichend niedrige Geschwindigkeit in der Rechenebene sicherzustellen (abhängig von Fischart und Rechenkonzept, häufig $v_{\text{soil}} < \text{ca. } 0,5 \text{ m/s}$).

Weitergehende Konzepte zielen darauf ab, die Ableitung der Fische bereits flussauf der eigentlichen Kraftwerksanlage durch geeignete Strukturen in die Wege zu leiten. Schrägrechen sind in der Regel sehr kostenintensive Baukonstruktionen, welche neben einem umfassenden Stahlwasserbau (Rechenkonstruktion mit Rechenreinigung) in der Regel auch noch erhebliche ergänzende Baumaßnahmen (u.a. Brücke, Pfeiler mit Gründung, Rechenreinigung) erfordern. Sie können nur bei nicht überströmbaren Anlagen zum Einsatz kommen und dienen sowohl dem Fisch- als auch dem Turbinenschutz. Neben vertikal und horizontal angeordneten Rechenstäben im Sinne konventioneller Rechen (allerdings mit sehr engen Rechenabständen von etwa 10 bis 40 mm) können auch Leitrechen unter Verwendung von Bar Rack- und Louver-Anordnungen zum Einsatz kommen. Die Anwendung dieser Strukturen, welche im nord-amerikanischen Raum häufige Verwendung finden, an Flüssen in der Schweiz ist Gegenstand eingehender wissenschaftlicher Untersuchungen (Kriewitz, 2015). Die vergleichsweise hohen hydraulischen Verluste infolge der zur Ausbildung der Fischleitwirkung notwendigen Turbulenzen haben jedoch gerade bei Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen einen signifikanten Einfluss auf die Energieerzeugung. Seilrechen befinden sich derzeit in der Entwicklung (Böttcher et al. 2014). Dieses Fischschutzsystem besteht aus horizontal gespannten Stahlseilen, welche mittels eines Spanmechanismus vollständig auf der Gewässersohle abgelegt werden können. Dadurch ist der Einsatz dieser Vorrichtung auch an überströmbaren Anlagen möglich, da im Hochwasserfall der Abflussquerschnitt vollkommen freigegeben werden kann. Seilrechen sind gegenüber Schrägrechen deutlich kostengünstiger. Die frei im Wasserkörper verlaufenden bis zu etwa 100 m langen Seile bieten ein erhebliches Potential zur Kombination mit Verhaltensreizen (insbesondere Schwingungen, Strom und Licht).

Merkmal D: Geschiebemanagement

Die vollkommene Geschiebedurchgängigkeit von „ökologischen“ Wasserkraftanlagen ist ein zwingendes Merkmal, um nachteilige Auswirkungen auf die Flussmorphologie zu vermeiden bzw. sehr deutlich zu begrenzen. Sobald sich im Oberwasser der Wasserkraftanlage ein dynamisches Gleichgewicht der Sohllage eingestellt hat, steht die grundsätzliche Geschiebedurchgängigkeit dann auch technisch bzw. flussmorphologisch nicht mehr in Frage. Bei entsprechend hohen Abflüssen wird der Geschiebezustrom vollkommen ins Unterwasser weitergegeben. Es hängt nun von der Auslegung und Formgebung sowie dem Anlagenbetrieb ab, auf welchen Wegen der Geschiebestrom durch die Anlage geht. Im Sinne einer nachhaltigen und störungsfreien Betriebsführung sollte dafür Sorge getragen werden, dass der lokale Geschiebetransport nicht auf dem Triebwasserweg erfolgt. Hierdurch kann ein Beitrag zu einer sehr langen technischen Lebensdauer des Laufrades und anderer der Strömung direkt ausgesetzten Bauteile geleistet werden. Es hängt nun von der Gewässerstrecke und insbesondere von dem tatsächlichen Feststoffangebot ab, wie sehr zusätzliche Maßnahmen zum lokalen Geschiebemanagement im Kraftwerksbereich notwendig sind. Bei überströmbaren Anlagen wird der über dem Kraftwerksbereich zur Verfügung stehende Abflussquerschnitt in der Regel auch zur Hochwasserabfuhr herangezogen. Hieraus resultiert zwingend ein gegenüber nicht überströmbaren Anlagen höherer Geschiebezustrom in Richtung der Turbinen (Abbildung 2).

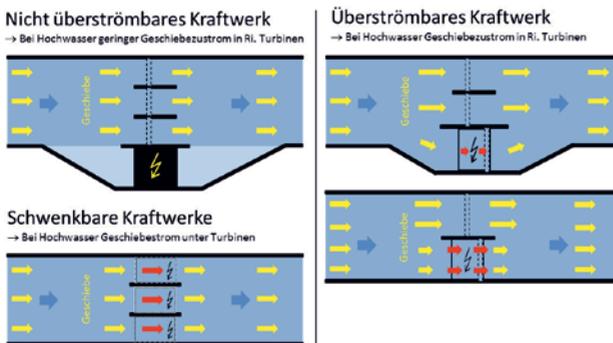


Abb. 2 Geschiebezustrom in den Kraftwerksbereich in Abhängigkeit der Überströmbarekeit (qualitative Darstellung, rote Pfeile: Geschiebetransport im unmittelbaren Nahbereich der Turbinen), (Aufleger et al., 2015)

Lokale Geschiebeablagerungen können den Kraftwerksbetrieb in erheblichem Maße beeinträchtigen. Grundsätzlich besteht die Möglichkeit solchen Ablagerungen durch Maßnahmen der Geschiebeführung bzw. -abweisung im Oberwasser (in Richtung der Wehrfelder), durch ein geeignetes Abflussmanagement oder aber auch mittels strömunglenkenden Maßnahmen im Unterwasser zu begegnen. Die zuverlässige Dimensionierung und Prognose der Gefahr von Ablagerungen im Unterwasser von Flusskraftwerken ist immer noch als eine technische Herausforderung zu sehen. Wasserbaulichen Modellversuchen in einem für die Untersuchung des Geschiebetransportes günstigen Maßstab kommt hier eine herausragende Bedeutung zu. Zur Vermeidung bzw. zur Begrenzung des Geschiebeeintritts in den unmittelbaren Turbinenbereich sind neben den Maßnahmen der Geschiebeabweisung im Oberwasser insbesondere gegenüber der Gewässersohle etwas erhöhte Turbineneinläufe bzw. Einlaufschwelen in Verbindung mit Geschiebeabzügen geeignet. Die Funktionsfähigkeit solcher zusätzlichen

Betriebseinrichtungen und die grundsätzliche Anfälligkeit von Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen gegenüber betrieblichen Problemen aufgrund lokaler Geschiebeablagerungen hängen nun insbesondere von der morphologisch wirksamen Tiefe der Turbinenein- und -ausläufe (Abbildung 3) sowie dem noch verbleibenden Gefälle bei den geschiebewirksamen Abflüssen sowie den hydraulischen Randbedingungen bei den potentiellen Spülabflüssen ab. Bei sehr großen Höhenunterschieden – d.h. einer gegenüber dem Turbinenbereich sehr hohen Sohlkote im Unterwasser – ist der Geschiebeabzug möglicherweise aufgrund des negativen Gefälles der Sohle im Bereich der Spülkanäle bzw. der daran in Richtung Unterwasser anschließenden Sohle signifikant beeinträchtigt. Kompaktturbinen bieten in diesem Zusammenhang das Merkmal einer vergleichsweise geringen Einbautiefe (Abbildung 3). Hieraus ergeben sich klare Vorteile hinsichtlich des Geschiebemanagements im Nahbereich des Kraftwerks. Bei größeren Ausbaubläufen sind allerdings mehrere Kompaktturbinen nebeneinander erforderlich. Hieraus resultiert mitunter eine signifikante Bauwerksbreite der Kraftwerke („breit statt tief“). In Modellversuchen hat sich gezeigt, dass die Kombination von Kompaktturbinen und Geschiebeabzügen gute Voraussetzungen für ein nachhaltiges lokales Geschiebemanagement bieten kann (Brinkmeier, 2012).

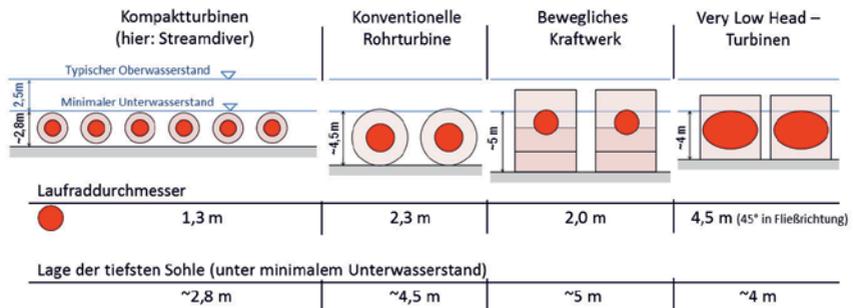


Abb. 3 Ungefähre Lage der tiefsten Sohle im Kraftwerksbereich unter dem minimalen Unterwasserstand bei unterschiedlichen Turbinen (grobe Abschätzung für Ausbaubfluss $Q_A = 45 \text{ m}^3/\text{s}$ und Rohfallhöhe $H = 2,5 \text{ m}$)

4 Schlussfolgerungen

Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen eignen sich, um gewässerökologische Aspekte in hohem Maße zu berücksichtigen. Besonders an bereits durch Quer- und Längsbauwerke stark veränderten Gewässerstrecken kann im Zuge von Wasserkraftprojekten eine Verbesserung der morphologischen und hydraulischen Situation im Sinne einer ökologischen Aufwertung erreicht werden. „Ökologische“ Wasserkraftanlagen sind möglich. Allerdings definieren sich diese in keiner Weise durch Schlagworte, welche sich auf singuläre Eigenschaften der Anlagen beziehen (wie zum Beispiel spezielle Turbinentypen oder Einlaufformen). Es geht vielmehr darum, den diesen Anlagen gestellten Erwartungen möglichst gut gerecht zu werden. Eine Reihe dieser Kriterien und Erwartungshaltungen (z.B. Fließgewässercharakter, dynamischer Oberwasserstand, Berücksichtigung von Flussmorphologie und Habitaten, Landschaftsbild) kann mit sehr unterschiedlichen Konzepten erfüllt werden. Besonderes Augenmerk ist sicherlich dem Fischschutz sowie – in Abhängigkeit der gewässerökologischen Randbedingungen – auch dem lokalen Geschiebemanagement zu schenken. Hier sind maßgeschneiderte Lösungen notwendig. Wichtige Schritte auf dem Weg zu einer erfolgreichen

Implementierung gut funktionierender „ökologischer“ Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen sind unter anderem hydraulische Modellversuche zum lokalen Geschiebemanagement, die Weiterentwicklung von Fischschutz- und -ableitungssystemen (einschließlich ethohydraulischer Versuche) sowie ein umfassendes Monitoring an Pilotanlagen. Am wichtigsten sind jedoch die Bereitschaft, die Offenheit und der Mut solche Anlagen auf den Weg zu bringen.

Literatur

- Aufleger, Markus; Gems, Bernhard; Klar, Robert (2012): Flussaufweitungen als flussbauliche Methode – Grundsätze und Werkzeuge. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft. Heft 7-8/2012, S. 363-378
- Aufleger, Markus; Brinkmeier, Barbara (2015): Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen – Verschiedene Konzepte im kritischen Vergleich. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft. Heft 7-8/2015, S. 281-291
- Böttcher, Heidi; Brinkmeier, Barbara; Markus Aufleger (2014): Der Seilrechen als neues Fischschutzkonzept – Untersuchung der technischen Machbarkeit. Internationales Symposium Wasser- und Flussbau im Alpenraum. 25.-27. Juni 2014 in Zürich, Tagungsband 1 Wasserkraft und Gewässerrenaturierung. S 227 – 236.
- Brinkmeier, Barbara (2012): Wasserkraftnutzung an ökologisch sensiblen und erosionsbedingt sanierungsbedürftigen Standorten – Das Konzept des Fließgewässerkraftwerkes. Forum Umwelttechnik und Wasserbau. Vol. 16. Innsbruck University Press. ISBN 978-3-902811-76-9.
- Cuchet, Mathilde; Rutschmann Peter (2014): Laboruntersuchungen zu Fischschutz und Fischabstieg an geneigten Rechen. Internationales Symposium Wasser- und Flussbau im Alpenraum. 25.-27. Juni 2014 in Zürich, Tagungsband 1 Wasserkraft und Gewässerrenaturierung. S 283 – 293.
- Geiger, Franz; Sepp, Albert, Rutschmann Peter (2014): Prototypanlage Schachtkraftwerk – Konzept Mehrschachtanlage. Internationales Symposium Wasser- und Flussbau im Alpenraum. 25.-27. Juni 2014 in Zürich, Tagungsband 1 Wasserkraft und Gewässerrenaturierung. S 169 – 181.
- Kriewitz, Carl Robert (2015). Leitrechen an Fischabstiegsanlagen. Hydraulik und fischbiologische Effizienz. VAW-Mitteilungen 230, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), (R.M. Boes, ed.), ETH Zürich, Schweiz.
- Overhoff, Gregor; Keller, Thomas (2015): „Ökologische optimierte Wasserkraft“ – Innovationsvorhaben in Bayern. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, Heft 7-8/2015
- Reckendorfer, Walter (2014): Potamodrome Fischarten, Populationsökologie. Vortrag beim Forum Fischschutz & Fischabstieg, Erfurt, 23.09.2014, <http://forum-fischschutz.de/5-workshop/presentationen> (7.5.2015)

Anschrift der Verfasser

Prof. Dr.-Ing. Markus Aufleger
 Dipl.-Ing. Dr.techn. Barbara Brinkmeier
 Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck
 Technikerstraße 13, 6020 Innsbruck, Österreich
markus.aufleger@uibk.ac.at, barbara.brinkmeier@uibk.ac.at

Ausgleichs- und Regulierbecken Innertkirchen - Planung, Realisierung und Inbetriebnahme des ersten Beckens zur Reduktion von Schwall und Sunk in der Schweiz

Michael Müller, Roland Kaderli, Yves Keller, Matthias Gehri und Markus Kost

Zusammenfassung

Die bestehenden Kraftwerksanlagen Handeck 2 und Innertkirchen 1 der Kraftwerke Oberhasli AG, Schweiz, wurden im Rahmen eines Ausbauprojekts durch parallele Triebwassersysteme und neue Kavernenzentralen erweitert. Bei der Planung und Realisierung der Neubauten der untersten Kraftwerksstufe wurden bauliche Massnahmen zur aktiven Schwall-/Sunkreduktion berücksichtigt, damit die betriebsbedingten Pegelschwankungen in der Hasliaare gedämpft und das unterstrom liegende Gewässer ökologisch aufgewertet werden können. Die erweiterte Anlage umfasst deshalb ein Ausgleichs- und Regulierbecken sowie einen über 2 km langen sogenannten Parallel-Unterwasserstollen, die mit ihren Speichervolumina eine Schwall-Sunk-orientierte Regulierung des komplexen Kraftwerkparcs ermöglichen sollen.

In Vorstudien wurden die Kapazitäten der Regelorgane des Beckens sowie deren Einfluss bei der Wasserrückgabe in das natürliche Unterwasser in physikalischen Modellversuchen untersucht. Ausserdem wurden nach einer ersten Berechnung von Schwall-/Sunkgradienten in Funktion verschiedener Speichervolumina die Zielraten für Schwall und Sunk in Abhängigkeit des Grundabflusses der Hasliaare definiert.

In der Ausführungsplanung wurde die Speicherbewirtschaftung unter Berücksichtigung von sicherheitsrelevanten und betrieblichen Randbedingungen und unter Einhaltung der kritischen Schwall-/Sunkraten optimiert. Diese Analysen zeigten, dass sowohl der Unterwasserstollen als auch das Becken aktiv reguliert werden müssen, um sämtliche Anforderungen an das System zu erfüllen.

Diese Schwall-Sunk-Regelung wurde in Form einer robusten Volumenbilanz realisiert. Dabei spielen die Zuflussprognosen, die Ist-Volumina und die zukünftigen Soll-Volumina die zentralen Rollen. Zahlreiche Begrenzungsfunktionen sorgen dafür, dass die Wasserrückgabe auch bei überraschenden Zuflussänderungen mit minimalen Schwall- und Sunkgradienten erfolgt. Lokale Begrenzungsfunktionen halten die Wasserstände an allen relevanten Orten in sicheren Grenzen. Erste Inbetriebsetzungsversuche zeigten, dass die Schwall-Sunk-Regelung mit den geplanten Konzepten und Einrichtungen auf gutem Weg ist. Optimierungsbedarf besteht noch bei einzelnen Organantrieben und Regelparametern.

1 Ausgangslage, Vorgaben, Ziele

1.1 Ausgangslage

Im Rahmen des Ausbauprojekts "Tandem" wurden die beiden aufeinanderfolgenden Kraftwerksanlagen Handeck 2 und Innertkirchen 1 zwischen 2011 und 2016 durch parallele Systeme aufgewertet (Müller et al. 2014). Der Ausbau ermöglicht der Betreiberin, Kraftwerke Oberhasli AG (KWO), eine Steigerung der Leistungsregulierung von insgesamt 240 MW sowie eine erhöhte Flexibilität im Betrieb ihrer Anlagen.

Vor dem Ausbau gelangte das turbinierete Wasser von maximal $Q_{Inn1,max} = 39 \text{ m}^3/\text{s}$ aus der unterirdischen Zentrale Innertkirchen 1 (Inn1) über einen rund 1330 m langen Unterwasserstollen ins Gadmerwasser und von dort aus nach weiteren 50 m in die Hasliaare (Abb. 1). Das Unterliegergewässer erfuhr die Abflussschwankungen aus dem Turbinierbetrieb entsprechend ungedämpft. Zusätzlich wurde bisher auch das Wasser aus dem bestehenden Kraftwerk Innertkirchen 2 (Inn2, $Q_{Inn2,max} = 29 \text{ m}^3/\text{s}$) direkt über einen ca. 40 m langen Freispiegelkanal in die Hasliaare geleitet.

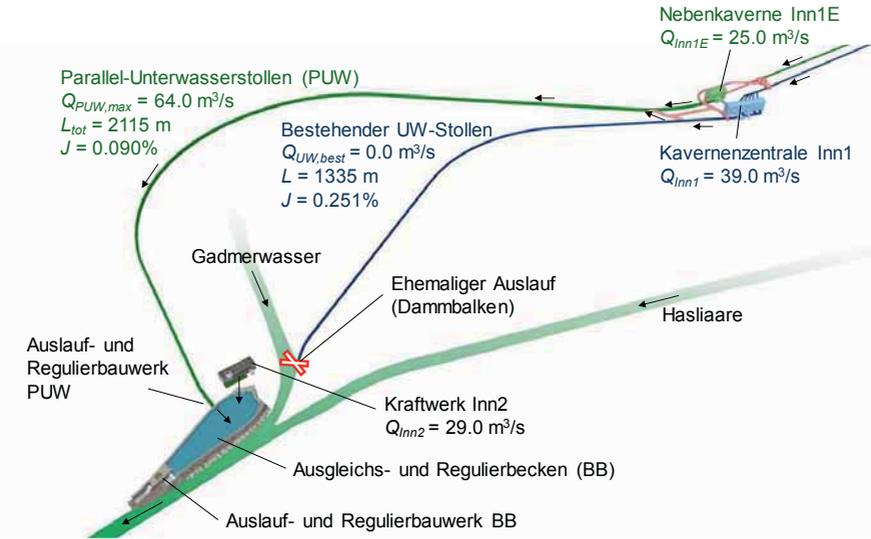


Abb. 1 Übersicht Anlagenteile erweitertes Kraftwerkssystem Innertkirchen 1 & 1E.

Das Ausbauprojekt "Tandem" umfasste den Bau eines parallelen Triebwasserweges, der in einem Abstand von rund 50 m zur bestehenden Anlage ausgebrochen wurde. Von der oberwasserseitigen Kraftwerksstufe Handeck führen nun zusätzlich zum bestehenden Triebwasser-system ein Parallelstollen und ein Parallelschacht zur neuen unterirdischen Nebenkaverne Innertkirchen 1E (Inn1E), wo ein zusätzlicher Abfluss von bis zu $Q_{Inn1E,max} = 25 \text{ m}^3/\text{s}$ turbinier werden kann. Mit dieser Kraftwerkserweiterung und der damit verbundenen erhöhten Ausbausswassermenge und Regulierungsmöglichkeit hätten sich die Abflussschwankungen in der Hasliaare verschärft.

Da die 2011 in Kraft getretene Revision des Schweizerischen Gewässerschutzgesetzes (GSchG) unter anderem eine Behebung der wesentlichen Beeinträchtigungen durch Schwall/Sunk mittels baulichen und allenfalls betrieblichen Massnahmen vorschreibt, setzte sich die KWO zum Ziel, das unterstrom liegende Gewässer ökologisch aufzuwerten. Zur Dämpfung allfälliger durch den Kraftwerksbetrieb hervorgerufenen Pegelschwankungen in der Hasliaare sollte ein Speichervolumen geschaffen werden, das zur aktiven Schwall-/Sunkreduktion beiträgt.

1.2 Vorgaben, Ziele

In einer hydrologischen Vorstudie wurden die Schwall-/Sunkgradienten des ursprünglichen Gewässerzustandes ohne Kraftwerk sowie der Zustände mit dem Kraftwerk Inn1 sowie nach Realisierung des "Tandems" abgeschätzt (Schweizer et al. 2013a). Die Berechnungen zeigten, dass eine Schwall-/Sunkdämpfung mit einem Volumen zwischen $V = 50'000 \text{ m}^3$ und $100'000 \text{ m}^3$ zu wesentlich besseren ökologischen Bedingungen führen. Dies nicht nur im Vergleich zur zukünftigen Situation ohne Schwall-/Sunkmassnahme, sondern auch gegenüber der Situation vor der Systemerweiterung (Tab. 1). Im Rahmen einer Kosten-Nutzen-Analyse legte schliesslich ein Expertengremium bestehend aus Ökologen, Ingenieuren, Fachstellenvertretern und Betreiberin ein Speichervolumen von $V = 80'000 \text{ m}^3$ als optimale und für alle Seiten verträgliche Lösung fest (Schweizer et al. 2013b).

Die relevanten Schwall-/Sunkgradienten, die als Zielwerte für das Ausführungsprojekt definiert wurden, sind in Tab. 1 zusammengefasst. Sie basieren auf Berechnungen für die bezüglich Pegelschwankungen besonders kritischen Wintermonate November bis März mit natürlich bedingt kleinen Abflüssen in der Hasliaare (Bieri et al. 2014). Bei ansteigendem Pegel (Schwall) ist über den gesamten Abflussbereich ein Gradient von $+0.70 \text{ m}^3/\text{s}/\text{min}$ anzustreben. Zudem darf ein maximaler Gradient von $+2.50 \text{ m}^3/\text{s}/\text{min}$ nicht überschritten werden. Die Sunkrate bis zu einem Grundabfluss von $8.1 \text{ m}^3/\text{s}$ darf $-1.33 \text{ m}^3/\text{s}/\text{min}$ betragen. Für tiefere Grundabflüsse beläuft sich die kritische Pegelrückgangsrate auf $0.5 \text{ cm}/\text{min}$, was einer Sunkrate von $-0.14 \text{ m}^3/\text{s}/\text{min}$ entspricht. Damit wird das Trockenfallen von jungen Forellen in den Wintermonaten bei tiefen Wasserständen verhindert.

Tab. 1 Gradienten Schwall (+), Sunk (-) und Sunk bei tiefem Grundabfluss $< 8.1 \text{ m}^3/\text{s}$ (-*) für bestehendes und ausgebautes Kraftwerkssystem (Bieri et al. 2014).

Kraftwerkskonfiguration	Bestand (vor Ausbau)			"Tandem" ohne UW-Speicher			"Tandem" mit UW-Speicher $V = 80'000 \text{ m}^3$		
	(+)	(-)	(-*)	(+)	(-)	(-*)	(+)	(-)	(-*)
Schwall-/Sunkrate [$\text{m}^3/\text{s}/\text{min}$]	1.36	1.21	0.70	1.43	1.35	0.70	0.70	1.33	0.14

2 Konzept Schwall-Sunk-Reduktion

2.1 Randbedingungen

Aufgrund der beengten Platzverhältnisse im Talboden von Innertkirchen konnte in Form eines Ausgleichs- und Regulierbeckens (BB) maximal ein Volumen von rund $V_{\text{BB}} = 20'000 \text{ m}^3$ realisiert werden. Deshalb wurde der neue Parallelunterwasserstollen (PUW) mit einem großen Querschnitt und einer Länge von fast 2.2 km so ausgelegt, dass er weiteres Speichervolumen zur Verfügung stellen kann. Der bestehende Unterwasserstollen sollte mit Dammbalken verschlossen und die Unterwasserstollen der beiden Kraftwerke verbunden werden, so dass in Zukunft sämtliches Wasser durch den neuen PUW abfließt. Sämtliche Anlageteile sind so konzipiert, dass bei einer Revision einer Zentrale die benachbarte Anlage weiter autonom funktionieren kann.

Während der Ausführungsplanung wurde die Hydraulik des Systems BB/PUW in 1D-Simulationen (MIKE URBAN, DHI) für verschiedene Betriebsszenarien untersucht und optimiert. Die Bewirtschaftung des Speichervolumens wurde mit einem angepassten Regelalgorithmus verfeinert. Dabei wurden nicht nur die kritischen Schwall-/Sunkraten berücksichtigt, sondern zusätzlich auch die von der KWO geforderten sicherheitsrelevanten und betrieblichen Randbedingungen. So sollten zum Beispiel weder die beiden Einzelspeicher BB und PUW, noch das Gesamtsystem über- oder leerlaufen. Gleichzeitig sollten ein rasches Anfahren auf Vollast sowie ein Abschalten der Turbinen innerhalb kurzer Zeit möglich bleiben, damit der Kraftwerksbetrieb aufgrund der neuen Schwall-/Sunkregulierung keine Einschränkungen erfährt. Die Berechnungen zeigten, dass eine aktive Regulierung nicht nur am Beckenende, sondern auch bei der Einmündung des PUW in das BB notwendig ist. Dies um die definierten Zielwerte der Schwall- und Sunkraten einhalten und das System sicher und flexibel betreiben zu können.

2.2 Parallel-Unterwasserstollen

Der ursprünglich als Freispiegelstollen konzipierte PUW weist eine Breite von 7.42 m und eine Firsthöhe von 6.00 m sowie ein sehr flaches Stollengefälle von 0.9‰ auf. Damit wird bei maximalem Durchfluss eine Fliesstiefe von etwas über 4.50 m erreicht und unter den Lauf- rädern bleiben knapp 40 cm Reserve bezüglich Freihang. Im unregulierten Freispiegelbetrieb hätte der PUW je nach Abfluss ein Speichervolumen bis zu $V_{PUW} = 60'000 \text{ m}^3$ bereitgestellt, was gemäss Vorstudien zusammen mit dem Becken ausreichend gewesen wäre. Allerdings hat die Berücksichtigung der zusätzlichen Randbedingungen gezeigt, dass für gewisse relevante Betriebsfälle zusätzliches Speichervolumen erforderlich ist.

Mittels zwei Segmentschützen von je 6 m Breite am Ende des PUW erhöht sich das bewirtschaftbare Volumen von $40'000 \text{ m}^3$ auf bis zu $73'000 \text{ m}^3$, je nach momentanem Abfluss im System und Regulierungsmöglichkeiten. Wird der PUW vom Unterwasser her eingestaut, verändern sich die hydraulischen Randbedingungen und der Stollen muss unter Druckabfluss die kritischen Pegel einhalten. Ausserdem wurden Be- und Entlüftungselemente erforderlich, um den Luftaustausch während transienten Vorgängen gewährleisten zu können (Abb. 3).

2.3 Ausgleichs- und Regulierbecken

Das Ausgleichs- und Regulierbecken bildet den Flaschenhals am untersten Ende des komplexen Kraftwerksparks der KWO (Abb. 2). Zum einen mündet der PUW ins Becken, zum anderen wird nach dem Ausbau auch das Wasser aus dem Kraftwerk Inn 2 direkt ins Becken geleitet und nicht mehr direkt in die Hasliaare abgegeben. Das BB stellt ein bewirtschaftbares Volumen von maximal $V_{BB,max} = 19'800 \text{ m}^3$ zur Verfügung und wird mittels einer 12.5 m breiten Klappe und einer 10.0 m breiten Segmentschütze reguliert.

Im Vorfeld der Planung wurden die Kapazitäten dieser beiden Auslass- und Regelorgane, die vorgesehene Geometrie der Tosbecken sowie der Einfluss des neuen Beckens bei der Wasserrückgabe in das natürliche Unterwasser in physikalischen Modellversuchen am Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) untersucht und optimiert (LCH, 2014). Es zeigte sich, dass die beiden Auslassorgane bei normalen Fließbedingungen in der Hasliaare auch einzeln die notwendige Entlastungskapazität von knapp $100 \text{ m}^3/\text{s}$ aufbringen damit die geforderte Redundanz der Regelorgane gewährleistet ist. Im Hochwasserfall bedarf es eines hohen Pegels im BB, damit der maximale Abfluss aus den Kraftwerken weiterhin abgeführt werden kann. Die Hochwasser-

sicherheit des Hasliaareabschnittes wird durch den Bau des BB und dessen Auslauf- und Regulierbauwerke nicht beeinträchtigt.

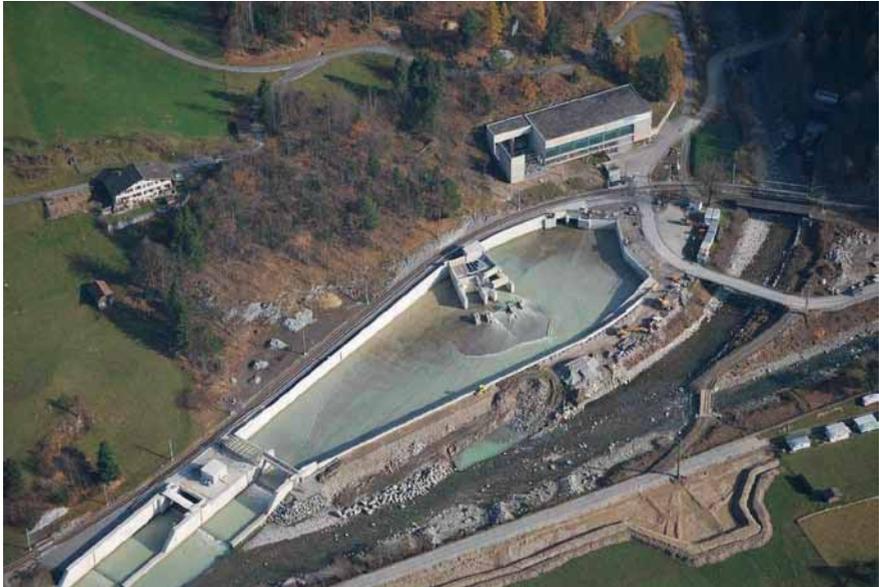


Abb. 2 Luftbild des fertiggestellten Ausgleichs- und Regulierbeckens Innertkirchen. Oben rechts: Kraftwerk Innertkirchen 2, Mitte: Ausgleichs- und Regulierbecken mit Auslauf- und Regulierbauwerk PUW, unten links: Wasserrückgabe über Auslauf- und Regulierbauwerk BB in die Hasliaare. Entlang des rechten Bildrands sind das Gadmerwasser sowie oberhalb der Bahrbücke das ehemalige Auslaufbauwerk des bestehenden Unterwasserstollens erkennbar.

3 Vorgesehener Regelbetrieb

3.1 Herausforderungen

Die grössten Herausforderungen für den Regelbetrieb stellen folgende Umstände dar:

- Aus dem Betrieb des Kraftwerksparks resultieren Zuflüsse zwischen 0 bis $64 \text{ m}^3/\text{s}$ (Inn1) in den Stollen und 0 bis $29 \text{ m}^3/\text{s}$ (Inn2) direkt in das Becken. Theoretisch ist damit ein Zuflussgradient von $93 \text{ m}^3/\text{s}/15 \text{ min}$ denkbar, was $6.2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{min}$ entspricht. Für die Wasserrückgabe in die Hasliaare wird ein Gradient angestrebt, der eine Grössenordnung tiefer liegt.
- Das Stollensystem und das Becken beeinflussen sich gegenseitig und bilden zusammen ein schwingfähiges System. Die Regulierung soll solche Schwingungen nicht anregen und darf sie keinesfalls verstärken.
- Die Regelung muss den minimalen Freihang aller direkt betroffenen Turbinen sicherstellen. Verstärkungen an den Regelorganen am Ende des Stollens wirken aber erst mit einer Totzeit von einigen Minuten im Unterwasser der Turbinen des Kraftwerks Inn1.

- Die aktuellen Wasserstände, Volumina und Durchflüsse werden ausschliesslich mit Wasserstands- und Positionsmessungen ermittelt. Es gibt nur wenige Orte im hydraulischen System, welche eine in allen Betriebsfällen verlässliche Wasserstandsmessung erlauben.

3.2 Ansatz

Die Vorgaben nach Kapitel 1.2 können mit dem beschränkten Volumen nur erfüllt werden, wenn das System Stollen und Becken vorausschauend durch sanfte Füllung oder Entleerung auf bestimmte Füllgrade geführt und damit aufkommende Betriebsfälle vorbereitet wird. Dazu braucht es Kenntnisse über die zukünftigen Zuflüsse, also eine verlässliche Prognose.

Für den Übergabepunkt zwischen dem Kraftwerkpark der KWO und dem Hochspannungsnetz gibt es einen Wirkleistungssollwert, der über mehrere Stunden im Voraus bekannt ist. Mit diesem Wirkleistungsfahrplan kann grundsätzlich eine Prognose der Zuflüsse ins System Stollen und Becken erstellt werden. Diese Prognose ist mit den folgenden Unschärfen behaftet:

- Im Leitsystem ist erst mit dem manuellen Startbefehl bekannt, mit welchen Maschinengruppen die zukünftige Wirkleistung generiert werden wird. Je nach eingesetzter Turbine des Kraftwerksparks der KWO gelangt ein beträchtlicher oder auch gar kein Zufluss in das System BB/PUW.
- Werden Pumpen zugeschaltet, sinkt die Wirkleistung am Übergabepunkt grundsätzlich. Allerdings kann gleichzeitig der Zufluss ins System steigen, weil ein Teil der zugeschalteten Pumpenleistung andernorts durch Turbinierung kompensiert wird.
- Aufgrund der Situation am Energiemarkt kommt es häufig zu bedeutenden Änderungen des Wirkleistungsfahrplanes innerhalb der aktuellen Viertelstunde. Diese Änderungen können nicht prognostiziert werden.

Simulationen zeigten, dass der Betrieb mit einer unscharfen und zeitweise falschen Prognose wesentlich besser gelingt als ohne.

3.3 Umsetzung

Die Regelung basiert auf robusten Volumenbilanzen von Stollen und Gesamtsystem. Das Ist-Volumen wird aus den aktuellen Wasserständen und der Geometrie bestimmt. Das Soll-Volumen ergibt sich aus den zu erwartenden Zuflüssen in der kommenden Stunde. Bei hohen Zuflüssen wird ein hohes Systemvolumen angestrebt, um bei Zuflussrückgang genügend Wasser für einen sehr langsamen Abflussrückgang in die Hasliaare zur Verfügung zu haben.

Die Zuflussprognose besteht aus mehreren Abbildern des bestehenden Kraftwerksreglers. Diese Klone werden jeweils mit zukünftigen Wirkleistungssollwerten und den aktuellen Istwerten versorgt. Sie liefern die zukünftigen Leistungssollwerte für die relevanten Kraftwerke, aus denen der zukünftige Zufluss in das System bestimmt wird. Damit das System auch bei falschen Prognosen, überraschenden Fahrplanänderungen, Handeingriffen und Störungen die Schwall-/Sunksituation gut meistert, sind zahlreiche Begrenzungsfunktionen implementiert.

Die errechneten Soll-Abflüsse aus dem Stollen werden mit zwei Segmenten, diejenigen aus dem Becken mit einer Klappe und einem Segment realisiert. Wichtig für diese Organe sind die exakte Bestimmung der Abflüsse und die variablen Verstellgeschwindigkeiten. An folgenden relevanten Orten wurden Wasserstandsmessungen mit je einem bis drei Sensoren eingerichtet: Unterwasser der Turbinen, Stollenanfang, Stollende, Beruhigungsbecken und Hasliaare

nach der Wasserrückgabe. Die beiden Messstellen im Becken sowie am Ende des PUW sind in Abb. 3 illustriert.

Die übergeordneten Funktionen wie Zufluss-Prognose, Volumenbilanzen und Systembegrenzungen sind in redundanten Rechneinheiten der bestehenden Kraftwerksregelung implementiert. Je eine Automatisierungseinheit beim Stollenauslauf und bei der Wasserrückgabe in die Hasliaare beherbergen die lokalen Funktionen wie Abflussregelung, Organsteuerung und weitere Begrenzungen. Letztere sorgen für die Einhaltung aller sicherheitsrelevanten Wasserstände in den Stollen und im Becken.

Die Messstellen, die Regelstruktur und die Leittechnikstruktur sind so ausgelegt, dass sie auf Fremdeinflüsse und Störungen weitgehend unempfindlich sind.

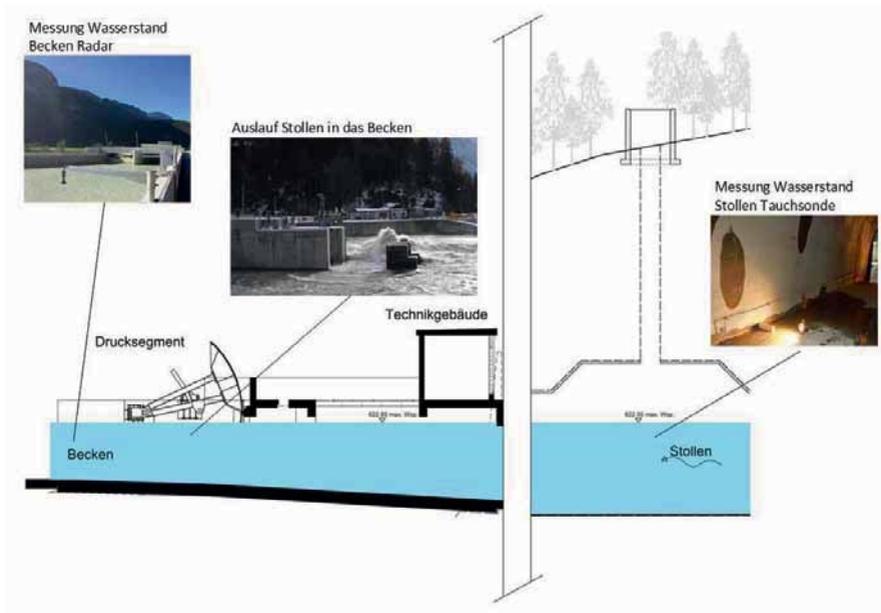


Abb. 3 Schnitt durch das Auslauf- und Regulierbauwerk PUW in das BB, inkl. Entlüftungsbohrung am Stollenende.

4 Inbetriebsetzungsversuche

Im Oktober/November 2015 erfolgte die Inbetriebsetzung (IBS) des Ausgleichs- und Regulierbeckens sowie des Unterwasserstollens mit Wasser aus den bestehenden Kraftwerksanlagen. Dabei erfolgte u.a. auch die später im Betrieb erforderliche Aufzeichnung der Becken- und Stollenpegel, der Stellgrößen der insgesamt vier Regelorgane sowie der Abflusswerte aus den Kraftwerken. Anhand von IBS-Versuchen unter vorgegebenem Kraftwerksbetrieb konnten einerseits die Sicherheits- und Betriebsfunktionen des Reglers, aber auch die technischen Randbedingungen des Systems nachgewiesen werden.

4.1 Systemeigenschaften

In ersten Füll- und Entleerungsversuchen wurden die reell verfügbaren Speichervolumina der beiden Speichersysteme ermittelt. Das effektive Nutzvolumen des BB beläuft sich auf ca. $V_{BB,Nutz} = 17'000 \text{ m}^3$, dasjenige des PUW (inkl. bestehendem, mit Dammbalken abgeschlossenen Unterwasserstollen) auf knapp $V_{PUW,Nutz} = 89'000 \text{ m}^3$. Da der PUW anlässlich der Ausführung nach den Ausbrucharbeiten nicht auf das Regelprofil verkleidet, resp. aufgespritzt wurde, steht aufgrund der Überprofile je nach Füllstand ein bis zu 25% grösseres Speichervolumen zur Verfügung als ursprünglich angenommen (Abb. 4a). Durch den Mehrausbruch weist der PUW einen grösseren Abflussquerschnitt auf, allerdings nimmt ohne Verkleidung auch die Rauigkeit des Stollens zu. Anlässlich der IBS-Versuche wurden deshalb stationäre Betriebsbedingungen gefahren, um die Fliessgefälle zu messen und damit die effektive Rauigkeit des PUW zu bestimmen.

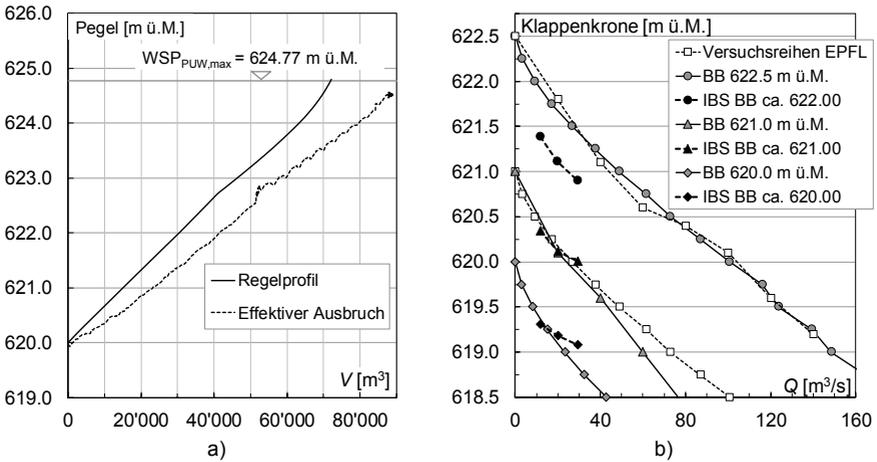


Abb. 4 Vergleich Resultate aus Vorstudien, Ausführungsplanung und IBS-Versuchen: a) Berechnete (-) und im Prototyp gemessene (---) Pegel-Volumen-Beziehung für das Speichersystem PUW und bestehender Unterwasserstollen, b) Berechnete (grau), im Modell ermittelte (weiss) und im Prototyp gemessene (schwarz) Beziehung zwischen Klappenstellung und Abflusskapazität für das Auslaufbauwerk BB.

Danach konnten im Rahmen der Echtversuche die rechnerisch und die mittels hydraulischen Modellversuchen bestimmten Stützkurven der Regelorgane überprüft werden. In Abb. 4b ist ein Vergleich für die Beziehung Klappenstellung-Abflusskapazität dargestellt. Aufgrund der Betriebseinschränkungen konnten bisher lediglich Abflüsse bis maximal $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$ getestet werden. In diesem tiefen Abflussbereich bestätigen die im Prototyp gemessenen Kapazitäten für Beckenpegel ab 621.00 m ü.M. die berechneten und im Modell ermittelten Werte. Bei tieferen Beckenpegeln divergieren Prototypmessungen und Berechnungen, resp. Modellresultate. Aufgrund der Beckengeometrie entsteht insbesondere bei tiefen Wasserständen im BB eine Hauptströmung entlang der Seitenmauer Richtung Hasliaare. Dadurch entstehen im Oberwasser der Klappe hohe Anströmgeschwindigkeiten und das Organ weist eine wesentlich höhere Abflusskapazität auf als ursprünglich angenommen. Beim sich im Schatten der

Hauptströmung befindenden Segmentschütz korrespondieren die gemessenen Werte in zufriedenstellendem Maße mit den Vorgabewerten und Modellversuchen.

Ausserdem erlaubte eine visuelle Überwachung vor Ort die Definition weiterer typischer Strömungseigenschaften im Becken in Abhängigkeit von Durchfluss und Beckenpegel. Weiterführende Datenauswertungen brachten teilweise starke Schwingungsphänomene in den beiden Speichervolumina zu Tage. Insbesondere der PUW schwingt nach Regelaktivitäten mit den beiden Segmentschützen mit Amplituden bis zu ± 15 cm und einer Periode von ca. 13 Minuten. Erst nach rund 1.5 h beträgt die Schwingungsamplitude weniger als ± 5 cm. Inwiefern sich diese Systemschwingungen auf die Regulierung auswirken, werden die ersten Betriebserfahrungen unter kontinuierlichem Kraftwerksbetrieb zeigen.

4.2 Regelfunktionen

Die Inbetriebsetzung von Sensoren, Aktoren und der Begrenzungsfunktionen zeigte sich weitgehend problemlos. Schwieriger gestalteten sich die übergeordneten Funktionen, weil das Stollensystem und das Becken sich gegenseitig beeinflussen und ein schwingfähiges System darstellen. Erste Versuche der übergeordneten Regelung endeten mehrmals damit, dass das Becken vom Regler entleert wurde.

Erst mit der Implementation der aufgrund der erfassten Systemeigenschaften überarbeiteten Kurvenscharen gelang es, mit der übergeordneten Regelung die gewünschten stabilen Zustände zu erreichen. In dieser Phase wurde auch klar, dass die Antriebe der Organe bei der Wasserrückgabe optimiert werden müssen. Ihre Verstellung muss im Normalbetrieb sehr langsam und gleichmässig, und beim Eingriff von Begrenzern sehr schnell und entschieden möglich sein.

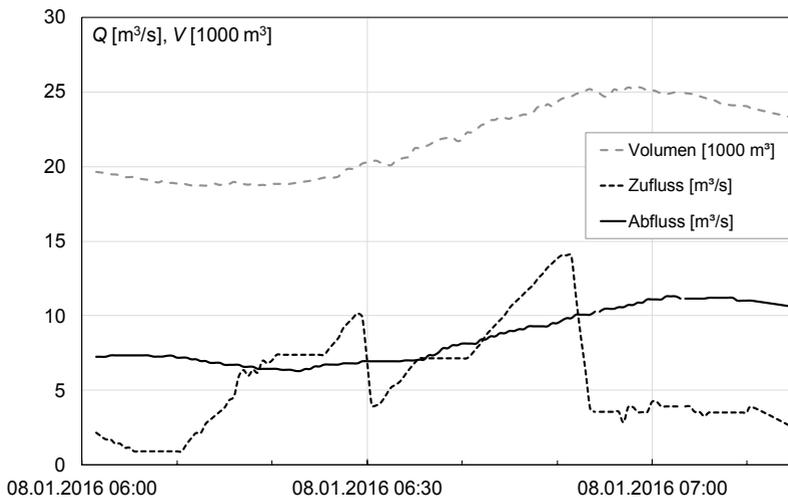


Abb. 5 Ergebnis aus den IBS-Versuchen vom Januar 2016: Abflüsse aus den Kraftwerken Inn1 und Inn2 (---) ins System BB/PUW, Wasserrückgabe in die Hasliaare (—) sowie zeitliche Entwicklung des Speichervolumens (---). Die dämpfende Wirkung des Systems zwischen totalem Zufluss und Abfluss geht eindeutig hervor.

5 Ausblick

Im Frühjahr 2016 werden, nach der Optimierung der ölhydraulischen Antriebe der Stellorgane, weitere IBS-Versuche mit zusätzlichem Wasser aus dem neuen Kraftwerk Inn1E gefahren. Dann werden zusätzliche Lastfälle mit erhöhten Abflüssen weitere Aufschlüsse über das Verhalten der Regelorgane, des Speichersystems und des Reglers geben. Das System zur Schwall-/Sunkreduktion wird gemeinsam mit den anderen Ausbauten seinen regulären Betrieb im Sommer 2016 aufnehmen. In den folgenden Jahreszeiten gilt es, die Parameter des Reglers so einzustellen, dass das System die Vorgaben in allen Betriebssituationen optimal erfüllt.

Literatur

- Bieri, M.; Müller, M.; Schweizer, S.; Schleiss, A.J. (2014). Flow restoration in Alpine streams affected by hydropower operations – A case study for a compensation basin, Proceedings of River Flow 2014 – the 7th International Conference on Fluvial Hydraulic, 3.-5. September 2014, EPFL, Lausanne, Schweiz.
- LCH (2012). Auslassorgane Beruhigungsbecken Innertkirchen – Hydraulische Modellversuche, EPFL-LCH, Lausanne, LCH Bericht Nr. 2/2014, 184 Seiten. Unveröffentlichter Bericht im Auftrag der KWO (Autoren: Ferràs, D.; Zeimetz, F.; Pfister, M.)
- Müller, M.; Zahno, M.; Keller, Y; Billeter, P.; Stamm, J.; Kost, M. (2014). Building new power plants under continuous exploitation of neighboring hydropower schemes - planning and construction challenges of the "Tandem" enhancement project in the Central Alps of Switzerland. Proceedings of HYDRO 2014 – Building on recent development progress, 13.-15. Oktober 2014, Como, Italien.
- Schweizer, S.; Bieri, M.; Tonolla, D.; Monney, J.; Rouge, M.; Stalder, P. (2013a). Schwall/SunkSanierung in der Hasliaare – Phase 2a: Konstruktion repräsentativer Abflussganglinien für künftige Zustände, Wasser Energie Luft 2013(4), 267–274.
- Schweizer, S.; Schmidlin, S.; Tonolla, D.; Büsser, P.; Maire, A.; Meyer, M.; Monney J.; Schläppi, S.; Schneider, M.; Theiler, Q.; Tuhtan, J.; Wächter, K. (2013b). Schwall/Sunk-Sanierung in der Hasliaare – Phase 2b: Ökologische Bewertung von künftigen Zuständen, Wasser Energie Luft 2013(4), 275–285.

Anschrift der Verfasser

Dr. Michael Müller und Yves Keller
IUB Engineering AG
Belpstrasse 48, Postfach, CH-3000 Bern 14, Schweiz
michael.mueller@iub-ag.ch, yves.keller@iub-ag.ch

Roland Kaderli und Matthias Gehri
BKW Energie AG, Engineering Hydro & Infrastructure
Viktoriaplatz 2, CH-3013 Bern, Schweiz
roland.kaderli@bkw.ch, matthias.gehri@bkw.ch

Markus Kost
Kraftwerke Oberhasli AG
Grimselstrasse 19, CH-3862 Innertkirchen, Schweiz
markus.kost@kwo.ch

Wasserschloss Obervermuntwerk II

Anforderungen, Untersuchungen, Realisierung

Wolfgang Richter, Josef Schneider, Gerald Zenz, Guntram Innerhofer, Gottfried Gökler

Zusammenfassung

Das Wasserkraftwerk Obervermuntwerk II der Vorarlberger Illwerke AG (VIW) ist als hochflexibles Regel- und Speicherkraftwerk konzipiert. Im Mai 2014 startete die Errichtung zwischen den zwei bestehenden Speicherseen Silvrettasee und Vermuntsee im Vorarlberger Montafon.

Der oberwasserseitige Triebwasserweg, welcher als Verbindung zwischen Kaverne und Speicher vorgetrieben wird, ist insgesamt 3210 m lang. Die Wassermasse im Druckstollen und Druckschacht beträgt 105 000 t. Um eine volle Regelfähigkeit des Kraftwerkes zu ermöglichen ist es notwendig, ein Wasserschloss zu positionieren (Thoma 1910). Dieses Wasserschloss begrenzt in weiterer Folge die maximale Druckstoßbelastung und ermöglicht schnelle Schalt- und Umstellzeiten. Das Wasserschloss weist aufgrund der hydraulischen Anforderungen und der Zugangsmöglichkeiten für den Bau eine besondere Form mit drei sternförmig angeordneten 70 m langen Unterkammern und einer 311 m langen Oberkammer auf. Das gesamte Wasserschlossbauwerk mit Vertikalschacht ist 292 m hoch.

Die Auslegung der Kraftwerksanlage und des Wasserschlosses erfolgt durch die Engineering Abteilung der Vorarlberger Illwerke AG. In der Zusammenarbeit mit dem Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz wurde das Wasserschloss durch 1D-numerische, 3D-numerische und physikalische Modellierungen untersucht und in Details optimiert. Durch die effektive und effiziente Kooperation war es darüber hinaus möglich, ein neues Konzept zur Dämpfung eines massiven Wasserfalls aus der Oberkammer zu entwickeln und zu testen. Dadurch soll verhindert werden, dass Luft bis in das Triebwassersystem gelangt. Das gesamte Wasserschloss wurde im Wasserbaulabor der Technischen Universität Graz im Maßstab 1:30 aufgebaut und instationär nach den Froude'schen Ähnlichkeitsgesetzen betrieben.

In numerisch-physikalischen Vorversuchen wurde eine möglichst effektive Drossel in der horizontalen Verbindung zwischen Triebwasserstollen und Wasserschlossschacht zur Dämpfung der Wasserschlossschwingung entwickelt und untersucht.

Bautechnisch wird das Wasserschloss einerseits am Fußpunkt durch einen Verbindungsstollen, andererseits von einem Zugangsstollen zur Oberkammer aufgeföhren. Durch eine gesteuerte Pilotbohrung (Raise-boring) wurde zuerst eine Verbindung vom Schachtkopf bis zum Schachtfuß hergestellt. Danach wurde diese Bohrung von unten nach oben mittels Fräsverfahren auf 3 m Durchmesser aufgeweitet. Über den so hergestellten Schutterschacht wurde dann der bis zu 18 m im Durchmesser große Wasserschlossschacht bergmännisch abgeteuft. Das Wasserschloss wird mit einer Betoninnenschale ausgestattet. Anschließend wird der umliegende, aufgelockerte Felsbereich mit Zementsuspensionen injiziert. Lediglich die Drossel wird aus Stahl gefertigt und kraftschlüssig im Verbindungsstollen am Wasserschlossfuß eingebaut.

In diesem Beitrag werden neben den Ergebnissen der numerischen und physikalischen Modelluntersuchungen die Bauabläufe und –fortschritte dargestellt.

1 Allgemeine Informationen

Das Pumpspeicherkraftwerk Obervermuntwerk II (OVW II) wird als hochflexibles Regelkraftwerk ausgelegt, welches auch als Backup-Kraftwerk für das PSKW Kopswerk II vorgesehen ist. Daher sind sehr schnelle Umschaltzeiten zwischen den Maschinenbetriebsarten zu ermöglichen. Das PSKW Kopswerk II weist eine Bruttofallhöhe von max. 818 m, sowie Ausbaudurchflüsse von 80 m³/s (3 Turbinen) und 56 m³/s (3 Pumpen) auf. Die Engpassleistung des Kopswerkes II beträgt 525 MW im Turbinenbetrieb und die maximale Leistungsaufnahme 480 MW im Pumpenbetrieb.

Das PSKW Obervermuntwerk II wird mit zwei horizontalen ternären Maschinensätzen ausgestattet. Das PSKW Obervermuntwerk II wird für eine Engpassleistung von 360 MW im Turbinenbetrieb und einer maximalen Leistungsaufnahme von 360 MW im Pumpenbetrieb ausgelegt. Aufgrund der vorhandenen Speicher Vermuntsee und Silvretta-See ergeben sich Fallhöhen von 243,2 m bis 311,2 m. Die Ausbaudurchflüsse betragen maximal 164 m³/s im Turbinendurchfluss und 135 m³/s maximal im Pumpendurchfluss. Die Linienführung des Druckwassersystems erfolgt für das PSKW OVW II mittels einer direkten Verbindung zwischen der Maschinenkaverne und dem Oberbecken.

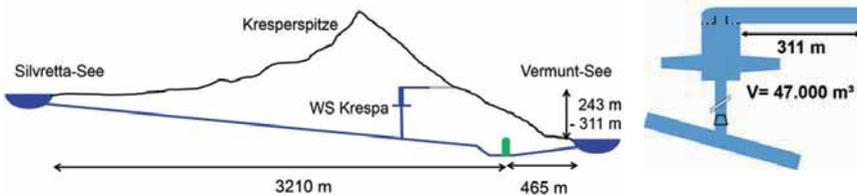


Abb. 1 Längsschnitt (schematisch) des PSKW OVW II, schematische Darstellung des WS Krespa (Anmerkung: Drossel ist liegend im Verbindungsstollen angeordnet- siehe Abb.2)

2 Anforderungen an das Wasserschloss Krespa

Das hydraulische System ist für eine uneingeschränkte freie Betriebsführung ausgelegt, wobei die möglichen Anfahr-, Abschalt- und Umstellzeiten der Betriebszustände unabhängig vom vorhergehenden Schaltfall in beliebiger Anzahl durchgeführt werden können. Um dies gewährleisten zu können, muss das Wasserschloss folgende hydraulische Eigenschaften erfüllen:

- Rasche Reaktionszeiten um die schnelle Regelbarkeit der Maschinen zu gewährleisten
- Stabilitätskriterium für stabilen Regelbetrieb
- Präqualifizierung der Maschinenleistung für Primärregelung
- Druckstoß-Begrenzung im Druckstollen
- Ausreichende Dimensionierung auf die Massenschwingung im Resonanzfall für
 - Stauziel 2032,48 müA - Oberkammer
 - Absenkeziel 1994,63 müA – Unterkammer

Ursprünglich wurde zur Ermöglichung sehr schneller Schaltzeiten die Variante eines Druckluftwasserschlosses von VIW untersucht (Meusburger & Gökler, 2014).

2.1 Massenschwingung in Resonanz

Die 1D-numerischen Untersuchungen der Massenschwingung und die daraus sich ergebenden Volumina für das Wasserschloss wurden von TU Graz und von VIW mit unterschiedlicher Software getrennt voneinander berechnet. Aus den vergleichbaren Ergebnissen der Berechnungen ergeben sich die erforderlichen Volumina des Wasserschlosses.

Ober- und Unterkammern wurden auf einen Mehrfachschaltfall mit ungünstigen Schaltzeiten ausgelegt. Hierbei wurden die Pumpen und die Turbinen in den maximalen Rampen so geschaltet, dass die träge Wassermasse im Druckstollen möglichst stark angeregt wird. Um stets auf der konservativen Seite der hydraulischen Berechnungen zu sein, wurden sowohl die Reibungsverluste im Druckstollen, als auch die lokalen Verluste der Drossel um 10 % abgemindert. Dadurch wird eine verminderte Dämpfung der Massenschwingung simuliert.

3 Untersuchungen

Die hydraulischen Untersuchungen für das Wasserschloss wurden durchgeführt:

- 1D-Numerik – Massenschwingung – Kammerauslegung, Drosselwirkung, Ermittlung des Wasserfalldurchflusses, Variantenuntersuchung Oberkammerneigung
- 3D-Numerik – Variantenstudie für das Drosseldesign - Variantenstudie zur Wasserfalldämpfung
- Physikalischer Modellversuch 1:30 als Teilmodell – zur Ermittlung der hydraulischen Drosselverlustbeiwerte, Definition des Ausführungsvorschlags
- Physikalischer Modellversuch 1:30 als Vollmodell – Gesamtdarstellung der Auslegungslastfälle für die Oberkammer, Unterkammer und den Zwischenlastfall mit dem maximalen Wasserfall-Lastfall

Die numerischen Berechnungen wurden vor und während der physikalischen Modellversuche durchgeführt um mögliche Ausführungsvarianten zu untersuchen und für den physikalischen Modellversuch möglichst bereits die Ausführungsvariante aus Plexiglas zu erstellen. Das große und anschauliche Modell des Wasserschlosses Krespa konnte im Wasserbaulabor zu weiteren Forschungs- und Ausbildungszwecken verwendet werden.

- Weiterführende Akademische Abschlussarbeiten:
 - PIV (Particle Image Velocimetry) – Messungen des Wasserfall-Dämpfungselements – (Ruetz, 2014)
 - PIV – Messungen im Steigschacht – Evaluierung der Luftetragtiefe mit und ohne Wasserfalldämpfungselement – (Urach, 2015)
 - 3D-numerische Strömungssimulation der Drossel – Variantenstudie 3D-Numerik, Randbedingungen – numerische Modellfamilie (Koch, 2015)

3.1 Auslegung Oberkammerlastfall

Für die Oberkammerauslegung sind der maximal zulässige Druck im Fußpunkt des Wasserschlosses und die Lage der Oberkammer sowie die Geometrie des Hauptschachtes vorgegeben. Die ungünstigsten Umschaltzeitpunkte befinden sich im Bereich des Scheitelpunktes des maximalen Durchflusses im Druckstollen. Es werden im Oberkammerlastfall maximal etwa 300 m³/s Durchfluss im Druckstollen zum Wasserschloss und etwa 225 m³/s vom Wasserschloss zum Speicher Silvrettasee im Resonanzfall erreicht. Durch die Drossel in das Wasserschloss fließen für diesen Fall etwa 235 m³/s sowohl hinein als auch heraus. Die

Untersuchungen zeigen, dass durch den Differentialeffekt der Oberkammer mit dem Abreißen der Wassersäule und der Bildung eines Wasserfalles eine zusätzliche positive Dämpfung für die Massenschwingung erreicht wird. Diese Dämpfung vermindert dadurch sogar die Amplituden noch höherer Wasserschlossschwingungen aufgrund folgender ungünstiger Schallvorgänge. Für die maximale Auslegung der Oberkammer wird ein Reserve-Volumen von etwa 30% des maximalen Füllvolumens vorgehalten. Die Neigung der 311 m langen Oberkammer wurde so gewählt, dass es zu einer möglichst idealen Füllung des Stollens mit äußerst gedämpfter Schwallwelle kommt. Diese Schwallwelle darf auch das Übergabebauwerk in den Belüftungstollen nicht ungünstig beaufschlagen. Hierbei war zu verhindern, dass auch die maximal möglichen Schwallwellen kein Überschwappen in den Belüftungstollen zur Folge haben.

3.2 Auslegung Unterkammerlastfall

Die jeweils 70 m langen Unterkammern werden sternförmig an den Hauptschacht angeschlossen. Diese werden hydraulisch nicht durchströmt. Die Unterkammern definieren für den ungünstigsten Mehrfachschallfall bei Absenken das tiefste Niveau des freien Wasserspiegels im Wasserschloss und stellen somit auch eine minimale Leistungsgrenze für die Maschinen dar. Für die Unterkammern wurde die Volumenreserve auf 0% vermindert da der lange Vertikalschacht bereits eine ausreichende Reserve vorhält. Die maximalen Stollendurchflüsse für diesen Lastfall sind etwa mit 250 m³/s sowohl für das Fließen zum Wasserschloss auch als das Rückfließen zum Oberbecken zu erwarten. Maximal fließen bei diesem Lastfall etwa 270 m³/s in das Wasserschloss (Überlagerung Stollen und Pumpen). Der maximale Ausfluss aus dem Wasserschloss beträgt etwa 170 m³/s.

3.3 Auslegung Wasserfalldämpfungselement

Für das Wasserschloss Krespa wurde erstmals ein neuartiges Wasserfalldämpfungselement in einem Wasserschloss entwickelt. Dieses Element ist notwendig da der Hauptschacht direkt zwischen dem Druckstollen und der Oberkammer angeschlossen ist. Bei anderen Wasserschlossern in Österreich wie etwa beim PSKW Kopswerk II ist die Unterkammer durchflossen. Dort kann Luft, welche durch einen Wasserfall eingetragen wird, an die Frise der Unterkammer aufsteigen und anschließend wieder entweichen.

Im Wasserschloss Krespa ergeben sich instationäre Wasserfälle mit maximal 75 m³/s beim Abreißen der Wassersäule in der Oberkammer. Es wurden dazu die ungünstigsten Lastfälle untersucht. Der Bemessungslastfall wurde mit einem Speicherspiegel ca. 20 m unterhalb des Stauziels im Oberbecken ermittelt. Ohne Dämpfungselement wären hierbei Luftpindringtiefen von etwa 65 m bis 77 m zu erwarten. Dadurch könnte Luft bis in den Druckstollen mitgerissen werden. Diese Zustände sind jedenfalls zu vermeiden. Zweck des Dämpfungselements ist eine Transformation des horizontalen Ausflusses aus der Oberkammer in einen vertikalen Abfluss mit definierten Strahldurchmessern. Dies wird durch zahlreiche Rohrdurchbrüche DN 180 in einer Betonbrüstung erreicht. Diese „Balkonbrüstung“ verhindert das direkte Abfließen des Wasserstrahls und zwingt das Wasser durch die Aussparungen zu fließen. Diese Konstruktion wirkt wie ein großer Duschkopf und vermindert die Luftpindringtiefe um etwa 2/3. Daher sind mit dem Wasserfalldämpfungselement Luftpindringtiefen von nur mehr etwa 25 m zu erwarten. Vergleichende Berechnungen werden mit Literaturangaben von Ervine & Falvey, 1987 sowie Clanet & Lasheras, 1997 durchgeführt (Richter et. al, 2013 b).

3.4 Auslegung Drossel

Die Drossel des Wasserschlosses Krespa wird als hydraulische asymmetrische Düsendrossel konzipiert. Dadurch wird ein etwa 3-mal größerer Abschwingverlust beim Rückströmen aus dem Wasserschloss generiert. Die Drossel erzeugt durch einen etwa 1,2 m langen Einstand eine größere Einschnürung des Wassers beim Abschwingen. Dadurch vergrößert sich der Borda-Carnot'sche Stoßwiderstand. Die Drossel wird liegend in den horizontalen Verbindungsstollen eingebaut und weist einen Innendurchmesser von 3,854 m auf. Es werden Entlüftungs- und Entwässerungsrohre vorgesehen, um den Anforderungen beim Befüllen und bei Inspektionen gerecht zu werden.

3.5 Geometrie - Ausführung

Aufgrund der direkten Druckstollenverbindung zwischen der Maschinenkaverne und dem Speicher Silvretta ergibt sich eine erforderliche vertikale Schachtverbindung mit 185 m Höhe zwischen dem Druckstollen und dem eigentlichen Wasserschloss. Auffällig sind die drei sternförmig angeordneten Unterkammern. Diese Anbindung und der direkte Übergang vom Steigschacht in die Oberkammer sind notwendig, da es bei einer sonst üblichen durchflossenen Unterkammer bei den großen vorhandenen Wasserdurchflüssen zu unzulässigen Unterdrücken am Übergang kommen kann. Zudem wirkt die Trägheit der Unterkammern nicht nachteilig für die Anlaufzeit des Wasserschlosses. Abb. 2 zeigt die Ausführungsgeometrie des Wasserschlosses.

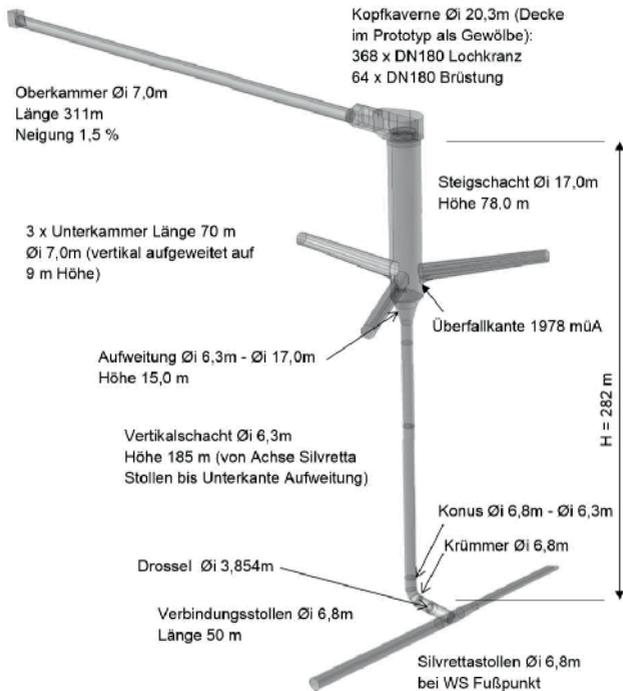


Abb. 2 Geometrie, Ausführungsvorschlag des Wasserschlosses Krespa (Zenz et. al, 2014)

4 Physikalischer Modellversuch

Abb. 3 zeigt den Teilmodellversuch zur Ermittlung der lokalen Drosselverluste. Hierbei wurden die Reibungsverluste entsprechend der Reynoldszahlen extrapoliert und die lokalen Verluste isoliert ermittelt (Klasinc R., 1992). Abb. 4 zeigt den Aufbau des Vollmodellversuchs aus Plexiglas zur Untersuchung der gesamten Funktionsfähigkeit des Wasserschlosses.

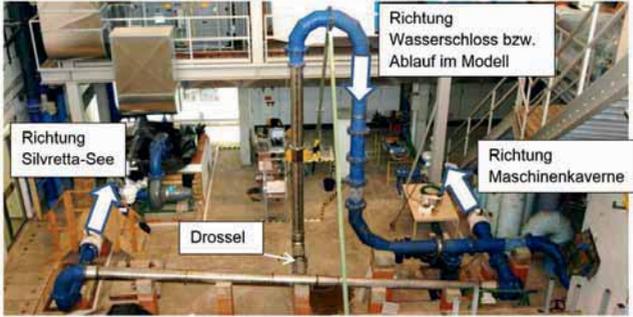


Abb. 3 Physikalischer Modellversuch der Drossel des Wasserschlosses Krespa im Wasserbaulabor, TU Graz (Zenz et. al, 2014)

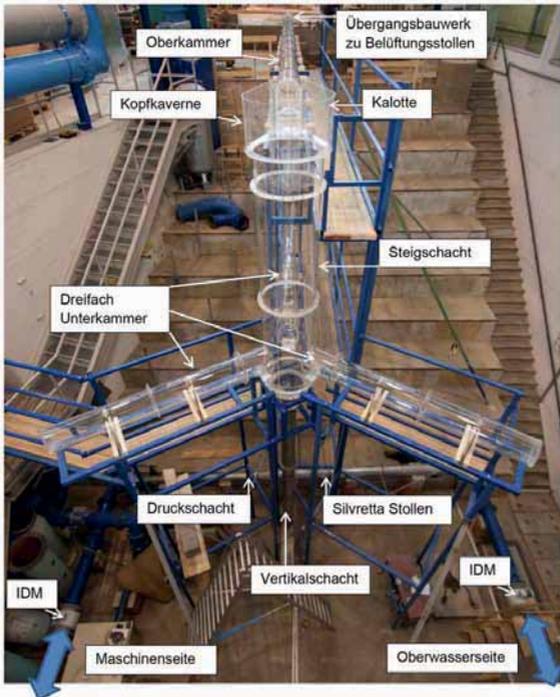


Abb. 4 Physikalischer Vollmodellversuch TU Graz (Zenz et. al, 2014)

4.1 Zwischenlastfall – Wasserfalldämpfungselement

Zur Beherrschung des auftretenden Wasserfalls bei Abreißen der Wassersäule in der Oberkammer wird ein Wasserfall-Dämpfungselement in Zusammenarbeit von VIW mit TU Graz entwickelt. Diese Konstruktion besteht aus einer Betonbrüstung und 368 vertikalen DN 180 Brüstungsboden-Durchbrüchen sowie 64 horizontalen DN 180 Durchbrüchen der „Balkonbrüstung“. Das Wasserfall-Dämpfungselement wird in der Kopfkaverne mit 23 m Innendurchmesser eingebaut. Abb. 5 zeigt das Anlaufen des Dämpfungselements in der Kopfkaverne bei ankommendem Schwall aus der Oberkammer. Zusätzlich werden zur Dissipation der Bemessungs-Schwallwelle Störkörper vorgesehen. Diese dämpfen die kinetische Energie des Schwalls und verteilen die Beaufschlagung des Dämpfungselements.



Abb. 5 Transientes Strömungsverhalten des Wasserfalldämpfungselements in der Kopfkaverne des Wasserschlosses Krespa (Zenz et. al, 2014)

5 Realisierung

Der Steig- und Vertikalschacht wurden über die gesamte Höhe (rd. 280 m) mittels Raise-Boring-Verfahren lotrecht vorausgebrochen. Die Aufweitung zum endgültigen Querschnitt erfolgte von oben nach unten im Sprengvortrieb, wobei das ausgebrochene Material in den Schacht geworfen, am Fußpunkt geladen und abtransportiert wurde. Die Versorgung für die Ausbruch- und Sicherungsarbeiten erfolgte über die obere Kammer.

5.1 Bauablauf

- Raise-Boring: Jänner bis Anfang März 2015

Nach Fertigstellung der Kaverne am oberen Ende des Schachtes (Schachtkopf) wurde das Bohrgerät in der vertikalen Schachtachse eingerichtet und mit der Abteufung der Pilotbohrung (DN 330) vom Schachtkopf aus begonnen. Die zielgesteuerte Bohrung mündete rd. 272 m weiter unten im bereits vorher ausgebrochenen Verbindungsstollen zur Triebwasserführung. Beim Schachtfuß wurde der Aufweitungskopf am Bohrgestänge montiert und die Aufweitung (DN 3050) von unten nach oben ausgeführt (Raise-Boring-Verfahren). Das nach unten gefallene Fräsmaterial wurde geladen und über das vorhandene Stollensystem zu den Deponien geführt.



Abb. 6 Raise-Boring Verfahren, Bohrkopf Pilotbohrung (links), Aufweitungskopf an Bohrgestänge (rechts)

- Aufweitung Steigschacht: Mai bis Aug 2015

Nach dem Abbau der Raise-Boring-Anlage erfolgte die Aufweitung des Steigschachtes von 3,05 m auf 18,4 m Durchmesser über eine Höhe von rd. 78 m. Das Ausbruchmaterial wurde über den Raise-Boring-Schacht geschuttert. Das freiliegende Gebirge wurde fortlaufend mit dem Vortrieb mittels Baustahlgitter, 15 cm Spritzbeton und 14 Stk. SN-Anker á 6 m Länge gesichert.

- Untere Kammern: Aug bis Dez 2015



Abb. 7 Eine der unteren Kammern aus Sicht Steigschacht

Auf Höhe (Teufe) der unteren Kammern wurden die Aufweitungsarbeiten des Schachtes unterbrochen, um die drei unteren Kammern (je rd. 70 m lang, Höhe 9 m beim Übergang vom Steigschacht bis 7 m am Ende der Unterkammer) auszubrechen und auch die Betonauskleidung einzubringen.

- Aufweitung Vertikalschacht: Jan bis Feb 2016

Der Vertikalschacht wurde auf einen Durchmesser von 8,3 m aufgeweitet und ähnlich wie der Steigschacht laufend mit einer Vortriebssicherung versehen.

- Innenauskleidung, ab März 2016

Nach der Herstellung einiger Details - wie des Übergangs von Steig- zu Vertikalschacht sowie der Krümmer am Schachtfuß – soll im Frühjahr 2016 die Herstellung der Endauskleidung der Schächte (leicht bewehrte Ortbetoninnenschale, C25/30) mittels Gleitschalung von unten nach oben beginnen. Der Vertikalschacht wird mit 50 cm, der Steigschacht mit 35 cm Betonstärke ausgekleidet.

Abschließend wird das Verbundsystem Beton/Fels in zwei Tiefenhorizonten mit Zement injiziert.

- Verbindungsstollen und Drossel

Abhängig vom Fertigstellungstermin der Vortriebsarbeiten der Triebwasserführung sind die Montagearbeiten der Drossel Mitte 2016 geplant. Auf Grund der in diesem Bereich extremen Fließgeschwindigkeiten und Kräfte (statisch und dynamisch) stellen sowohl die Verankerung der Drossel als auch die Herstellung einer dauerhaft widerstandsfähigen Betonauskleidung eine besondere Herausforderung dar. Da bis auf den Nahbereich der Drossel keine Panzerung vorgesehen ist, ist eine erhöhte Betonqualität (C35/45, glatte Oberfläche, Mehraufwand an Nachbehandlungen und Kontrollen) vorgesehen.

Die Fertigstellung des gesamten Wasserschlossbauwerkes erfolgt laut Plan Ende 2016.

Literatur

Clanet, C., & Lasheras, J. (1997). *Depth of penetration of bubbles entrained by a plunging water jet*. University of California, San Diego.

Ervine, D., & Falvey, H. (1987). *Behaviour of turbulent water jets in the atmosphere and in plunge pools*. Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, 295-314.

Klasing R., K. H. (1992). Power losses in distribution pipes. *Fluid flow modelling*.

Koch, M. (2015). *Numerische Simulation zur Bestimmung des Verlustbeiwertes der Drossel Krespa*. Masterarbeit TU Graz.

Meusburger, P., & Gökler, G. (2014). Pumped Storage Power Plant Obervermuntwerk II- Plant Layout and Study of different Surge Tank Design. *18 th Int. Seminar on Hydropower Plants* (S. 409 - 416). Vienna: Vienna University of Technology, Institute for Energy Systems and Thermodynamics.

- Richter W., Schneider, J., Zenz, (2013 a). Ermittlung der Luft eindringtiefe eines Wasserfalls in einem Wasserschloss. *Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, 15. JUWI Treffen Fachbeiträge zur Tagung*. Graz: TU Graz.
- Richter, W., Schneider, J., Zenz, G., & Innerhofer, G. (2013 b). *Hybrid Modelling and Development of a long Upper Chamber in a Surge Tank*. Proceedings of Hydro Congress, Innsbruck.
- Ruetz, M. (2014). *Particle Image Velocimetry (PIV) Messungen am Modellversuch Wasserschloss Krespa*. TU Graz.
- Urach, T. (2015). *Modelluntersuchungen am Wasserschloss Krespa des PSKW Obervermuntwerk 2*. Masterarbeit TU Graz.
- Zenz, G., Schneider, J., & Richter, W. (2014). *Hydraulischer Modellversuch Wasserschloss Krespa*. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz.

Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Wolfgang Richter
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz
Stremayrgasse 10/2, 8010 Graz
Wolfgang.Richter@tugraz.at

Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Josef Schneider
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz
Stremayrgasse 10/2, 8010 Graz
Schneider@tugraz.at

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald Zenz
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz
Stremayrgasse 10/2, 8010 Graz
Gerald.Zenz@tugraz.at

Dipl.-Ing. Guntram Innerhofer
Vorarlberger Illwerke AG
ESB - Engineering Services Bautechnik
Anton-Ammann-Straße 12, 6773 Vandans
Guntram.Innerhofer@illwerke.at

Dipl.-Ing. Gottfried Gökler
Vorarlberger Illwerke AG
ESB - Engineering Services Bautechnik
Anton-Ammann-Straße 12, 6773 Vandans
Gottfried.Goekler@illwerke.at

Untersuchungen und Empfehlungen zur Dimensionierung und Anordnung von Bypass-anlagen bei Wasserkraftanlagen

Boris Lehmann und Beate Adam

Zusammenfassung

Im Rahmen eines von August 2013 bis Dezember 2015 bewilligten FuE-Projekts des Bundesamtes für Naturschutz wurden im wasserbaulichen Forschungslabor der TU Darmstadt vergleichende Verhaltensuntersuchungen mit Fischen durchgeführt, um die Anforderungen an die Gestaltung und den Betrieb von Bypässen zu präzisieren. Darüber hinaus flossen in dieses Projekt die Erkenntnisse aus einer von der Bezirksregierung Düsseldorf beauftragten Freilandstudie an einem Wasserkraftstandort an der Wupper ein, an dem zeitgleich mittels HDX-Technologie das Abwanderverhalten von Fischen untersucht wurde. Ziel des FuE-Projekts war es, alternative Abwanderkorridore für abstiegswillige Fische unterschiedlicher Arten und Entwicklungsstadien sicher auffindbar und zügig passierbar zu gestalten. Im Einzelnen galt es:

- Regeln für die korrekte Anordnung von Bypässen an Wanderhindernissen mit und ohne Wasserkraftanlagen zu erarbeiten,
- geometrische und hydraulische Dimensionierungsvorgaben für die Gestaltung von Bypasseinläufen zu ermitteln und
- Grenzwerte für den Betrieb solcher Abwanderwege abzuleiten.

Das FuE-Vorhaben wurde in transdisziplinärer Zusammenarbeit von Ingenieuren der TU Darmstadt und Fischbiologen des Instituts für angewandte Ökologie durchgeführt, wobei letztere auch die Studie am Auer Kotten bearbeiten. Begleitet wurde das Projekt von einem Beirat aus wasserbaulichen, fischereilichen und naturschutzfachlichen Behördenvertretern, Ingenieurwissenschaftlern und Vertretern/innen aus der Wasserkraftbranche.

Planungsgrundlage für die Versuchsreihen im Modellgerinne an der TU Darmstadt bildeten die konstruktiv-hydraulischen Realbedingungen des mit mehreren Bypässen und Abwanderkorridoren ausgestatteten Ausleitungsstandortes „Auer Kotten“ an der Wupper (ENGLER & ADAM 2015). Diese Bedingungen wurden im Modellgerinne situativ ähnlich nachgebildet, um die Reaktionen und Verhaltensweisen von Lachs-Smolts, Blankaalen und diversen potamodromen Fischarten darauf zu untersuchen. Eine detaillierte Darstellung aller Ergebnisse des FuE-Projekts wird im Rahmen der Schriftenreihe Naturschutz und Biologische Vielfalt in 2016 durch das Bundesamt für Naturschutz veröffentlicht werden. Nachfolgend können lediglich exemplarisch einige Erkenntnisse dargestellt werden.

1 Veranlassung und Untersuchungsansatz

Infolge der Novellierung des Wasserhaushaltsgesetzes sind nach § 35 an Wasserkraftanlagen geeignete Maßnahmen zum Schutz der Fischpopulation zu ergreifen. Gegenwärtig stellt vor allem der Bau und Betrieb funktionsfähiger Fischschutz- und -abstiegsanlagen eine Herausforderung dar, da im Gegensatz zum Fischeaufstieg noch keine fundierten Regelwerke, sondern allenfalls erste konstruktive Empfehlungen zur Verfügung stehen. Ein wesentliches Hindernis für die Entwicklung von wirksamen Bypässen, die abwandernde Fische aus sie gefährdenden Anlagenbereichen ableiten sollen, ist die weitgehend fehlende Kenntnis des Verhaltens dieser

Tiere insbesondere bei ihrer Annäherung an ein Wanderhindernis - insbesondere wenn dieses mit einer Wasserkraftanlage ausgestattet ist.

Um diese Wissenslücken zu schließen, wurden die TU Darmstadt und das Institut für angewandte Ökologie (Kirtorf-Wahlen) mit der Durchführung ethohydraulischer Untersuchungen beauftragt. Die Arbeiten fanden im wasserbaulichen Forschungslabor der TU Darmstadt in statt. Das FuE-Vorhaben mit einer Laufzeit von 2,25 Jahren wurde vom Bundesamt für Naturschutz mit Mitteln des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit gefördert.

Im Rahmen einer parallel laufenden Untersuchung im Auftrag der Bezirksregierung Düsseldorf monitort das Institut für angewandte Ökologie seit September 2013 am Ausleitungskraft-werk „Auer Kotten“ im Unterlauf der Wupper das Abstiegsverhalten von Fischen über die dort vorhandenen Wanderkorridore, u. a. das Mutterbett, diverse Bypässe und Fischaufstiegsanlagen. Durch Einsatz modernster Methoden zur individuellen Markierung und automatischen Detektion von Fischen konnten hier die präferierten Abwanderkorridore identifiziert sowie Bewertungen zu deren Auffindbarkeit und Akzeptanz vorgenommen werden.

Diese Erkenntnisse aus dem Freiland wurden mit dem methodischen Vorgehen bei den ethohydraulischen Tests im wasserbaulichen Forschungslabor der TU Darmstadt gekoppelt, um letztlich fischbiologisch begründete technische Anforderungen an Bypässe zu erarbeiten (Abb. 1).

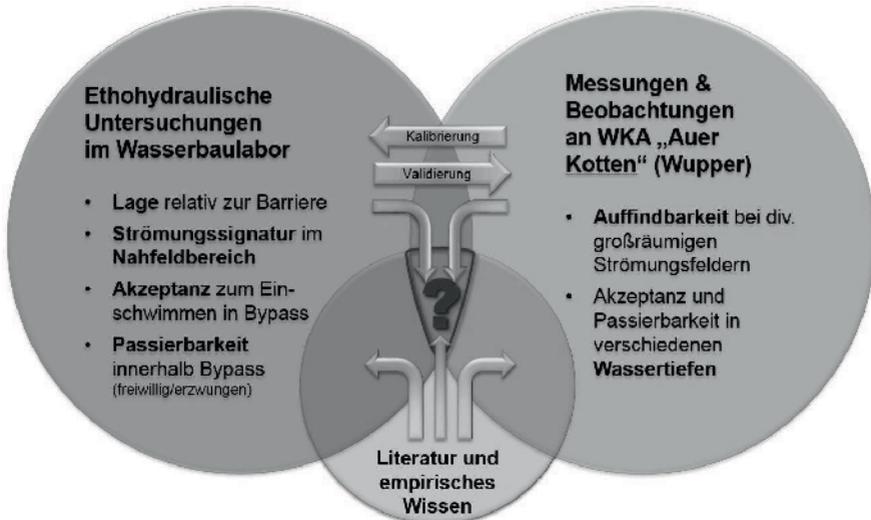


Abb. 1 Verknüpfung von Literaturstudium sowie ethohydraulischen Labor- und Felduntersuchungen im Rahmen des FuE-Projekts der TU Darmstadt und des Instituts für angewandte Ökologie zur Erarbeitung von Regeln und Grenzwerten für Bypässe

2 Wissensstand und -lücken über Bypässe

Das Verständnis darüber, welche Anforderungen an Fischabstiegsanlagen, resp. Bypässe zu stellen sind, geht derzeit in Deutschland weit auseinander. So wird die Notwendigkeit zur Schaffung von Abwanderwegen an energetisch nicht genutzten Stauanlagen grundsätzlich in Frage gestellt. Hingegen sind an einigen Wasserkraftanlagen zur Vermeidung von Fischverlusten an einer Stelle, wo es nicht als betriebsstörend erachtet wurde, mehr oder weniger ständig durchflossene Rohrleitungen vom Ober- zum Unterwasser in der Hoffnung installiert, dass abwandernde Exemplare diese Verbindungswege schon finden werden.

Der geringe Stand des Wissens darüber, wie funktionsfähige Fischabstiegsanlagen anzuordnen, zu dimensionieren, zu beaufschlagen und zu betreiben sind, hat vielfältige Ursachen: Einerseits wurde das Problem des Fischabstiegs Jahrzehntlang vernachlässigt und es wurden entsprechend keine Untersuchungen oder Forschungen zu diesem Thema durchgeführt. Andererseits wurden selbst an sogenannten Pilotanlagen installierte Fischabstiegsanlagen und Bypässe nur selten, und wenn, dann zumeist nur diskontinuierlich und/oder mit unzulänglichen Methoden überprüft. Schließlich befinden sich die Ergebnisse ausgeführter Monitoringuntersuchungen oftmals unter Verschluss, weil Entwickler, Planer und Eigentümer von Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen, die sich als funktionsuntüchtig erwiesen haben, finanzielle oder rechtliche Konsequenzen befürchten.

Vor diesem Hintergrund basiert das heute verfügbare Wissen über Fischabstiegsanlagen primär auf Untersuchungen aus dem Ausland mit Fischarten, die in Deutschland nicht heimisch sind, oder wie der Lachs, hier keine selbsterhaltenden Populationen bilden. Auch an deutschen Wasserbauinstituten wurde bislang kaum über Fischabstiegsanlagen geforscht und wenn, standen rein technisch-konstruktive Aspekte im Fokus des Interesses. Aufgrund eines fehlenden anerkannten Standes der Technik über wirksame Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen steht bis heute außer Einzelpublikationen (u. a. DUMONT et al. 2005, DWA 2005, EBEL 2013) kein allgemein gültiges Regelwerk zur Verfügung, das eine planerische Grundlage für solche Anlagen darstellen und eine Beurteilung der Funktion existierender Installationen ermöglicht.

Derzeit werden mechanische Barrieren in Form von Feinstrechen oder Siebbändern vorgeschlagen, um Fische physisch vor einem Eindringen in für sie gefährliche Anlagenbereiche zu schützen. Ebenso werden Barrieren wie ein Louver empfohlen, welche aufgrund des von der grundsätzlich passierbaren Barriere erzeugten Strömungsfeldes von Fischen oder bestimmten Zielarten nicht durchschwommen werden (KRIEWITZ-BUYN 2015). Außer um abwandernde Tiere vor Verletzungen zu schützen, gilt es auch, Fische einen alternativen Abwanderkorridor anzubieten, der sie sicher und zügig ins Unterwasser des Abwanderhindernisses bringt. Um diesen zu erreichen wird heute zumeist die Schräganordnung einer für Fische unpassierbaren Abwanderbarriere zur Anströmrichtung empfohlen oder ein möglichst flach zur Sohle geneigter Feinstrechen. Das Ursachen-Wirkungsgefüge, ob, wie und unter welchen Bedingungen Fische auf solche Konstruktionen reagieren, ist bis dato weder systematisch untersucht, noch verstanden. Alle solche Empfehlungen basieren vielmehr hauptsächlich auf hydraulische Messungen der Strömungsverhältnisse vor solchen Barrieren in Kombination mit Annahmen darüber, welche Wirkung diese Bedingungen wohl auf sich annähernde Fische haben könnten.

Hinsichtlich der Gestaltung von Abstiegsanlagen, worunter in erster Linie Bypässe in Form von Druckleitungen zwischen Ober- und Unterwasser zu verstehen sind, werden zwei grundsätzliche Prinzipien verfolgt:

- einerseits wird abstiegswilligen Fischen relativ zu ihrer Schwimmleistung ein moderat durchströmter Bypass angeboten, in den sie eigenmotiviert hinein schwimmen;
- andererseits werden Bypasskonstruktionen konzipiert, denen sich Fische zumindest im Nahfeld nicht mehr entziehen können, da sie angesogen, von umlaufenden Trögen aufgefangen und an eine andere Stelle transportiert oder fortgespült werden.

Die Wirksamkeit von Bypässen ist bisher artspezifisch und/oder hängt vom Entwicklungsstadium der jeweiligen Fischart ab. Aktuelle Untersuchungen zeigen, dass die Funktion von Bypässen maßgeblich von den Aspekten der Auffindbarkeit und Akzeptanz abhängig ist, d.h. dass abwanderwillige Fische einerseits den Einstieg in die Abstiegsanlage ohne große zeitliche und kräftezehrende Verzögerung finden und andererseits die Öffnung tatsächlich auch passieren, um ihren Weg ins das Unterwasser fortzusetzen.

Das vorliegende FuE-Projekt befasst sich vor allem mit dem Verhalten von verschiedenen Zielarten und -entwicklungsstadien im Nahfeld von Bypassöffnungen unterschiedlicher Konstruktion und Beaufschlagung, um Vorgaben zu erarbeiten, welche die Auffindbarkeit und Akzeptanz für ein möglichst breites Zielartenspektrum sicherstellen.

3 Durchgeführte Untersuchungen

3.1 Probanden

Im Rahmen der ethohydraulischen Laboruntersuchungen wurde auf der Grundlage einer tierschutzrechtlichen Genehmigung mit mehr als 1.000 Individuen von Lachs-Smolts, Blankaaalen sowie 11 potamodromen Arten gearbeitet (Tabelle 1). Details zur Herkunft, Längenfrequenz der Arten sowie Zusammensetzung der beobachteten Fischgruppen sind dem Projektabschlussbericht zu entnehmen.

Tab. 1 Verwendete Fische bei den ethohydraulischen Labortests

Zielarten	Untersuchungszeitraum
Lachs-Smolts (348 Exemplare)	24. April bis 06. Mai 2014
	13. bis 21. April 2015
potamodrome Gemischtarten (431 Exemplare)	25. August bis 05. September 2014
	29. Juni bis 10. Juli 2015
Blankaale (286 Exemplare)	10. bis 20. November 2014
	26. Oktober bis 6. November 2015

3.2 Laborrinne und Hältereinrichtungen

Als Basiseinrichtung steht im wasserbaulichen Forschungslabor der TU Darmstadt eine Laborrinne (L x B x H = 40 m x 2 m x 1,5 m) mit einem regelbaren Durchfluss von bis zu 800 l/s zur Verfügung (Abb. 2). Durch ein Auslaufschütz können unterschiedliche Wasserstands- und Fließgeschwindigkeitszustände in der voll verglasten Rinne eingestellt werden, um die Reakti-

onen und Verhaltensmuster von Fischen unterschiedlicher Arten und Größen auf unterschiedliche Bypasskonstruktionen beobachten zu können. Jeweils eine nahezu strömungsneutrale Fluchtsperre am Ein- und Auslauf der Laborrinne hindert die mit einem Starkäfig in den Versuchsstand eingesetzten Fische daran, in den Tiefbehälter zu entweichen, der das Wasserreservoir für den pumpengetriebenen Wasserkreislauf und die Fischhaltung darstellt (ADAM & LEHMANN 2011). Außerhalb der Laborrinne angeordnet, befindet sich ein Nebenkompartment, welches rechtwinklig an der linken Gerinnewand an den Versuchsstand angeschlossen ist. Der Zu- und Abfluss zu diesem Behälter im Nebenschluss wird mittels Schiebern sowie bedarfsweise mit Pumpen geregelt, so dass in Kombination mit dem hydraulischen Geschehen in der Rinne eine Sogströmung in das Nebenkompartment hinein erzeugt werden kann.



Abb. 2 Laborrinne (oben) vom Einlauf aus gesehen; Rinnenabschnitt mit seitlichem Bypass zum Nebenkompartment (links unten); Modulare Einbauten (rechts unten) hier: horizontaler Schrägwehrechen mit anschließender runder Bypassöffnung

Unmittelbar neben der Rinne sind drei Langstrombecken ($L \times B \times H = 4 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$) aufgestellt, die via Tauchpumpen aus dem Wasserreservoir des Tiefbehälters im Durchfluss gespeist werden. Die Wasserqualität in den mit Deckeln verschlossenen Hälterbecken, in denen die Fische zwischen den ethohydraulischen Tests aufbewahrt wurden, wird täglich mit Messgeräten hinsichtlich der Parameter Temperatur, Leitfähigkeit, Sauerstoffgehalt und -sättigung sowie pH-Wert kontrolliert.

3.3 Versuchseinbauten

Mit Hilfe modularer Einbauten, u. a. einem 12 mm-Feinstrechen mit senkrechten oder horizontalen Stäben oder einer nicht durchflossenen Trennwand mit diversen Öffnungsblenden, wurden in der Laborrinne verschiedene Setups hergestellt. Ein Setup bestand immer aus einer für die Fische nicht passierbaren Barriere und eine oder mehrere Bypassöffnungen unter-

schiedlicher Anordnung zur Barriere, die sich in einem Abwanderkorridor nach stromabwärts fortsetzte. Die Setups unterschieden sich dabei in:

- der Anzahl von Bypassöffnungen,
- Kontur und Kubatur der Bypassöffnung (Abb. 3),
- Position der Bypassöffnung zur Strömung (Abb. 3),
- Typ der Barriere (nicht durchströmte Wand oder durchströmter Feinstrechen mit horizontal oder vertikal ausgerichteten Rechenstäben),
- Anordnung der Barriere zu Anströmung (senkrecht angeströmt bei der Wand und dem Vertikalrechen, im Winkel von etwa 30° schräg angeströmt als Schrägrechen mit horizontalen Stäben).

Ergänzt wurde das jeweilige Setup noch um die hydraulischen Randbedingungen, welche durch eine entsprechende Steuerung des Versuchstandes erzeugt wurden:

- mittlere Fließgeschwindigkeit in der Rinne (v_{Rinne}),
- Anströmgeschwindigkeit vor der/den Bypassöffnung/en (v_{Bypass}),
- Anströmgeschwindigkeit vor dem Abwanderhindernis (v_{Barriere}).

Mit Blick auf die Durchführbarkeit eines Versuchsplans unter Berücksichtigung der situativen Ähnlichkeit zu den Verhältnissen an real existierenden Wasserkraftstandorten, wurden aus der enormen Vielfalt möglicher Setup-Varianten die sich ähnlichsten Barriere-Bypass-Konfigurationen zu folgenden Setup-Komplexen zusammengefasst (Abb. 4):

- Setup-Komplex „Wand“:

In eine Wand eingelassene Bypassöffnungen sind oft in Nischen an energetisch genutzten oder ungenutzten Abwanderbarrieren realisiert. Da bei dieser Barriere-Bypasskonfiguration das Verhalten der Fische vor dem Abwanderkorridor nicht durch eine Konkurrenzströmung beeinflusst wird, dienen die an einer Wand gewonnenen Verhaltensbeobachtungen als Referenz für Tests mit Konkurrenzströmungen.

- Setup-Komplex „Vertikalrechen“:

An Wasserkraftanlagen mit einem Vertikalrechen ist eine Bypassöffnung in der Regel neben der Rechenebene in unterschiedlichen Wassertiefen angeordnet. Da die zwischen Rechen und Bypass auftretende Konkurrenzströmung die Strömungsbedingungen vor der Bypassöffnung und damit das Verhalten von Fischen maßgeblich beeinflussen kann, wurden mit diesem Setup-Komplex wesentliche Anforderungen an die Form, Größe, Position und Anströmung einer Bypassöffnung untersucht.

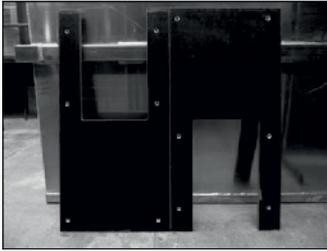
- Setup-Komplex „Schrägrechen“:

Ein am abstromigen Ende eines schräg zur Anströmung ausgerichteten, senkrecht stehenden Rechens mit horizontalen Rechenstäben unpaszierbarer lichter Weite (kurz: Schrägrechen) angeordneter Bypass wird derzeit aufgrund einer angenommenen Leitwirkung als für alle Fische sehr gut auffindbar propagiert. Mit diesem Setup-Komplex wurde die Wirkung solcher u. a. auch am Auer Kotten installierten Schrägrechen auf die in den ethohydraulischen Tests eingesetzten Zielarten, insbesondere in Hinblick auf die Auffindbarkeit eines Bypasses untersucht.

3.4 Erfassung von Strömungssignaturen

Die Erfassung und Dokumentation von Strömungssignaturen erfolgte auf zwei Arten. Mit einer simplen Fadenharfe (ADAM & LEHMANN 2011) wurden die Stromlinien eines Strömungsfeldes unmittelbar sichtbar gemacht und photographisch dokumentiert. Um Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen jedoch punktuell quantifizieren zu können, kam ein Accoustic-Doppler-Velicometer (ADV-Sonde) zum Einsatz. Diese Sonde ermöglichte die Erfassung und Aufzeichnung des Strömungsgeschehens an in-situ-Messpunkten. Gemessen wurden die Fließgeschwindigkeiten in allen drei Raumrichtungen mit einer Datenaufnahme von 20.000 Werten pro Sekunde. Das in den Setup-Komplexen aufgespannte Messraster vor einer Barriere sowie im Nahbereich einer Bypassöffnung umfasste insgesamt 766 Messpunkte. An jedem Messpunkt betrug die Messzeit 60 Sekunden, um ggf. vorhandene Strömungsschwankungen erfassen zu können. Daraus resultierten pro eingemessenem Setup ca. 920.000.000 Datenpakete mit den zeit- und punktbezogenen Strömungsgeschwindigkeiten in x-, y- und z-Richtung. Mittels geeigneter Analyse- und Darstellungssoftware (WIN-ADV und TechPlot) wurden aus den Messwerten Isotachen- und/oder Vektordiagramme sowie ethohydraulische Signaturen erstellt, die eine wichtige Grundlage für die Interpretation des beobachteten Fischverhaltens bildeten.

Parallel dazu wurden alle Setup-Komplexe mit einem räumlich hoch aufgelösten dreidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Strömungsmodell (FLOW3D™) nachgebildet. Anhand der gemessenen punktuellen Strömungswerte konnte das Strömungsmodell mit sehr guter Genauigkeit kalibriert und genutzt werden, um ganzheitliche Strömungssignaturen für den Untersuchungsraum zu erstellen.

Kontur „Rechteckförmig“

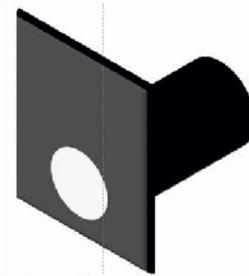
Breite x Höhe = 0,3 m x 0,5 m
 sohlnah / oberflächennah
 Umfang = 1,60 m
 Fläche = 0,15 m²

Kubatur „Kanal“

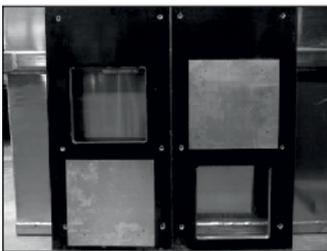
Tiefe = 1,50 m

Kontur „Kreisförmig“

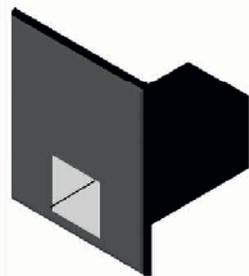
Durchmesser = 0,3 m
 sohlnah / oberflächennah
 Umfang = 0,94 m
 Fläche = 0,07 m²

Kubatur „Röhre“

Tiefe = 1,50 m

Kontur „Quadratisch“

Breite = Höhe = 0,3 m
 sohlnah / oberflächennah
 Umfang = 1,20 m
 Fläche = 0,09 m²

Kubatur „Kanal“

Tiefe = 1,50 m

Abb. 3 In ethohydraulischen Tests untersuchte Bypasskonturen (Form der Öffnungsblende) und -kubaturen (Form der Ableitung) sowie Varianten der Anordnung

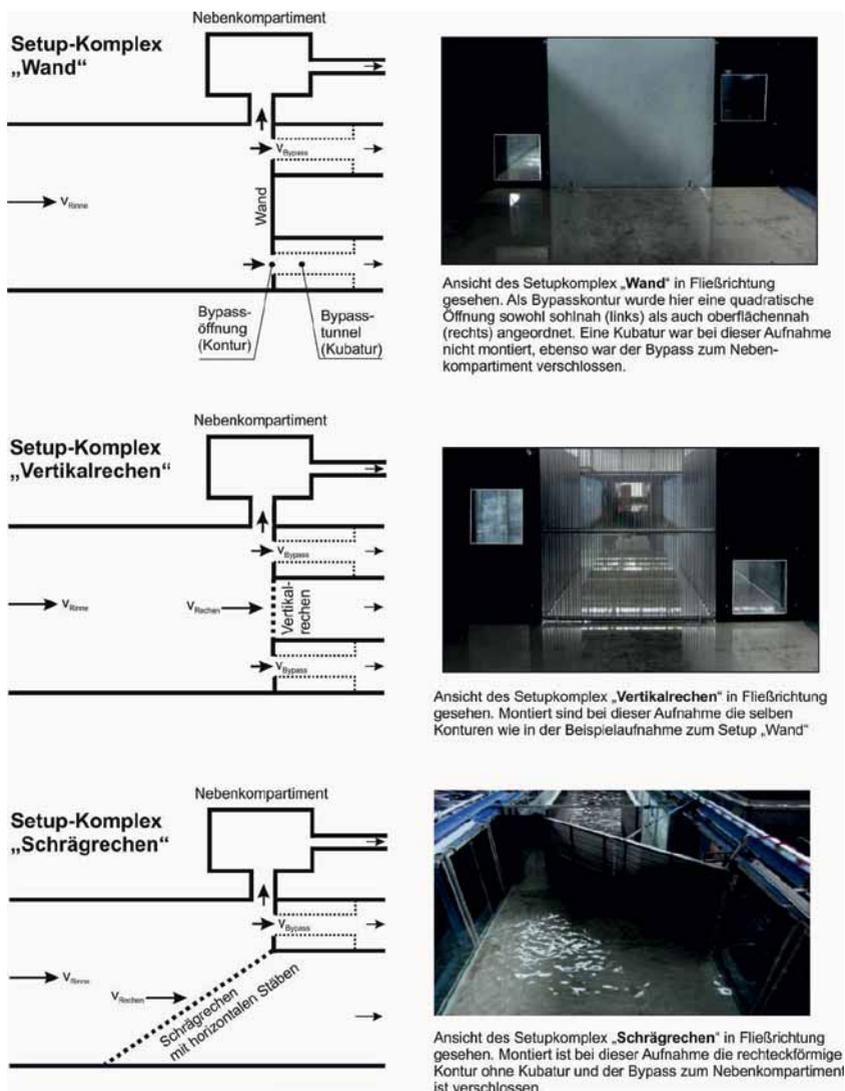


Abb. 4 Aufbau der in den ethohydraulischen Tests eingesetzten Setup-Komplexe. Die Pfeile kennzeichnen die Fließpfade des Wassers sowie mögliche Abwanderkorridore

4 Versuchsdurchführung und Erarbeitung von Befunden

Alle ethohydraulischen Versuche zu den einzelnen Setup-Komplexen wurden mit Einhaltung der transdisziplinären Arbeitsvorgaben nach ADAM & LEHMANN (2011) durchgeführt. Das wissenschaftlich-methodische Verfahren wird ausführlich in der beabsichtigten Publikation des Endberichtes des FuE-Projekts in der Schriftenreihe Naturschutz und Biologische Vielfalt des Bundesamtes für Naturschutz zu entnehmen sein und ist vereinfachend in Tab. 2 skizziert. Zur

Verortung reproduzierbarer, d. h. stets in gleicher oder ähnlicher Form ablaufender Reaktionen oder komplexerer Verhaltensweisen von Fischen vor einer Barriere und einem Bypass wurde der Begriff „Reaktionsraum“ eingeführt (Abb. 5).

Tab. 2 Transdisziplinäre methodische Vorgehensweise zur Erarbeitung ethohydraulischer Befunde und daraus abgeleiteter Empfehlungen für die Konstruktion von Bypässen

Biologische Analysen	Ingenieurliche Analysen
Verhalten von Fischen in Reaktionsräumen (Rinne, Abwanderbarriere, Bypassöffnung, Bypass)	Lokalisierung und Vermessung von Reaktionsräumen mit u. a. ADV und HN-Modellen
Verhalten als reproduzierbare Reiz-Reaktionen in Abhängigkeit von Strukturen und Hydraulik	Ermittlung der Grenzwerte verhaltensauslösender Reize (Geometrien, Fließgeschwindigkeiten und -vektoren)
Auffindbarkeit und Akzeptanz eines Bypass (artspezifisches Verhalten, zeitliche Abläufe, Passagezahlen)	Technische Charakteristika (Anordnungen, Kontur, Kubatur) und hydraulischen Signaturen
Verschneidung der ethohydraulischen Befunde mit Erkenntnisse über die Bypässe am „Auer Kotten“ an der Wupper	
Ableitung von Empfehlungen für Konstruktion und Betrieb von Bypässen	

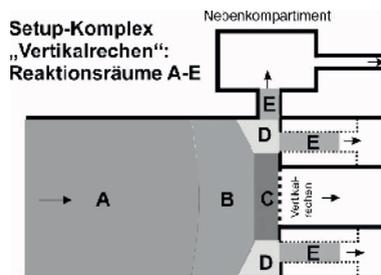


Abb. 5 Exemplarische Darstellung von identifizierbaren Reaktionsräumen beim Setup-Komplex „Vertikalrechen“

- Reaktionsraum A – Fernfeld

Der Reaktionsraum A liegt weit oberstrom einer Barriere. Die dort ausgeprägten Strömungssignaturen beeinflussen die abstrom angeordnete Barriere-Bypasskonfiguration hydraulisch nicht. Folgende verhaltensspezifische Aspekte waren in diesem Reaktionsraum von Interesse:

- Wie schwimmen die Fische stromabwärts?
- Wie orientieren sie sich dabei? Nähern sie sich gezielt einem speziellen Reaktionsraum an, oder weichen sie einem vor ihnen liegenden Reaktionsraum aus?
- Interagieren sich stromab bewegende Fische? Sind schwarmspezifische Verhaltensmuster zu erkennen?

- Reaktionsraum B – Annäherung an die Barriere

In diesem Reaktionsraum sind die Anströmungsbedingungen vor der jeweiligen Barriere für die Fische spürbar:

- Ab wann und wie wird die Barriere von den Fischen wahrgenommen?
- Wie reagieren Fische auf die Barriere und verändert sich ihr Verhalten in unterschiedlichen hydraulischen Situationen?
- Zeigen die Fische ein Suchverhalten vor der Barriere, um ggf. einen Alternativen Abwanderkorridor aufzufinden?

- Reaktionsraum C – Nahfeld vor der Bypassöffnung

In diesem Reaktionsraum entscheidet sich, ob der Fisch eine Bypassöffnung findet und auch annimmt. Während beim Setup „Wand“ der Reaktionsraum C von den meisten Fischen kaum belegt wird, ändert sich dies, sobald ein durchströmter Rechen eingesetzt wird. Ferner hat sich in den ethohydraulischen Tests gezeigt, dass die Bedeutung und Ausdehnung dieses Reaktionsraums zunimmt, je stärker die Barriere angeströmt wird.

- Ab wann und wie wird die Bypassöffnung von den Fischen wahrgenommen?
- Wird die Bypassöffnung akzeptiert und durchschwommen?
- Welche geometrischen und/oder hydraulischen Bedingungen sind der Passierbarkeit förderlich?

- Reaktionsraum D – Stromab hinter der Bypassöffnung

Dieser Reaktionsraum hat sich aus der Beobachtung ergeben, dass Fische in einem Bypass offenbar andere Strömungspräferenzen haben, als vor der Bypassöffnung. Deshalb ist die Passage einer Bypassöffnung keine Gewähr dafür, dass ein Fisch dem alternativen Korridor auch tatsächlich stromabwärts folgt. Daher stellten sich für diesen Reaktionsraum folgende Fragen:

- Wie verhält sich der Fisch nach seiner Passage der Bypassöffnung?
- Wie müssen die Bedingungen in einem Bypass beschaffen sein, damit ein Fisch diesem Korridor nach stromabwärts folgt?

Im Rahmen des FuE-Projekts konnten zu all diesen Fragen Antworten erarbeitet werden, welche die Ableitung neuer Konstruktions- und Bemessungshinweise für die Anordnung, Gestaltung und den Betrieb von Bypässen und eine Beurteilung der Wirksamkeit vorhandener Abwanderkorridore erlauben.

5 Empfehlungen für Bypässe zum Fischabstieg

Die nachstehende Tab. 3 enthält einen Auszug der Ergebnisse der ethohydraulischen Untersuchungen in Kombination mit Erkenntnissen aus dem Freilandprojekt an der Wupper. Eine ausführlichere Darstellung und Diskussion aller Einzelergebnisse des FuE-Projekts bleibt aufgrund des Umfanges der künftigen Veröffentlichung im Rahmen der BfN-Schriftenreihe vorbehalten.

Tab. 3 Zusammenstellung einiger Erkenntnisse zur Gestaltung, Anordnung und Anströmung eines Bypasses

Aspekt, Grenzwert	Aal und Wels	Lachs-Smolts	Potamodrome
günstigster Barrieretyp	unpassierbarer Vertikal- oder Schrägrechen	unpassierbarer Schrägrechen, 30° zur Anströmung mit Bypass am abstromigen Ende	
maximale lichte Weite der Rechenstäbe (für untersuchte Fischgrößen)	12 mm (Totallänge: 45 bis 90 cm)	12 mm (Totallänge: 11 bis 19 cm)	12 mm (Totallänge: 10 bis 50 cm)
Schutz vor Impingement bei maximaler Anströmung des Rechens v_{Rechen}	< 0,5 m/s	1 m/s	< 0,8 m/s
Ausrichtung der Rechenstäbe	horizontal oder vertikal		
Lage der Bypassöffnung zur Barriere	seitlich neben einem Vertikalrechen auf gleicher Ebene oder am abstromigen Ende eines Schrägrechens, ohne Kehrströmungen oder Totwasserzonen		
Abstand der Bypassöffnung zur Barriere	so nah wie möglich neben der Barriere, aber von der Anströmung der Barriere entkoppelt		
Position der Bypassöffnung in der Wassersäule	keine Empfehlung möglich	oberflächennah bis 1 m unter Wasser	keine Empfehlung möglich
Kontur	egal	eckig, möglichst als Trichter geformt	
Kubatur	Röhre, geradlinige Führung ohne Knicke		
Mindestgröße der Bypassöffnung	so groß wie möglich, mindestens jedoch 0,1 m ²		
Ausrichtung, Winkel des Bypass zur Hauptfließrichtung	0° zur Fließrichtung		
zulässige Anströmgeschwindigkeit der Barriere v_{Barriere}	0,5 m/s	1,0 m/s	0,8 m/s

zulässige Anströmgeschwindigkeit der Bypassöffnung v _{Bypass}	< 0,5 m/s	0,5 bis 0,8 m/s	0,3 bis 0,5 m/s
	ggf. zielartenspezifisch zeitliches Betriebsmanagement		
Suchverhalten	Aal: nein Wels: ja	nein	nein
Wartung	ungehinderte Zugänglichkeit zu und/oder automatische Spülmöglichkeit insbesondere sohlennaher Bypässe		

5.1 Fläche, Kontur und Kubatur einer Bypassöffnung

Die Bypassöffnung sollte eine möglichst große Querschnittsfläche besitzen, da Fische vor zu kleinen Öffnungen zurückscheuen, anstelle sie zu passieren. Als Mindestfläche kann ein Wert von 0,1 m² angegeben werden, wobei sich Aale bezüglich dieses Parameters als etwas weniger anspruchsvoll gezeigt haben, als Potamodrome und insbesondere Lachs-Smolts.

Die beiden letztgenannten bevorzugen eine eckige Kontur der Bypassöffnung, da sie die geringer durchströmten Eckbereiche oftmals nutzen, um sich vorsichtig der Öffnung zu nähern und diese auszukundschaften. Wiederum haben sich in diesem Aspekt Aale, aber auch Welse als unsensibler gezeigt, da sie offenbar keinen Unterschied zwischen einer kreisförmigen und eckigen Kontur machen.

Unabhängig von der Art hat sich aber in allen Tests eine röhrenförmige Kubatur des Bypasses mit einem radialsymmetrischen Geschwindigkeitsprofil als optimal erwiesen. Demgegenüber führt ein eckiger Kanal dazu, dass Fische in den strömungsarmen Ecken verharren und diese sogar nicht selten nutzen, um gegen die Strömung den Bypass wieder zu verlassen. Der Übergang von der Öffnungskontur zur röhrenförmigen Kubatur sollte allmählich mittels eines strömungsgünstigen Verzugsstückes, einem sogenannten Konfusor erfolgen, damit sich keine plötzlichen Strömungsablösungen ausbilden, welche die Fische bei der Passage des Bypasses beeinträchtigen oder sogar behindern.

5.2 Lage und Anströmung einer Bypassöffnung

Damit ein Bypass aufgefunden werden kann, muss sich seine Öffnung so dicht wie möglich neben der Abwanderbarriere befinden. Grund dafür ist, dass die meisten abwanderwilligen Fische mit der Hauptströmung vor einem Turbineneinlauf mit Rechenanlage eintreffen.

Die Öffnung des Bypasses ist stets so anzuordnen, dass sie in Fließrichtung der Hauptströmung, also im Winkel von 0°, ausgerichtet ist. Ethohydraulische Tests mit einem rechtwinklig zur Fließrichtung angeordneten Bypass haben sich demgegenüber sowohl für Lachs-Smolts, potamodrome Arten samt Wels und auch Blankaale als ineffektiv erwiesen; selbst wenn der Abstand zur Abwanderbarriere minimal war.

In welcher Tiefe eine Bypassöffnung liegen sollte, konnte aufgrund der begrenzten Wassersäule im Laborgerinne nicht für alle beobachteten Arten befriedigend ermittelt werden. Zurückgreifend auf die Erkenntnisse aus der Freilanduntersuchung stellt sich dieser Parameter allerdings sehr artspezifisch dar: Während Lachs-Smolts und die meisten potamodromen Arten einen Bypasseinstieg bevorzugt nahe der Wasseroberfläche bis in etwa 1 m Tiefe erwarten, zeigen

Aale eine eher sohlennahe Präferenz, während Welse aufgrund ihres ausgeprägten Suchverhaltens eine Bypassöffnung in nahezu jeder Wassertiefe auffinden werden.

Die Sogströmung in einen Bypass hinein, die als Anströmung mit der Geschwindigkeit v_{Bypass} bezeichnet wird, ist der wesentlichste Faktor sowohl für die Auffindbarkeit, als auch für die Akzeptanz einer Bypassöffnung. So wird die Auffindbarkeit eines Bypasses insbesondere dadurch konterkariert, wenn eine voluminösere Konkurrenzströmung in der Nachbarschaft eines Bypasses vorhanden ist, welche einen Großteil der eher schwachen Bypass-Sogströmung mit sich fort reißt.

Aber nicht nur auf eine hydraulische Entkopplung von Teilströmen ist zu achten, sondern auch auf die Anströmgeschwindigkeit v_{Bypass} . Während Lachs-Smolts nämlich erst ab Anströmgeschwindigkeiten über 0,5 m/s ein aktives Einschwimmverhalten zeigen, scheuen potamodrome Arten und Aale bei solchen Geschwindigkeiten vor der Bypassöffnung zurück und fliehen stromaufwärts. Eine Akzeptanz zeigen diese Arten nur bei sehr viel niedrigeren Werten im Bereich zwischen 0,3 m/s und 0,5 m/s.

In der Praxis ergibt sich daraus das Problem, dass mit konstanter Anströmung beaufschlagte Bypässe artselektiv wirksam sind, in dem ein Teil der Arten von zu hohen Geschwindigkeiten abgeschreckt wird, während andere Arten die angebotene Fließgeschwindigkeit nicht attraktiv finden. Diesem Dilemma kann nur begegnet werden, in dem ein Bypass mit einer Armatur für eine Durchflussregelung ausgestattet wird, um die Sogströmung in Abhängigkeit von der Abwanderperiode der verschiedenen Arten auf den jeweils artspezifisch präferierten Wert einstellen zu können. Die Ergebnisse der Studie zeigen damit auf, dass ein für alle Fischarten zu jeder Zeit akzeptabler Bypasstyp wahrscheinlich nicht zu realisieren ist, sondern vielmehr ein zeitlich angepasstes Betriebsmanagement für Bypässe benötigt wird.

5.3 Auffindbarkeit eines Bypasses

Sowohl im Labor, als auch im Feld durchgeführte ethohydraulischen Untersuchungen zeigen übereinstimmend, dass die verschiedenen Fischarten ein gänzlich unterschiedliches Verhalten gegenüber - wie in den vorliegenden Fällen - unpassierbaren Rechen an den Tag legen:

- Lachs-Smolts und Potamodrome verharren mit Ausnahme des Wels positiv rheotaktisch vor einer Barriere, solange die Anströmgeschwindigkeit nicht zu hoch ist. Der von ihnen eingehaltene Sicherheitsabstand zum Rechen beträgt dabei grob überschlägig $\frac{1}{2} \cdot v_{\text{Rechen}}$.
- Aale halten sich hingegen nur bei sehr geringen Anströmgeschwindigkeiten unter 0,3 m/s vor einem Rechen auf. Zumeist und vor allem bei höheren Anströmgeschwindigkeiten führen sie vor dem Rechen eine Umkehrbewegung aus und kehren nach stromauf zurück. Ein seitlich orientiertes Suchverhalten entlang einer Barriere zeigt diese Fischart unter realen Anströmbedingungen vor einem Rechen so gut wie nie, weshalb Bypässe auch nur dann gefunden werden, wenn abwandernde Aale bereits aus großer Distanz kommend auf eine solche Öffnung zusteuern.

Impingement, d. h. das von der Anströmung gegen die Rechenfläche angepresst werden, tritt nicht nur bei Aalen ab $v_{\text{Rechen}} \geq 0,5$ m/s auf (ADAM et al. 1999), sondern je nach Leistungsfähigkeit auch bei anderen Fischarten. Beobachtet wurde ein Impingement bei Welsen ab $v_{\text{Rechen}} \geq 0,5$ m/s, bei anderen Potamodromen ab $v_{\text{Rechen}} \geq 0,8$ m/s und bei Lachs-Smolts erst ab $v_{\text{Rechen}} \geq 1$ m/s.

Ein Schrägrechen mit horizontaler Stabausrichtung begünstigt zweifellos die Auffindbarkeit eines an seinem Ende angeordneten Bypass. Ursächlich verantwortlich hierfür sind nicht die in der Fachliteratur immer wieder beschriebenen Faktoren:

- tangentielle Strömungskomponenten vor der Rechenebene,
- Zunahme der Anströmgeschwindigkeit in Richtung eines Bypasses aufgrund des hydraulischen Widerstandes der Barriere,
- ein sich nach oberstrom auswirkender Staudruck oder
- ein aktives Suchverhalten der Fische.

In den ethohydraulischen Tests wurde vielmehr festgestellt, dass die sich vor dem Rechen einfindenden Fische parallel zur Rechenebene nach stromabwärts gieren, wo sie sich früher oder später vor der Bypassöffnung konzentrieren. Dieses Gierverhalten tritt allerdings nur bei Lachs-Smolts und potamodromen Arten auf, die ihre Längsachse etwa orthogonal zur Rechenebene ausrichten. Auf diese Weise entsteht zwischen der Luv- und Leekörperflanke eines Fisches infolge der Anströmung ein Druckunterschied, der das Tier - vergleichbar einer Gierfähre oder einem Scherbretthamen - ohne eigene Schwimmbewegungen nach abstrom gleiten lässt.

Ob zur Auslösung dieses erstmals beschriebenen Gierverhaltens die Schrägstellung des Rechens von den Fischen wahrgenommen werden muss, der Rechen eine bestimmte Schräganordnung bzw. Stabkonstellation aufweisen muss und/oder die Anströmgeschwindigkeit v_{Rechen} innerhalb bestimmter Werte liegen muss, konnte im Rahmen des abgeschlossenen FuE-Projekts nicht untersucht werden. Diese Fragen werden u. a. Gegenstand der nachfolgenden ethohydraulischen Forschungen der TU Darmstadt und des Instituts für angewandte Ökologie sein.

Literatur

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. & B. LEHMANN (2011): Ethohydraulik - Grundlagen, Methoden und Erkenntnisse. Springer-Verlag, Heidelberg.

DUMONT, U., P. ANDERER & U. SCHWEVERS (2005): Handbuch Querbauwerke. - Düsseldorf (Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen).

DWA (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.) (2005): The-men: Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen - Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle. - Hennef, 2. überarbeitete Auflage.

EBEL, G. (2014): Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen: Handbuch Rechen- und Bypasssysteme. - Mitteilungen aus dem Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie, Band 4.

KRIEWITZ-BUYN, C.-R. (2015): Leitrechen an Fischabstiegsanlagen: Hydraulik und fischbiologische Effizienz. - Dissertation der ETH Zürich.

Anschrift der Verfasser

Prof. Dr.-Ing. habil. Boris Lehmann
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik

Technische Universität Darmstadt
Franziska-Braun-Straße 7
64287 Darmstadt
Tel.: +49 6151/16-21165
Fax: +49 6151/16-21164
E-Mail: wabau@wb.tu-darmstadt.de

Dr. rer. nat. Beate Adam
Institut für angewandte Ökologie

Neustädter Weg 25
36320 Kirtorf-Wahlen
Tel.: +49 6692/6044
Fax: +49 6692/6045
E-Mail: ifoe@schwevers.de

Umgehungsgerinne, Gewässervernetzung, neue Lebensräume – Beispiele ausgeführter Fischaufstiegsanlagen am bayerischen Inn

Christian Göhl, Sebastian Weise, Simon Schober, Manfred Holzner, Georg Loy

Zusammenfassung

Die Durchgängigkeit für aquatische Lebewesen an den Staustufen des bayerischen Inns war bis vor wenigen Jahren stark eingeschränkt. Seit 2011 errichtet die VERBUND Innkraftwerke GmbH jährlich mindestens eine Fischaufstiegsanlage.

Bei der Herstellung der ökologischen Durchgängigkeit an den Standorten Neuötting, Gars, Teufelsbruck und Stammham wurden in enger Zusammenarbeit zwischen Betreiber, Fachbehörden, Planer und Gutachtern sehr unterschiedliche Konzepte entwickelt, um die jeweils vorhandenen Gegebenheiten zu einer bestmöglichen ökologischen Gesamtmaßnahme auszunutzen.

Der Probebetrieb der Anlagen bestätigt die zugrunde gelegten hydraulischen und geometrischen Entwurfsparameter der Anlagen. Erste biologische Befunde aus Befischungen bestätigen, dass die Anlagen von den aquatischen Lebewesen angenommen und sowohl zum Aufstieg als auch als Laichgewässer genutzt werden.

1 Einführung

Vor dem Hintergrund der Wasserrahmenrichtlinie ist auch am Mittleren Inn zwischen Rosenheim und Stammham die Herstellung der ökologischen Durchgängigkeit für die aquatische Fauna eine wesentliche Qualitätskomponente zur Erreichung eines guten ökologischen Zustandes des Gewässers. Bisher ist durch die in den 1940er bis 1960er Jahren errichteten Staustufen und die damit verbundenen Staubereiche die Durchgängigkeit stark eingeschränkt.

VERBUND als Eigentümer der Stauanlagen hat sich mit dem Freistaat Bayern auf ein Maßnahmenpaket verständigt, das in diesem Gewässerbereich zum einen die Durchgängigkeit zu einem möglichst frühen Zeitpunkt wieder herstellt und zum anderen eine deutliche Verbesserung der Gewässerstruktur schafft.

Im Zeitraum von Dezember 2013 bis Februar 2016 konnte bereits an vier Standorten die Durchgängigkeit wiederhergestellt werden. Dabei wurden aufgrund der sehr unterschiedlichen Randbedingungen an den einzelnen Standorten sehr verschiedene Anlagenkonzepte realisiert, um in möglichst großem Umfang zusätzliche Fließgewässerlebensräume zu erschließen und die vorhandenen Gewässerstrukturen und damit die essentiellen Lebensraumvoraussetzungen für die aquatische Besiedelung aufzuwerten.

2 Anlagenbeschreibung

2.1 Übersicht

Das Spektrum der realisierten Anlagentypen reicht von einer sehr technischen Anlage als Schlitzpass, über diverse Typen von Raugerinnen bzw. Raugerinnebeckenpässen bis hin zu weitläufigen Umgehungsgerinnen mit Einbindung vorhandener Auengerinne. Dabei waren stets Gesamthöhenunterschiede von 6 bis über 8 Meter zu überwinden.

Tab. 1 Übersicht der Anlagen

Standort	Typ, Dotationswassermenge	Abfluss, Zusatzdotations	Höhenunterschied
Teufelsbruck, (km 147,20)	Schlitzpass mit Zusatzdotations	0,25 m ³ /s + 0,3 m ³ /s	6,45 m bis 8,00 m
Gars, (km 137,50)	Kombiniertes Umgehungsgerinne mit verschiedenen Raugerinnen und verzweigtem Raugerinnebeckenpass	0,80 m ³ /s + 1,20 m ³ /s	6,90 m bis 8,20 m
Neuötting, (km 91,10)	Kombination Raugerinnebeckenpass und Schlitzpass, Einbindung Seitengewässer;	0,42 m ³ /s	6,95 m bis 7,35 m
Stammham, (km 75,50)	Raugerinnebeckenpass und verschiedene Raugerinne	0,45 m ³ /s	5,45 m bis 6,10 m

Zusätzlich ist die ökologische Durchgängigkeit an der Staustufe Feldkirchen / Rott am Inn hergestellt. Diese Maßnahmen wurde jedoch durch eine andere Planungsgemeinschaft betreut.

2.2 Fischaufstiegsanlage Teufelsbruck

Entscheidend für die konkrete Ausbildung der Maßnahme war vor allem das zur Verfügung stehende Platzangebot im Bereich der zu passierenden Stauanlage. So ermöglichte beispielsweise die sehr beengte Situation im eng eingeschnittenen Tal bei Teufelsbruck kaum eine Gestaltungsfreiheit. Die Fischaufstiegsanlage wurde hier deshalb als klassischer Schlitzpass ausgeführt, wobei die Anlage zweigeteilt im Ober- und Unterwasser der Stauanlage situiert wurde. Die Linienführung erfolgte gewandelt, um einerseits hinsichtlich der Auffindbarkeit der Anlage den Einstieg möglichst anlagennah zu positionieren und andererseits die Ausmaße des erforderlichen Baukörpers zu begrenzen.

Zur Anpassung an die wechselnden Unterwasserstände des Inns verfügt die Fischaufstiegsanlage in Teufelsbruck über eine Zusatzdotations von bis zu 300 l/s, die eine Erhöhung der Abflusses am Einstieg und damit eine Aufrechterhaltung der Leitströmung aus der Anlage ermöglicht.

Aufgrund der beengten räumlichen Verhältnisse und der baulichen Randbedingungen war es am Standort Teufelsbruck nicht möglich, zusätzliche ökologische Funktionen in die Maßnahme zu integrieren. Die Zielstellung lag deshalb allein auf einer möglichst optimalen Herstellung der Durchgängigkeit.



Abb. 1 FAA Teufelsbruck am Inn (Bild: Schober)

2.3 Umgehungsgerinne Gars

An der Stauanlage Gars stand auf der Kraftwerksseite ein weitläufiges Gelände zur Gestaltung des Fischaufstieges zur Verfügung. Dies wurde genutzt, um den Höhenunterschied von bis zu 8,20 Metern mit einem 690 Meter langen Umgehungsgerinne zu überwinden. Dabei kam eine Kombination aus verschiedenen gestalteten Raugerinnen und Raugerinnebeckenpässen zum Einsatz.

Eine Besonderheit stellt die Anbindung im Unterwasser mit einem verzweigten Raugerinnebeckenpass mit vorgelagerter Insel dar. Aufgrund der großen Schwankung des Unterwasserstandes im Funktionsbereich der Fischaufstiegsanlage von Q_{30} bis Q_{330} (1,30 m) war es nicht möglich, mit einem einzigen Raugerinnebeckenpass den gesamten Schwankungsbereich abzudecken und gleichzeitig eine ausreichende Leitströmung aufrecht zu erhalten. Durch die begrenzte Steinhöhe kommt es ab einem gewissen Wasserstand zu einer Überströmung der unteren Riegel und einem Rückstau in die Anlage. Für höhere Unterwasserstände wurde deshalb ein zweiter Raugerinnebeckenpass errichtet, der in diesen Fällen als Einstieg in die FAA dient. Die Abflussaufteilung wurde mit Hilfe einer Kombination aus 1D- und 2D-numerischen Berechnungen so optimiert, dass im gesamten Abflussspektrum stets eine ausreichende Fließtiefe und Leitströmung vorhanden ist und die einzelnen Anlagenteile gleichzeitig weder trockenfallen noch hydraulisch überlastet werden.



Abb. 2 FAA Gars am Inn (Bild: Schober)

Mit Hilfe einer absperrbaren Dotationsleitung DN 900 ist es möglich, das Umgehungsgerinne Gars in einem Abflussspektrum zwischen 800 l/s und 2.000 l/s zu betreiben und so über den gesamten Schwankungsbereich des Unterwassers eine ausreichende Leitströmung und Wassertiefe bei gleichzeitiger Minimierung der Wasserverluste für die Stromerzeugung zu erzeugen.

Primäres Ziel der Maßnahme war die funktionelle Vernetzungs- und Lebensraumergänzung im Sinne der WRRL für Fische und andere wassergebundene Organismen. Zusätzlich wurden im Fokus der Freianlagenplanung weitere Ziele des Arten- und Biotopschutzes sowie des europäischen Gebietsschutzes aufgegriffen und entsprechende Maßnahmen innerhalb des Umgehungsgerinnes Gars umgesetzt. Die Planungen der Uferbereiche und Böschungen wurden dabei auf die Habitatansprüche von kartierten und gemeldeten Tierarten ausgelegt.

Diese ökologischen Begleitmaßnahmen führten dazu, dass der Flächenbedarf für das Vorhaben auf eine Größe von ca. 3 ha wuchs. Der vormals intensiv bewirtschaftete Ackerstandort wurde deshalb vollständig in die Planungen übernommen und bei Umsetzung u.a. vom Oberboden befreit. So entstand Raum in der Innaue, der v.a. für Amphibien, Reptilien und wassergebundene Vögel eine hohe Habitataignung aufweist, da offene, unbewaldete und nicht bewirtschaftete Flächen entlang des Inns sich andernorts hauptsächlich auf die Dämme beschränken. Die ökologischen Strukturierungs- und Entwicklungsmaßnahmen sind in der Abbildung 5 zusammengefasst.

Maßnahmen

- A** Insbesondere an Prallufeln, Pflanzung von Weidengebüsch, im Übrigen Sukzession, Zielvegetationstypen: Großseggenried, Hochstaudenflur, Röhricht, Pflegemaßnahmen bei ungewünschter Entwicklung
- B** Anlage von Stein- und Felshauften, Einbringung Wurzelstöcke, Zielarten: Zauneidechse, Ringelnatter u. a.
- C** wechselnde Querschnitte und verschiedene Böschungsneigungen mit Prall- und Gleituferrn



- D** Initiierte Kies- und Sandaufschüttungen für die Ausbildung fluviatiler Flure, Zielarten: Ufer-Reitgras, Bunter Schachtelhalm, Inn-Segge u.a., Sandlaufkäfer und Zauneidechse etc.
- E** Ufergestaltung am Unterwasser als bis zu 15 m breites Sand-/Kiesufer mit strandartigen Charakter
- F** Mündung in das Unterwasser mit Uferaufweitungen und Böschungsrückbauten, vorgelagerte Inselstrukturen als Lenkmaßnahme

- H** Gestaltung kleinteiliger, auentypischer Gewässerstruktur mit permanenter und temporärer Wasserfläche in Abhängigkeit der Wasserführung des Inns, Zielarten: Gelbbauchunke etc.
- I** Hoch- und Niedrigwasserabflussgerinne mit mindestens 0,4 m Wasserstand und ca. 0,5 m³/sek Abfluss für ungehinderten Fischverkehr
- J** technische Einstiegsbauwerk mit Dotationsrohr, im Bedarfsfall Erhöhung des Abflusses und Spülung des Umgehungsgerinnes mit bis zu 2 m³/sek möglich
- K** Sedimentationsbecken zum Schutz vor zu starker Ablagerung von im Wasser vorkommenden Schwämmstoffen und Sedimenten
- L** Anbindung an das Oberwasser als Raugerinne
- M** naturnahe Wasserführung, gewunden bis mäandrierend
- N** variiertes Breiten- und Höhenprofil mit verschiedenen Strömungsbildern und Fließgeschwindigkeiten



Abb. 3 FAA Gars, ökologische Strukturierungsmaßnahmen (Grafik: SCHOBBER)

Durch den umfangreichen Aushub von kiesigem Material konnte im Unterwasser der Staustufe eine großflächige Kiesbank mit Flachwasserzonen als zusätzliche Struktur im Staugebiet hergestellt werden. Dadurch wurden Massentransporte und somit Emissionen reduziert. Auch ein Teil der ursprünglichen Innfeinsedimente konnte dem Inn wieder zugegeben werden. Nach einigen kleineren Abflussereignissen blieben nur noch die Kiesbänke sichtbar.

2.4 Fischaufstiegsanlage Neuötting

An der Staustufe Neuötting wurde bislang auf der linken, kraftwerksabgewandten Gewässerseite eine Fischaufstiegsanlage errichtet, wobei über die Anlage sowohl ein wichtiges Seitengewässer (Aubach) durchgängig angebunden, als auch die Hauptachse des Inn wieder vernetzt wurde. Auf der rechten Kraftwerksseite ist für 2018 der Bau eines weiteren Umgehungsgerinnes vorgesehen.

Die baulichen und betrieblichen Randbedingungen der Wehranlage sowie die große hydraulischen Belastung des Ufers im Hochwasserfall erforderten in den Anschlussbereichen der Fischaufstiegsanlage im Unterwasser und den jeweiligen Ausstiegen im Oberwasser massive Bauweisen in Betongerinnen. Die Platzverhältnisse im Betriebsgelände der Wehranlage ermöglichten jedoch eine großzügigere Gestaltung des Gerinnes als mäandrierender Raugerinnebeckenpass im Großteil des Aufstiegsweges.



Abb. 4 FAA Neuötting (Bild: Schober)

Wesentlicher Diskussionspunkt bei der Gestaltung der Anlage war die Durchmischung der Abflüsse von Inn und Aubach innerhalb der Fischaufstiegsanlage und die Frage möglicher Fehlorientierungen. Aufgrund der großräumigen Position der Anlage im Gewässer wurde davon aus-

gegangen, dass hier insbesondere stagnophile und indifferente Arten zu finden sind oder Wanderungen stattfinden, die stark an die Gewässerstrukturen und chemisch-physikalische Bedingungen der Seitengewässer gebunden sind. Im Fokus der Anlage stand daher vorwiegend die Erschließung des Aubaches als Fließgewässerlebensraum mit dem Nebeneffekt einer Gesamtvernetzung mit dem Oberwasser des Inns. Erste Befischungsergebnisse zeigten, dass sowohl die erfolgreiche Nutzung der Fischaufstiegsanlage als Wanderkorridor für die Referenzfischfauna, als auch die Besiedelung als Ersatzlebensraum für die rheophile Fischfauna in den Untersuchungen nachgewiesen werden konnten.

2.5 Umgehungsgerinne Stammham

Das Umgehungsgerinne Stammham wurde als jüngste der Maßnahmen im Februar 2016 fertiggestellt. Auf ca. 80 % der Fließstrecke des Umgehungsgerinnes wurden bestehende Gewässerstrukturen in der Aue eingebunden. Lediglich die Anbindung des Systems an das Unter- und Oberwasser des Inn musste neu hergestellt werden.

Die Anbindung an das Oberwasser erfolgte mit Hilfe eines technischen Querungsbauwerkes, das weiterhin den bestehenden HQ₁₀₀₀-Schutz des Hinterlandes sichert. Das Querungsbauwerk verfügt über zwei redundante Verschlussebenen und zusätzlich über eine Durchflussbegrenzung, die in den ersten Riegel integriert ist. Dadurch ist sichergestellt, dass selbst bei einem HQ₁₀₀₀ und geöffneten Verschlussebenen im Hinterland keine Überschwemmungen auftreten.

Auf eigenen Flächen der VERBUND als auch auf Flächen der Gemeinde wurden ein Altwasser, Flachwasserzonen für Jungfische und vielfältige Kleinstrukturen sowohl für aquatische als auch terrestrische Lebewesen gestaltet.

Die bereits bestehende Unterwasseranbindung des Hinterlandgrabens wurde für die Bedürfnisse der aufsteigenden Lebewesen umgestaltet und aufgewertet.

3 Erfahrungen aus Planung und Bau

Die Planungen der verschiedenen Anlagen konnte ohne Probleme abgewickelt werden.

Die Fischaufstiegsanlage Neuötting wurde auf dem Kraftwerksgelände errichtet. Auf den vorgesehenen Flächen wurden Altlasten erkundet, die vor Baubeginn durch Bodenabtrag beseitigt werden mussten. Weiterhin verliefen im Bereich der geplanten Fischaufstiegsanlage verschiedene Spartenleitungen, die vor Baubeginn verlegt werden mussten. Die Baumaßnahme selbst konnte innerhalb der vorgesehen Zeitspanne von knapp 6 Monaten abgewickelt werden.

Beim Umgehungsgerinne Gars wurde im gesamten Baufeld ein Grundwasserhorizont erkundet, der durch das Oberwasser gespeist wird. Zusätzlich standen Schwemmsande an, die in freier Vorflut nicht entwässerbar waren. Das gesamte Baufeld (Abmessungen ca. 500 m x 100 m) musste daher mit Hilfe einer geschlossenen Wasserhaltung mit ca. 40 Absenkbrunnen trockengelegt werden. Die Schwierigkeiten hinsichtlich der Baugrundstabilität und der Grundwasserhältnisse führten schließlich dazu, dass einige der ökologischen Maßnahmen an der Anlage Gars nicht zur Gänze wie geplant umgesetzt werden konnten. Wegen der teilweise sehr instabilen Schwemmsandlinsen musste das Gewässer zu einem öffentlich genutzten Weg hin stärker durch Wasserbausteine gesichert werden, als dies ursprünglich vorgesehen war. Hierbei wurde darauf geachtet, dass das Material den natürlichen Standortgegebenheiten vor Ort

entspricht. Die verwendeten Nagelfluhsteine weisen eine hohe Porosität auf und bieten Keimlingen reichlich Nischen zur Besiedlung.

Die offenen Sandflächen der Böschungen stellen einen überaus mageren Standort dar. Auf diese Weise konnte das Aufkommen der sonst sehr starken invasiven Neophyten bislang weitgehend verhindert werden.

Durch die Eingabe von Aushubmaterial (Kies) im Unterwasser der Mündung des neu hergestellten Gerinnes konnte die Attraktivität des Inns für wassergebundene Tierarten gesteigert werden. Wenngleich die so entstandenen Kiesinseln nicht dauerhaft bestehen werden, ist es die hohe Dynamik der Umlagerungsprozesse, die ständig wechselnde Sonderstandorte für Pflanzen und Tiere herstellt.

4 Monitoringergebnisse

Für die als erste fertiggestellte Anlage in Neuötting liegen neben Elektrobefischungsergebnissen der Technischen Universität München (Momentaufnahmen der Besiedelung) auch langfristige Erhebungen mittels Reusenbefischungen im Jahresverlauf vor. Hieraus werden einige Aspekte vorgestellt. In der folgenden Abbildung ist der Jahresverlauf der Reusenfänge im Jahr 2014 am Ausstieg in den Inn dargestellt.

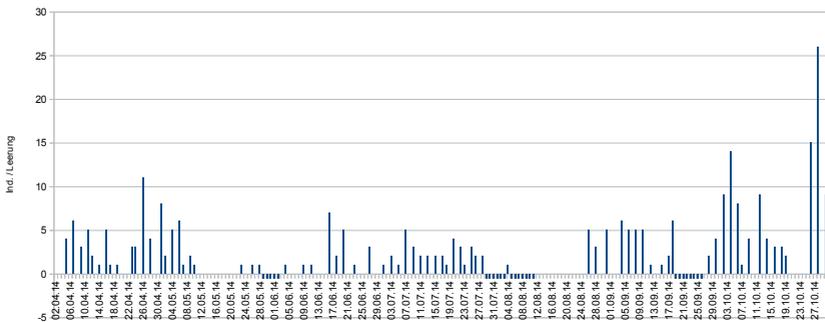


Abb. 5 FAA Neuötting, Jahresverlauf der Reusenfänge (Grafik: HOLZNER)

An 186 Untersuchungstagen (April bis Oktober 2014) wurden 292 Fische aus neunzehn Arten festgestellt. Diese deckten ein Größenspektrum zwischen 4 cm und 65 cm ab. Somit war für die überwiegend vorkommenden Fischarten der Referenzfischfauna und das zu erwartende Größenspektrum die Passierbarkeit der Anlage nachgewiesen. Gegenüber dem vorher, vergleichend beprobten alten Beckenfischpass, ergab sich näherungsweise eine Verzehnfachung der Fischbewegungen. Im Jahr 2015 wurde in einer erneuten Untersuchungsphase die Aufteilung der Fischbewegungen zwischen Aubach und Inn untersucht. Hier zeigt sich deutlich, dass sich der überwiegende Anteil der aus dem Inn aufwandernden Fische auch für die Weiterwanderung auf der Innseite entschied. In den bisher abgekoppelten Aubach wanderten nur wenige Individuen und dabei bevorzugt Jungfische ein. Hier ist aber in Zukunft durchaus begründet von einer Verstärkung dieser Wanderachse auszugehen, wenn entsprechende Bestände etabliert sind.

In nachstehender Tabelle sind die bisherigen Erkenntnisse zusammengefasst.

Tab. 2 FAA Neuötting, gefangene Fischarten (Datenquelle: HOLZNER)

Lfd. Nr.	Artbezeichnung (Dt.)	Artbezeichnung (Lat.)	Oberer Inn	Aktuell
1	Donaurunauge	<i>Eudontomyzon spp.</i>	X	X
2	Bachneunaige	<i>Lampetra planeri</i>	X	
3	Ael	<i>Argulus anguilla</i>		X
	Äsche	<i>Thymallus thymallus</i>	X	X
	Dachforelle	<i>Salmo trutta forma faio</i>	X	X
6	Huchen	<i>Hucho hucho</i>	X	X
	Hecht	<i>Esox lucius</i>	X	X
	Aitel	<i>Leuciscus cephalus</i>	X	X
	Barbe	<i>Barbus barbus</i>	X	X
	Brachse	<i>Auratus brachia</i>	X	X
11	Ditterling	<i>Rhodeus sericeus maraus</i>	X	X
12	Elritze	<i>Phoxinus phoxinus</i>	X	X
	Gründling	<i>Gobio gobio</i>	X	X
14	Gründling, Weisflosser-	<i>Romanogobio vladkyjovi</i>	X	X
15	Steingressling	<i>Romanogobio uranoscopus</i>	X	
	Güster	<i>Alicurus björkna</i>	X	X
	Hasel	<i>Leuciscus leuciscus</i>	X	X
18	Karausche	<i>Carassius carassius</i>	X	
	Karpfen	<i>Cyprinus carpio</i>	X	X
	Laube	<i>Alburnus alburnus</i>	X	X
	Nase	<i>Chondrostoma nasus</i>	X	X
22	Nerling	<i>Leuciscus idus</i>		X
	Rotauge	<i>Rutilus rutilus</i>	X	X
24	Rotfaher	<i>Scardinius erythrophthalmus</i>	X	X
25	Schier	<i>Aspius aspius</i>	X	X
26	Schleie	<i>Tinca tinca</i>	X	X
	Schneider	<i>Alburnoides bipunctatus</i>	X	X
28	Sirömer	<i>Leuciscus souffia</i>	X	
	Regenbogenforelle	<i>Orchomyxus mykiss</i>		X
30	Russnase	<i>Vimba vimba</i>	X	X
	Schmerle	<i>Barbatula barbatula</i>	X	X
32	Steinbeisser	<i>Cobitis taenia</i>	X	
33	Schlammpeitzger	<i>Misgonyx fossilis</i>	X	
	Flussbarsch	<i>Perca fluviatilis</i>	X	X
35	Kaulbarsch	<i>Gymnocephalus cernuus</i>		X
36	Schrötzer	<i>Gymnocephalus schrotzeri</i>	X	
37	Streber	<i>Zingel streber</i>	X	
	Zander	<i>Silurus lutepinna</i>		X
39	Zingel	<i>Zingel zingel</i>	X	
	Rutje	<i>Lota lota</i>	X	X
	Mühlkoppe	<i>Cottus gobio</i>	X	X
47	Waller	<i>Silurus glanis</i>	X	X

Die rot hinterlegten Fischarten sind seit Jahren nicht mehr im Gewässer nachgewiesen. Die restlichen Arten der Referenzfischfauna finden sich in den gemachten Erhebungen fast vollständig (rote Pfeile) erfasst. Die wenigen Ausnahmen sind überwiegend mit dem fehlenden Lebensraumangebot im Unterwasser erklärlich. Das bedeutet, dass trotz der ungünstigen Lage auf der Wehrseite auch für die rheophilen Flussfischarten eine erkennbare Vernetzung der Bestände durch den Bau der FAA erfolgt ist. Dies belegen auch Laichfischwanderungen der rheophilen Charakterarten des Inns Nase und Barbe in der untersuchten Fischwanderhilfe. Interessant ist auch die bei Elektrofischungen der TU München festgestellte, sehr stark rheophil dominierte stationäre Besiedelung der Fischwanderhilfe, bei der Mühlkoppe, Äsche und Bachschmerle zu den zahlenmäßig häufigsten Arten zu rechnen waren. Die Fischwanderhilfe spielt also auch bei eher technischer Gestaltung (Raugerinnebeckenpass) durchaus als Ersatzlebensraum eine erkennbare Rolle.

Für das laufende Jahr 2016 ist an den Anlagen Teufelsbruck und Gars nach ausreichender Einlaufphase nun auch der Beginn des Aufstiegsmonitorings vorgesehen.

5 Anpassungen und Schlussfolgerungen

Bei allen Anlagen konnte die Funktionsfähigkeit sowohl nach hydraulischen Kriterien (abfluss-geschehen, Wassertiefe, Fließgeschwindigkeiten) als auch nach ersten biologischen Befunden (Ergebnisse der Befischungen) nachgewiesen werden.

Bei der Fischaufstiegsanlage Neuötting und dem Umgehungsgerinne Stammham wurden im Zuge des Probetriebes zusätzliche Einzelsteine positioniert, um das Strömungsgeschehen lokal zu verbessern.

Aus den Erfahrungen der Fischaufstiegsanlage Neuötting wurde bei den nachfolgenden Rau-gerinne-Beckenpässen dazu übergegangen, die Riegelhöhe nur noch wenige Zentimeter über den ermittelten Wasserspiegel festzulegen und stattdessen die Riegel stellenweise auch wenige Zentimeter überströmen zu lassen. Hydraulisch sind diese Abflüsse außerhalb des eigentli-chen Kronenausschnittes vernachlässigbar, ökologisch jedoch vorteilhaft (Flachwasserstellen, abwechslungsreiches Fließbild). Besonders ausgeprägt ist diese Anpassung der Riegelhöhe beim Umgehungsgerinne in Gars. Beim Minimalabfluss von 800 l/s erfolgt der Abfluss kon-zentriert im Bereich der Kronenausschnitte, während es bei höheren Abflüssen in der FAA (bis 2 m³/s) zu einer breiten Überströmung der Riegel kommt.

Bei technischen Gerinnen wie der Fischaufstiegsanlage Teufelsbruck ist das Augenmerk auf die Dimensionierung und das lagestabile Einbringen des Sohlssubstrates zu richten. Dem zeit-weise auftretenden Pulsieren des Wasserspiegels in den Becken kann durch ein geringfügiges Überströmen der Riegel und der Installation von Borstenelementen auf den Riegelkronen ent-gegengewirkt werden.

Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Christian Göhl
Dipl.-Ing. (FH) Sebastian Weise MBA
RMD-Consult GmbH
Blutenburgstraße 20
80636 München
mail@rmd-consult.de

Dr. Simon Schober
Dr. H. M. Schober Gesellschaft für Land-
schaftsarchitektur mbH
Kammerhof 6
85354 Freising
kontakt@schober-larc.de

Dr. rer.nat. Manfred Holzner
Büro für Gewässerökologie
und Fischbiologie
Schweigermoos 13
94431 Pilsting
holzner-manfred@t-online.de

Dipl.-Ing. Georg Loy
VERBUND Innkraftwerke GmbH
Werkstraße 1
84513 Töging am Inn
Georg.Loy@verbund.com

Vorgehensweise zur Entwicklung von populationsunterstützenden Maßnahmen für die Fischarten am Inn (Obb.)

G. Loy, M. Holzner

Zusammenfassung

Im Rahmen einer Vereinbarung mit dem Bayerischen Staatsministerium für Umwelt und Gesundheit wurden seit 2011 umfangreiche ökologische Maßnahmen auch mit dem Ziel der Förderung und des Schutzes von Fischpopulationen umgesetzt. Ausgehend vom Leitbild eines ursprünglichen Inns mit seinen Fischarten (Referenzfischfauna nach der Wasserrahmenrichtlinie der europäischen Union), den Randbedingungen, aus den über die Jahrhunderte durchgeführten anthropogenen Veränderungen und dem erkennbaren Potenzial der noch vorhandenen Strukturen, einer Analyse des Ist – Zustandes mit einer Konzeptentwicklung dem sog. „Fischhabitatmodell“, wurden Maßnahmen entwickelt um Habitate für alle Lebensstadien der am Inn heimischen Fischarten anbieten zu können.

Entscheidender Aspekt bei allen umgesetzten Maßnahmen ist der Versuch, das im naturnahen Inn früher vorhandene Lebensraumangebot wieder zu ergänzen oder, wo lokal möglich, soweit wieder herzustellen, dass den heimischen Fischen das vollständige und erfolgreiche Absolvieren ihres Lebenszyklusses ermöglicht wird. Schwerpunkt des Interesses liegt hierbei auf den rheophilen Flussfischarten, wie Nase, Barbe, aber auch Äsche oder Huchen. Nicht vergessen werden sollen aber auch weniger gefährdete eher euryöke oder limnophile Fischarten, wie Aitel, Brachse oder Rotaugen, die bezüglich der nutzbaren Biomasse im Ökosystem einen wichtigen Anteil zur Funktion des Ökosystems Fließgewässer liefern. Damit würden auch die heute in weiten Gewässerstrecken anzutreffenden Prädatoren wie Kormoran oder Gänsesäger für die Fischfauna insgesamt wieder eher erträglich.

Um die Wirksamkeit der Maßnahmen aber auch die Nachhaltigkeit langfristig verfolgen zu können, ist beabsichtigt, zum einen, eine Maßnahmenbewertung durchzuführen – welches Maßnahmenkonzept hat am Inn eine Wirkung und ist auch nachhaltig – zum anderen, wie viele gezielte Maßnahmen und Funktionen sind erforderlich, um den Habitatansprüchen der am Inn vorkommenden Fischarten gerecht zu werden. Ziel ist es ein Maßnahmenportfolio zu entwickeln um dieses auch auf andere Staugebiete übertragen zu können.

Wichtig war in diesem Zusammenhang das gemeinsame Verständnis aller Projektbeteiligten, dass in der Veränderung und Dynamik der Schlüssel zu den gewünschten Verbesserungen liegt. Der naturschutzfachliche Abwägungsprozess wurde in der Planung berücksichtigt und die Orte und Maßnahmen zur Eingriffsminimierung z.B. durch Muschelbergung und Verzicht auf manche Entlandung, gezielt gewählt. Das Besondere lag und liegt aber daran, dass es sich ausschließlich um Maßnahmen im „Gewässerunterhalt“ handelt und auf ein kosten- und zeitaufwändiges Planungs- und Genehmigungsverfahren bei ständiger Abstimmung mit allen Beteiligten weitgehend verzichtet werden konnte. Dies betrifft auch die regelmäßigen Unterhaltsarbeiten beispielsweise im Anbindungsbereich von Nebenstrukturen, die nach dem Hochwasser 2013 bereits ausgeführt werden mussten. Das gemeinsame Kostenbewusstsein und auch die Fortführung von Strukturverbesserungsmaßnahmen durch die Fischereivereine - statt Besatz - führten zu einer ansehnlichen Liste an Maßnahmen seit 2011, die sich wie in einem diversen Raum üblich, sehr unterschiedlich entwickeln.

Klar ist, dass Veränderungen zu einem Flusssystem wie dem Inn gehören und diese den Raum und die Artenvielfalt prägen. Wenn der Fluss durch die vielfältige anthropogene Überprägung dies mit seiner eigenen Dynamik nicht mehr erreicht, muss aktiv eingegriffen oder initiiert werden, um den Gesamtlebensraum mit seiner Vielfalt langfristig erhalten und fördern zu können.

Die Analyse und Umsetzung der Maßnahmen am Inn werden an Beispielen dargestellt und der beabsichtigte Forschungsansatz als Maßnahmen zum Schutz der Fischpopulationen am Inn erläutert.

1. Grundlagen der Maßnahmenentwicklung

1.1 Gewässertypische Rahmenbedingungen Abfluss, Sedimente, Struktur, Nutzungen:

Das Einzugsgebiet des Inn ist geprägt durch den hochalpinen Charakter des größten Teiles des Einzugsgebietes. Hier wechseln sehr geringe Winterabflüsse jährlich mit den hohen, durch Schneeschmelze und Niederschlagsereignisse gespeisten Hochwasserzeiten in Frühjahr und Sommer ab.

Fischökologisch bedeutsam am Inn ist insbesondere Beginn und Ende der Hochwasserphase im Jahresverlauf und deren außergewöhnlich langes Anhalten. Im Frühjahr setzt der Abflussanstieg des Inns üblicher Weise bereits Ende März mit einer leichten Abflusssteigerung ein, wenn in den Voralpen und im vorgeschalteten Hügelland des Voralpenlandes die Schneeschmelze einsetzt. Je nach Witterungsverlauf und Niederschlagsereignissen folgt dann gegen Mitte April bis Anfang Mai eine deutliche Steigerung der Abflüsse, wenn die Schneeschmelze die Alpenregion erreicht. Dies bringt dann auch eine erhebliche Trübung des Inns mit sich.

Fischökologisch bedeutsam ist auch die vorhandene Sedimentqualität und deren jahreszeitlich bedingte Veränderungen. Im Gewässerbett des Inns dominieren eigentlich Kiese verschiedener Körnungen. Das spiegelt sich auch im Laichverhalten (Kieslaicher – Interstitiallaicher/ Kieslaicher – Substratlaicher) der Fischarten wieder. Entscheidend ist hier der Wechsel zwischen Stabilität und wiederkehrender Umlagerung dieser Kiese Strukturen.

Ursprünglich handelt es sich strukturell beim Inn um einen Voralpenfluss des Furkationstyps. Eine ständige Umlagerung von mehreren Abflussgerinnen durch Hochwasserereignisse war normal. Nebenstrukturen wurden ständig neu geschaffen und verändert. Eine ausgedehnte Überschwemmungszone mit Weich- und peripher Hartholzauwe begleitete den Fluß. Ausnahmen waren hier nur Schlucht- oder Durchbruchstrecken, wie sie am Inn mehrfach auftreten.

Einfluss nehmend auf die Gewässerentwicklung, neben der Landgewinnung und dem Hochwasserschutz, ist hier auch die Innschiffahrt zu berücksichtigen. Sie wurde als Treidelschiffahrt betrieben was die intensive Bewirtschaftung und Befestigung zumindest einer Uferseite erzwang. Die Wasserkraftnutzung am Inn setzte im Vergleich zu den bereits viel früher erschlossenen Nebenflüssen (Bsp. Isen, Rott) erst später ein, weil dies ingenieurtechnisch und baulich erheblich anspruchsvoller und aufwändiger einzuschätzen ist. Zwischen erstem und zweitem Weltkrieg entstanden die ersten Kraftwerke am Inn, der zu diesem Zeitpunkt schon weitgehend begradigt und eingedämmt war (Innschiffahrt / Hochwasserschutz, Landnutzung). Der derzeitige Ausbaugrad des Flusses in Bezug auf die Nutzung der Wasserkraft war im wesentlichen Anfang der 1980' er Jahre erreicht. Die Nutzung der Fisch-

bestände am Inn blickt auf eine lange Tradition zurück und wurde nach dem Zweiten Weltkrieg Schritt für Schritt von der Berufsfischerei hin zur heutigen angelfischereilichen Nutzung entwickelt.

1.2 Fischökologische Rahmenbedingungen

Der Fischbestand des Inns setzt sich heute aus zwei Komponenten zusammen. Zum Einen aus den Fischarten, die sich auf Grund der Staulegung und Gewässeränderungen hier in den letzten Jahrzehnten verstärkt ausgebreitet haben und andererseits aus den immer noch deutlich erkennbaren Fischbestandsanteilen, des ursprünglichen Wildgewässers. Eigentlich wäre der Inn in diesem Bereich fischökologisch als reine Äschenregion im Donausystem zu beschreiben. Damit hat man mit den 38 Fischarten der Referenzfischfauna der Wasserrahmenrichtlinie der europäischen Union (Landesanstalt für Landwirtschaft Institut für Fischerei Stand 2013) einen sehr artenreichen Fischbestand zu berücksichtigen. Als dominante Arten sind Äsche, Nase, Barbe, Aitel und verschiedene andere Arten zu erwarten. Der Huchen, neben dem Hecht und dem Wels hier im Inn die Rolle des Endräubers (Weitere Informationen s.a., Holzner, M. 2010). Vor den Planungen wurden anhand von Charakterarten dieser Gewässerabschnitte die essentiellen Lebensraumbedingungen für Lebensabschnitte und Altersstufen dieser Arten zusammengetragen. Dies geschah vor dem Hintergrund, dass mögliche Maßnahmen möglichst optimal an die Ansprüche der vorkommenden Gewässerbewohner angepasst werden müssen. Hier sind die Anforderungen an Laichplätze, für Brut- und Jungfischstandorte bis hin zu Lebensraumabschnitten, die den erwachsenen Fischen gerecht werden von essentieller Bedeutung. Bei vielen vorhandenen Fischarten Arten handelt es sich um sogenannte rheophile Fischarten, die typische Fließgewässerlebensräume allerdings durchaus in sehr unterschiedlichen Ausformungen bevorzugen.



Abb. 1 Einteilung der Fischgilden (Quelle Schober 2013)

Auf Basis dieser Daten wurde dann ein Fischhabitatmodell entwickelt. Dieses bildet die fachliche Grundlage für die mittlerweile umgesetzten und künftige populationsfördernden und –erhaltende Maßnahmen. Als Grundbaustein des Modells wurden die 38 Referenzfischarten des Inn in Gilden mit ähnlichen Habitat-Ansprüchen eingeteilt. Ein grundlegender Aspekt bei der Einteilung sind die unterschiedlichen Ansprüche an den Laichplatz, wobei hier in limnophile Haft-/Substratlaicher, rheophile Haftlaicher und rheophile Interstitiallaicher differenziert wurde. Als weiteres Unterscheidungskriterium gilt die benötigte Habitat-Vielfalt im Lebenszyklus. Für die 3 Staustufen ergaben sich auf diese Weise fünf Fischgilden (Details s. a. Holzner et. al. 2014).

Auf Basis dieses Modells wurden dann die drei Staustufen Wasserburg, Teufelsbruck und Gars jeweils analysiert und bewertet. Jede Staustufe wurde dabei als abgetrennter Raum betrachtet in dem durch geeignete populationsfördernde und populationserhaltende Maßnahmen den dort vorkommenden Fischarten bzw. Gilden der gesamten Lebenszyklus ermöglicht werden soll. Ober- und Unterstrom liegende Staugebiete und damit auch die Frage der Durchgängigkeit der Wehranlagen waren nicht Gegenstand dieser Betrachtung. Ziel war der möglichst vollständige Ausgleich der vorliegenden Defizite.

2. Defizitanalyse

Aus einem naturnahen Fluss mit mehreren Gerinnen und einer Vielzahl von angebundnen und teilweise oder nicht angebundnen Nebenstrukturen, wurde im Laufe der Jahrzehnte ein sehr einheitlich gestaltetes Flussbett. Landgewinnung, Flößerei und der Hochwasserschutz haben mit der Zeit das Gewässer so weit eingeengt, dass die heute zusätzlich stattfindende Wasserkraftnutzung erst umsetzbar wurde. Der Kontakt zu Nebengewässern wurde an vielen Stellen abgetrennt, die Vernetzung mit der Aue war auf wenige Areale und nur bei starken Hochwasserereignissen beschränkt. Dabei waren die wesentlichen Veränderungen wie Begradigung, Fixierung der Ufer im Rahmen der Landgewinnung, Hochwasserschutzmaßnahmen und kontinuierlicher Verfall der Wasserspiegel- und Grundwasserspiegellagen bereits vor Staustufenbau gegeben. Bereits da kam es zu Degradation der Auen und von Nebengerinnen und Hochwässer erreichten diese nur noch selten. Es kam zu Tiefenerosion und hohen Fließgeschwindigkeiten im Hauptgerinne. Der anschließende Wasserkraftausbau mit den zusätzlichen Zielen Hochwasserschutz, Sicherung der Infrastruktur und Kulturlandgewinnung verstärkte diese Effekte. Die Nutzung der Wasserkraft ist heute am ganzen Inn durchgehend vorhanden und greift neben dem Aufstau auch durch den Betrieb der Turbinen in das Gewässer ein. Mögliche Schadeinflüsse hinsichtlich des Turbinenbetriebes hängen stark von Wander- und Driftbedingungen und auch den technischen Voraussetzungen der Anlagen ab. Eine Bewertung dieser Aspekte ist im Gange, aber aufgrund grundlegender fischökologischer Wissensdefizite derzeit nicht abschließbar. Der Aufstau verursachte nun aber auch niedrige Fließgeschwindigkeiten und in der Folge Verlandungsstrukturen, teilweise wurden aber auch ehemalige Auen wieder angeschlossen.

Auch die Abflussgestaltung zeigte Veränderungen. Wie in den meisten Gewässern ist in den letzten Jahrzehnten durch Flächenversiegelung, Begradigung und Drainage in der Landwirtschaft eine Beschleunigung der Hochwasserereignisse zu beobachten. Für die Gewässerfauna verkürzen sich daher die Reaktionszeiten, die genutzt werden können, um der ungewollten Verdriftung durch das Hochwasserereignis durch Ausweichen in Rückzugsgewässer zu entgehen. Gleiches gilt aber auch für das Anschwellen der Hochwasserwelle, was bedeutet, dass den Fischen heute auch deutlich weniger Zeit zur Verfügung steht, um aus den

Rückzugs- und Überschwemmungsflächen wieder ins Hauptgewässer zurückzugelangen. Zudem verändern auch weitere Aspekte (Speichernutzung, Schwallbetrieb, Gletscherrückgang) die natürliche Abflussdynamik am Inn.

Der ursprünglich am Inn dominante Kiestransport, der das Gewässer optisch und als Lebensraum prägte, wurde durch Querverbauungen auf den Transport von Feinmaterialfrachten reduziert. Die Kies- und Schotterfraktion wird dabei nahezu gänzlich im Oberlauf zurückgehalten. Am Inn stellen nun Glimmersande zentralalpiner Herkunft die dominante Körnungsfraktion dar, so dass über längere Zeiträume hinweg das Wasser sehr trüb ist („Gletschermilch“). Diese Feinmaterialfrachten führen zu einer sehr schnellen und dauerhaften Kolmation von bestehenden Kiesbänken, was eine Umlagerung nahezu unmöglich macht. Zudem zeigen diese Kiesbänke Abpflasterungseffekte (grobe Deckschicht aus Grobkies). Eine erfolgreiche Nutzung solcher Kiesflächen als Laichgebiete fällt fast gänzlich aus. Eine natürliche Neubildung von frisch umgelagerten Kiesbänken im begradigten Flusslauf findet derzeit kaum mehr statt.

Aber auch die Einleitungen durch Industrie, Haushalte und Landwirtschaft und damit die Wasserqualität beeinflussten die heutige Habitatqualität mit.

Auch die Veränderung der fischereilichen Nutzung von der Berufsfischerei zur Angelfischerei zeigt Einflüsse. Zum ursprünglichen Fischartenspektrum wurden Fischarten wie die Regenbogenforelle oder der Aal in den Inn eingeführt. Heute sind Besatzfischwirtschaft und angelfischereiliche Nutzung eng verwoben, die Pflege und Nutzung der ursprünglich Innfischfauna tritt dadurch leider oft deutlich in den Hintergrund und gewinnt erst in den letzten Jahren mit der zunehmenden Nachhaltigkeitsdiskussion innerhalb der Fischerei wieder an Bedeutung. Die Fischerei hat heute, bei nachhaltiger Ausführung, einen erheblichen Anteil am Erhalt der natürlichen Innfischbestände.

Als zentraler Punkt wurde in Gesamtheit der Veränderungen (Begradigung, Eindeichung, Aufstau) dem Fluss die Fähigkeit zu dynamischen Prozessen weitgehend entzogen. Das bedeutet, dass vorhandene, essentielle Strukturen am Fluss und im Gewässerbett mit den Jahren alterten und ihre Funktion nach und nach einbüßen. Eine Neuschaffung dieser Strukturen durch den Fluss selbst ist aber aufgrund der fehlenden Gewässerdynamik heute nicht mehr möglich oder zumindest auf sehr kleine Restflächen (Fließstrecken, Unterwasserbereiche) beschränkt.

3. Maßnahmenportfolio

Ein zentraler und zunehmend wichtiger Aspekt wurde aber in den letzten Jahren auch die Erkenntnis, dass es möglich ist viele für die Gewässerfauna essentielle Strukturelemente im Rahmen des Gewässerunterhaltes zu pflegen, wieder herzustellen oder dort künstlich zu ergänzen, wo sie als echtes Defizit erkannt wurden. 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 zu mehr Gewässerdynamik unmöglich machen. Im dichtbesiedelten Inneinzugsgebiet sind die räumlichen Möglichkeiten leider an vielen Stellen drastisch beschränkt. (Details s.a. Loy et. al. 2014)

3.1 Laichplätze

Hier sind vor allem die kiesdominierten Laichplätze für Kieslaicher – Interstitiallaicher und Kieslaicher – Substratlaicher als Defizit erkannt worden. Veränderungen im Feststofftransport des Gewässers haben diese nachhaltig denaturiert.

Als Maßnahmen werden im Innbereich sowohl die maschinelle Umlagerung von bestehenden Kiesbänken, wie auch die Dotation von passenden Kiesfraktionen aus dem Umland praktiziert. Die positiven Auswirkungen auf das Brutaufkommen insbesondere der Äsche konnte bereits wissenschaftlich bestätigt werden (Zickler, M. 2014). Dies soll aber weiter auch quantitativ mit Untersuchungen belegt werden.

3.2 Brut- und Jungfischstandorte

Standorte für Brütlinge und Jungfische müssen zum einen eine geeignete Lage aufweisen, dass die aus dem Laichplatz emergierenden Brütlinge diese mittels Drift auch erreichen können. Zum anderen müssen diese dann natürlich auch geeignete Lebensraumumstände für die jeweiligen Arten und Altersstadien bereitstellen. Hier kommen Uferstrukturierungen im Fluss selbst, aber auch Flachbereiche in angebundenen Nebenstrukturen (Altgewässer) in Frage. Gemeinsam haben beide Standorte aber eine hohe Strukturvielfalt, zumindest bevorzugt geringe Wassertiefen und meist höhere Wassertemperaturen.

4. 3.3 Hochwasser- und Wintereinstände

Auch in diesem Zusammenhang kommen wieder Strukturen im Fluss selbst, aber auch Bereiche in Nebengewässern in Frage. Im Hauptfluss sind hier meist Rinnen, Kolke oder strukturreiche Überschwemmungsbereiche in Innenkurven von Bedeutung. Die größere Bedeutung kommt aber in Zusammenhang mit Hochwasser- und Wintereinständen den angebundenen Nebengewässern, den sogenannten Altgewässern zu. Entscheidend ist hier die Dauerhaftigkeit dieser Schutzstandorte. Altgewässer, die bei steigenden Wasserständen völlig überströmt werden bieten nur bedingt Schutz bei Hochwässern. Deshalb wurden beim künstlichen Bau dieser Strukturen meist aus dem Aushubmaterial Wälle, sogenannte Rehnen geschüttet, die eine Überströmung bei Hochwasser möglichst lange verhindern sollen. Dies sichert stehende Wasserverhältnisse und minimiert vor allem den Eintrag von Sandmaterial bei Hochwasser.



Abb. 2 Altwasser Thalham (T) mit Portfolio an Altwasser- und Fließgewässerstrukturen, kurz nach der Fertigstellung 2013

5. Forschungsansätze – Monitoring

Zentrale Frage der bevorstehenden Forschungsarbeiten mit der TU München ist die Frage nach der Habitatnutzung. Welche Fischarten nutzen welche Lebensraumabschnitt wann und in welcher Intensität. Dies ist Voraussetzung um bei zukünftigen Maßnahmenumsetzungen diese noch besser an die zwingenden Bedürfnisse der vorkommenden Fischarten anzupassen. Problem ist hier speziell das sichere Erkennen der Schlüsselhabitate für die jeweilige Fischart. Unter Umständen kann ein Habitat nur an wenigen Tagen pro Jahr genutzt werden und ist doch essenziell für die Erfolgreiche Entwicklung der jeweiligen Art. Beispielhaft sein hier die Nutzung von Hochwassereinständen bei der Nase genannt (*Chondrostoma nasus*), die oft nur wenige Tage pro Hochwassersaison andauert, die Fische aber nachhaltig vor der Verdriftung in flussab gelegene Bereiche schützt.

Literatur

Holzner et. al. (2014): Vorgehensweise zur Entwicklung von populationsunterstützenden Maßnahmen für die Fischarten am Inn in Oberbayern. Wasserwirtschaft Jhr. 104, Heft 7/8, S. 18 – 25.

Holzner, M. (2010): Konzeptstudie zur Verbesserung der biologischen Durchgängigkeit und gewässerökologischen Gesamtsituation am Inn zwischen Rosenheim und Stammham im Sinne der Wasserrahmenrichtlinie. Unveröff. Bericht erstellt im Auftrag der Verbund Innkraftwerke GmbH

Landesanstalt für Landwirtschaft - Institut für Fischerei (2013): Referenzfischfauna für den Oberen Inn – Wasserrahmenrichtlinie der europäischen Union.

Loy et. al. (2014): Maßnahmen zur Förderung von Populationen bedrohter Fischarten am Inn (Oberbayern) im Rahmen des Gewässerunterhaltes. Wasserwirtschaft Jhr. 104, Heft 7/8, S. 26 – 33.

Zickler, M. (2014): Untersuchung und Dokumentation Ingenieurbiologischer Maßnahmen zur Verbesserung von Kieslaichplätzen. Bachelorarbeit an der Hochschule Weihenstephan Triesdorf – Fakultät Landschaftarchitektur, 92 S.

Anschrift der Verfasser

Dr. Manfred Holzner
Büro für Gewässerökologie und Fischbiologie
Schweigermoos 13
94431 Pilsting
Tel.: +49 9953 981826-5
E-Mail: Holzner-manfred@t-online.de

Dipl. Ing. Georg Loy
Verbund Innkraftwerke GmbH
Werkstraße 1
84513 Töging
Tel.: +49 8631 39 1264
E-Mail: Georg.Loy@Verbund.com

Die stromproduzierende Fischwanderhilfe

Johannes Wellacher, Gerd Frik, Nino Struska

Zusammenfassung

Auf Grund der Vorgaben der europäischen Wasserrahmenrichtlinie müssen die Betreiber von Wasserkraftwerken bis spätestens 2027 die Durchgängigkeit für Fische und Kleinstlebewesen bei ihren Anlagen herstellen.

Bereits seit der Antike wurden zum Fördern von Wasser Schnecken eingesetzt, die nach ihrem Erfinder als „Archimedische Schrauben“ bezeichnet werden. Diese Technik hat sich bis heute in Form von Monorohr-Wasserschnecken für den Fischaufstieg bewährt. Mit der Umkehrung der Drehrichtung entstanden Wasserkraftschnecken, die durch die Gewichtskraft des nach unten strömenden Wassers angetrieben werden und über einen Generator Strom erzeugen.

Die Firma Hydroconnect GmbH aus Niederösterreich hat die Drehrohr-Doppel-Wasserkraftschnecke mit „Albrecht fishlift inside“ entwickelt, die neben dem verletzungsfreien Fischauf- und -abstieg auch die Erzeugung elektrischer Energie ermöglicht. Im Beitrag werden die Funktion und die Anlagenteile näher beschrieben. An den bisher ausgeführten Pilotanlagen an Jeßnitz (NÖ) und Sulm (Stmk) wurde mittels Fischmonitoring die Funktionstüchtigkeit überprüft.

Die Drehrohr-Doppel-Wasserkraftschnecke mit „Albrecht fishlift inside“ zählt gemäß dem im Dezember 2012 erschienen Leitfaden zum Bau von Fischaufstiegshilfen auf Grund damals fehlender Monitoringergebnisse nicht zu den erprobten und damit empfohlenen Fischaufstiegs (FAH)-Typen. Die Aufnahme in den Leitfaden ist auf Grund der nun vorliegenden sehr positiven Monitoringergebnisse im Rahmen der Novellierung 2016 vorgesehen. Aus Sicht der Autoren stellt die im Beitrag behandelte Drehrohr-Doppel-Wasserkraftschnecke „mit Albrecht fishlift inside“ der Firma Hydroconnect eine innovative Lösung für die bidirektionale Fischwanderung bei gleichzeitiger Energieerzeugung dar.

1 Einleitung

Die europäische Wasserrahmenrichtlinie 2000 sieht vor, dass bis 2027 für alle Fließgewässer der gute ökologische Zustand bzw. das gute ökologische Potential erreicht wird. Für Betreiber von Wasserkraftanlagen bedeutet das, dass auf Grund dieser Richtlinie und der darauf aufbauenden nationalen Richtlinien wie Nationaler Gewässerbewirtschaftungsplan und Qualitätszielverordnung die Durchwanderbarkeit ihrer Anlagen für Fische und Kleinstlebewesen hergestellt werden muss. Dies beinhaltet u.a. die Errichtung von Fischwanderhilfen und die Erhöhung der Restwasserdotations bei Ausleitungskraftwerken. Derzeit konzentrieren sich diese Maßnahmen auf die prioritären Gewässer Österreichs (große Flüsse). Bis spätestens 2027 ist die Passierbarkeit von Wanderungshindernissen an allen Fließgewässern herzustellen und die Themen Fischaufstieg und Restwasser werden somit auch in den folgenden Jahren große wirtschaftliche Anforderungen an die E-Wirtschaft und an Kraftwerksbetreiber stellen.

Die Firma Hydroconnect bietet mit der Wasserkraftschnecke mit integrierter Fischwanderhilfe eine innovative Lösung zur Erreichung dieser Vorgaben an, und zwar in Form einer Fischwanderhilfe, die sowohl den Fischaufstieg, als auch den Fischabstieg ermöglicht, und gleichzeitig ohne zusätzliche Eingriffe in die Natur sauberen Strom aus Wasserkraft erzeugt.

2 Historischer Rückblick

Wasserfördernde Schnecken, auch Schneckenpumpen genannt, fanden bereits in der Antike ihre Anwendung als „Archimedische Schraube“, benannt nach dem griechischen Mathematiker und Ingenieur Archimedes. Die Förderanlage besteht aus einer um eine Welle angeordneten Spirale in einem Trog bzw. einem Rohr als Ummantelung. Sie diente damals vorrangig dem Transport von Wasser auf ein höheres Niveau zu Bewässerungs- und Entwässerungszwecken.

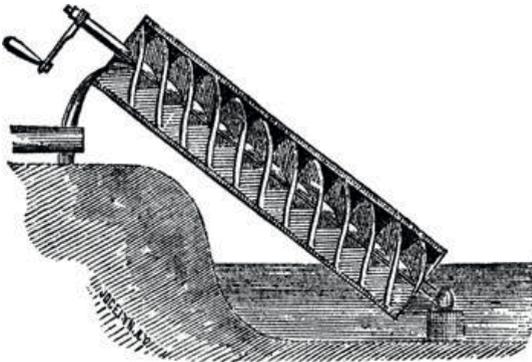


Abb. 1 „Archimedische Schraube“

Durch die in einem Trog liegende bzw. mit einem Rohr ummantelte Schnecke werden Kammern gebildet, in denen das Wasser durch Rotation der Schnecke nach oben geschraubt wird. Dort läuft das Wasser aus, am Schneckenanfang entsteht eine neue Kammer, die sich wieder mit Wasser aus dem Zulauf füllt. In der Antike erfolgte der Antrieb noch mit Muskelkraft, heutige Schneckenausführungen werden mit Elektromotor angetrieben.

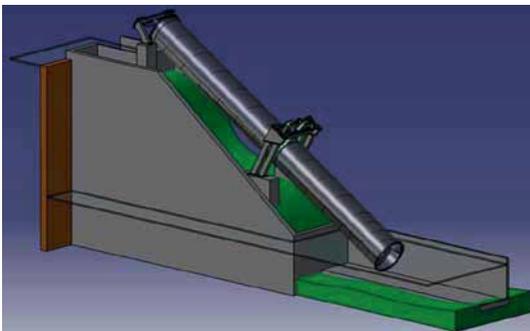


Abb. 2 Monorohr-Wasserschnecke

Die in der Abbildung 2 dargestellte, dem heutigen Standard entsprechende Monorohr-Wasserschnecke wird hauptsächlich bei Kleinwasserkraftanlagen als Fischaufstiegshilfe eingebaut. Damit können Platz und Kosten gegenüber einem konventionellen Beckenpass oder einem Vertical-Slot-Pass eingespart werden. Bei der Monorohr-Wasserschnecke bedarf es keiner

zusätzlichen Dotation aus dem Oberwasser wie bei herkömmlichen FAH-Typen, das Monorohr fördert Wasser wie auch sämtliche Individuen aus dem Unter- in das Oberwasser von Querbauwerken.

Die Umkehrung des Arbeitsprinzips einer archimedischen Schraube ergibt die sogenannte Wasserkraftschnecke. Dabei wird die Schnecke durch die Gewichtskraft des Wassers angetrieben. Sie wandelt die Energie der Wasserkraft in mechanische Energie um und dient zum Antrieb eines elektrischen Generators. Wasserkraftschnecken werden überwiegend im Bereich der Kleinwasserkraft verwendet.

Insbesondere bei Ausleitungskraftwerken werden Wasserkraftschnecken oft eingebaut, um das in die Ausleitungsstrecke abzugebende Dotierwasser ebenfalls energetisch nutzen zu können. Beispielhaft sei hier die Kleinwasserkraftanlage KW Stubenberg/Feistritz der Feistritzwerke STEWEAG GmbH erwähnt, deren neues Ausleitungskraftwerk im Herbst 2015 in Betrieb ging.



Abb. 3 Restwasser-Wasserkraftschnecke beim KW Stubenberg/Feistritz

3 Produktbeschreibung und Funktionsweise, Vergleich mit anderen Herstellern

Die Drehrohr-Doppel-Wasserkraftschnecke mit „Albrecht fishlift inside“ der Firma Hydroconnect GmbH aus Niederösterreich beruht auf dem Funktionsprinzip einer Wasserkraftschnecke. Die äußere, ummantelte Triebwasserschnecke, die mit einem elektrischen Wirkungsgrad von 65 – 70 % der Energieerzeugung und gleichzeitig dem Fischabstieg dient, besitzt innen eine gegenläufig gewundene Fischförderschnecke für den Fischaufstieg, die nach dem archimedischen Prinzip Wasser vom Unterwasserbereich einer Wehranlage oder ähnlichen Wanderhindernissen in deren Oberwasserbereich hebt.

Durch das ausfließende Triebwasser im Unterwasserbereich entsteht eine zentrale Lockströmung, die aufstiegswillige Fische zum inneren Teil der Schnecke leitet. Die Fische werden dann mittels Schneckenwendel in einem Wasserpolster flussaufwärts transportiert, wo sie über eine Rutsche (Fischablauffrinne) ins Oberwasser gelangen. Eine Fischschädigung ist dabei auf Grund der geringen Drehzahl der Wasserkraftschnecke und der spaltfreien Ausführung der

Schneckenflügel ausgeschlossen. Das nach oben geförderte Wasser steht ein weiteres Mal für den Antrieb der Wasserkraftschnecke bzw. für die Abwärtswanderung zur Verfügung.



Abb. 4 Wasserkraftschnecke der Firma Hydroconnect GmbH

Für die Auffindbarkeit des Einstieges ist für Fische eine spürbare Lockströmung aus dem Zentrum der aufwärtsfördernden Fische Schnecke erforderlich. Es hat sich gezeigt, dass die besten Ergebnisse für die Auffindbarkeit, die Fische schonung und die Betriebssicherheit bei einer Ausführung mit Doppelflügel erzielt werden. Durch die spezielle Ausformung der Schneckenflügel (abgerundet und ansteigend) wird mehr Wasser in das Innere der Aufstiegschnecke gefördert als diese aufnehmen kann und dadurch fließt ein großer Teil aus dem Zentrum der Wasserkraftschnecke wieder zurück Richtung Unterwasser. Durch den Rückfluss wird für schwimmstarke Fische die gewünschte Lockströmung erzeugt. Im Sohlbereich des Einstieges wird eine Strömung Richtung unteres Ende der Schnecke geschaffen, die für schwimmschwache Fische und auch für das Makrozoobenthos eine gute Auffindbarkeit darstellen.

Bei einem Vergleich mit Herstellern ähnlicher Systeme lässt sich der Unterschied klar erkennen. Die Wasserkraftschnecke der Firma Hydroconnect vereint in einer Anlage eine Fischwanderhilfe für den Auf- und Abstieg von Fischen und Kleinstlebewesen bei gleichzeitiger Erzeugung von elektrischer Energie, während bei Herstellern ähnlicher Systeme die Komponenten getrennt angeordnet sind.

4 Status Quo, Monitoringergebnisse

Vom BMLFUW wurde bereits die grundsätzliche Bewilligungsfähigkeit der Anlage signalisiert, wobei die beschriebene Wasserkraftschnecke aber noch nicht in den im Jahr 2012 erschienen Leitfaden des BMLFUW für den Bau von Fischwanderhilfen aufgenommen wurde. Die Aufnahme in den Leitfaden soll jedoch auf Grund der sehr positiven Monitoringergebnisse mit der Novelle 2016/2017 erfolgen. Vertreter des Ministeriums, der zuständigen Behörde und auch Amtssachverständige attestieren der Schnecke eine einwandfreie Funktion für den verletzungsfreien und problemlosen Fischauf- und -abstieg.

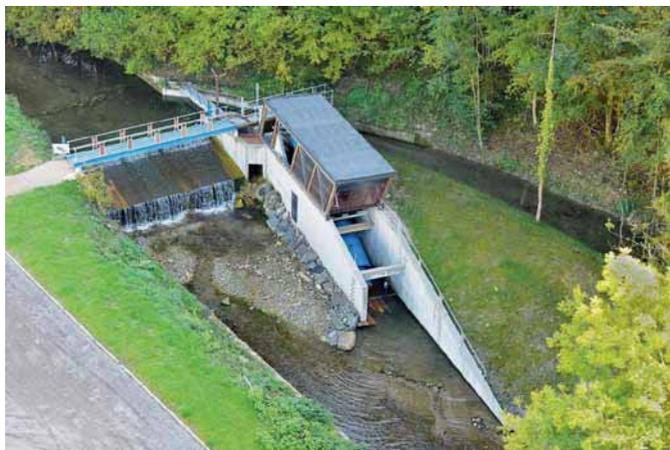


Abb. 5 Versuchsanlage beim KW Jeßnitz

Versuchsanlage KW Jesnitz/Niederösterreich

Die ersten fischökologischen Untersuchungen in Form von Begleitforschungen an der Versuchsanlage der beschriebenen Wasserkraftschnecke mit integrierter Fischwanderhilfe an der Jeßnitz in Niederösterreich (Abb. 5) wurden von der Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Hydrobiologie und Gewässermanagement im Zeitraum 2012 bis 2014 durchgeführt.

Bereits während dieser Versuche zwischen Dezember 2011 und März 2012 stiegen juvenile und adulte Forellen und Koppen verletzungsfrei auf. Bei den Untersuchungen im März 2012 zeigte sich, dass von 372 Individuen der vier Hauptfischarten Bachforelle, Regenbogenforelle, Koppe und Äsche (Fischlängen zwischen 3 und 48 cm – juvenile und adulte Individuen aller vier Arten) 151 über die Innenrohrschnecke aufgestiegen sind. Bei einem weiteren Aufstiegsversuch im Dezember 2013 mit den erweiterten Fischarten Aitel, Barbe, Nase, Rotaugen, Hecht und Huchen stiegen 75 % der Fische auf.

Bei der Abstiegsuntersuchung im März 2014 mit 140 Fischen (Koppen, Bach- und Regenbogenforellen) stiegen insgesamt 56 % ab (Abb. 6) und zahlreiche Individuen wieder auf (Gesamtbenutzung Abb. 7). Damit konnten das ökologische Gleichgewicht und der Fischbestand gesichert werden.

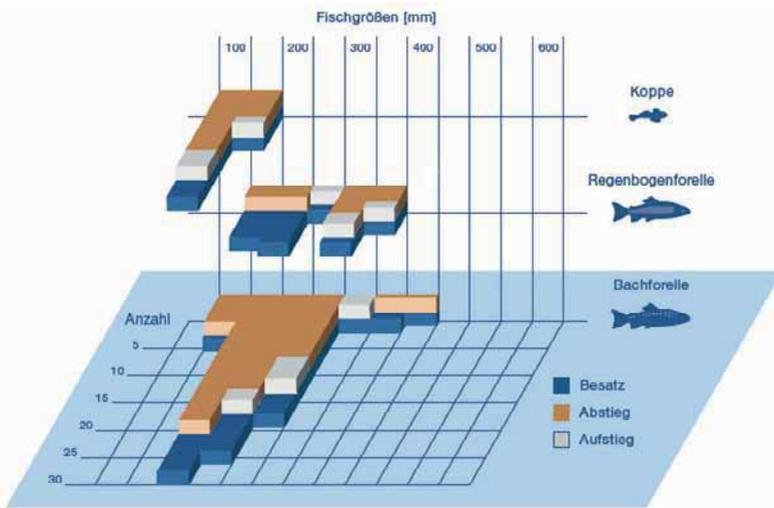


Abb. 6 Auf- und Abstieg heimischer Fische diverser Größen und Altersstadien, März 2014

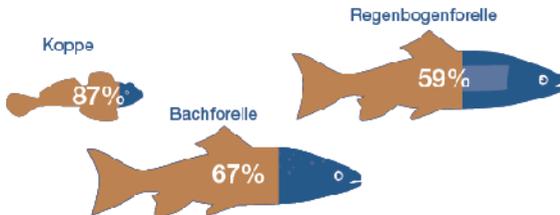


Abb. 7 Gesamtbenutzung des bidirektionalen Transports (Auf- und Abstieg) von Koppe, Regenbogenforelle und Bachforelle, März 2014

Schlussfolgerungen des Institutes für Hydrobiologie und Gewässermanagement (IHG/BOKU):

- Keine Verletzungen bei Fischauf- und -abstieg bei der Hydroconnect Wasserkraftschnecke
- Funktionsfähigkeit der Fischaufstiegshilfe für die fischökologische Leitbildzönose der Jeßnitz gegeben
- Die Wasserkraftschnecke von Hydroconnect ist für den Fischabstieg sehr gut geeignet

Im Rahmen des Monitorings wurde zur Abschätzung des Migrationspotentials durch die BOKU Wien auch eine quantitative Bestandserhebung im Unter- und Oberwasser der Wehranlage durchgeführt. Die gefangenen Forellen wurden ab einer Mindestgröße von ca. 10 cm nach Herkunft (Ober- und Unterwasser) eindeutig mittels Visible Implant Elastometer markiert und in

das Unterwasser versetzt. Die Befischungen bestätigen das Vorhandensein aller im fischökologischen Leitbild der Jeßnitz vorkommenden Leitarten inklusive der Regenbogenforelle.

In Bezug auf die Populationsstruktur der einzelnen Fischarten wurden bei der quantitativen Bestandserhebung alle Altersstadien erfasst. Die Bestände ergaben im Unterwasser rund 91 kg/ha und im Oberwasser 106 kg/ha. Die fischökologische Zustandsbewertung für die beiden Befischungsabschnitte gemäß Fisch-Index-Austria (FIA) ergab für den Unterwasserabschnitt die Zustandsklasse 1 und für den Oberwasserabschnitt die Zustandsklasse 2.

Aufstiege konnten über den gesamten Zeitraum des Reusenmonitorings erfasst werden. Unmittelbar nach der Befischung und Versatz des Oberwasserbestands ins Unterwasser wurden hohe Aufstiegsraten verzeichnet.

Der Zeitraum Ende August bis Ende September ergab deutlich geringere Aufstiegsraten infolge einer ausgeprägten Niederwasserperiode. Während der potentiellen Laichwanderungszeit der Bachforelle stiegen die Aufstiegsraten ab Oktober wiederum deutlich an. Neben der Bachforelle stiegen auch vermehrt Regenbogenforellen auf. Gänzlich konnte der Aufstieg von 184 Individuen nachgewiesen werden. Als häufigste Art war die Bachforelle mit 85 Individuen vertreten, gefolgt von der Regenbogenforelle mit 76 Individuen und 23 Koppen. Alle Entwicklungsstadien der drei Fischarten konnten aufsteigen. Während rund 38 % der markierten Bachforellen aus dem Oberwasser über den Fischaufstieg wieder aufsteigen konnten, waren auch vermehrt größere Exemplare vertreten, welche bei der Befischung nicht nachgewiesen werden konnten.

Zusammenfassend ist die neue „Hydroconnect Drehrohr-Doppel-Wasserkraftschnecke“ mit „Albrecht fishLift inside“ am Standort Jeßnitz für den Fischaufstieg jedenfalls funktionsfähig.

Wasserkraftschnecke beim KW Retznei an der Sulm/Steiermark

Auf der Suche nach platzsparenden, kosteneffizienten technischen Fischaufstiegshilfen für Anlagen mit sehr beengten Platzverhältnissen (z.B.: Laufkraftwerke in Schluchtstrecken), entschied sich Verbund Hydro Power GmbH (VHP) im Jahr 2013, eine Wasserkraftschnecke der Firma Hydroconnect beim Wasserkraftwerk Retznei an der Sulm in der Steiermark zu installieren. Bei diesem Kraftwerk liegen - bedingt durch die vorbeiführende Eisenbahnstrecke und die Lage an der Mündung in die Mur - ungünstige Platzverhältnisse für konventionelle technische oder naturnahe Lösungen vor. Die Entscheidung zum Einbau dieses Typs wurde auch aufgrund der positiven Monitoringergebnisse der BOKU Wien an der Versuchsanlage Jeßnitz getroffen. Das Projekt wurde im Januar 2014 eingereicht, in der wasserrechtlichen Bewilligung vom Juli 2014 wurde von Behördenseite ein umfangreiches Monitoring zur Überprüfung der Funktionstüchtigkeit vorgeschrieben. Baubeginn war im Juli 2014, die Inbetriebnahme erfolgte im März 2015. Die Schnecke mit einem Außendurchmesser von 1,8 m, einer Länge von rd. 16 m bei einer Neigung von ca. 30 Grad und einem Höhenunterschied von ca. 5 m wird mit 350 l/s für die Energiegewinnung beaufschlagt. Die Anlage wurde für den Aufstieg eines 90 cm langen Hechtes ausgelegt. Der für den Transport nach oben benötigte Wasserzufluss aus dem Unterwasser zur Innenschnecke beträgt rd. 30 l/s.

Ab März 2015 erfolgte auch der Start des Monitorings durch das Institut für Hydrobiologie der Universität für Bodenkultur in Wien. Im April wurde zum ersten Mal mittels Fischreuse abgefischt. Für den Zeitraum zwischen März und September 2015 wurden an der Fischnschnecke sehr gute Funktionswerte über ein breites Fischartenspektrum attestiert. Ca. 1300 Fische aus 29 Arten stiegen auf, wobei die größten Fische (Barbe und Wels) bis zu

70 cm Länge maßen, und ein Aufsteigen über alle Größenklassen dokumentiert wurde. Im Sommer 2015 wurde mit Radiotelemetrie-Messungen für die Fischarten Nase und Aitel begonnen. Das Monitoring läuft vorerst bis Ende 2016 weiter.



Abb. 8 Wasserkraftschnecke der Verbund Hydro Power GmbH an der Sulm beim KW Retznei (Wehranlage links im Bild, rechts das Mur-KW Obervogau)

Die Energie Steiermark Green Power GmbH (GP) beschäftigt sich mit der Planung und Errichtung von erneuerbaren Energieanlagen und ist mit der Firma Hydroconnect GmbH 2015 eine Partnerschaft für den Vertrieb der Anlagen eingegangen, um beispielhaft Hydroconnect bei der Akquisition und Planung bei Wasserkraftwerken mit schwierigen örtlichen Gegebenheiten zu unterstützen. Auch bei Eigenanlagen und Neuplanungen der GP ist ein Einbau der innovativen Wasserkraftschnecke geplant.

5 Standortwahl, Zukunftsaussichten

Neben der Stromproduktion weist die Wasserkraftschnecke mit integrierter Fischwanderhilfe insbesondere bei schwierigen und beengten Platzverhältnissen große Vorteile im Vergleich zu konventionellen Fischwanderhilfen wie Vertical-Slot-Pass, Beckenpass oder natürlichen Gerinnen auf.

Vor allem bei Anlagen, die durch Erhöhung der Restwassermenge Einbußen in der Stromproduktion zu erwarten haben, bietet sich die beschriebene Anlage als Alternative zu herkömmlichen Fischaufstiegen an. Durch die definierte Lockströmung und die regelbare Wasserabgabe eignet sie sich auch sehr gut für dynamische Dotationsabgaben bei Ausleitungskraftwerken.

Die künftigen Anforderungen an einen Fischauf- und -abstieg stellen aus Sicht der Autoren ein großes Einsatzpotential der vorgestellten Wasserkraftschnecke mit integrierter Fischwanderhilfe dar, wobei die gleichzeitige Erzeugung von sauberem Strom aus Wasserkraft zusätzlich einen wirtschaftlichen Anreiz darstellt.

Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Dr. Johannes Wellacher
Energie Steiermark Green Power GmbH
Leonhardgürtel 10, A-8010 Graz
johannes.wellacher@e-steiermark.com

Mag. Gerd Frik
Verbund Hydro Power GmbH
Europaplatz 2, A-1150 Wien
gerd.frik@verbund.com

Nino Struska
Hydro-Connect GmbH
Schwarzenberg 82, A-3341 Ybbsitz
nino.struska@hydroconnect.at

Modellgestützte Maßnahmenplanung zur Minderung von Schwellbetriebsauswirkungen auf Jungfische

Ianina Kopecki und Matthias Schneider

1 Zusammenfassung

Ergebnisse aus zahlreichen wissenschaftlichen Studien belegen, dass sich der Schwellbetrieb von Wasserkraftanlagen besonderes stark auf die Jungstadien von Fischen auswirkt. Ein maßgebender Aspekt ist das Stranden von Fischlarven, die während des Sunkvorgangs dem schnell zurückweichenden Wasser nicht folgen können. Das dabei entstehende Strandungsrisiko ist zum einen durch die Geschwindigkeit der Wasserspiegeländerung bestimmt, zum anderen spielen die Neigung der trockenfallenden Bereiche und deren Sohlstruktur eine wichtige Rolle.

Um den Vorgaben der Wasserrahmenrichtlinie zu entsprechen, ist es für Wasserbehörden und Wasserkraftanlagenbetreiber wichtig, geeignete Strategien zur Minderung der ökologischen Auswirkungen des Schwellbetriebs zu entwickeln. Hierzu sind ökohydraulische Simulationen geeignet, da mit ihnen die Wirkungen schneller Abflussänderungen auf Gewässerorganismen quantitativ untersucht werden können.

Der vorliegende Beitrag beschreibt das Vorgehen zur Beurteilung des Schwellbetriebseinflusses auf das Larvenstadium der Äsche (*Thymallus thymallus*). Das Vorgehen stützt sich auf jüngste Erkenntnisse zur Auswirkung von Wasserspiegelsunkraten auf die Überlebenschancen von Fischlarven. Diese Informationen werden verknüpft mit den Ergebnissen aus instationären, hydrodynamisch-numerischen Modellierungen (HN-Modellierungen) für unterschiedliche Sunk-Szenarien. Dabei werden sowohl bestehende Schwall-Sunk-Regelungen beurteilt als auch angepasste betriebliche Regelungen mit einer Verringerung des Risikos für Jungfische entwickelt. Einen weiteren Aspekt der Studie stellen morphologische Maßnahmen zur teilweisen Kompensation von Schwall-Sunk-Auswirkungen dar.

Das Vorgehen ist beschrieben am Beispiel des Naturschutzgebiets der Litzauer Schleife. Dieser Flussabschnitt ist einer der letzten freifließenden Abschnitte des Lechs und durch Schwallauswirkungen betroffen. Die Ergebnisse der Studie im Auftrag des Wasserwirtschaftsamtes Weilheim stellen die Grundlage für die Entwicklung betrieblicher und morphologischer Maßnahmen dar. Sie ermöglichen eine Kosten-Nutzen-Analyse und die Bewertung unterschiedlicher Schwallsanierungsvarianten.

2 Einführung

Die Wasserkraftnutzung mit Schwellbetrieb hat starke Auswirkungen auf Fließgewässerorganismen. Schnelle Änderungen der Tiefe, Strömungsgeschwindigkeit und Wassertemperatur als Folge von rapiden Abflussänderungen wirken sich negativ auf Fische, insbesondere Larven und Jungfische, sowie Laichplätze [Baumann & Klaus, 2003] und Kleinlebewesen der Gewässersohle [Caroline et al., 2012] aus. Wegen ihrer limitierten Schwimmkapazitäten sind Jungfische besonders stark gefährdet, einerseits durch Stranden in der Sunkphase, andererseits durch Abdriften in der Schwallphase [Schmutz et al., 2013].

Für die Erreichung der Ziele der Wasserrahmenrichtlinie sind in schwallbeeinflussten Gewässern Verbesserungsmaßnahmen zu entwickeln, die sowohl ökologisch wirksam als auch ökonomisch

tragbar sind. In diesem Zusammenhang unterscheiden Charmasson & Zinke [2011] betriebliche, bauliche und Kompensationsmaßnahmen. Betriebliche Maßnahmen bedeuten Beschränkungen für den Betrieb eines Wasserkraftwerks, indem der Schwallabfluss oder die Geschwindigkeit der erlaubten Abflussänderung reduziert werden, oder der Minimalabfluss (Sunkabfluss) erhöht wird. Bauliche Maßnahmen umfassen wasserbauliche Eingriffe wie Dämpfungsbecken und zusätzliche Wasserzufuhrkanäle o.ä. mit dem Ziel, die Abflussschwankungen zu glätten - durch vorübergehende Speicherung des Abflusses vor der Rückgabe ins Gewässer oder zeitweise Zusatzdotation. Betriebliche und bauliche Maßnahmen sind in der Regel teuer. Kompensationsmaßnahmen dagegen stellen Maßnahmen im Gewässer dar, welche dazu dienen, den Verlust an geeigneten Lebensräumen während des Schwall auszugleichen. In der Regel erfolgt dies durch morphologische Aufwertungen, welche bestimmte Typen von Habitaten zur Verfügung stellen. Die Herausforderung dabei ist, ökologisch effektive, wirtschaftlich sinnvolle und gleichzeitig möglichst nachhaltige Maßnahmen zu finden.

Der vorliegende Beitrag beschreibt einen praxisorientierten, modellbasierten Ansatz, der

- a) der quantitativen Bestimmung der Auswirkungen des Schwallbetriebs auf Fische dient und
- b) die Entwicklung von morphologischen Kompensationsmaßnahmen für die Verbesserung der Fischlebensräume ermöglicht

Der Ansatz baut auf den Ergebnissen von instationären Modellierungen mit dem 2D-Hydraulikmodell SRH-2D [Lai, 2008] auf, das weitergehend als Grundlage für eine fuzzy-logische Habitatmodellierung [CASiMiR] dient. Bei der Modellierung werden neue Erkenntnisse aus der HYTEC Versuchsanlage in Österreich berücksichtigt [Schmutz et al., 2013]. Diese ermöglichen es, die Auswirkungen des Sunks auf Äschenlarven (*Thymallus thymallus*) durch die Berechnung eines Strandrungsrisikos zu quantifizieren.

3 Fallstudie

Die Studie untersucht Schwalleffekte innerhalb eines ca. 7 km langen und 80 bis 100 m breiten Flussabschnitts des bayerischen Lechs. Das oberhalb liegende Wasserkraftwerk ("Modell-Zufluss" in Abb. 1a) ist Teil einer Kraftwerkskette. Die Abflussschwankungen bewegen sich zwischen einem Basisabfluss von 25 (35) m³/s im Winter (Sommer) und einem maximalen Abfluss von 160 m³/s. Das untere Ende des Untersuchungsabschnitts („Modell-Ausfluss“ in Abb. 1a) bildet der Stau des nächsten Wasserkraftwerks.. Die Ergebnisse werden für die zwei Untersuchungsabschnitte R1 und R2, ca. 1.300 m bzw. 3.000 m unterhalb des einspeisenden/schwallerzeugenden Kraftwerks dargestellt.

Die typische tägliche Fluktuation des Abflusses im Winterhalbjahr zeigt Abb. 1b. An Werktagen treten in der Regel zwei Schwallereignisse auf, bei denen der Spitzenabfluss höher ist als am Wochenende, an dem des Öfteren kein Schwellbetrieb gefahren wird. Die Indikatorarten des Gewässerabschnitts sind die Äsche (*Thymallus thymallus*), die Nase (*Chondrostoma nasus*), die Barbe (*Barbus barbus*), der Döbel (*Leusciscus cephalus*) und der Huchen bzw. Donaulachs (*Hucho Hucho*) [Schnell, 2005].

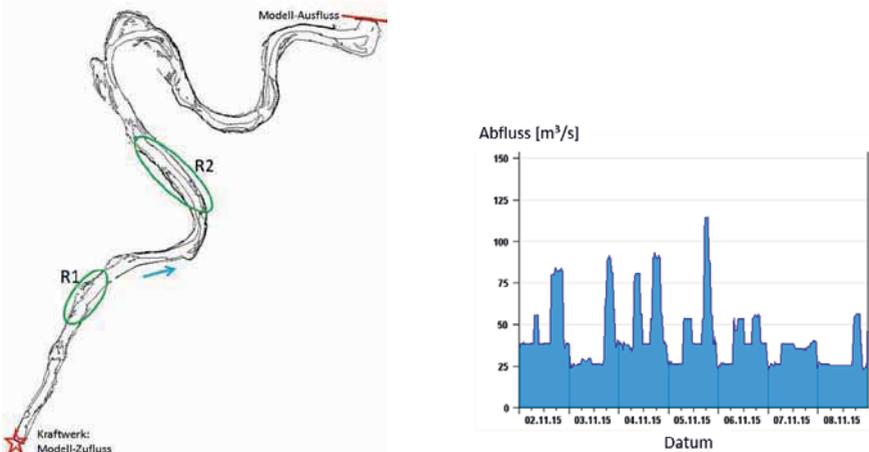


Abb. 1 Schematische Darstellung des Untersuchungsabschnitts (a), typische Abflusskurve im Winterhalbjahr (b)

4 Methode

4.1 Hydrodynamisches Modell

Der gesamte Flussabschnitt wird mit dem 2D Hydraulikmodell SRH-2D [Lai, 2008] abgebildet. Die topographische Basis für das Modell bilden mehrere Datenquellen: zum Ersten mit einem grünen (wasserdurchdringenden) Laser vom Flugzeug aus erhobene Höhendaten, zum Zweiten terrestrisch mit einem Tachymeter erhobene Geländedaten und zum Dritten SfM (Structure from Motion) Informationen zu den besonders interessierenden Uferbereichen und Kiesbänken, die aus fotografischen Drohnenaufnahmen ermittelt wurden. Das unstrukturierte Berechnungsnetz besteht aus ca. 260.000 Elementen mit Kantenlängen zwischen 0,5 und 10 m. Eine besonders hohe Auflösung wird in den Flachwasserzonen mit potentiellen Larvenhabitaten gewählt. Das Modell wird durch Wasserspiegelmessungen für den Basisabfluss $25 \text{ m}^3/\text{s}$ und kontinuierliche Wasserspiegelmessungen während eines mittleren Schwallereignisses (Sunkabfluss $25 \text{ m}^3/\text{s}$ und Schwallabfluss $90 \text{ m}^3/\text{s}$) kalibriert. Es kommt ein spezieller Ansatz für die wassertiefenabhängige Variation der Manning Rauheiten zum Einsatz, der zu sehr guter Übereinstimmung mit den Messdaten führt [Kopecki *et al.*, 2016].

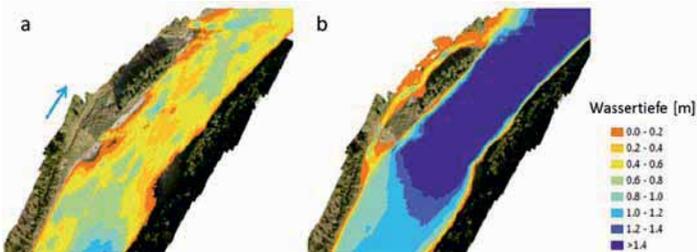


Abb. 2 Wassertiefen im Abschnitt R1: (a) beim Basisabfluss (Sunk) $25 \text{ m}^3/\text{s}$ und (b) beim Schwallabfluss $160 \text{ m}^3/\text{s}$.

Für die anfängliche Beurteilung der Larvenhabitate wurden stationäre hydrodynamische Berechnungen durchgeführt im Abflussbereich zwischen 25 m³/s und 160 m³/s. Zur Bewertung der Schwallauswirkungen wurden zusätzlich instationäre Berechnungen herangezogen. Abb. 2 zeigt, wie stark sich die Wassertiefen im Gewässer ändern, wenn der Abfluss vom Basiswert 25 m³/s auf den Spitzenwert 160 m³/s erhöht wird. Beim Sunkabfluss 25 m³/s (Abb. 2a) sind beträchtliche Bereiche des Hauptgewässers für Äschenlarven geeignet (orange, Wassertiefen 0 bis 0,2 m). Bei 160 m³/s dagegen (Abb. 2b) sind diese Bereiche deutlich in Richtung Ufer verschoben und der links angebundene Seitenarm bietet geeignete Lebensräume.

4.2 Fischhabitat-Modell

Um die potentielle Verfügbarkeit und Qualität der Larvenhabitate zu beurteilen, wurde das Fuzzy-Logik-basierte CASiMiR Modell (GIS-Version) verwendet [CASiMiR]. Die Parameter für die Beschreibung der Larvenhabitate sind Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit und zu einem geringeren Anteil das Sohlsubstrat. Die jungen Äschen in den ersten Lebenswochen (Mai bis Juli im bayerischen Lech) bevorzugen sehr flache, langsam fließende Zonen und können ihre Position nicht halten, wenn die Strömungsgeschwindigkeit 10 cm/s überschreitet. Ihr typischer Lebensraum sind flache Kiesbänke, die während Schwallereignissen den stärksten hydraulischen Veränderungen unterliegen. Die entsprechenden Habitatanforderungen werden durch Fuzzymengen und darauf aufbauende Regeln ausgedrückt. Ein Beispiel für eine Regel ist weiter unten für das Strandungsrisiko gegeben.

4.3 Strandungsrisiko-Modell

Die Jungstadien der Äsche und vor allem Larven reagieren sehr empfindlich auf schnelle Änderungen der Umgebungsbedingungen. Aufgrund ihrer begrenzten Schwimmkapazitäten werden sie einerseits bei Abflusserhöhungen abgedriftet, bei rapidem Abfall des Abflusses landen sie andererseits leicht im Trockenen und verenden. Auch der Einschluss in kleinen Tümpeln führt oft zum Tod, selbst, wenn diese nicht komplett austrocknen, da Prädatoren wie Vögel dort leichten Zugang haben.

Schmutz et al. [2013] führten umfangreiche Experimente durch, um die Reaktion von Larven auf schnelle Abflussänderungen und die maßgeblichen Parameter herauszufinden. Die Rate der Wassertiefenänderung ist danach der Hauptfaktor für das Strandungsrisiko von Äschenlarven. Dieses Risiko wird allerdings nur akut bei geringen Wassertiefen. Demzufolge werden diese beiden Parameter als die maßgebenden im Strandungsmodell berücksichtigt. Die beiden genannten Parameter werden in Kategorien eingeteilt und durch Fuzzymengen definiert. Die verwendeten Fuzzymengen für die Wasserspiegeländerungsrate und die Wassertiefe sind in Abb. 3 dargestellt. Es ist abzulesen, dass ab einem Wert von -3,0 cm/min für die Wasserspiegeländerungsrate die Kategorie "Sehr Hoch" (VERY HIGH) mit einer Zugehörigkeit von 100% erreicht wird. Wenn also der Wasserspiegel mit 3 cm/min oder schneller fällt, wird diese Geschwindigkeit als sehr hoch bezeichnet. Unterhalb dieser Schwelle werden die Wasserspiegeländerungsraten den anderen Kategorien zugeordnet. Die besondere Eigenschaft des Fuzzy-Ansatzes ist, dass Werte gleichzeitig zu verschiedenen Kategorien gehören können, dann aber nicht zu 100% sondern mit sogenannten Teilzugehörigkeiten unter 100%. Die Fuzzymengen für "Geringe" (LOW) und "Große" (HIGH) Wassertiefe sind in Abb. 3 rechts dargestellt, die für die Wasserspiegeländerungsrate mit insgesamt vier Kategorien bzw. Fuzzymengen links. Alle Kombinationen der Kategorien von Wasserspiegeländerungsraten und Wassertiefen werden dann über ein Regelwerk verschiedenen Strandungsrisiken zugeordnet. Die Mengen und zugeordneten Regeln stellen die Basis für die fuzzy-logischen Berechnungen

dar. Als Ergebnis ermittelt das Modell ein Strandungsrisiko zwischen 0 (kein Risiko) und 1 (maximales Risiko).

Ein Beispiel für eine Regel (in diesem Fall die mit dem höchsten Strandungsrisiko) ist im Folgenden gegeben: WENN Wasserspiegeländerungsrate „SEHR HOCH“ UND Wassertiefe „GERING“ DANN Strandungsrisiko „SEHR HOCH“.

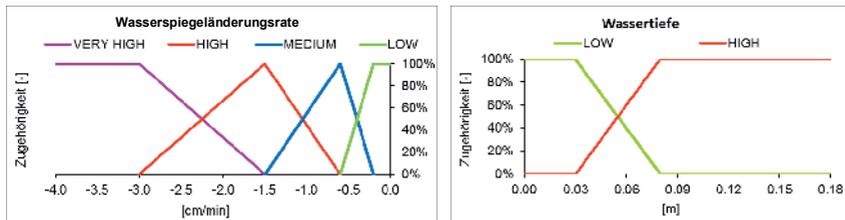


Abb. 3 Fuzzymengen für die Parameter Wasserspiegeländerungsrate (li.) u. Wassertiefe (re.)

5 Ergebnisse

5.1 Fischhabitate

Die stationäre Habitatmodellierung zeigt, wie sich Verfügbarkeit und Qualität der Larvenhabitate mit dem Abfluss ändern. Beim Basisabfluss von $25 \text{ m}^3/\text{s}$ (Abb. 4a) gibt es erhebliche Anteile geeigneter Habitate auf beiden Seiten des Hauptarms (blau gefärbte Bereiche). Mit steigendem Abfluss verlagern sich diese Lebensräume in Richtung Flussufer und bei $160 \text{ m}^3/\text{s}$ sind die geeigneten Flächen erheblich reduziert, der nun angeschlossene Seitenarm bietet Schutz für die Jungfische (Abb. 4b). Berücksichtigt man, dass Schwallereignisse täglich mindestens einmal auftreten, besteht bei schnellem Fallen des Abflusses ein erhebliches Risiko der Larven auf den flachen Ufern zu stranden oder in einem der nur periodisch angeschlossenen Seitenarme eingeschlossen zu werden, wo sie durch Sauerstoffmangel oder Räuber gefährdet sind.

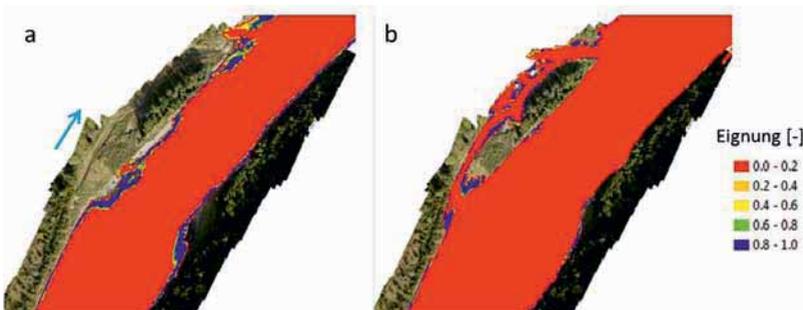


Abb. 4 Larvenhabitate im Untersuchungsabschnitt R1: (a) beim Basisabfluss $25 \text{ m}^3/\text{s}$ und (b) beim maximalen Schwallabfluss $160 \text{ m}^3/\text{s}$

5.2 Auswirkung des Schwallrückgangs auf Fische

Durch die Berechnung der maximalen Änderungsraten des Wasserspiegels und damit der Wassertiefen während Schwallereignissen in jeder Zelle des Modells ist es möglich, die Bereiche mit dem höchsten Strandrungsrisiko für Fische abzuschätzen. Abb. 5 zeigt, dass die Änderungsraten der Wasserspiegel stark davon abhängig sind, wie schnell der Abfluss reduziert wird. Wenn die Abflussänderungsrate am Kraftwerk von $100 \text{ m}^3/\text{s}$ pro Stunde (Abb. 5, li.) auf $50 \text{ m}^3/\text{s}$ pro Stunde (Abb. 5, re.) reduziert wird, verringern sich die Wasserspiegeländerungsraten in fast 50% des Gewässerabschnittes auf Werte unter $0,6 \text{ cm}/\text{min}$. Dieser Wert wurde in den Experimenten von Schmutz et al [2013.] als ein Grenzwert ermittelt, ab dem nur noch ein geringes Strandrungsrisiko für Äschenlarven besteht. Als interessantes Ergebnis zeigen die Modellierungen, dass die Flussmorphologie einen größeren Einfluss auf das Strandrungsrisiko hat als der Abstand zum Krafthaus, wo der Abfluss zugegeben wird.

5.3 Betriebliche Maßnahmen

Die Analyse der Strandrungsrisikokarten und der entsprechenden Schwall-Regimes ermöglicht es, betriebliche Regelungen mit reduziertem Risiko für Fischlarven zu entwickeln. Ein kombiniertes Schwallregime, welches im Bereich zwischen 160 und $90 \text{ m}^3/\text{s}$ die Abflussänderung auf $50 \text{ m}^3/\text{s}$ pro Stunde beschränkt und zwischen 90 bis 35 m^3 die Abflussänderung auf $20 \text{ m}^3/\text{s}$ beschränkt (Abb. 6a), verringert die Risikoflächen für Larven auf 25% des Ursprungswertes (Abb. 6c). Bei der momentan zugelassenen Änderungsrate von $100 \text{ m}^3/\text{s}$ pro Stunde haben die meisten flachen Ufer des Hauptarms ein Strandrungsrisiko von bis zu 100% (Abb. 6b).

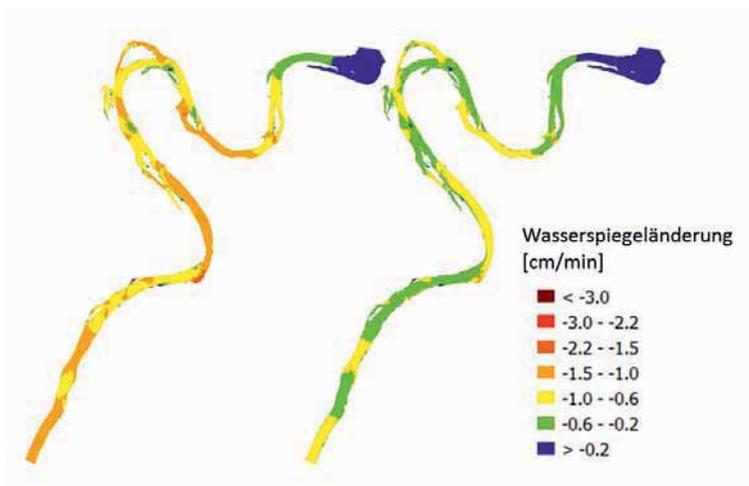


Abb. 5 Maximale Wasserspiegeländerungsraten bei Sunkereignissen mit konstanter Abflussänderungsraten: $100 \text{ m}^3/\text{s}$ pro Stunde (li.) und $50 \text{ m}^3/\text{s}$ pro Stunde (re.)

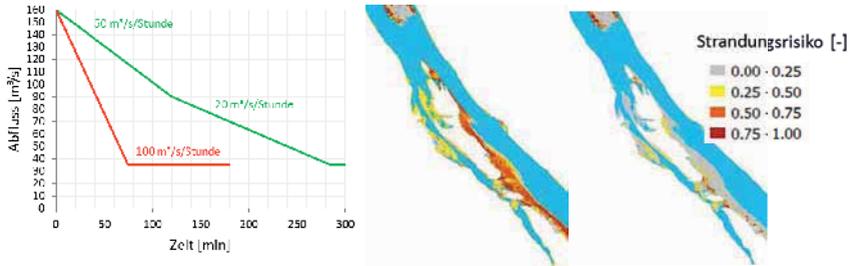


Abb. 6 Aktuell zugelassenes (rot) und vorgeschlagenes (grün) Abflussänderungsregime (li.); Strandungsrisiko für Larven im Untersuchungsabschnitt R2: für das derzeitige Regime mit einer Rate von $100 \text{ m}^3/\text{s}$ pro Stunde (mi.), für das vorgeschlagene Regime mit Raten zw. 50 u. $20 \text{ m}^3/\text{s}$ pro Stunde (re.)

5.4 Strukturelle Maßnahmen

Weber et al. zeigen, dass bestimmte Flussstrukturen besonders günstig zu sein scheinen im Hinblick auf die Verminderung von Schwallauswirkungen. Diese Strukturen können Fischschädigungen reduzieren, für den Fall, dass betriebliche Maßnahmen nicht im erforderlichen Umfang umgesetzt werden können. Wird z.B. der vorhandene Seitenarm in der Untersuchungstrecke R1 permanent angebunden, sinkt nicht nur das Strandungsrisiko für Fischlarven (Abb. 7 re.). Es werden auch zusätzliche Habitate für Jungfischen und Larven geschaffen, die permanent genutzt werden können. Die Lage der Maßnahme ist im vorliegenden Fall besonders günstig, da sich direkt oberhalb potentielle Laichgründe befinden.

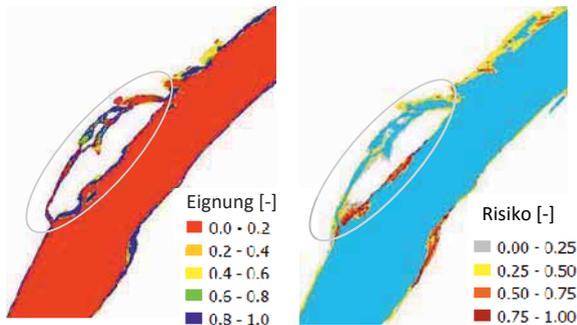


Abb. 7 Habitateignungen (li.) und Strandungsrisiko für Lärven nach permanentem Anschluss eines momentan nur periodisch angebundenen Seitenarms Strecke R1

5.5 Maßnahmenpriorisierung

Die unter 5.3 beschriebene betriebliche Maßnahme mit einer Senkung der Abflussänderungsrate auf 50 bis $20 \text{ m}^3/\text{s}$ pro Stunde ist eine prioritäre Maßnahme, da mit ihr ein niedriges bis vernachlässigbares Strandungsrisiko für Äschenlarven innerhalb des gesamten Flussabschnittes erreicht werden kann. Allerdings könnte die dargestellte Änderung des Regimes nicht oder nicht in vollem Umfang umsetzbar sein, da das Kraftwerk in ein Gesamtsystem von mehreren Anlagen eingebunden und die Fähigkeit auf schnelle Schwankungen im Energiebedarf zu reagieren zu erhalten ist. Als Alternative könnte eine

Kombination aus betrieblichen und strukturellen Maßnahmen gewählt werden. Es ist allerdings zu beachten, dass strukturelle Maßnahmen voraussichtlich nur für einen begrenzten Zeitraum ihre volle Wirkung entfalten werden, da der Lech im betrachteten Abschnitt zwar eine deutliche reduzierte Morphodynamik aufweist, aber nach extremen Hochwasserereignissen dennoch mit einer deutlichen Veränderung der Gewässermorphologie zu rechnen ist. Nach derartigen Ereignissen sind also strukturelle Maßnahmen gegebenenfalls zu erneuern.

6 Schlussfolgerungen

Die skizzierte Methodik zur Untersuchung von Schwallenflüssen basiert auf der Verknüpfung eines hydraulischen 2D-Modells mit einem Fischhabitat- und darauf aufbauend einem Strandrungsrisiko-Modell. Es werden die aus Laborexperimenten ermittelten spezifischen Ansprüche von Fischlarven während sich schnell ändernden Abflüssen berücksichtigt. Der entwickelte Ansatz ermöglicht eine quantitative, wissenschaftlich fundierte Bewertung der Schwall-Auswirkungen auf Fische. Dadurch kann die Beeinträchtigung von Flussabschnitten durch den Schwellbetrieb von Wasserkraftanlagen ermittelt werden.

Die Bewertung erfolgt über die Identifizierung geeigneter Larvenhabitats und deren Gefährdung als Folge von schnellen Wasserspiegeländerungen. Durch die Analyse verschiedener Schwallenszenarien und morphologischer Varianten können Strategien für die Minderung von Schwallauswirkungen entwickelt werden. Diese können betriebliche, bauliche und Kompensationsmaßnahmen beinhalten. Die Wirkung von Maßnahmen kann durch Variation der Flussbettkonfiguration und Anpassung der Randbedingungen des hydraulischen Modells überprüft werden. Das zur Verfügung stehende Modell stellt objektive Informationen für die Beurteilung von Schwallauswirkungen und liefert wichtige Grundlagen für ein nachhaltiges Gewässermanagement.

Die Umsetzung der für die Fallstudie vorgeschlagenen betrieblichen und flussmorphologischen Maßnahmen in Kombination mit einem Fisch-Monitoring wäre ein wichtiger Schritt, um die Prozesse und Mechanismen der ökologischen Auswirkungen des Schwellbetriebs eingehender zu studieren und weitere Erkenntnisse zu gewinnen.

Danksagung

Für die Unterstützung der Untersuchungen bedanken sich die Autoren beim Wasserwirtschaftsamt Weilheim und bei der Uniper AG (ehemals E.ON).

Literatur

- Baumann P. & Klaus I. (2003). Gewässerökologische Auswirkungen des Schwallbetriebes. Mitteilungen zur Fischerei MFI Bundesamt für Umwelt (BAFU), Bern, Switzerland, p. 112.
- CASiMiR Model: www.casimir-software.com
- Carolli M., Bruno M. C., Siviglia A. & Maiolini B. (2012). Responses of benthic invertebrates to abrupt changes of temperature in flume simulations. *River Research and Applications*, 28: 678-691.
- Charmasson J. & Zinke P. (2011). Mitigation measures against hydropeaking effects. *EnviPEAK Publications*. Sintef Energy Research Norway, p. 51.

- Charmasson J. & Zinke P. (2011). Mitigation measures against hydropeaking effects. EnviPEAK Publications. Sintef Energy Research Norway, p. 51.
- Kopecki I., Schneider M., Tuhtan J. (2016). Depth-dependent roughness in non-stationary 2D hydrodynamic modelling for hydropeaking assessment. 11th ISE, Melbourne, 7th - 12th February 2016, submitted
- Schmutz S., Fohler N., Friedrich T., Fuhrmann M., Graf W., Greimel F., Höller N., Jungwirth M., Leitner P., Moog O., Melcher A., Müllner K., Ochsenhofer G., Salcher G., Steidl C., Unfer G., Zeiringer B. (2013): Schwallproblematik an Österreichs Fließgewässern – Ökologische Folgen und Sanierungsmöglichkeiten. BMFLUW, Wien.
- Schneider, M. (2001): Habitat- und Abflussmodellierung für Fließgewässer mit unscharfen Berechnungsansätzen. Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Heft 108, Universität Stuttgart, 158 S.
- Schnell, J. (2005): Gewässerökologische Auswirkungen des Schwellbetriebs am Lech im Bereich des Naturschutzgebietes „Litzauer Schleife“. Projekt im Rahmen einer Diplomarbeit an der Humboldt Universität zu Berlin und der TU-München AG Fischbiologie. Landesfischereiverband Bayern e.V., München.
- Weber C., Schneider M., Junker J., Kopecki I., Alexander T. (2015): Modelling fish habitat dynamics in hydropeaking rivers considering different morphology and habitat requirements - Current state, needs for improvement, and guidelines for application. Final report for Swiss Federal Office of Energy SFOE, Research Programme Hydropower.

Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Ianina Kopecki
Dr.-Ing. Matthias Schneider
SJE - Ecohydraulic Engineering GmbH
Viereichenweg 12, D-70569 Stuttgart
Deutschland

kopecki@sjeweb.de
schneider@sjeweb.de

Applying an eco-hydraulic model for European grayling (*Thymallus thymallus*) in the Aare River

Weiwei Yao, Minh Duc Bui and Peter Rutschmann

Abstract

This study aims to apply an eco-hydraulic model system for European grayling (*Thymallus thymallus*) in the Aare River and to confirm its predictive performance by comparing the calculated results with the surveyed data for fish habitat and fish population. In this paper, four habitat options were applied for the habitat quality simulation. The modified logistic population model and matrix population were used to predict the fish number. The results suggested that the simulated habitat quality depends on choosing suitable habitat combinations. The simulated fish number using the logistic population model for all these 4 options provided a good agreement with the surveyed data conducted by EAWAG (Swiss Federal Institute for Environmental Science and Technology). The matrix population simulation results also showed reasonable agreement with the surveyed data. These results demonstrated the applicability of the developed model system for European grayling habitat and fish population status in the study domain.

Keywords: Eco-hydraulic model, habitat and population model, Aare River, European grayling (*Thymallus thymallus*)

1. Introduction

Physical habitat index is a primary factor influencing the structure and composition of stream aquatic communities (Lammert & Allan, 1999). Fish habitat and population management are often affected by environmental changes, discharge alteration and unsuitable river management. Comparing to other systems, freshwater systems are relatively vulnerable to habitat change which may result in shifts in aquatic communities and decrease of fish abundance (Snyder et al., 2005). At an international level, river and stream habitat as well as fish abundance management are one of the greatest challenges to the conservation of biodiversity and is increasingly being valued by researchers and river management (Fausch et al., 2002).

River and stream physical conditions such as flow velocity, river depth, substrate type and distribution combined altogether form unique habitats which are facilitated the growth and survival of fish species and other aquatic communities (Yi Y et al. 2010). Many river ecologists and eco-hydraulic researchers believed that physical habitat features are the key determining factors of river aquatic community potential (Mouton et al. 2007). Besides, in order to represent the time series fish abundance fluctuation, fish population models need to be applied. Therefore, it is meaningful for the development of an eco-hydraulic model system to establish and analyze fish species habitat quality and fish population development.

Habitat suitability index (HSI) model is an eco-friendly way to simulate and predict river ecosystem evolution of target fish species. Habitat model is a very useful and important tool for developing information of fish suitability in stream systems which could help river managers to make intelligent management decision (Tomsic et al., 2007). The first habitat model was developed in the 1970s with the purpose of determining habitats in an ecosystem that was best suited for a particular species life stage (Lamouroux & Souchon, 2002). Habitat model is also a powerful tool to suggest conservation strategies for both native fish species and non-native

species (Knapp, 2005, 2007). Beside habitat model, population model is used for determining species abundance and diversity (Bartholow, 1996). The population model had a wide range of applications and has been recommended as an effective tool in predicting and protecting both native and non-native fish population (Harvey et al., 2009). Recent developments in habitat and population models had proved that eco hydraulic models could combine river physical variables (i.e., velocity, water depth and substrate) inherent in the model system.

In this paper, based on the concept of habitat and population model, a model system has been proposed to examine the effects of flow discharge alteration on fish habitat, population number. The model system contains 4 models, namely hydrodynamics model, sediment transport model, habitat model and population model. The Aare River and European grayling (*Thymallus thymallus*) were selected as the target study site and target fish species. The European grayling is the typical species in the Aare River and very sensitive to any physical environmental changes. The aim of this study is to develop a habitat and population model for this target fish species and use the model system to predict quantitatively the habitat and population status change in a stretch of the Aare River.

2. Study area and model scheme

The study domain was located where the flows out of Lake Thun, 30 km south of Bern. The river rises in the Aare Glacier of the Bernese Alps in Bern canton, below the Finsteraarhorn and west of the Grimsel Pass, in the south-central part of Switzerland (Mouton et al., 2007). The river reach is a 1.35 km branch which is located downstream of the Thuner See. The width of the river ranges from 70 to 200m with a 45 m width tributary branch in the downstream of the computation domain (Fig. 1). The average annual flow is 111 m³/s with maximum and minimum discharges of 570 and 23 m³/s respectively (Fig. 2). In the computation domain, 50 cross-sections were defined and water depth was measured along each cross-section at an almost equal distance of about 1 m. The water depth was also measured and the substrates composition was assessed by underwater photography as well as visual assessment (Mouton et al., 2008). The river bed mixed with sand-sized substratum, gravel and organic clay. Gravel and cobble were deposited extensively on the river bank.

The Aare River provides living habitat for the European grayling. The spawning European grayling were visually identified, localized and counted by GPS data. Based on the survey, the European grayling had strong preferences for their local habitat in Aare River. The physical parameters suitable for spawning European grayling are in a narrow range. The small changes in the environment caused by the regulation of river flow or water level may disturb the spawning behavior of grayling and may cause a decrease in population number and even extinction (Gönczi, 1989). The spawning European grayling preferred velocity between 0.25 and 0.65 m/s. The spawning European grayling is a typical species preferred in shallow water and the most suitable depth for spawning European grayling is ranged from 0.25 to 1.8m. For the substrates preferences, spawning European grayling preferred bottom substrate was composed of 10–40 percent gravel (2.83–45.3mm), 50–60 percent cobbles (90–128mm), 10–30 percent boulders (128–256 mm) and mixed with a few bigger stones (EAWAG, 2002).

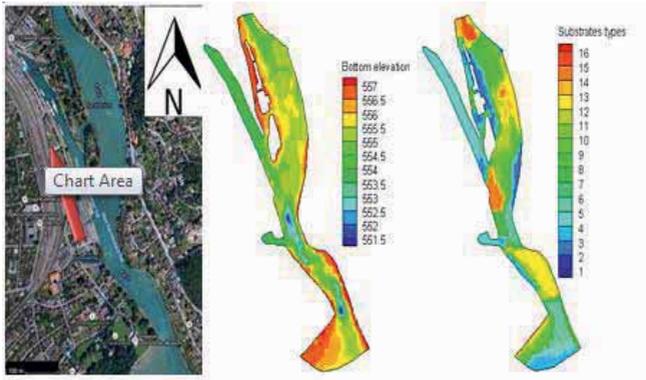


Fig. 1 Computation domain geometry and the substrates types based on the observations conducted by EAWAG (2002).

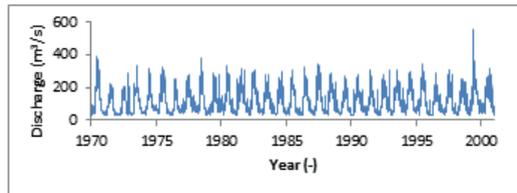


Fig. 2 Aare River flow discharge from 1970 to 2000.

The Aare River eco-hydraulic model system was developed by integrating a hydrodynamic model, hydro-morphology model, habitat model, logistic population model and a matrix population model. In the hydrodynamic model the velocity field and water depth were calculated from the two-dimensional shallow water equations including the effects of bed friction and turbulence. The bed shear stresses were determined by the quadratic friction law. The hydro-morphology model was calculated based on semi-empirical concepts, which included bed-load computation, bed evolution and sand grading effects. The hydro-morphology model was coupled with the hydrodynamic model.

The habitat model was used to calculate habitat suitability index (HSI), weighted usable area (WUA) and the overall habitat suitability index (OSI). For HSI calculation, the following 4 different options with the preference curves showed in Fig. 3 have been applied.

$$\text{Option 1} \quad HSI = (SI_v \times SI_d \times SI_s)^{1/3} \quad [1]$$

$$\text{Option 2} \quad HSI = (SI_v + SI_d + SI_s) / 3 \quad [2]$$

$$\text{Option 3} \quad HSI = SI_v \times SI_d \times SI_s \quad [3]$$

$$\text{Option 4} \quad HSI = \text{Min}(SI_v, SI_d, SI_s) \quad [4]$$

Where SI_v , SI_d and SI_s are the suitability index for velocity, water depth and substrates types respectively.

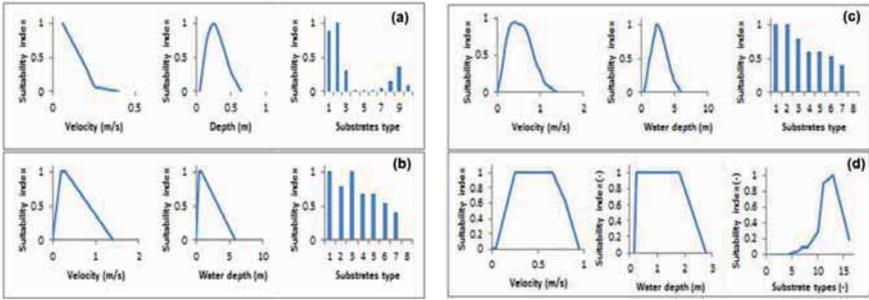


Fig. 3 Fry (a), juvenile (b), adult (c), and spawning (d) European grayling suitability index for velocity, water depth and riverbed substrate.

The WUA and OSI indexes were defined as follows:

$$WUA_i = \sum_{i=1}^M A_i HSI_{i,t} \quad [5]$$

$$OSI = \frac{\sum_{i=1}^M A_i HSI_i}{\sum_{i=1}^M A_i} \times 100\% \quad [6]$$

Where A_i is the mesh area for the mesh i .

In the population model, the population dynamics can be calculated based on the results of habitat model using the following logistic equations:

$$P_{t+\Delta t}^F = \frac{\beta \times WUA_{t+\Delta t}^F \times P_t^F \times e^{\alpha \times (OSI_{t+\Delta t}^F - OSI_t^F)}}{\beta \times WUA_{t+\Delta t}^F + P_t^F \times \left(e^{\alpha \times (OSI_{t+\Delta t}^F - OSI_t^F)} - 1 \right)} \quad [7]$$

Where P_t^F and $P_{t+\Delta t}^F$ are population numbers in the time steps t and $t+\Delta t$; α and β are model parameters related to the study domain and fish species.

In order to simulate each life stages fish species number and the matrix population model can also be applied:

$$\begin{bmatrix} N_{1,t+\Delta t} \\ N_{2,t+\Delta t} \\ \dots \\ N_{i,t+\Delta t} \\ \dots \\ N_{j,t+\Delta t} \\ \dots \\ N_{n-1,t+\Delta t} \\ N_{n,t+\Delta t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{1,t} & F_{2,t} & \dots & F_{i,t} & \dots & F_{j,t} & \dots & F_{n-1,t} & F_{n,t} \\ S_{1,t} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & S_{1,t} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_{i,t} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & S_{j,t} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & S_{n-1,t} & S_{n,t} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} N_{1,t} \\ N_{2,t} \\ \dots \\ N_{i,t} \\ \dots \\ N_{j,t} \\ \dots \\ N_{n-1,t} \\ N_{n,t} \end{bmatrix} \quad [8]$$

With

$$F_{i,t} = f_i \times \left(1 + \frac{e^{(OSI_{i,t}-a)} - e^{-(OSI_{i,t}-a)}}{e^{(OSI_{i,t}-a)} + e^{-(OSI_{i,t}-a)}} \right); \quad S_{i,t} = s_i \times \left(1 + \frac{e^{(OSI_{i,t}-b)} - e^{-(OSI_{i,t}-b)}}{e^{(OSI_{i,t}-b)} + e^{-(OSI_{i,t}-b)}} \right) \quad [9]$$

Where $N_{i,t}$ and $N_{i,t+\Delta t}$ are fish numbers at time t for fish stage i ; $S_{i,t}$ is the model survival rate at time t ; $F_{i,t}$ is the birth rate for spawning fish at time t ; f_i is the basic birth rate at time t for the stage of i ; s_i is the basic survival rate at time t for the stage i ; a and b are the basic overall suitability index for fish spawning and fish survival.

In the eco-hydraulic model system, the hydrodynamic model has been solved by the open source Telemac 2D and the sediment transport model has been solved by the open source Sisyphe with some subroutine modified by the authors. The habitat and population models have been developed by the authors. The detailed description of the boundary conditions can be found in Telemac user manual (Riadh et al., 2014; Tassi & Villaret 2014).

3. Result and discussion

Fig. 4 shows the calculated HSI distributions using the 4 combination options at the end of several years. It can be seen that for the year 1970, most of the unsuitable habitats were found in the branch of the Aare River and in the deep water regions of main river for option 1. Further, the HSI values for the rest of the areas were kept at the level of 0.5. Using option 2, the HSI quality was better than option 1, with HSI values ranging from 0.3 to 0.7 in the main river and the HSI value in branch was kept at the level of 0.1. The habitat quality for option 3 and option 4 were worse than for option 1 and option 2. At the end of 1980 and 1970, the HSI distribution trend for option 1 was almost similar, except for few high HSI values scattered along the river. These small regions with high HSI values also scattered along the river for the option 2, 3 and 4. It was also noticed that for all 4 options at the end of 1980, the main river had higher suitability than in 1970. The same HSI distribution trend was observed at the end of 1990 for all 4 options. The figure also indicated that option 2 provided better habitat quality than other options and the habitat quality based on option 3 and options 4 had the worst habitat qualities.

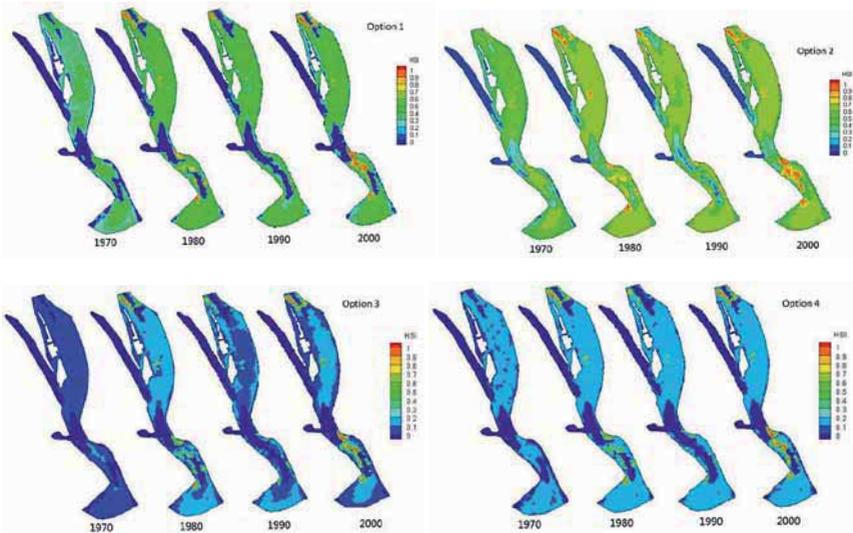


Fig. 4 Calculated HSI distributions during 1970, 1980, 1990 and 2000 using 4 different options.

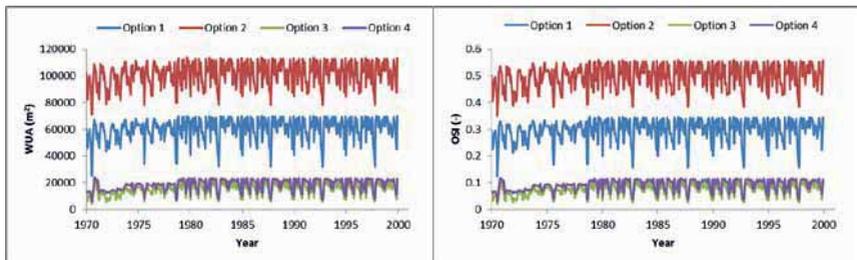


Fig. 5 calculated WUA and OSI distribution from 1970 to 2000 for 4 options.

The WUA and OSI distributions were showed in Fig. 5. It was noticed that the WUA for option 1 fluctuated between 4.7×10^4 m² and 7.0×10^4 m², while the corresponding OSI values were ranged from 0.23 to 0.34. In option 2, WUA values fluctuated between 1.1×10^5 m² and 8.0×10^4 m², while the corresponding OSI values were changed between 0.44 and 0.55. The WUA and OSI for option 3 and 4 had the same trend with WUA fluxed between 1.2×10^4 m² and 2.3×10^4 m² while OSI fluxed between 0.047 and 0.1.

Applying the logistic population model, the simulated European grayling fish number fluctuation was shown in Fig. 6. It was recognized that the simulated European grayling fish number was in reasonable agreement with the surveyed fish number in all 4 options. The numerical results also indicated that there were relative large fluctuations for fish numbers from 1970 to 2000 using option 1 and option 2. The simulated fish number fluctuation using option 3 and option 4 were insignificant compared to other options. For all 4 options, the simulated fish number decreased from 1.4×10^5 in 1970 to the level of 2.5×10^4 in 2000.

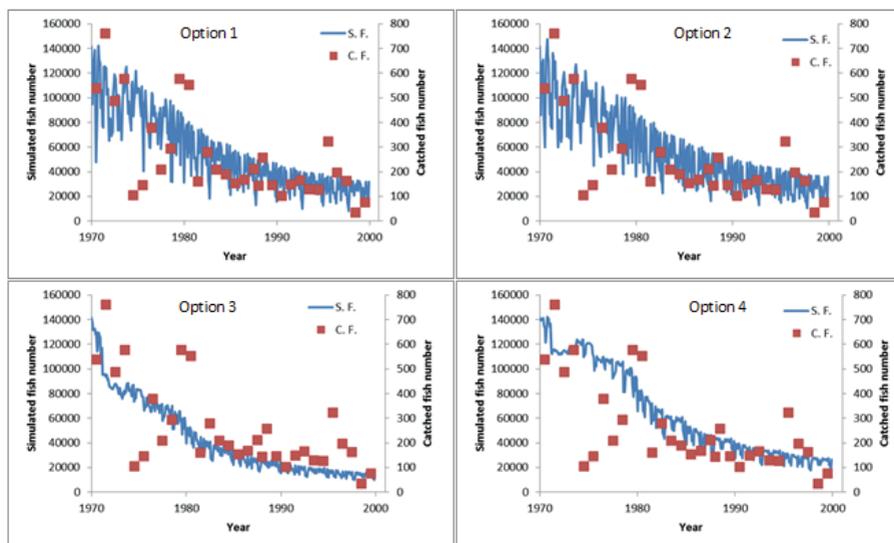


Fig. 6 European grayling number simulated by the logistic population model (Option 1: $\alpha=8$, $\beta=7$; Option 2: $\alpha=8$, $\beta=3$; Option 3: $\alpha=7$, $\beta=15$; Option 4: $\alpha=7$, $\beta=15$).

Tab. 1 The survival rate and birth rate of European grayling for matrix population model.

Life stage		1	2	3	4	5	6	7	8	9
European grayling	f_i	0	0	29	37	46	47	48	48	48
	s_i	0.127	0.146	0.171	0.206	0.259	0.35	0.537	0.838	0.0001

Applying the matrix population model, the European grayling numbers for all life stages were simulated. The initial fish survival rate, fertility rate and life stages distribution were modified based on the Robson & Chapman method (1961) and the parameters were shown in table 1. The calculated results of fish number and the life stage distribution were shown in Figs. 7 and 8. It was noticed that in all life stages and in all simulation times (1970 to 2000), the 1st life stage occupied a large proportion of the total fish population number. The simulated fish number declined from 141900 in 1970 to 16424 in 2000 for option 1, to 24805 in 2000 for option 2, to 24294 in 2000 for option 3, and to 21474 in 2000 for option 4. For all 9 life stages, it always showed a decreasing trend from year 1 to year 9. For all 4 options the life stage structure had almost the same trend.

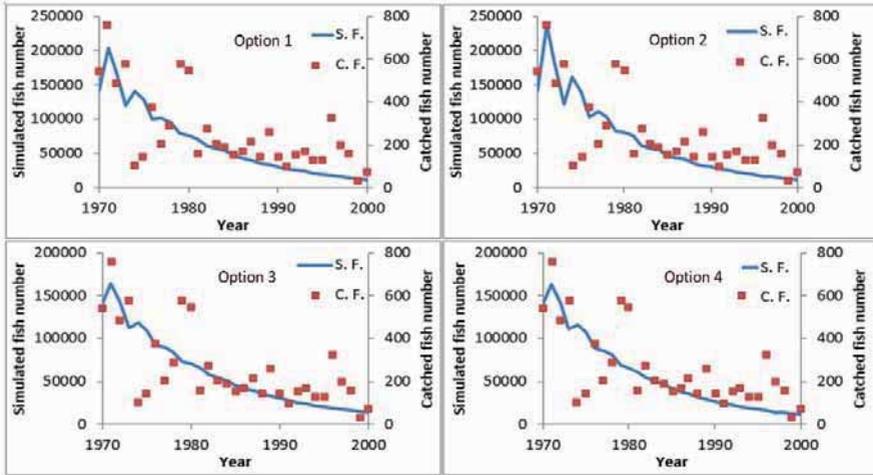


Fig. 7 Simulated European grayling number based on the matrix population model and 4 HSI options (S. F.: simulated fish number, C. F.: caught fish number) (option 1: $a=0.41, b=0.41$; option 2: $a=0.60, b=0.61$; option 3: $a=0.25, b=0.25$; option 4: $a=0.27, b=0.27$).

4. Conclusions

In this paper, the eco-hydraulic model system was applied in the Aare River and the impact of flow velocity, water depth and substrate on European grayling habitat and population number were studied. The eco-hydraulic model system was composed by hydrodynamic, hydromorphology, 4 different habitat options and 2 population models. The simulated results indicated that the eco-hydraulic model system can satisfactorily simulate the habitat population development of the European grayling (*Thymallus thymallus*) fish based on the natural flow as well as morphological pattern from 1970 to 2000 in the river reach.

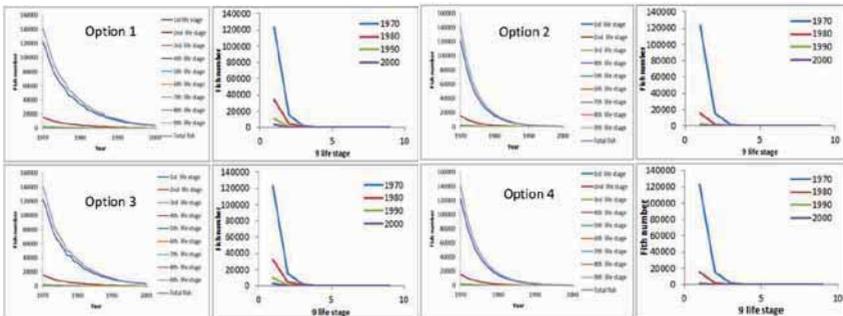


Fig. 8 European grayling population number and life stage structure based on the matrix population model from 1970 to 2000 using 4 HSI options.

Reference

- Bartholow, J.M. (1996). Sensitivity of a salmon population model to alternative formulations and initial conditions. *Ecological Modeling*, 88 (1–3), 215–226.
- EAWAG (Swiss Federal Institute for Environmental Science and Technology). (2002). Fischereiliches Gutachten über die Aarebaggerung in Thun. Forschungsanstalt des ETH-Bereichs, Kastanienbaum, Switzerland, 201 pp. (in German).
- Fausch, K.D.; Torgersen, C.E.; Baxter C.V.; Li, H.W. (2002). Landscapes to riverscapes: bridging the gap between research and conservation of stream fishes a continuous view of the river is needed to understand how processes interacting among scales set the context for stream fishes and their habitat. *BioScience*, 52(6), 483–498.
- Gönczi, A.P. (1989). A study of physical parameters at the spawning sites of the European grayling (*Thymallus thymallus* L.). *Regulated Rivers: Research & Management*, 3(1), 221–224.
- Harvey, B.C.; Jackson, S.K.; Lamberson, R.H. (2009). InSTREAM: the individual-based stream trout research and environmental assessment model (Vol. 218). US Department of Agriculture, Forest Service, Pacific Southwest Research Station.
- Knapp, R.A. (2005). Effects of nonnative fish and habitat characteristics on lentic herpetofauna in Yosemite National Park, USA. *Biological Conservation*, 121(2), 265–279.
- Knapp, R.A.; Boiano, D.M.; Vredenburg, V.T. (2007). Removal of nonnative fish results in population expansion of a declining amphibian (mountain yellow-legged frog) (*Rana muscosa*). *Biological Conservation*, 135(1), 11–20.
- Lammert, M.; Allan, J.D. (1999). Assessing biotic integrity of streams: effects of scale in measuring the influence of land use/cover and habitat structure on fish and macroinvertebrates. *Environmental Management*, 23(2), 257–270.
- Lamouroux, N.; Souchon, Y. (2002). Simple predictions of instream habitat model outputs for fish habitat guilds in large streams. *Freshwater Biology*, 47(8), 1531–1542.
- Mouton, A.M.; Schneider, M.; Depesstele, J.; Goethal, P.L.M.; Pauw, N.D. (2007). Fish habitat modelling as a tool for river management. *Ecol. Eng.* 29, 305–315.
- Mouton, A.M.; Schneider, M.; Peter, A.; Holzer, G.; Müller, R.; Goethals, P.L.; De P.N. (2008). Optimisation of a fuzzy physical habitat model for spawning European grayling (*Thymallus thymallus* L.) in the Aare river (Thun, Switzerland). *ecological modelling*, 215(1), 122–132.
- Riadh A.; Cedric G.; Jean M.H. (2014). Telemac modeling system: 2d hydrodynamics telemac-2d software release 7.0 User manual. *R&D, Electricite de France, Paris*, 134.
- Robson, D.S.; Chapman, D.G. (1961). Catch curves and mortality rates. *Transactions of the American Fisheries Society*, 90(2), 181–189.
- Snyder, M.N.; Goetz, S.J.; Wright, R.K. (2005). Stream health rankings predicted by satellite derived land cover metrics. *J. Am. Water Resour. Assoc.* 41, 659–677.
- Tassi P.; Villaret C. (2014). Sisyph V6.3 User's Manual. *R&D, Electricite de France, Paris*, 76.

Tomsic, C.A.; Granata, T.C.; Murphy, R.P.; Livchak, C.J. (2007). Using a coupled eco-hydrodynamic model to predict habitat for target species following dam removal. *Ecological Engineering*, 30(3), 215-230.

Yi, Y.; Wang, Z.; Yang, Z. (2010). Effects of High-Flow. Two-dimensional habitat modeling of Chinese sturgeon spawning sites. *Ecological Modelling*, 221(5), 864-875.

Authors' addresses

Weiwei Yao MSc.

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Arcisstraße 21, D-80333 München

Ga52tiv@mytum.de

Dr.-Ing., Dipl.-Math. Minh Duc Bui

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Arcisstraße 21, D-80333 München

bui@tum.de

Prof. Dr. Peter Rutschmann

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Arcisstraße 21, D-80333 München

peter.rutschmann@tum.de

Der gesteuerte Flutpolder Riedensheim

Johannes Plank und Christian Leeb

Zusammenfassung

Das Hochwasserschutz-Aktionsprogramm 2020plus der bayerischen Staatsregierung vereint die Handlungsfelder des Hochwasserschutzes mit der Hochwasserrisikomanagementrichtlinie. Schwerpunkt ist die verstärkte Auseinandersetzung mit dem Überlastfall sowie das erweiterte Rückhaltekonzept mit natürlichem und technischem Rückhalt in der Fläche.

Ein Teil des erweiterten Rückhaltekonzeptes sind als technische Schutzmaßnahme gesteuerte Flutpolder entlang der Donau konzipiert. Der Rückhalteraum im Flutpolder wird bei der anlaufenden Hochwasserwelle freigehalten, um bei extremen Ereignissen gezielt eine Entlastung der unterhalb liegenden Schutzeinrichtungen bei der Hochwasserspitze zu ermöglichen. Durch die Bereitstellung von zusätzlichem Retentionsvolumen kann das Restrisiko minimiert werden.

In Riedensheim im Landkreis Neuburg-Schrobenhausen wird der erste Flutpolder an der bayerischen Donau errichtet. Hier wird auf einer Fläche von ca. 220 ha zusätzlicher Rückhalt von 8,1 Mio. m³ geschaffen. Mit dem Flutpolder kann der Spitzenabfluss in der Donau um ca. 165 m³/s reduziert werden.

Im Jahr 2003 wurde mit der Entwurfs- und Genehmigungsplanung begonnen, der Planfeststellungsbeschluss erreichte am 31.03.2014 Rechtsgültigkeit. Anschließend wurde mit der Bauausführungsplanung begonnen. Los 1 (Betonbau Einlassbauwerk) wurde im Februar 2015 vergeben, Spatenstich war am 31.03.2015. Die Fertigstellung des Flutpolders Riedensheim ist 2020 geplant.

Hierzu sind einige Bauwerke neu zu errichten, aber auch bestehende Bauwerke anzupassen:

- Einlassbauwerk: 6 Wehrfelder à 5 m mit unterströmten Gleitschützen, Gesamtlänge 37 m; Gesamtbreite 9 m
- Ertüchtigung des bestehenden Dammes/Deiches: Erhöhung des Donaudeiches bzw. Stauhaltungsdammes, Länge ca. 3 km
- Auslassbauwerk: 2 Wehrfelder à 5 m mit unterströmten Gleitschützen, Gesamtlänge 13 m; Gesamtbreite 11,3 m
- Öffnung der Finkensteinverrohrung: Finkenstein besitzt große naturschutzfachliche Bedeutung, die vorhandene Verrohrung dient der Binnenentwässerung und ist nicht leistungsfähig genug für den Polderbetrieb, Öffnung und Ausbau des Abflussquerschnittes
- Rückbau Kläranlage: Kläranlage Riedensheim liegt im Polderbereich, zukünftig wird das Schmutzwasser zur Kläranlage Rennertshofen gepumpt
- Fischaufstiegsanlage: zur Herstellung der Durchgängigkeit an der Staustufe Bittenbrunn

Eine Besonderheit beim Flutpolder Riedensheim ist, dass kein Polderdeich notwendig ist, da die Hangkante des Juras als natürliche Begrenzung dient.

Die Projektgesamtkosten belaufen sich auf rund 30 Mio. €, die reinen Baukosten betragen etwa 22 Mio. €.

Die intensive Kommunikation mit den betroffenen Bürgern und Gemeinden begann bereits in der Planungsphase, um Anregungen und Bedenken mit in der weiteren Betrachtung zu beachten. Parallel zu den Baumaßnahmen wird über eine Unternehmenseinflussbereinigung der Grunderwerb durchgeführt. Ebenso ist es während der Bauzeit notwendig den Donauradwanderweg, welcher durch den Polderbereich führt, zu verlegen.

1 Nachhaltiger Hochwasserschutz

1.1 Einbettung im bayerischen Hochwasserschutz-Aktionsprogramm 2020plus

Das Hochwasserschutz-Aktionsprogramm 2020plus (AP 2020plus) der bayerischen Staatsregierung vereint die Handlungsfelder des Hochwasserschutzes (Hochwasservorsorge, technischer Hochwasserschutz und natürlicher Rückhalt) mit der Hochwasserrisikomanagementrichtlinie der Europäischen Union. Diese Richtlinie sieht einen Kreislauf des Hochwasserrisikomanagements (Vermeidung, Schutz, Vorsorge und Nachsorge) vor. Durch den Ansatz in Sechsjahres-Zyklen soll das Risiko von Hochwasserschäden nachhaltig verringert werden.



Abb. 1 Hochwasserrisikomanagement im Aktionsprogramm 2020plus

1.2 Erweitertes Rückhaltekonzept

Das AP 2020plus beinhaltet mit dem erweiterten Rückhaltekonzept eine ganzheitliche Rückhaltestrategie. Ein Bestandteil dieses Konzeptes sind Maßnahmen zum natürlichen Rückhalt des Wassers in der Fläche (z.B. Auenentwicklung, Deichrückverlegungen) und technische Schutzmaßnahmen (z.B. Rückhaltebecken, gesteuerte Flutpolder).

Der natürliche Hochwasserrückhalt, wie zum Beispiel durch eine Deichrückverlegung, hat lokale Auswirkungen auf den Hochwasserschutz, da im Bereich der Maßnahme die Höhe des Wasserspiegels verringert wird. Bei kleineren Hochwasserereignissen entfalten diese ihre beste Wirkung. Bei größeren und auch extremen Hochwasserereignissen sind die Rückhalteflächen bereits mit der anlaufenden Hochwasserwelle gefüllt. Somit können sie nur unwesentlich zur Dämpfung der Hochwasserspitze und Entlastung der unterhalb liegenden Hochwasserschutzanlagen beitragen.

Die Rückgewinnung verloren gegangener Rückhalteräume ist als gesetzlicher Auftrag im §77 des Wasserhaushaltsgesetzes des Bundes verankert. Bei einem gesteuerten Flutpolder wird der Rückhalteraum beim anlaufenden Hochwasser freigehalten. Somit kann eine gezielte und besonders effiziente Entlastung im Scheitelbereich der Hochwasserwelle erfolgen. Flutpolder

ergänzen daher die vorhandenen Hochwasserschutzanlagen und können das verbleibende Risiko von Deichversagen und Hochwasserschäden bei Extremereignissen reduzieren.

Nachfolgend werden die stark unterschiedlichen Wirkungsweisen von natürlichem und technischem Rückhalt aufgezeigt. Ebenso verdeutlichen die Ansätze des AP 2020plus die Auseinandersetzung mit dem Überlastfall. Für einen integralen Hochwasserschutz wird sowohl natürlicher Rückhalt als auch technischer Hochwasserschutz benötigt.

1.3 Gesteuerte Flutpolder als Teil resilienter Schutzsysteme

Dass es keine vollkommene Sicherheit vor Hochwasserschäden gibt, haben vergangene Hochwasserereignisse immer wieder deutlich aufgezeigt. An der Donau ist hier vor allem das Hochwasser vom Juli 2013 zu nennen. Bei diesem Ereignis wurden vor allem im Unterlauf der bayerischen Donau die Hochwasserschutzmaßnahmen bis an Ihre Grenzen und auch darüber hinaus belastet. Der sogenannte Überlastfall, d.h. der Hochwasserabfluss überschreitet den Schutzgrad der Hochwasserschutzsysteme, trat hierbei auf.

Um auch beim Überlastfall die Gefahren für Menschenleben bestmöglich abzuwenden und die Schäden durch ein Hochwasser zu minimieren, soll die Widerstandsfähigkeit bzw. Resilienz der Hochwasserschutzsysteme erhöht werden. Resiliente Systeme bestehen unter anderem aus überströmbar ausgebildeten Deichabschnitten oder zusätzlich geschaffenen Rückhalteräumen, sogenannten Flutpoldern. Diese weisen relativ geringe Schadenspotentiale auf und können kontrolliert geflutet werden.



Abb. 2 Darstellung eines resilienten Hochwasserschutzsystems

Gesteuerte Flutpolder können die Hochwasserspitze gezielt kappen und somit unmittelbar zur Entlastung der Schutzsysteme der Unterlieger beitragen, sie bilden das Rückgrat der integralen Hochwasserschutzstrategie.

In der nachfolgenden Grafik wird die Wirkungsweise auf die höhenmäßige Kappung des Hochwasserscheitels von Deichrückverlegungen, einer Vorabsenkung an den Staustufen, ungesteuerten und gesteuerten Flutpoldern schematisch aufgezeigt.

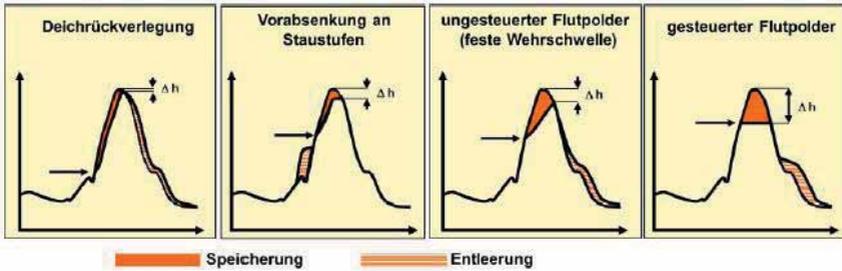


Abb. 3 Scheitelkappung unterschiedlicher Rückhaltesysteme im relativen Vergleich

2 Der gesteuerte Flutpolder Riedensheim

2.1 Lage des Projektgebietes

Mit einer Studie der Technischen Universität München (TUM) wurden mögliche Flutpolderstandorte an der bayerischen Donau zwischen Neu-Ulm und Passau untersucht. Einer dieser potentiellen Standorte ist der Standort Riedensheim. Riedensheim ist ein Ortsteil der Gemeinde Rennertshofen im Landkreis Neuburg-Schrobenhausen, etwa 5km westlich der Stadt Neuburg. Der Flutpolder befindet sich in den Gemeinden Oberhausen und Rennertshofen und zum Teil im Gebiet der Stadt Neuburg a.d. Donau, zwischen Flusskilometer 2481 und 2486. Der Flutpolder liegt nördlich der Donau und läuft hier an der natürlichen Hangkante aus, er wird im Westen vom Antoniberg und im Osten vom Finkenstein begrenzt.



Abb. 4 Lage des Flutpolders Riedensheim

2.2 Planungsphase und Wasserrechtsverfahren

Mit der Entwurfs- und Genehmigungsplanung für den Flutpolder Riedensheim wurde im Jahr 2003 begonnen. Der gesamte Polderbereich wird von der natürlichen Hangkante und dem Donaudamm eingerahmt, daher sind keine Maßnahmen zur Binnenentwässerung notwendig.

Parallel zu den Baumaßnahmen wird eine Unternehmensflurbereinigung durchgeführt, über die der Grunderwerb und Flächentausch abgewickelt wird.

Der Planfeststellungsbeschluss vom Januar 2014 erreichte am 31.03.2014 Rechtskraft, so dass im Anschluss mit der Bauausführungsplanung begonnen werden konnte.

Der Spatenstich erfolgte am 31.03.2015 für das Los 1 (Einlassbauwerk). Die Fertigstellung des Flutpolders Riedensheim ist für 2020 geplant.

2.3 Objektbeschreibung

Der Flutpolder Riedensheim ist der erste gesteuerte Flutpolder an der bayerischen Donau. Auf einer Fläche von 220 ha werden 8,1 Mio. m³ Wasser zurückgehalten. Der Spitzenabfluss in der Donau kann so um 165 m³/s reduziert werden, dies ist eine Verminderung der Wasserhöhe von ca. 35 cm in Neuburg a. d. Donau. Der Betrieb für den Flutpolder Riedensheim sieht vor, bei einem Abfluss von 2.200 m³/s in der Donau den Polder zu fluten. Der Zeitraum von der Füllung bis zur kompletten Entleerung des Polders beträgt 5 Tage.

2.4 Bauwerke

2.4.1 Überblick

Um den diversen Anforderungen eines gesteuerten Flutpolders und den Forderungen aus der Planfeststellung gerecht zu werden ist eine Vielzahl unterschiedlicher Bauwerke erforderlich.

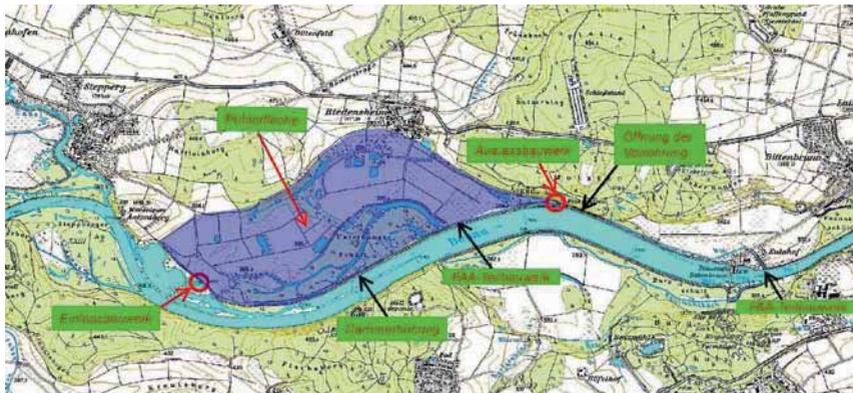


Abb. 5 Übersichtslageplan Flutpolder Riedensheim

In der Abbildung 5 sind die Polderfläche und die Lage der Bauwerke aufgezeigt. Als Ziel bei der Planung war neben dem bestmöglichen Nutzen für die donauabwärts gelegenen Anwohnern auch eine ökologische Aufwertung des Planungsgebietes. Dementsprechend sieht die Nutzung

des Polders neben der Flutung im extremen Hochwasserfall auch so genannte ökologische Flutungen vor. Nachfolgend werden die benötigten Bauwerke für den Polderbetrieb dargestellt.

2.4.2 Einlassbauwerk

Um die Wassermenge $165 \text{ m}^3/\text{s}$ aus der Donau in den Polderraum ausleiten zu können, ist ein Einlassbauwerk notwendig. Dies ist auf Grund der Steuerbarkeit und der Maßgabe einer ökologischen Flutung mit unterströmten Gleitschützen ausgeführt worden. Eine Darstellung in der Draufsicht und einem Schnitt durch das Einlassbauwerk sind die Abbildungen 6 und 7.

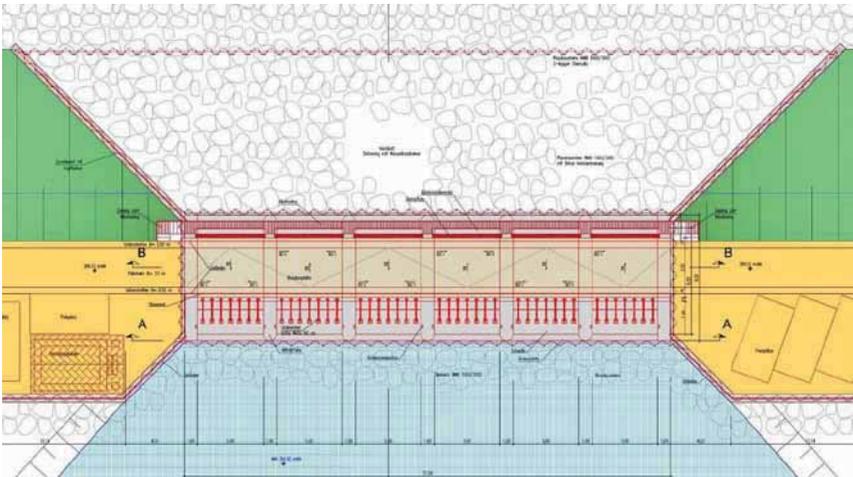


Abb. 6 Draufsicht Einlassbauwerk

Das Einlassbauwerk besteht aus 6 Wehrfeldern mit je 5,0 m Breite und einer Höhe von 3,5 m, sie werden als unterströmte Gleitschütze ausgeführt. Die Überfahrt wird mit einer für den Schwerlastverkehr tauglichen Brückenplatte ausgeführt. Somit ist die durchgängige Befahrbarkeit des Deiches zur Wartung und Unterhaltung sichergestellt.

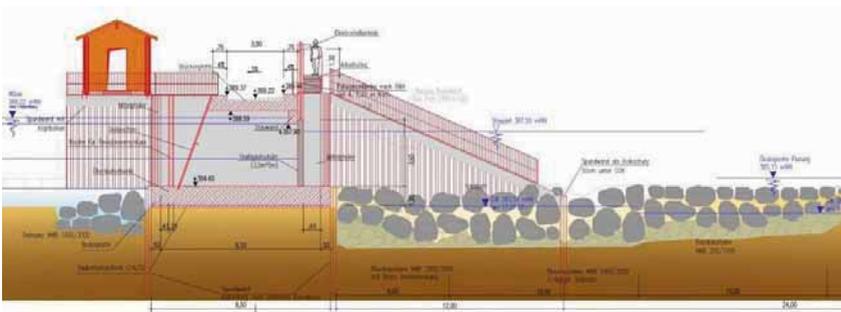


Abb. 7 Schnitt am Einlassbauwerk

Um die geplanten ökologischen Flutungen reibungslos durchführen zu können wurde die Überlaufschwelle nur knapp über den Mittelwasserstand der Donau ausgeführt. Der Einlaufbe-

reich wurde sowohl wasserseitig als auch polderseitig durch zum Teil mit Beton verklammerte Wasserbausteine gegen Auskolkung gesichert. Die Gesamtlänge des Einlassbauwerkes beträgt 37,0 m bei einer Breite von 9,0 m und einer Höhe über der Sohle von 5,5 m.

2.4.3 Auslassbauwerk

Das Auslassbauwerk wird an einer Engstelle zwischen dem Finkenstein und der Donau errichtet. Beim Flutpolder Riedensheim kann das bestehende Binnenentwässerungssystem genutzt werden, um den Polder zu entwässern. Eine, den Betrieb erheblich vertuernde Restentleerung über Pumpen ist somit nicht notwendig.



Abb. 8 Auslassbauwerk

Die beiden unterströmten Gleitschütze bleiben im Normalbetrieb hochgefahren um den Abfluss des Binnenentwässerungsgraben sicherzustellen. Beim Polderbetrieb werden die Schütze geschlossen und mit Beginn der ablaufenden Hochwasserwelle wieder geöffnet. So kann das im Flutpolder zwischengespeicherte Wasser im Unterwasser der Staustufe Bittenbrunn zeitnah in die Donau abgeben werden und der Flutpolder ist wieder einsatzbereit.

Das Auslassbauwerk hat je Wehrfeld einen Öffnungsquerschnitt von 5,0 m x 3,4 m, die maximale Durchflussleistung liegt bei 80 m³/s. Die Bauwerkslänge beträgt 13,0 m, bei einer Breite von 11,6 m und einer Höhe von 9,8 m über der Bauwerkssohle.

2.4.4 Ertüchtigung des bestehenden Deiches

Da sich der Wasserspiegel im Polder an der Höhe des Wasserstandes am Einlaufbauwerk ausspiegelt, ist es möglich, dass sich stromabwärts im Polder ein höherer Wasserstand als in der Donau einstellt. Dies, und auch das erforderliche Freibordmaß von 1,5 m aufgrund von Windstau und Wellenschlag entlang der großen Streichlänge von fast 4 km, bedingen eine Erhöhung des vorhandenen Trenndammes um bis zu 2,0 m.

An einigen Stellen reicht der Entwässerungsgraben bis an den Dammfuß heran, hier wird dieser mit einem Steinwurf gesichert. Ebenso wird eine statisch tragfähige Innendichtung in den erhöhten Dammkörper eingebracht. Die Erhöhung des bestehenden Stauhaltungsdammes ist bis zu 2,0 m hoch und läuft zum Einlaufbauwerk hin aus.

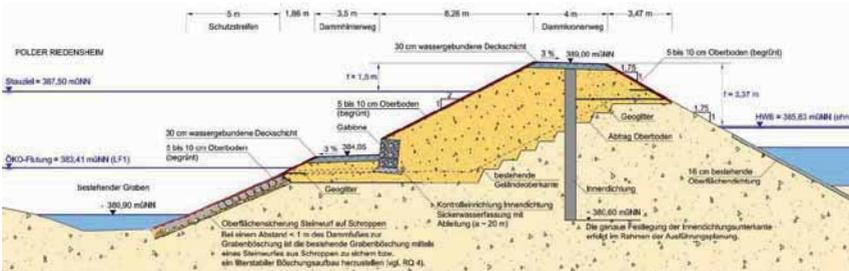


Abb. 9 Trenndamm

2.4.5 Öffnung der Finkensteinverrohrung:

Der oben bereits beschriebene Entwässerungsgraben wird im Bereich des Finkensteins mit einer Rohrleitung DN2000 eingefasst, er bildet in diesem Abschnitt die sogenannte Finkensteinverrohrung. Das Gerinne ist auf einer Länge von etwa 370 m verrohrt. Die Verrohrung wird geöffnet und für den höheren Abfluss aus der Polderentleerung ertüchtigt.

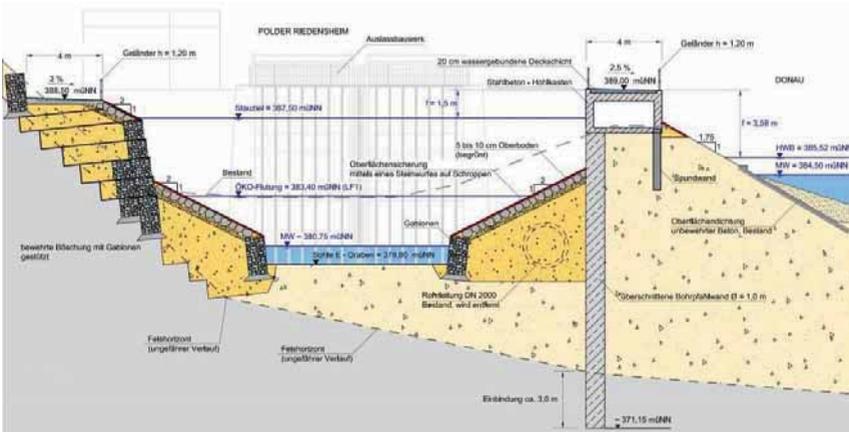


Abb. 10 Finkensteingerinne

Dadurch wird zusätzlich die Durchgängigkeit für Fische und Kleinstlebewesen deutlich verbessert. Da bei der Entleerung des Polders höhere Fließgeschwindigkeiten auftreten, wird das gesamte Gerinne mit einem Steinwurf gegen Erosion gesichert. Um den Entwässerungsgraben vom Stausee Bittenbrunn zu trennen wird eine überschnittene Bohrpfehlwand errichtet. Der im Baugrund anstehende Karst macht diese Maßnahme technisch besonders anspruchsvoll. Die Baugrunderkundung hat u.a. Hinweise auf bestehende Kavernen ergeben. Im Zuge der Abflussertüchtigung wird unterstrom des Finkensteins ein bestehender Durchlass an der Kraftwerksstraße abgebrochen und an gleicher Stelle eine Brücke errichtet. Diese ist auf die Abflusleistung bei Polderentleerung bemessen.

2.5 Besonderheiten beim Standort Riedensheim

2.5.1 Rückbau einer bestehenden Kläranlage

Im Zuge der Baumaßnahmen und des Betriebes des Flutpolders ist ein Rückbau der Kläranlage Riedensheim notwendig, da diese im Flutungsbereich liegt. Das anfallende Schmutzwasser wird zukünftig zur Kläranlage in Rennertshofen gepumpt.

2.5.2 Ökologische Planung

Bei der Ausführung und Gestaltung des Polderaumes nimmt auch die Ökologie einen hohen Stellenwert ein. Das gesamte Poldergebiet liegt im FFH-Gebiet „Donauauen zwischen Lechmündung und Ingolstadt“. Im östlichen Polderbereich werden die notwendigen Ausgleichsflächen für Flora und Fauna an einer Stelle konzentriert zusammengeführt.



Abb. 11 Ökologische Gestaltung

In diesem so neugeschaffenen „ökologischen Dreieck“ befinden sich Auwaldentwicklungs- und Aufforstungsflächen, Grünland und Kleingewässerflächen. Der bereits erwähnte Entwässerungsgraben wird durch Aufweitungen und Mäander naturnah umgestaltet. Somit entsteht in diesem Bereich eine Vielzahl von neuen Lebensräumen für die Tier- und Pflanzenwelt.

Zwei weitere wichtige ökologische Maßnahmen werden im Folgenden kurz beschrieben:

2.5.3 Fischaufstiegsanlage

Nach der europäischen Wasserrahmenrichtlinie soll die Durchgängigkeit an den Gewässern wieder hergestellt werden. An der Staustufe Bittenbrunn wird die Durchgängigkeit für Fische und Kleinlebewesen, durch den Betreiber, im Zuge der Polderbaumaßnahmen hergestellt. Im Unterwasserbereich der Staustufe wird die Mündung des vorhandenen Entwässerungsgrabens durch Störsteine, Kiesbänke und Mäanderbögen so ausgebildet, dass ein Fischaufstieg für die in der Donau vorherrschenden Arten möglich ist.

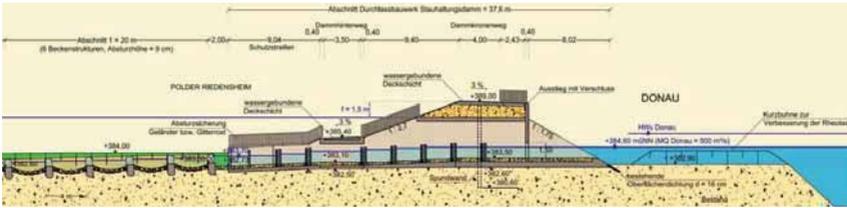


Abb. 12 Schnitt durch den Schlitzpass

Um die oberstromige Anbindung an die Donau zu gewährleisten wird der Stauhaltungsdamm mit einem Schlitzpass gekreuzt. In der Polderfläche wird der Höhenunterschied durch den naturnah umgestalteten Entwässerungsgraben überwunden.

2.5.4 Ökologische Flutungen:

Die ökologischen Flutungen sind naturschutzrechtlich als Vermeidungsmaßnahme einzuordnen. Flora und Fauna sollen auf den Einsatzfall des Flutpolders, mit schwankenden Wasserständen, sowohl oberflächlich, als auch im Grundwasser, vorbereitet werden. Darüber hinaus dienen sie zur Belebung und Aufwertung von bestehenden Auwaldresten. Sie finden ab einem Durchfluss von $850 \text{ m}^3/\text{s}$ statt, was etwa einem HQ_1 entspricht. Die rezente Hartholzaue soll sich infolge dieser häufigen Flutungen schrittweise zu einer Weichholzaue entwickeln.



Abb. 13 Flutungsbereich bei ökologischer Flutung

Das Einlassbauwerk wird hierzu so gesteuert, dass stufenweise 10 , 20 und schließlich $30 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Flutungsbereich strömen. Über das Auslassbauwerk werden kontinuierlich $10 \text{ m}^3/\text{s}$ abfließen. Somit wird zum einen eine gute Durchströmung gewährleistet, zum anderen natürliche Verhältnisse bei häufigen Hochwassern nachgebildet. Ein Geländesprung erlaubt eine Abgrenzung des Flutungsbereichs der ökologischen Flutungen, von den auch zukünftig landwirtschaftlich genutzten Flächen im Polder.

2.5.5 Informationspavillon und Donauradwanderweg

Wie bereits erwähnt wird am Standort Riedensheim der erste Polder an der bayerischen Donau errichtet. Daher melden sich regelmäßig Besuchergruppen für Baustellenführungen und später auch Führungen durch den fertig gestellten Polder an. Um einen zentralen Treffpunkt für die Führungen zu haben wurde auf einem Grundstück des Freistaates Bayern in Riedensheim ein Informationspavillon errichtet. In dem Pavillon werden Poster mit den wichtigsten Informationen zum AP 2020 plus, den Bauwerken und der ökologischen Gestaltung des Flutpolders Riedensheim angebracht. Das Pavillongrundstück wurde mit einer Kombination aus Pflaster- und Grünflächen dorfplatzähnlich gestaltet. Ein Brunnenkunstwerk, dessen Gestaltung im Rahmen eines Wettbewerbs gefunden wurde schließt die Gesamtanlage ab. Die Bevölkerung von Riedensheim war bei der Auswahl des Kunstwerks beteiligt und übernimmt auch die Pflege der Freiflächen.



Abb. 14 Blick auf den Informationspavillon mit Brunnenkunstwerk

Der Brunnen wird mit Trinkwasser gespeist, damit Radwanderer auf dem Donauradwanderweg hier Rast machen und sich bei einem Blick über die Polderfläche über den Flutpolder informieren können. Der Donauradwanderweg muss im Zuge der Baumaßnahmen umgelegt werden um die Sicherheit der Radfahrer bei den Bauarbeiten nicht zu gefährden.

3 Steuerung

Der gesteuerte Flutpolder Riedensheim ist eingebettet in die Polderkette entlang der bayerischen Donau. Die Steuerung im Planfeststellungsbeschluss zielt auf den Betrieb als Einzelbauwerk ab. Sie beginnt ab einem Abfluss von $2200 \text{ m}^3/\text{s}$, was etwa einem HQ₁₀₀ entspricht. Dies geht auf die Zielsetzung zurück, ein Versagen der unterhalb liegenden

Hochwasserschutzeinrichtungen im Überlastfall zu verhindern. Konkret wirkt der Polder Riedensheim hier für die Städte Neuburg und Ingolstadt. Das bayerische Landesamt für Umwelt erarbeitet derzeit eine Steuerstrategie für die gesamte bayerische Donau, die, neben den lokalen Schutzzielen, auch überregionale Aspekte mit einbezieht. Im Zuge dieser Untersuchungen wird dann auch die genaue Betriebsanweisung für den Polder Riedensheim erarbeitet.

4 Zusammenfassung

Der gesteuerte Flutpolder Riedensheim ist ein integraler Bestandteil des bayerischen AP 2020plus. Er dient im Rahmen des Hochwasserrisikomanagements zur Schaffung resilienter Hochwasserschutz-Systeme. Durch die Steuerbarkeit kann der zurückgewonnene Rückhalte-raum besonders effizient genutzt werden. Die Flutung wird über steuerbare Ein- und Auslassbauwerke vorgenommen. Bestehende Dammbauten der Staustufe Bittenbrunn werden im Zuge des Polderbaus baulich angepasst. Neben dem Hochwasserschutz werden so auch die Durchgängigkeit verbessert und ein abgeschnittener Auebereich durch ökologische Flutungen wieder angebunden. Um das 30 Millionen Euro teure Projekt erfolgreich umsetzen zu können, wurde und wird begleitend ein intensiver Dialogprozess mit den Betroffenen geführt.

Literatur

- Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz [Hrsg.] (2014). Hochwasserschutz Aktionsprogramm 2020plus, StMUV, München, 1. Auflage, 2014
- Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz [Hrsg.] (2014). Hochwasserschutz - Bayerisches Flutpolderprogramm, StMUV, München, 1. Auflage, 2014
- Asenkerschbaumer, M., Skublics, D., Rutschmann, P. (2012). Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau, TUM, München, 2012

Anschrift der Verfasser

BOR Dipl.-Ing. (univ.) Johannes Plank
Wasserwirtschaftsamt Ingolstadt
Auf der Schanz 26, 85049 Ingolstadt
johannes.plank@wwa-in.bayern.de

BD Dipl.-ing. (univ.) Christian Leeb
Wasserwirtschaftsamt Ingolstadt
Auf der Schanz 26, 85049 Ingolstadt
christian.leeb@wwa-in.bayern.de

Wehrregulierung zur Dämpfung des Hochwasserscheitels am Beispiel der Wehranlage Langkampfen am Inn

Eva Lüke, David F. Vetsch, Marco Gerber und Robert Boes

Zusammenfassung

Die Retention von Scheitelabflüssen in Flussstrecken ist eine wichtige Massnahme zur Minderung des Hochwasserrisikos. Als Retentionsraum kann der frühzeitig abgesenkte Stauraum oberhalb eines Flusswehrs genutzt werden. Dafür ist eine angepasste, im Idealfall automatisierte Wehrsteuerung erforderlich. Die Herausforderung besteht darin, dass Stauräume oberhalb von Flusswehren meist ein relativ zur Abflussfracht geringes Volumen aufweisen, welches mit zunehmendem Abfluss zudem noch abnimmt. Dennoch kann unter gewissen Bedingungen durch die Retention im Fluss eine effektive Kappung des Scheitelabflusses erzielt werden. In diesem Beitrag wird anhand des Beispiels der Wehranlage in Langkampfen am Inn aufgezeigt, wie der Stauraum oberhalb des Wehrs zur Kappung der Abflussspitze genutzt werden kann. Für die Simulation des Ablaufs der Hochwasserwelle sowie für die Abbildung der Wehrsteuerung wird ein hydronumerisches 1D Modell erstellt. Wichtig sind hierbei die Kenntnis über die Charakteristik des Stauraums und die Abflusskapazität der Wehrverschlüsse. Ausserdem sind Vorgaben zum Freibord entlang der Stauhaltungsdämme während der Scheitelkappung zu berücksichtigen. Die durch das numerische Modell simulierte Scheitelkappung wird anhand von Hochwasserszenarien erprobt. Das Modell soll schliesslich nahezu in Echtzeit angewendet werden können, um die entsprechende Wehrregulierung im Hochwasserfall durch den Kraftwerksbetreiber zu ermöglichen.

1 Einleitung

Das Unterinntal erstreckt sich von Innsbruck (Tirol) bis nach Rosenheim (Bayern) und zeichnet sich durch eine dichte Besiedlung und daher auch durch ein hohes Gefährdungspotential im Hochwasserfall aus. Partiiell werden deklarierte Überflutungsflächen entlang des Inns zur Entlastung des Gerinnes genutzt. Durch die gezielte Überflutung von Vorländern kann der Retentionseffekt ausgenutzt und so der Scheitelabfluss gedämpft werden.

Zwischen Wörgl und Kufstein wurde 1998 das Kraftwerk Langkampfen in Betrieb genommen. Die mit dem Bau der Wehranlage verbundene Errichtung der Stauhaltungsdämme verursachte eine Abtrennung des Flusses von den Vorländern. Um einer Verschärfung der Hochwasserproblematik für die Unterlieger am Inn entgegenzuwirken, mussten Ersatzmassnahmen entwickelt werden. Die Auflagen aus dem Wasserrechtsverfahren sehen vor, die Abflussspitze ab Scheitelabflüssen von $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ zu kappen (Boes et al., 2004). Dies soll mithilfe einer angepassten Wehrsteuerung realisiert werden. Als Retentionsraum steht der Stauraum des Kraftwerks Langkampfen bereit.

Bei der Bemessung von Hochwasserrückhaltebecken oder Flutpoldern wird im Allgemeinen so vorgegangen, dass die Grösse des Speichers anhand der Abflussfülle von Hochwasserwellen mit einer vorgegebenen Eintrittswahrscheinlichkeit bemessen wird (Maniak, 2010). In diesem Fall ist es jedoch umgekehrt. Das potentielle Rückhaltevolumen in Form des abgesenkten Stauraums der Wehranlage Langkampfen ist bekannt, jedoch abhängig vom Abfluss (vgl. Abschnitt 4). Ziel ist es, auf Basis des bekannten Speichervolumens die maximal mögliche

Dämpfung der Hochwasserabflussspitze zu erzielen, indem die Wehrverschlüsse entsprechend gesteuert werden. Dazu ist die Kenntnis über den Spitzenabfluss und über die Form der Hochwasserganglinie erforderlich. Mit einem hydra-numerischen 1D Modell wird einerseits der Ablauf der Hochwasserwelle und damit der Zufluss zum Stauraum abgebildet und andererseits durch eine angepasste, im Modell implementierte Wehrsteuerung der Hochwasserscheitel der Zuflussganglinie gekappt.

2 Konzept der Scheitelkappung

Bei der Dämpfung von Hochwasserscheiteln wird die Retentionswirkung eines Speichers ausgenutzt. Wie stark der Scheitelabfluss abgemindert werden kann, hängt vom vorhandenen Rückhaltevolumen und der Form der Zuflussganglinie ab. Der Zufluss Q_{zu} zum Speicher wird um ΔQ reduziert. Mithilfe einer Abflussregulierung, z.B. durch die Steuerung einer Wehrschütze, soll während der Scheitelkappung der Abfluss Q_{ab} möglichst konstant gehalten werden. Um das Hochwasserrisiko für die Anlieger zu verringern, ist es wünschenswert, eine starke Dämpfung zu erreichen, d.h. ΔQ sollte möglichst gross sein. Eine interessante Grösse ist daher ΔQ_{max} (Abb. 1). Die Differenz ΔQ wird im Retentionsraum zwischengespeichert. Das Integral von ΔQ über die Zeit ergibt das benötigte Rückhaltevolumen V_{ret} .

$$V_{ret} = \int \Delta Q dt \tag{1}$$

In Abb. 1 ist erkennbar, dass das benötigte Rückhaltevolumen sowohl von der Form der Zuflussganglinie als auch vom Abfluss aus dem Speicher abhängig ist. Bei einem lang andauernden Scheitel der Zuflussganglinie wäre die Fülle grösser als bei einem kurzen Scheitel. Die Form der Abflussganglinie kann durch die Steuerung des Regelorgans beeinflusst werden. Da das Rückhaltevolumen V_{ret} in der Regel begrenzt ist, muss schon vor dem Vorgang der Scheitelkappung die Zuflussganglinie zum Rückhalteraum bekannt sein.

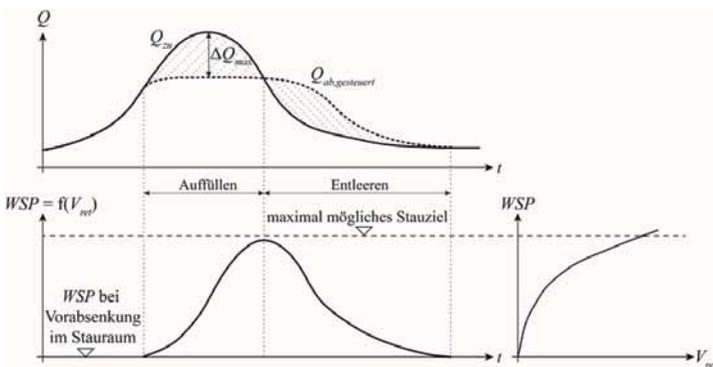


Abb. 1 Prinzip der Retention, wobei WSP die Wasserspiegellage, Q den Abfluss, und V_{ret} das Rückhaltevolumen bezeichnen.

Für die Berechnung der Scheiteldämpfung ist die Kenntnis weiterer Parameter erforderlich. Der Wasserstand im Retentionsraum gibt an, zu welchem Anteil der Speicher während der Kappung bereits gefüllt ist. Während des Füllvorgangs darf der Wasserstand das maximal

mögliche Stauziel nicht überschreiten (Abb. 1). Zudem beeinflusst der Wasserstand in Abhängigkeit der Hydraulik des Regulierorgans den Abfluss. Die Wasserstands-Volumen-Beziehung (Speicherinhaltslinie) sowie die Gleichung für den Abfluss aus dem Speicher sind zur Berechnung der Dämpfung und Optimierung der Kappung notwendig.

3 Numerisches 1D Modell

3.1 Aufbau

Mit einem hydronumerischen 1D Modell soll zum einen das Ablaufen der Hochwasserwelle im Inn bis zum Wehr und zum anderen die Wehrsteuerung von Langkampfen abgebildet werden. Dafür wurde das Modell *BASEMENT*, welches an der VAW entwickelt wird, angepasst. Beim 1D Modell wird der Flusslauf anhand von Querprofilen abgebildet. Die Strömungsberechnung erfolgt mittels der eindimensionalen Gleichungen von de Saint-Venant. Das Modell soll in Echtzeit Empfehlungen für die Stellungen der Wehrverschlüsse in Langkampfen ausgeben. Die Entscheidung fiel auf ein 1D Modell, da die Anforderungen an eine Echtzeitsimulation während des Hochwasserereignisses in Bezug auf Robustheit und Schnelligkeit sehr hoch sind.

Im numerischen Modell werden 28 Fluss-km oberhalb der Wehranlage Langkampfen anhand von Querprofilen mit einem mittleren Abstand von etwa 200 m abgebildet. Am oberen Modellrand befindet sich der Pegel Brixlegg, welcher als Referenzpegel verwendet wird. Die Abflussdaten dieses Pegels bilden den Zufluss am oberen Rand. Im Modell sind ausserdem noch die Inn-Zubringer Brandenberger Ache (von orografisch links) sowie Wildschönauer Ache und Brixentaler Ache (von orografisch rechts) zu berücksichtigen (Abb. 2). Diese Zuflüsse machen einen nicht zu vernachlässigenden Anteil des Abflusses im System aus.

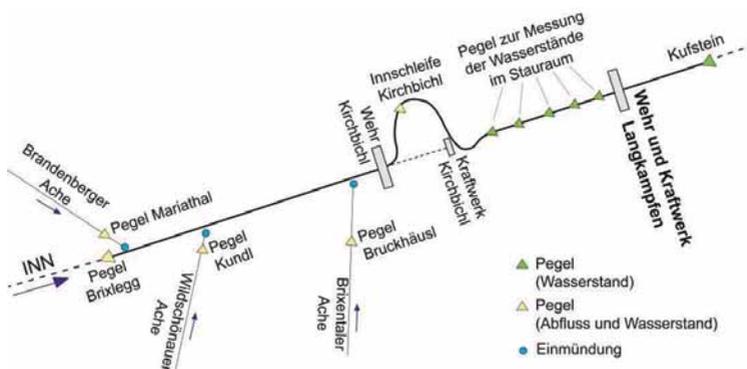


Abb. 2 Schema des Modellgebiets von Brixlegg bis Kufstein mit den Hauptzuflüssen

Im Projektperimeter befinden sich ausserdem die Wehranlage und das Ausleitkraftwerk Kirchbichl, dessen Ausleitkanal die Innseife abschneidet (Abb. 2). Bei der Simulation von Hochwasserabflüssen, welche für die Aufgabenstellung massgeblich sind, wird der Aufstau in Kirchbichl nicht berücksichtigt, da die Staulegung zuvor erfolgt und der gesamte Abfluss durch die Innseife abgeleitet wird. Für die Wehranlage Langkampfen wird angenommen, dass am Wehr bei jedem Betriebszustand und jedem Abfluss ein Fließwechsel entsteht und die Wasserspiegellage unabhängig von den Abflussverhältnissen unterstrom ist (vollkommener

Abfluss). Der untere Modellrand liegt 1.13 km unterstrom der Wehranlage Langkampfen bei Kufstein.

3.2 Ablaufen der Hochwasserwelle

Gemäss Auswertung vergangener Hochwasserereignisse beträgt die Laufzeit der Hochwasserwelle von Brixlegg bis Langkampfen etwa 2.5 Stunden. Mit dem kalibrierten Modell kann das Ablaufen der Hochwasserwelle im System korrekt abgebildet werden. Bei der Simulation diverser Hochwasserereignisse wurde der Spitzenabfluss jedoch unterschätzt. Dies hängt damit zusammen, dass im Modellgebiet zwischen Brixlegg und Langkampfen kleinere Zubringer bisher nicht in die Simulation einfließen. Für diese kleineren Zuflüsse gibt es keine Pegelaufzeichnungen. Um die Abbildung des Zuflusses zum Stauraum Langkampfen zu verbessern, müssen die Teileinzugsgebiete der kleineren Zubringer mit berücksichtigt werden. Die Abflussspenden der kleinen Teileinzugsgebiete werden als Anteil der Abflussspende der Brixentaler Ache bestimmt. Mithilfe dieses Ansatzes konnte die Prognose des Zuflusses zum Stauraum Langkampfen, vor allem der Scheitelwert der Ganglinie, verbessert werden.

3.3 Wehrabfluss

Die Wehranlage Langkampfen hat drei Wehrfelder, welche mit Zugsegmenten mit aufgesetzter Klappe ausgestattet sind. Die Verschlüsse der drei Wehrfelder werden simultan gesteuert, sofern kein Störfall vorliegt. Die Klappen werden zur Feinregulierung verwendet. Steigt der Abfluss im Inn über die Ausbauwassermenge der Turbinen an, wird das überschüssige Wasser über die Klappen abgeführt. Das Betriebsstauziel wird dabei gehalten.

Bei kleineren Hochwasserabflüssen erfolgt zum Zweck der Stauraumpülung die Staulegung. Die Zugsegmente werden dann gehoben, wenn die Klappen vollständig gelegt sind. Für den Hochwasserfall sind die Betriebszustände i) freier Abfluss über die Wehrschwelle bei gehobener Zugsegmentenschütze und ii) Schützenabfluss bei teilgeschlossener Zugsegmentenschütze relevant. Im numerischen Modell erfolgt beim Wehr Langkampfen während der Simulation die Überprüfung, ob der Wasserspiegel durch die Zugsegmentenschütze beeinflusst ist oder nicht. Liegt der Fall i) vor, erfolgt die Abflussberechnung mit der Wehrgleichung nach Poleni:

$$Q = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} h_u^{3/2} \quad [2]$$

mit Q = Abfluss [m^3/s],
 μ = Überfallbeiwert [-],
 B = Wehrbreite [m],
 g = Erdbeschleunigung [m/s^2],
 h_u = Überfallhöhe bezogen auf die Wehrkrone [m].

Sobald die Zugsegmentenschütze in den Wasserspiegel eintaucht, liegt Fall ii) vor und der Abfluss wird gemäss Gleichung [3] berechnet. Zur Bestimmung der Abflusskapazität der Zugsegmente wurden an der Universität Innsbruck physikalische Modellversuche durchgeführt. Auf dieser Grundlage haben Boes et al. (2004) eine Gleichung für die Schützenabflussberechnung aufgestellt:

$$Q = \psi a B \sqrt{2g \left(H_{ii} - \frac{a}{2} \right)} \quad [3]$$

mit a = Schützenöffnung über der Wehrschwelle [m],
 $\psi = 0.74 (a/H_{ii})^{0.07}$ Abflussbeiwert [-],
 H_{ii} = Energiehöhe bezogen auf die Wehrschwelle [m].

Der Abfluss unter der Schütze ist abhängig von der Schützenöffnung a und der Wasserspiegellage WSP im Stauraum, bzw. der Energiehöhe H_{ii} . Anhand von Abb. 3 kann für einen beliebigen Wasserstand im Stauraum und Abfluss die erforderliche Schützenöffnung abgelesen werden.

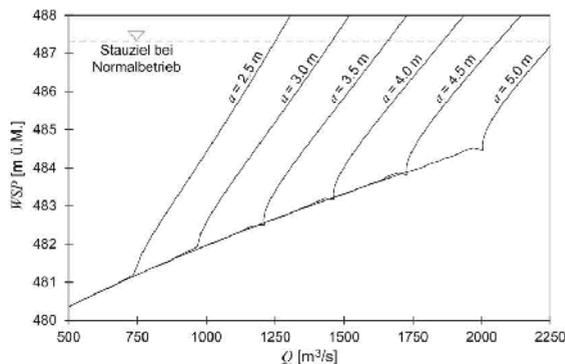


Abb. 3 Wasserstands-Abflussbeziehung am Wehr Langkampfen in Abhängigkeit der Schützenöffnung a

Für die automatische Wehrsteuerung im 1D Modell wird ein PID-Regler (*Proportional Integral Differential*) verwendet. Die Regulierung von Flusswehren wird häufig in Abhängigkeit der Wasserspiegellage durchgeführt. Dies ist auch bei dieser Problemstellung der Fall. Der Wasserspiegel stellt damit die sogenannte Regelgröße dar. Die Stellgröße ist die Schützenöffnung. Als Störgröße wirkt der Zufluss. Dieser wird als instationäres Störsignal im Retentionsraum wahrgenommen (Faeh, 2012). Der Regler ist zwischen Regelgröße und Stellgröße geschaltet. Die Regelgröße wird während des Regelvorgangs beobachtet und die Stellgröße so angepasst, dass der Zielwert der Regelgröße, also die geforderte Wasserspiegellage, erreicht wird. Mithilfe der Beziehung von Gleichung [3] kann daraufhin der Schützenabfluss bestimmt werden. Da die maximale Wasserspiegellage, also das Stauziel, im optimalen Fall nicht sofort, sondern erst gegen Ende des Kappungsvorgangs erreicht werden soll, muss eine Schliessgeschwindigkeit für die Schützen vorgegeben werden.

4 Charakteristik des Stauraums

Bei Niedrigwasser besitzt der Stauraum eine Länge von 9 km und die Stauwurzel reicht bis zur Innschleife in Kirchbichl. Bei steigendem Abfluss verschiebt sich die Stauwurzel in Richtung der Wehranlage Langkampfen. Das potentielle Retentionsvolumen berechnet sich aus der Differenz zwischen dem durchflossenen Volumen bei Aufstau bis zum maximal möglichen

Stauziel und dem durchflossenen Volumen bei freiem Abfluss (Abb. 4). Dabei wird deutlich, dass das Retentionsvolumen abflussabhängig ist. Je höher der Zufluss zum Stauraum, desto höher steigt auch der Wasserspiegel bei freiem Abfluss und desto geringer ist das potentielle Retentionsvolumen. Eine zusätzliche Einschränkung des Retentionsvolumens entsteht durch die Freibordvorgabe. Der Stauraum im Bereich von etwa $x = 4500$ m bis zum Wehr ist beidseitig durch Stauhaltungsdämme gesichert. In diesem Bereich ist ein minimales Freibord von 1 m stets einzuhalten.

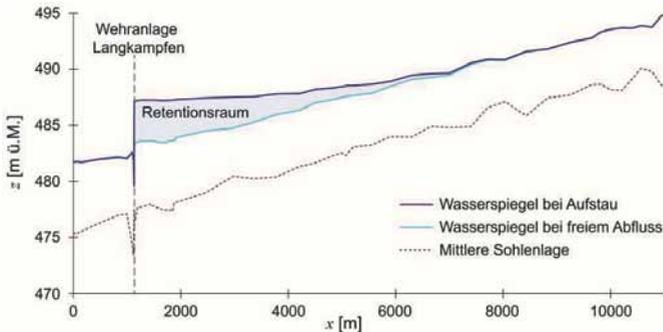


Abb. 4 Längenprofil des Retentionsraums von Langkampfen für einen stationären Abfluss von $1500 \text{ m}^3/\text{s}$

Bei Staulegung kann unter Einhaltung der Freibordvorgabe maximal $2135 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden. Während des Aufstaus verringert sich die Abflusskapazität. Abb. 5 zeigt die abflussabhängige Stauinhaltsbeziehung für den Stauraum und die Verringerung des potentiellen Retentionsvolumens durch Einhaltung der Freibordvorgabe. Bei einem Abfluss grösser als $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ steht nur noch ein sehr kleines Retentionsvolumen zur Verfügung, weshalb ab diesem Abfluss keine Kappung mehr empfohlen wird. Diese Abflussgrösse entspricht etwa einem HQ_{30} (Hanisch und Reisinger, 2013). Im Zustand ohne Kraftwerk wären die Vorlandflächen bei grösseren Hochwassern bereits im ansteigenden Ast der Ganglinie überflutet worden und der Retentionseffekt zum Zeitpunkt des Wellenscheitels vernachlässigbar klein ausgefallen. Insofern ahmt die technische Retention mittels Wehrsteuerung die Verhältnisse vor dem Kraftwerksbau in etwa nach.

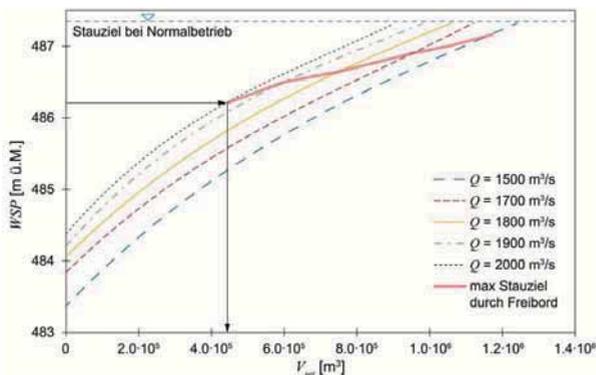


Abb. 5 Abflussabhängige Stauinhaltsbeziehung am Wehr Langkampfen und Restriktion des Rückhaltevolumens durch das Freibord an den Stauhaltungsdämmen

5 Szenarien der Scheitelkappung

5.1 Voraussetzungen für die Kappung

Die zuvor beschriebenen Untersuchungen zum Abfließen der Hochwasserwelle sowie zur Charakteristik des Retentionsraums und der Hydraulik der Schützen sind die Grundlage für die Wehrsteuerung während des Kappungsvorgangs. Es gibt zwei initiale Bedingungen, die vor Beginn der Scheitelkappung erfüllt sein müssen:

1. Der Stau ist gelegt und der Abfluss wird nicht mehr durch die Schützen beeinflusst.
2. Der prognostizierte Scheitelabfluss muss in dem Bereich liegen, in dem noch ein Aufstau erfolgen darf. Der Abfluss darf für eine Kappung $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht überschreiten.

Eine Herausforderung bei der Kappung liegt in der Festlegung des Startzeitpunkts für das Schliessen der Zugegmentschützen. Untersuchungen durch Boes et al. (2004) haben ergeben, dass ein sinnvoller Startzeitpunkt etwa 2.5 Stunden vor Eintreffen des Hochwasserscheitels in Langkampfen ist. Diese Zeit entspricht der Wellenlaufzeit zwischen Brixlegg und Langkampfen. Es kann also dann die Kappung eingeleitet werden, wenn in Brixlegg erkennbar ist, dass dort bereits die Scheitelpassage erfolgt ist. Während des Kappungsvorgangs muss die Schütze mit geringer Geschwindigkeit möglichst gleichmässig abgesenkt werden, damit eine ausreichende Abflussreduktion erzielt wird.

5.2 Anforderungen an die Abflussprognose

Die Voraussetzungen, welche für den Beginn der Scheitelkappung erfüllt sein müssen, bringen Anforderungen an die Abflussvorhersage mit sich. Eine Staulegung in Langkampfen dauert etwa 12 bis 14 Stunden. Dies macht es erforderlich, auf mittel- bis längerfristige Abflussprognosen zurückzugreifen. Um im heutigen Betrieb rechtzeitig die Staulegung einleiten zu können, werden die Hochwasservorhersagen des Modells HoPI (Hochwasserprognose für den Tiroler Inn) verwendet. HoPI liefert Prognosedaten für einen Zeitraum von 48 Stunden für die Pegelstellen am Inn und die grossen Innzubringer. Einmal in der Stunde werden die prognostizierten Abflüsse neu berechnet und aktualisiert (Acheitner et al., 2011). Zudem müssen die prognostizierten Abflüsse von HoPI für das Wiedereintauchen der Schützen beobachtet werden. Eine Scheitelkappung soll erst beginnen, wenn die Hochwasserspitze den Pegel Brixlegg passiert hat. Die Aussage, ob die Spitze Brixlegg tatsächlich erreicht hat und der Abfluss nicht wieder ansteigt, wird anhand der Prognosedaten von HoPI getroffen.

In den vergangenen Jahren gab es Hochwasserereignisse, die durch zwei Abflussspitzen geprägt waren. Dieser Fall stellt eine spezielle Situation da, denn der Retentionsraum von Langkampfen bietet kein ausreichendes Rückhaltevolumen, um beide Spitzen zu kappen. In einer solchen Situation kann nur der höhere Scheitelabfluss gekappt werden. Würde nach dem Vorgang der Kappung und dem Füllen des Retentionsraums der Abfluss nochmals ansteigen, müsste erneut langsam abgestaut werden. Dies kann aufgrund der Überlagerung mit dem Zufluss zu einer unerwünschten Erhöhung des Hochwasserabflusses führen. Um zu erkennen, dass eine Hochwasserganglinie mit zwei Abflussspitzen erwartet wird, ist ebenfalls das Prognose-Modell HoPI einzubeziehen.

5.3 Scheitelkappung am Beispiel des Hochwasserereignisses von 1987

In diesem Abschnitt wird der Vorgang der Scheitelkappung am Beispiel des Hochwasserereignisses von 1987 erprobt. Die Hochwasserganglinie von 1987 weist zwei Abflussspitzen

auf (Abb. 6). Aus den zuvor erläuterten Gründen kann nur die höhere, in diesem Fall die zweite Spitze gekappt werden. Abb. 6 zeigt, dass der mit dem numerischen Modell simulierte Ablauf der Hochwasserwelle gut mit dem gemessenen Abfluss in Kirchbichl übereinstimmt. Der in Kirchbichl gemessene maximale Abfluss betrug $1855 \text{ m}^3/\text{s}$. Nach der aktuellen Statistik entspricht dies einem Abfluss mit einer Jährlichkeit von etwa 20 Jahren (Hanisch und Reisinger, 2013).

Mit dem Einfahren der Schützen wird begonnen, nachdem die zweite Abflussspitze Brixlegg passiert hat. Eine Herausforderung besteht nun in der Festlegung der initialen Eintauchtiefe. Über der Wehrschwelle stellt sich, aufgrund des Fließwechsels vom Strömen zum Schiessen, die kritische Abflusstiefe ein. Ein zu schnelles und zu tiefes Eintauchen der Schütze zu Beginn des Kappungsvorgangs ist zu vermeiden. Es besteht die Gefahr, dass der Retentionsraum bereits gefüllt ist, wenn der Abflussscheitel Langkampfen noch nicht erreicht hat. Zum Startzeitpunkt der Kappung beträgt der berechnete Zufluss zum Wehr Langkampfen $Q_{zu} = 1793 \text{ m}^3/\text{s}$. Bei einer Wehrbreite von 54 m stellt sich damit eine kritische Abflusstiefe von 4.83 m ein. Die Wehrschwelle liegt auf 477.6 m ü.M., der Wasserspiegel in der Anströmung auf einer Kote von 482.47 m ü.M. Untersuchungen bei verschiedenen Szenarien ergaben eine sinnvolle Eintauchtiefe von etwa 0.3 m unterhalb der kritischen Abflusstiefe. Bei diesem Szenario wurde daher eine Schützenstellung mit der Kote der Unterkante von $z = 482.15 \text{ m}$ ü.M. gewählt. Die Einschnürung des Überfallstrahls durch die Wehrpfeiler und das Widerlager wird in der Simulation vernachlässigt. Die kritische Abflusstiefe wird somit leicht unterschätzt. Auf diese Weise kann jedoch sichergestellt werden, dass auch im Fall einer Überschätzung des Zuflusses zum Wehr Langkampfen die Schütze zu Beginn der Kappung tief genug in den Wasserstrahl eintaucht, damit sich ein stabiler Abfluss unter der Schütze einstellt.

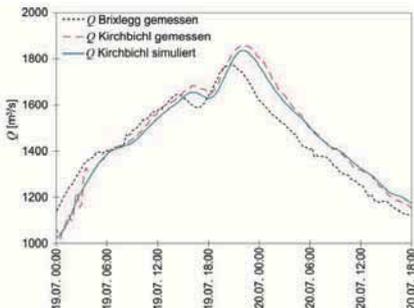


Abb. 6 Abflussganglinien des Hochwasserereignisses im Juli 1987

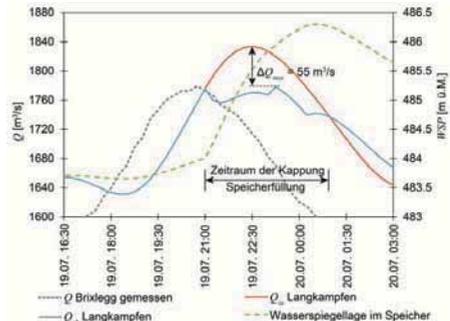


Abb. 7 Kappung des zweiten Abflussscheitels im Juli 1987

Nach dem Eintauchen wird unmittelbar eine Abflussreduktion erreicht (Abb. 7). Im Moment des Eintauchens entsteht der Wechsel zum Schützenabfluss und der Wasserspiegel im Reservoir steigt in der ersten Stunde rasch. Der Retentionsraum beginnt sich nun zu füllen. Die Schütze muss für einen möglichst gleichmässigen Abfluss bei weiter steigendem Zufluss nach und nach mehr geschlossen werden. Für eine stabile Simulation sollte dem Regler im Modell eine Schliessgeschwindigkeit für die Schütze vorgegeben werden. Eine sinnvolle Schliessgeschwindigkeit wurde für dieses Ereignis zu 0.18 m/h ermittelt. Die Mechanik der Zugsegmente erlaubt keine kontinuierliche Absenkung. Vielmehr erfolgt das Schliessen der Segmente

stufenweise in Schritten von 5 cm. Bei der vorgegebenen Schliessgeschwindigkeit gibt es alle 17 Minuten einen Schliessimpuls. Dadurch entsteht ein leicht unsteter Verlauf der gedämpften Abflussganglinie (Abb. 7).

Der Vorgang der Scheitelkappung dauert in diesem Fall 4 Stunden. Nach dieser Zeit wird die Schütze nicht mehr weiter geschlossen sondern verharrt in der Schlussstellung. Mit dem Eintauchen der Schützen kann bei einer Abflussganglinie, wie sie 1987 gemessen wurde, eine Abflusskappung von $\Delta Q_{max} = 55 \text{ m}^3/\text{s}$ erzielt werden. Der Wasserspiegel steigt während des Füllvorgangs bis auf die Kote von $z = 486.3 \text{ m ü.M.}$ an. Gemäss Stauinhaltsbeziehung wäre ein Aufstau bis $z = 486.5 \text{ m ü.M.}$ möglich (Abb. 5), damit das Freibord an den Stauhaltungsdämmen noch gerade eingehalten würde. Das vorhandene Retentionsvolumen ist damit nahezu ausgeschöpft. Nach dem Kappungsvorgang wird der Wasserspiegel im Stauraum allmählich wieder abgesenkt, indem die Zugsegmentschützen wieder langsam gehoben werden. Ein zu schnelles Heben der Schützen ist zu vermeiden, da sonst ein Schwall im Unterwasser entstünde und dadurch der Abfluss abrupt ansteigen würde.

6 Schlussfolgerung und Ausblick

Die numerischen Untersuchungen am Wehr Langkampfen am Inn zeigen, dass eine Scheitelkappung während eines Hochwassers durch eine angepasste Wehrsteuerung möglich ist. Die Abflussreduktion durch die Wehrsteuerung stellt eine kostengünstige Möglichkeit der Verbesserung der Hochwassersituation bis zu 30-jährlichen Hochwasserabflüssen dar. Dies setzt allerdings voraus, dass es nicht zu Problemen am Wehr kommt, beispielsweise mit Schwemmholtzanprall oder Verklausungen.

Im weiteren Verlauf dieser Untersuchung ist deshalb die Vorgehensweise bei Störfällen zu betrachten. Im Modell ist vor und während der Scheitelkappung stets zu überprüfen, ob ein Störfall vorliegt. Wird während des Füllvorgangs des Retentionsraums ein Störfall festgestellt, darf mit der Kappung nicht weiter fortgefahren werden. Vielmehr werden die Zugsegmente wieder allmählich gehoben, um einen Überstau im Retentionsraum zu vermeiden. Gleichzeitig darf der Abfluss nicht künstlich erhöht werden. Solch ein Störfall kann beispielsweise ein Verklemmen eines Zugsegments sein, welches sich in Folge dessen nicht mehr steuern liesse. Auch ein zu hoher Anstieg des Wasserspiegels im Retentionsraum muss ein Stoppen der Kappung bewirken, da die Gefahr besteht, dass das Freibord an den Stauhaltungsdämmen nicht mehr eingehalten wird. Bei einem Störfall soll die Simulation beim Vorgehen zum Öffnen der Zugsegmente unterstützend wirken.

Für die frühen Sommermonate 2016 ist vorgesehen, den Prototyp des Modells am Wehr Langkampfen in Echtzeit zu testen. Dabei soll ein kleinerer Hochwasserabflussscheitel mit der angepassten Wehrsteuerung gekappt werden. Die Anforderungen an den Regler können damit am Prototyp überprüft werden.

Danksagung

Die VAW bedankt sich bei der TIWAG – Tiroler Wasserkraft AG für den Auftrag zu dieser numerischen Modelluntersuchung und für die gute Zusammenarbeit. Dieses Projekt ist in das *Swiss Competence Center for Energy Research - Supply of Electricity* (SCCER-SoE), Teilbereich Wasserkraft, eingebettet.

Literatur

- Achleitner, S.; Schöber, J.; Rinderer, M.; Schöberl, F.; Kirnbauer, R.; Schönlaub, H. (2011): Analyzing the operational performance of the hydrological models in an alpine flood forecasting system. *Journal of Hydrology*, 2012(412-413), 90-100
- Boes, R.M.; Reindl, R.; Stöger, F. (2004): Hochwasserretention durch Vorabsenkung in Flusstauräumen: Fallbeispiel vom Tiroler Inn. Proc. Symposium „Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie“, Bericht 100, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München: 34-43
- Faeh, R. (2012): Numerische Modellierung von Fließgewässern, Vorlesungsmanuskript Version HS 2012. Professur für Wasserbau, ETH Zürich
- Hanisch, P.; Reisinger, S. (2013): Kraftwerk Kirchbichl – Erweiterung: Naturgefahren. Projektbericht (unveröffentlicht), DonauConsult Ingenieurbüro GmbH, Wien, im Auftrag der TIWAG-Tiroler-Wasserkraft AG, Innsbruck
- Maniak, U. (2010): Hydrologie und Wasserwirtschaft: Eine Einführung für Ingenieure. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 6. Auflage, 2010

Anschrift der Verfasser

Eva Lüke (korrespondierende Autorin)

Email: lueke@vaw.baug.ethz.ch

Dr. David F. Vetsch

Marco Gerber

Prof. Dr. Robert Boes

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW)

Hönggerbergring 26

8093 Zürich

Berechnungsansatz zur Ermittlung der Überschwemmungsgebiete mit ganzheitlicher Betrachtung der Hochwassergefahrenquellen

M. Schindler, Ch. Fuchs, N. Kirsch und H. Øverland

Zusammenfassung

Zweidimensionale, hydraulische Modelle in Verbindung mit N-A-Modellen haben sich im letzten Jahrzehnt deutschlandweit als wirksames Instrument zur Ermittlung von Überschwemmungsgebieten entlang von Gewässern etabliert. Das Augenmerk liegt dabei auf die Gefährdung durch Ausuferungen aus den Vorflutern. Die Quellen der Hochwassergefährdung sind jedoch vielseitig, so dass in bestimmten Fällen die alleinige Betrachtung der Hochwassersituation im Vorfluter nicht ausreichend ist.

Im Rahmen eines Fallbeispiels in der norwegischen Gemeinde Hå, wo im August 2014 bedingt durch Starkniederschläge erhebliche Schäden aufgetreten sind, wurde ein ganzheitlicher Berechnungsansatz entwickelt, der neben den Ausuferungen der Vorfluter auch die Hochwassergefährdung durch wild abfließendes Wasser und Kanalüberstau berücksichtigt.

Die Überschwemmungsgebiete durch Hochwasserführung in den Gewässern werden mit gängigen Ansätzen unter Verwendung eines Niederschlags-Abfluss-Modells (N-A-Modell) in Verbindung mit einem zweidimensionalen hydraulischen Modell bestimmt.

In den ortsnahen Hangflächen wird die Hochwassergefährdung durch wild abfließendes Wasser bestimmt. Die Abflussbildung und der Abflusstransport in diesen Bereichen werden rechnerisch mit dem zweidimensionalen Modell unter Verwendung eines flächenhaften Niederschlagsansatzes erfasst. Die hierbei stattfindenden räumlich differenzierten Fließprozesse werden über eine iterative Berechnung mit unterschiedlichen Rauheitsansätzen abgebildet.

Die Gefährdung im Ortsinneren ist insbesondere von den Abflussprozessen im Kanalnetz und auf der Oberfläche sowie von der Wechselwirkung beider Bereiche geprägt. Die Stadthydrologie und -hydraulik wird mit einem hydrotechnischen Kanalnetzmodell erfasst. Die Interaktion der beteiligten Systeme im urbanen Bereich wird mit einer iterativen Berechnung zwischen dem Kanalnetz- und dem Oberflächenmodell beschrieben.

Neben dem rechnerischen Aspekt stellt die ganzheitliche Betrachtung der Hochwassergefährdung hohe Anforderungen an die Auswertung und Darstellung der erzielten Ergebnisse. Die Überschwemmungsgebiete werden mit geeigneten GIS-Methoden gewonnen.

Die vorgeschlagene Methodik bietet eine umfassende Analyse der potentiellen Hochwassergefährdungen und liefert die Basis für eine zielgerichtete Maßnahmenplanung.

1 Einleitung

Die Verwendung von Oberflächen- und Kanalnetzmodellen in der Wasserwirtschaft ist weit verbreitet. In den letzten Jahren wurden erheblichen Anstrengungen unternommen, um die hochwassergefährdeten Gebiete zu lokalisieren und darauf aufbauend einen wirksamen Hoch-

wasserschutz zu entwickeln. Oberflächen- und Kanalnetzmodelle spielen in diesem Prozess eine wichtige Rolle.

Speziell die flussnahen Siedlungsbereiche sind vom Hochwasser besonders gefährdet. Hier sind nicht nur die größten Schäden an Gebäuden und Infrastruktur zu erwarten. Es ist auch die größte Gefährdung vom Leben und Gesundheit zu befürchten. Der Schutz dieser Bereiche gegen Hochwasser war daher in den letzten Jahren prioritär.

Die Hochwasserproblematik vieler Städte und Gemeinden beschränkt sich allerdings nicht auf die o.g. Gebiete. Mit zunehmender Umsetzung des Hochwasserschutzes rückt allmählich die Gefahr durch wild abfließendes Wasser stärker in den Fokus der Untersuchungen. Hinzu kommen Probleme durch nicht ausreichend leistungsfähige Entwässerungssysteme im urbanen Bereich.

Im Zuge eines umfassenden Hochwasserschutzes ist die Entwicklung eines ganzheitlichen Rechenansatzes sinnvoll, mit dem folgende Ursachen einer Hochwassergefährdung berücksichtigt werden: Ausuferungen der Vorfluter, wild abfließendes Wasser und Kanalüberstau. Diese Betrachtungen liefern eine solide Grundlage für sämtliche Untersuchungen und Betrachtungen, die im Rahmen einer weiterführenden Maßnahmenplanung durchgeführt werden (Kosten-Nutzen-Analyse, Festlegung von Art und Umfang von Maßnahmen etc.).

Im Rahmen des hier beschriebenen Fallbeispiels wurde eine Untersuchungsmethodik entwickelt, um ein ganzheitliches Bild der Hochwassersituation in den untersuchten Bereichen zu erhalten.

2 Untersuchungsgebiet und bestehende Verhältnisse

Die Kommune Hå liegt im Südwesten von Norwegen etwa 40 km südlich von Stavanger in der Provinz Rogaland. Die vorliegende Untersuchung umfasste die Ortschaften Vigrestad, Varhaug, Nærbø und Brusand. Eine Übersicht über die geographische Lage des Untersuchungsgebiets kann der Abb. 1 entnommen werden.

Die betrachteten Ortschaften verfügen über ein Netz von Gewässern, mit denen das Wasser aus den umliegenden Einzugsgebieten abgeleitet wird. Im Rahmen der Besiedlung wurden die Vorfluter bereichsweise verrohrt. Die untersuchten Städte zeigen auch ausgeprägte Hanglagen, die teils über Entwässerungsgräben, teils direkt über die Oberfläche entwässert werden und an die Regenwasserkanalisation über entsprechende Einlaufbauwerke angeschlossen sind.

Nach Starkniederschlägen im August 2014 wurden weite Bereiche der o.g. Ortschaften überflutet. Die Gefährdung erfolgte sowohl durch Ausuferungen aus den Gewässern als auch durch wild abfließendes Wasser.



Abb. 1 Geografische Lage des Untersuchungsgebiets (Kartenquelle: www.norgeskart.no)



Abb. 2 Vigrestad Bereich Rundvegen. Situation vor (rechts oben), während (links) und nach (rechts unten) dem Hochwasser vom August 2014 (Fotos: Eirik Sør-Reime und eigene Aufnahme)

3 Methodik

Um die Überschwemmungsgebiete aus den vorgenannten Gefahrenquellen zu ermitteln, wurden die Flächen des jeweilig untersuchten Einzugsgebiets unter Berücksichtigung des Entwässerungsverhaltens in folgende Klassen (Typen) unterteilt:

- Typ 1 - Teilgebiete mit ausgeprägtem Vorfluter: die Entwässerung dieser Bereiche erfolgt konzentriert über ein Gewässer, das die Abflüsse aus dem Gebiet sammelt und transportiert. Die Hochwassergefährdung aus diesen Flächen entsteht durch Ausuferungen aus den Gewässern.
- Typ 2 - Hanggebiete: hierbei handelt es sich um Hangflächen ohne markante Tiefpunkte (Vorfluter) oder mit einem kleinräumig strukturierten Gelände. Das Wasser fließt hier dem Geländegefälle folgend breitflächig ab (wild abfließendes Wasser).
- Typ 3 - Stadtgebiete: in den Stadtgebieten wird ein relevanter Teil des gefallenen Niederschlags über die Kanalisation abgeleitet. In diesen Bereichen ist das Abflussverhalten der Kanalisation maßgebend.

Da der Abfluss aus den Flächen des Typs 1 die Vorfluter punktuell belastet, werden die Bemessungsabflüsse in diesem Fall unter Verwendung eines N-A-Modells ermittelt. Die dabei gewonnenen Abflussganglinien dienen als Eingabe für die Berechnungen mit dem OberflächengewässermodeLL.

Die Entstehung vom wild abfließenden Wasser in den Flächen des Typs 2 ist ein flächenhafter Prozess. Ferner ist die Abflusskonzentration in den Hanggebieten oft von den kleinräumigen Geländebeziehungen geprägt. Der Ansatz eines punktuellen Zuflusses wie bei den Flächen des Typs 1 wäre ungenügend. Diese Abflussanteile werden deshalb mit dem Oberflächenmodell durch die Definition einer flächenhaften Niederschlagsbelastung ermittelt. Modelltechnisch erfolgt die Implementierung des flächenhaften Niederschlags knotenweise über einen Quellterm. Davor wird der Effektivniederschlag aus dem Bemessungsniederschlag unter Verwendung des Abflussbeiwertverfahrens ermittelt. Auf dieser Weise wird der Einfluss der Infiltration und der Evapotranspiration vereinfacht rechnerisch erfasst. Neben der räumlichen wird bei den Berechnungen eine zeitliche Verteilung des Niederschlags berücksichtigt. Zu diesem Zweck werden zeitlich aufeinander folgende Berechnungsläufe mit unterschiedlichen Berechnungsansätzen durchgeführt.

Der Reibungswiderstand des Wassers hängt u. A. von der Wassertiefe ab. Beim Ansatz eines flächenhaften Niederschlags werden Fließwege mit sehr geringen Wassertiefen von der Berechnung erfasst. In diesen Bereichen, in denen das Wasser als dünner Film abläuft, sind hohe Fließwiderstände zu erwarten. Zudem muss über den Ansatz des Fließwiderstands auch die Abflussverzögerung des Abflussanteils in den oberen Bodenschichten (Interflow) modelliert werden. Um den Einfluss der Fließtiefe auf den Fließwiderstand zu quantifizieren, wurde eine Sensitivitätsuntersuchung durchgeführt, bei der die Abflusskonzentration in den Hanggebieten unter Verwendung verschiedener Rauheitsansätze ermittelt wurde. Als Ergebnis der Sensitivitätsuntersuchung wurde ein wassertiefenabhängiger Rauheitsansatz festgelegt. Dafür wurden sowohl die unterschiedlichen Rauheitsansätze untereinander als auch mit den Ergebnissen aus dem N-A-Modell verglichen (vgl. Kap. 4).

Zwischen den ober- (Vorfluter und Geländeoberfläche) und den unterirdischen Transportwegen des Wassers (Kanalisation) kann es in erster Linie an folgenden Stellen zu einer Interaktion kommen:

- Einläufe der Kanalisation: Im Bereich von Einläufen kann Oberflächenwasser in die Kanalisation gelangen und zu einer zusätzlichen Belastung der Haltungen führen.
- Ausläufe der Kanalisation: Teile der Regenwasserkanalisation werden in die Vorfluter eingeleitet. Durch eine konzentrierte Abgabe von Regenwasser können die Abflussverhältnisse in den Vorflutern relevant beeinflusst werden. Umgekehrt können auch die Wasserstände an den Vorflutern bestimmend für die Abflussverhältnisse in der Kanalisation sein (z.B. durch Rückstaueffekte).
- Schächte der Kanalisation: Bei Starkniederschlägen kann es zu einer Überlastung von Teilbereichen der Kanalisation kommen. In diesem Fall kann das Wasser aus den Schächten austreten und zu Überflutungsschäden führen. Eine Rückführung von Oberflächenwasser in den Kanal ist bei abklingendem Wasserspiegel in der Haltung ebenso möglich.

Um die oben aufgelistete Wechselwirkung modelltechnisch zu erfassen, wird das Oberflächenmodell mit dem Kanalnetzmodell durch eine iterative Berechnung gekoppelt. Die Kanalnetzberechnungen liefern hierbei die Abschlagsmengen in die Vorfluter und die Überstauganglinien aus der Kanalisation. Das hydraulische Verhalten des Kanalnetzes und dessen Leistungsfähigkeit an den Gewässereinläufen bestimmen das Abflussaufnahmevermögen des Kanalnetzes und werden im Zuge der Modellkopplung durch Wasserstands-Abflussbeziehungen beschrieben. Aus den Berechnungen mit dem Oberflächenmodell resultieren die Wasserstände an den Ausläufen der Regenwasserkanalisation sowie die Zuflüsse ins Kanalnetz. Die Berechnungen mit dem Oberflächen- und dem Kanalnetzmodell werden abwechselnd durchgeführt, bis keine relevanten Änderungen der Modellrandbedingungen an den Modellschnittstellen (siehe oben) festgestellt werden.

Nach Abschluss der iterativen Berechnungen sind die Überstauganglinien an den Schächten der Kanalisation bekannt. Diese werden in einem letzten Schritt in das hydraulische Modell implementiert. Die anschließende Wasserspiegellagenberechnung liefert die Überschwemmungsgebiete durch Überstau aus der Kanalisation.

4 Ergebnisse

Wie im Kap. 3 erläutert, wurde im Rahmen des vorgestellten Projekts eine Sensitivitätsuntersuchung durchgeführt, um die Wirkung eines wassertiefenabhängigen Rauheitsansatzes zu quantifizieren. Die Ergebnisse dieser Untersuchung werden beispielhaft für ein Hanggebiet östlich der Ortschaft Nærbø (vgl. Abb. 3) mit einer Gebietsfläche von ca. 1 km² illustriert.

Die Berechnungen wurden mit unterschiedlichen Rauheitsansätzen durchgeführt. Ausgangspunkt der Sensitivitätsuntersuchung sind die Ergebnisse eines Rechenlaufs mit üblichen Rauheitsbeiwerten sowie die Ergebnisse aus der Berechnung mit dem N-A-Modell.

Die durchgeführte Parametervariation umfasst sowohl die Anpassung der Rauheitsbeiwerte sämtlicher Materialien als auch die Festlegung eines gesonderten Rauheitsansatzes für die Modellbereiche, die mit sehr geringen Wassertiefen benetzt werden. Die bei den durchge-

geführten Rechenläufen definierten Rauheiten sind in der Tab. 1 aufgelistet. Die Abb. 4 zeigt die ermittelten Abflussganglinien am Auslauf des vorgenannten Hanggebietes.

Das Material „Wasserfilm“, das für die Berechnungsläufe 4 bis 10 gemäß Tab. 1 definiert wird, umfasst die Flächen im Modell, die mit Wassertiefen < 3 cm vernässt werden. Diese Bereiche werden anhand einer vorgeschalteten Berechnung ermittelt und mit Hilfe von GIS-Analyse herausgefiltert.

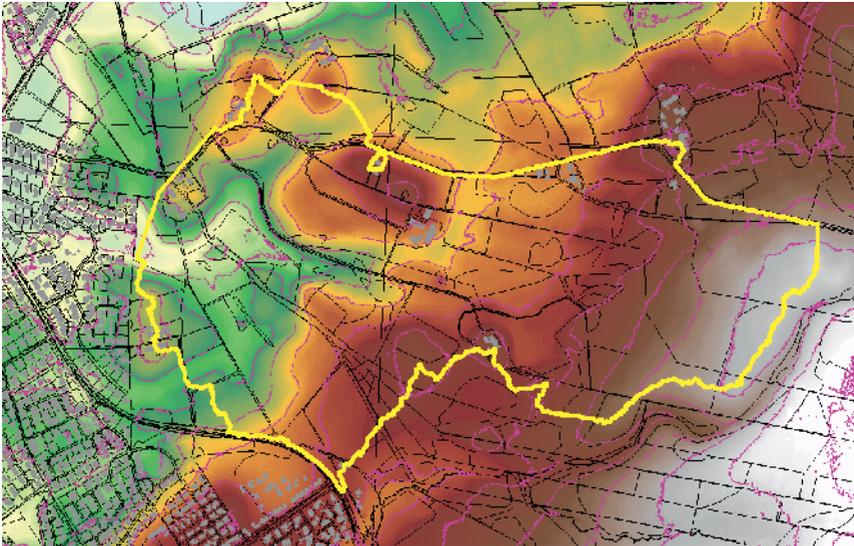


Abb. 3 Hanggebiet östlich von Nærbø, Darstellung der Gebietsgrenzen, Höhenmodell und Isolinien (Abstand 5 m)

Damit die Abflussbelastung im Bereich der berechneten Flächen rechnerisch vollständig erfasst wird, muss der Niederschlag, der im Bereich von Gebäuden anfällt, bei den Modellberechnungen berücksichtigt werden. Gebäude werden modeltechnisch in den gängigen Berechnungsansätzen als nicht durchströmte Flächen implementiert. Dieser Ansatz würde in den Hanggebieten zu einer Unterschätzung der Abflussbelastung führen. Die Gebäude werden in den berechneten Gebieten mit einem stark verringerten Rauheitsbeiwert von $0,1 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ belegt. Auf dieser Weise kann die Niederschlagsbelastung berücksichtigt werden. Gleichzeitig ist eine Durchströmung der Gebäude aufgrund des hohen Fließwiderstandes kaum gegeben.

Die Abb. 4 zeigt, dass der größte Abflussscheitel mit dem üblichen Rauheitsansatz ermittelt wird. Die Abflussprozesse werden bei diesem Ansatz gegenüber der Berechnung mit dem N-A-Modell deutlich beschleunigt. Dies führt zu relevanten Unterschieden sowohl in der Form der Hochwasserwelle als auch im ermittelten Abflussscheitel.

Eine pauschale Reduktion der Rauheitsbeiwerte (vgl. Rechenläufe 2 und 3) führt zu einer Verlangsamung der Welle und einer Verringerung des Abflussscheitels. Der beschleunigte Charakter der Hochwasserwelle bleibt jedoch erhalten.

Der Vergleich der Berechnungsläufe 2 und 4 verdeutlicht, dass eine Verlangsamung des Abflusses im Einzugsgebiet erst durch die Definition eines gesonderten Rauheitsansatzes für die „Flachwasserbereiche“ erreicht werden kann. Bereits geringfügige Veränderungen des Rauheitsbeiwerts für die Flachwasserbereiche bewirken relevante Änderungen in Form und Scheitel der Ganglinie (vgl. z.B. Rechenläufe 6 und 9).

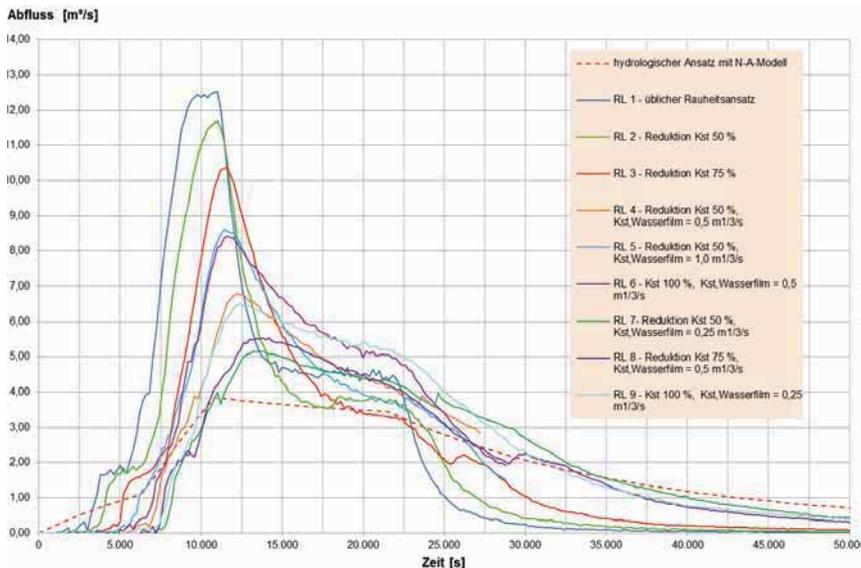


Abb. 4 Berechnete Abflussganglinien am unterstromigen Rand für ein Hanggebiet östlich von Nærbø für unterschiedliche Rauheitsansätze

Tab. 1 Untersuchte Rauheitsansätze

Material	Rauheitsbeiwert k_{st} [$m^{1/3}/s$] beim Rechenlauf (RL)								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Bahnlinie	40	20	10	20	20	40	20	10	40
Böschung	20	10	5	10	10	20	10	5	20
Straßen	40	20	10	20	20	40	20	10	40
Vorland	20	10	5	10	10	20	10	5	20
Wasserfilm	-	-	-	0,50	1,00	0,50	0,25	0,50	0,25

Unter Berücksichtigung der Gebietseigenschaften und der bestehenden Verhältnisse wurde der Rauheitsbeiwert für die Flachwasserbereiche im konkreten Fall auf $0,25 m^{1/3}/s$ gesetzt. Die restlichen Rauheitsansätze wurden nicht reduziert. Die mit diesem Ansatz erhaltenen

Ergebnisse zeigten eine gute Übereinstimmung bei der Plausibilisierung der Überschwemmungsgebiete für das Hochwasserereignis im August 2014.

Die erzielten Ergebnisse liefern flächenhafte und detaillierte Informationen hinsichtlich der Abflussverhältnisse und des Gefährdungspotentials im Untersuchungsgebiet. Die Abb. 5 zeigt beispielhaft linksseitig die Überschwemmungsgebiete am Rundvegen in Vigrestad (vgl. auch Abb. 2) und die Fließwege des Hangwassers im vorgenannten Hanggebiet östlich von Nærbø (rechts).

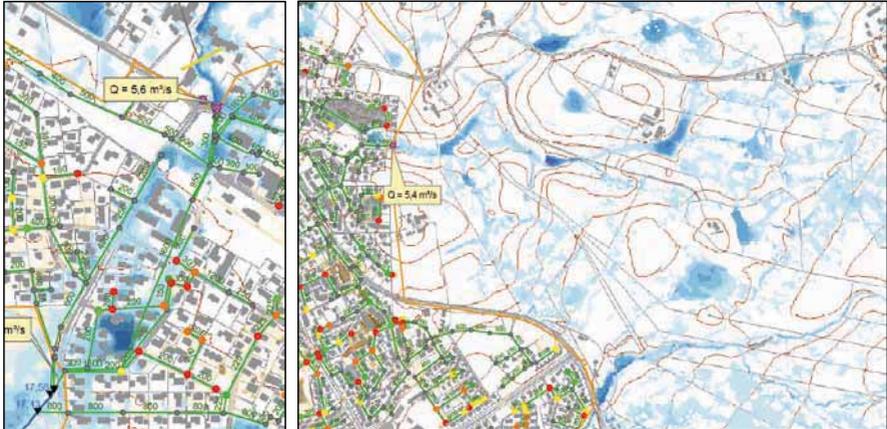


Abb. 5 Rechnerisch ermittelte Überschwemmungsgebiete am Rundvegen in Vigrestad (links) und im Hanggebiet östlich von Nærbø (rechts)

5 GIS-Einsatz

Die Ergebnisse der 2d-hydraulischen Wasserspiegellagenberechnungen werden im Rahmen des Post-Processings Qualitätsprüfungen und umfangreichen Datenaufbereitungen unterzogen. Diese Prozesse werden mittels GIS-Software und dafür firmenintern entwickelten, objektorientierten Methoden durchgeführt.

Mit dem ganzheitlichen Berechnungsansatz kommt der Aufbereitung der Wassertiefen für die Darstellung der Überschwemmungsgebiete gleichzeitig eine besondere Bedeutung zu.

Für eine aussagekräftige und kartografisch korrekte Darstellung des Überschwemmungsgebietes werden zunächst die Flachwasserbereiche räumlich identifiziert. Dabei werden in vorliegend beschriebener Untersuchung Wassertiefen bis 3 cm als Grenzwassertiefe herangezogen. In Plandarstellungen wird der „Flachwasserbereich“ nicht als Teil des Überschwemmungsgebietes dargestellt, sondern aus der ursprünglichen Modellausgabe entfernt. Über die Wahl der Grenzwassertiefe kann die flächendifferenzierte Darstellung der Wassertiefen gesteuert werden. Von einer flächendeckenden Ausdehnung des Überschwemmungsgebietes (mit sehr geringen Wassertiefen) bis hin zu einer starken räumlichen Konzentration auf die wesentlichen Fließwege kann das räumliche Muster des Überschwemmungsgebietes variiert werden.

Gebäudebereiche können je nach den kartografischen Anforderungen im Projekt (großmaßstäbige Darstellung in urbanen Bereichen gegenüber kleinmaßstäbiger Darstellung in weiten Vorlandbereichen) in Überschwemmungsplänen als überströmt oder nicht überströmt dargestellt werden.

6 Ausblick

Wie aus den Erläuterungen ersichtlich wird, ist die angewandte Methodik mit einem relevanten Aufwand verbunden (Iterationsberechnungen, Überlagerung von Ergebnissen etc.). Durch neue Entwicklungen bei den verwendeten Modellen sowie durch die Entwicklung von GIS-Werkzeugen zur Automatisierung von Modellierungsprozessen ist künftig mit einer deutlichen Vereinfachung der vorgestellten Methodik zu rechnen. In diesem Zusammenhang können folgende Beispiele aufgeführt werden:

- Berücksichtigung eines wassertiefenabhängigen Rauheitsbeiwertes in der aktuellen Version des hydraulischen Berechnungsprogramms Hydro_AS-2D,
- Entwicklung einer Benutzerschnittstelle zur Definition und Eingabe des Flächenniederschlags im Oberflächenmodell,
- Entwicklung von Hilfswerkzeugen zur Definition von Überstauganglinien im Oberflächenmodell,
- Entwicklung einer direkten Kopplung der 2d-hydraulischen Berechnung mit Hydro_AS-2D mit einem Kanalnetzmodell.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass der Rauheitsbeiwert für die „Flachwasserbereiche“ einen sehr sensitiven Parameter in Modellierungsprozess darstellt. In diesem Zusammenhang erscheint es sinnvoll, künftig durch entsprechend gut dokumentierte kleine Einzugsgebiete (Feldversuche) Erfahrungswerte für diesen Parameter im Speziellen und die vorgeschlagene Vorgehensweise im Allgemeinen zu sammeln.

Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Manfred Schindler
 Dipl.-Ing. Christian Fuchs
 Dipl.-Ing. (FH) Nicola Kirsch
 Dr.-Ing. Halvor Øverland

Dr. Blasy - Dr. Øverland Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG
 Moosstraße 3, D-82279 Eching am Ammersee
manfred.schindler@blasy-overland.de
christian.fuchs@blasy-overland.de
nicola.kirsch@blasy-overland.de
halvor.overland@blasy-overland.de
www.blasy-overland.de

Der neue Fulajj Damm im Oman – Hochwasserschutz für die Stadt Sur

Reinhard Schmid und Norman Dix

Zusammenfassung

Wenige hundert Meter oberstrom der Stadtgrenze von Sur im Sultanat Oman befindet sich die Baustelle für den neuen Fulajj Damm, zukünftig eine der größten Talsperren des Landes. An derselben Position wie der vormalige kleinere Grundwasseranreicherungsstaudamm gelegen, baut das zuständige Ministerium dort zu Hochwasserschutz Zwecken einen 1,2 km langen Erdschüttdamm mit Asphaltkern-Innendichtung sowie einer gefrästen Erdbeton-Schlitzwand und einer Böschungssicherung aus Wasserbausteinen. In dem ca. 230 m langen Betonbauwerk an der linken Talflanke ist eine Hochwasserentlastung, der Grundablass, 4 Hydraulik-Stahlschütze sowie eine steuerbare Grundwasserversickerungsanlage vorgesehen. Zur weiteren Abfuhr von extremen Hochwasserabflüssen ist der Erdschüttdamm auf 700 m Breite als überströmbare Gabionentreppe mit Tosbecken ausgebildet. Außerdem beinhaltet das Projekt einen ebenfalls ca. 1 km langen Satteldamm aus Erdschüttmaterial, 2 Deichanlagen und eine ca. 6 km lange Flussbettauflweitung mit Böschungssicherung aus Gabionenmatten.

Das seit Anfang 2014 von STRABAG International ausgeführte Projekt fordert insbesondere in Hinblick auf Hochwasserereignisse während der Bauzeit, der Nähe der Hochwasserschutzmaßnahmen zur bestehenden Bebauung und der Verlegung von öffentlicher Infrastruktur ein hohes Maß an Kommunikation und baulicher Flexibilität. Nach detaillierter Vorstellung der geplanten Anlage und der projektspezifischen Eigenheiten in Bezug auf Geologie und Hydraulik wird anhand von ausgewählten Beispielen und Problemlösungen der Übergang von Planung zur Umsetzung beleuchtet und unter praxisnahen Gesichtspunkten auf ausführungstechnische Besonderheiten hingewiesen.

1 Einführung

Das an der Ostseite der arabischen Halbinsel gelegene Oman mit den Nachbarländern Vereinigte Arabische Emirate, Saudi Arabien und Jemen, gehört zu den semiariden Gebieten der Erde. In Anbetracht der dort üblichen hohen Temperaturen, der hohen Verdunstungsrate und des niedrigen durchschnittlichen Niederschlags ist Wasser ein wertvolles Gut im Sultanat. Mit dem Bau von zahlreichen Staudämmen wurde daher in den letzten Jahrzehnten versucht, in den Trockentälern (Wadis) des Landes Regenwasser zurückzuhalten und zu speichern.

Im Gegensatz dazu dienen die meisten der größeren Talsperren im Oman jedoch dem Hochwasserschutz. Besonders im Jahr 2007 wurde der Oman von Überschwemmungen ungeahnten Ausmaßes heimgesucht. Der als 500-jährliches Niederschlagsereignis eingestufte Zyklon „Gonu“ traf das Land mit einer solchen Zerstörungsgewalt, dass sowohl zahlreiche Todesfälle zu beklagen waren als auch Sachschäden in Milliardenhöhe entstanden. Die gewaltigen Abflüsse in den Wadis führten zu einer Überarbeitung von in Planung befindlichen Dammprojekten sowie zu einer Vielzahl neuer Projektierungen. Auch oberstrom der Küstenstadt Sur, die nach Gonu ebenfalls eine Überflutung großer Stadtteile zu beklagen hatte, wurde ein Hochwasserschutzsystem erarbeitet. Ein weiterer Zyklon „Phet“ im Jahr 2010

bestärkten die Pläne für das Konzept und führten zur Vergabe des neuen Fulaj Dammes und der unterstromigen Gerinneaufweitung mit Baubeginn im Februar 2014.



Abb. 1 Flutschäden Zyklon Gonu in Sur (Quelle: Artelia Consultants)

2 Entwurfparameter und Hauptdaten der Anlage

2.1 Hydrologie

Die Machbarkeitsstudie zwischen 2009 und 2010 hatte das Ziel, das Stadtgebiet von Sur gegen ein Hochwasser des Ausmaßes von Gonu zu schützen. Die Vorplanungen zur Erreichung dieses Ziels umfassten ein System von 4 oberstrom gelegenen Dämmen sowie eine Flussbettaufweitung im Stadtgebiet. Die Abflüsse im städtischen Raum sollten somit von 1.800 m³/s auf ca. 800-900 m³/s nahezu halbiert werden. Tabelle 1 zeigt die Parameter des Einzugsgebiets für alle 4 Dämme. Der S06 Damm wurde später wegen zu hohen Kosten und geringen Nutzen verworfen, während der neue Fulaj Damm mit zugehörigen Hochwasserschutzmaßnahmen als erste große Maßnahme des Projekts ausgeschrieben wurde.

Tab. 1 Parameter Einzugsgebiet

Einzugsgebiet	Geplanter Damm	Größe (km ²)	Abflussstrecke (km)	Mittleres Fließgefälle (m/m)	Maximales Fließgefälle (m/m)
Wadi Rafsah	neuer Fulaj Damm	684	52,4	0,009	0,116
Wadi Rafsah	S06_1	442	39,6	0,012	0,116
Wadi Fita	S02 - Fita	85	22,5	0,035	0,156
Wadi Rafsah	S04 - Tahwah	82	15,4	0,116	0,116

Tabelle 2 zeigt die Ergebnisse der Hochwasserablaufberechnung für den Standort neuer Fulaj Damm ohne Fertigstellung der oberstrom gelegenen Dämme.

Das Absperrbauwerk des neuen Fulaj Dammes wurde dabei so ausgelegt, dass vor dem Bau der verbleibenden Dämme ein 200-jährliches Hochwasser, später ein 500-jährliches Hochwasser, ohne Anspringen der Entlastungsanlage zurückgehalten werden kann. Das unterstrom gelegene, durch dichte Bebauung und landwirtschaftliche Nutzung führende Flussbett, ist hingegen auf einen maximalen Abfluss von 900 m³/s ausgelegt, was dem 500-jährlichen Abfluss nach Umsetzung des gesamten Hochwasserschutzkonzeptes entspricht.

Tab. 2 Ergebnisse Hochwasserablaufberechnung neuer Fulaj Damm (ohne Fertigstellung der oberstrom gelegenen Dämme)

Jährlichkeit (Jahre)	5	100	200	Gonu	500	1.000	5.000	10.000	Max.
Zuflussvolumen (Mio. m ³)	16	58	81	103	118	142	199	229	328
Zuflussmenge (m ³ /s)	369	882	1.251	1.759	1.806	2.183	3.053	3.506	7.169
Max. Staupegel (m ü.NN)	23	28	30	31	32	32	33	34	35
Max. Volumen (Mio. m ³)	5	16	23	26	27	29	33	35	44
Abgabevol. (Mio. m ³)	16	57	81	103	117	142	199	228	328
Max. Abgabe (m ³ /s)	277	681	1.084	1.548	1.738	2.131	2.999	3.446	6.937
Davon über HW-entlastung (m ³ /s)	0	0	276	702	880	1.249	2.074	2.501	3.958
Davon Abgabe über Hydraulikschütze (m ³ /s)	277	681	808	845	858	882	925	945	1.002

2.2 Geologie

Die geologischen Aufschlüsse während der Planungsphase konnten in die folgenden Hauptcharakteristiken eingeteilt werden:

- Linkes Auflager: Mergel, Konglomerate und Sand- sowie Kalkstein
- Wadi-Bett: Mächtigere Schicht aus alluvialen Sedimenten, darunter Sandstein und sandiger Mergel
- Rechtes Auflager: Alluviale Sedimente, Konglomerate, Sandstein und sandiger Mergel mit vereinzelt schluffigen und tonigen Einschlüssen

Der in Abbildung 2 zusammengefasste geologische Aufschluss bestimmte die weitere Planung des Dammes als Erdschüttdamm im mittleren und rechten Auflagerbereich und einer Hochwasserentlastung aus Beton, die auf dem stabileren Untergrund des linken Auflagers gegründet wird.

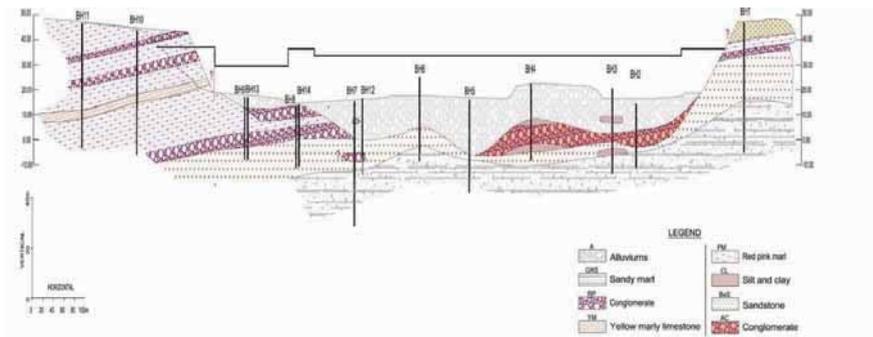


Abb. 2 Geologischer Längsschnitt in Dammachse mit Position der Aufschlussbohrungen

Für den Mergel im Bereich des Grundablasses am linken Auflager wurde mit einer mittleren Festigkeit gerechnet. Außerdem wurden Erosionsprozesse dieses Materials beim Kontakt mit Wasser erwartet, weshalb eine tiefe und weit in den Hang reichende Schlitzwand mit darunterliegendem Injektionsschleier empfohlen wurde. Um Setzungsdifferenzen zu vermeiden und Klüfte im Bereich des Konglomerats zu stabilisieren wurden Kontaktinjektionen ausgeschrieben. Weiterhin wurde das Betonbauwerk im Querschnitt möglichst symmetrisch geplant um einer ungleichmäßigen Untergrundbelastung des Bauwerks entgegenzuwirken.

2.3 Hauptdaten Hochwasserschutzdamm

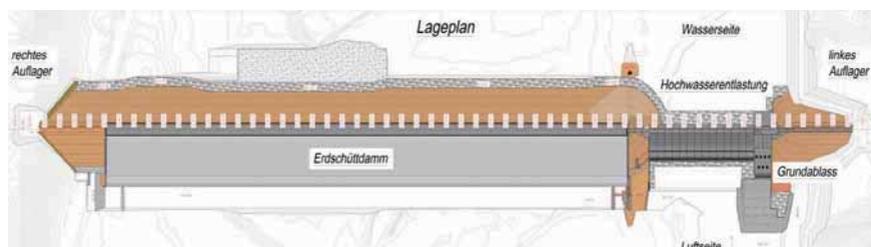


Abb. 3 Lageplan neuer Fulaj Damm

Der Aushub für die ca. 1,2 km lange Talsperre umfasst ca. 1,2 Mio m³ Lockerboden sowie 300.000 m³ Fels. Wie in Abbildung 4 dargestellt, besteht das Hauptabsperrbauwerk aus einem 23 m hohen Erdschüttdamm mit Asphaltkern-Innendichtung sowie einer gefrästen Erdbeton-Schlitzwand und einer wasserseitigen Böschungssicherung aus Wasserbausteinen. Auf ca. 700 m Länge ist der Erdschüttdamm durch eine Betonkrone und angeschlossene unterwasserseitigen Gabionentreppen überspülbar ausgeführt, um das maximale Hochwasser (über 10.000-jährliche Wahrscheinlichkeit) schadlos abzuführen.

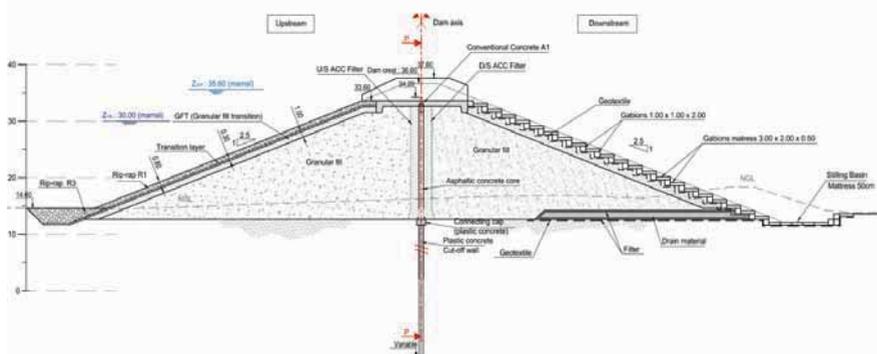


Abb. 4 Typischer Querschnitt Hauptdamm mit Gabionen-Hochwasserentlastung

Am linken Auflager gelegen, beinhaltet das ca. 230 m breite Betonbauwerk alle zur Steuerung der Anlage nötigen Bauteile. Die gestufte Hochwasserentlastung aus Beton mit einer Überlaufbreite von 140 m ist Hauptbestandteil des Systems und auf einen maximalen Abfluss von 3.900 m³/s ausgelegt. Wie in Abbildung 5 dargestellt, wurde der Dichtungsschirm auf der

oberstromigen Seite angeordnet und Felsanker im Tosbecken eingeplant, um dem Auftrieb des Bauwerks bei Einstau entgegenzuwirken.

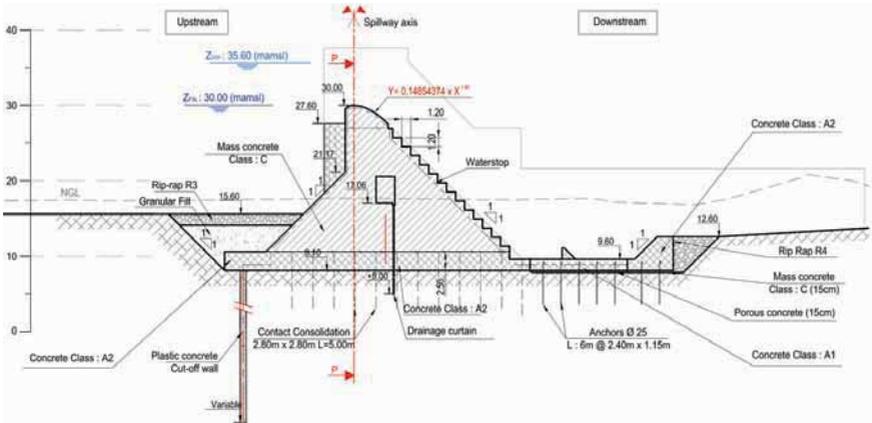


Abb. 5 Typischer Querschnitt der Hochwasserentlastungsanlage

Daran angeschlossen befindet sich das Auslassbauwerk mit 4 hydraulisch angetriebenen Stahlschützen in der Dimension von 4,6 m x 3,6 m sowie der Grundablass mit 2 weiteren kleineren Absperrorganen. Im rechten Übergangsbauwerk ist außerdem eine 800 mm Grundwasserversickerungsleitung mit einer elektrisch angetriebenen Absperrklappe eingebaut, die die Auswirkungen der Untergrundabdichtung auf die unterstrom gelegenen landwirtschaftlich genutzten Flächen minimieren soll. Ein 3,5 m hoher Kontrollgang verbindet alle Bauwerksabschnitte mit dem Kontrollraum und dient außerdem der Beobachtung und Entwässerung der Drainagebohrungen. Insgesamt werden für das Projekt ca. 180.000 m³ Beton und 7.000 t Stahl verbaut. Das Projekt umfasst weiterhin einen ebenfalls ca. 1 km langen und 40 m breiten Satteldamm aus Erdschüttmaterial, der gleichzeitig zur Umlegung der bestehenden Hauptstraße genutzt werden soll.



Abb. 6 Physikalische Versuche im hydraulischen Versuchslabor von Artelia Consultants in Grenoble

2.4 Flussbettaufweitung und Deiche

Die ca. 6 km lange Flussbettaufweitung beinhaltet den Aushub von ca. 3 Mio m³ Lockerboden sowie eine ca. 2,3 km lange Böschungssicherung aus Gabionenmatratzen im Stadtkern. Des Weiteren sind Beton-Stützmauern auf einer Länge von ca. 1,2 km vorgesehen, um die Auswirkungen auf die lokale Flächennutzung zu reduzieren. Zwei ca. 3 m hohe und zusammen ca. 2,6 km lange Deichanlagen sollen tiefer gelegene Ortsteile vor Überflutung schützen.

3 Ausführung

3.1 Flutumleitung



Abb. 7 Luftbild der Baugrube (links) und der Kofferdämme nach einem Hochwasserereignis

Die Flutumleitung der Baustelle erfolgt wie auf Abbildung 7 dargestellt im ersten Bauabschnitt durch Kofferdämme, später über das Betonbauwerk. Die Kapazität der Umleitung war auf mindestens 600 m³/s (20-jährliches Ereignis) konzipiert und wurde durch verschiedene Maßnahmen erweitert. Auch in einem ariden Gebiet wie dem Oman ist der Schutz der Baustelle gegen Hochwasserereignisse essentiell, um Baufortschritt und Gerät zu sichern. Die konservative Auslegung der entsprechenden Umleitungsmaßnahmen hat sich nach 2 Jahren Bauzeit mit insgesamt 7 Hochwasserereignissen mit Abflüssen von bis zu ca. 800 m³/s mehrmals bewährt.

3.2 Einbindung in die bestehende Infrastruktur

Durch die räumliche Nähe zur städtischen Landnutzung und Infrastruktur können sich im Laufe eines Projekts Verzögerungen ergeben, die durch eine sorgfältige Vorbereitung und Kommunikation vermeidbar oder zumindest reduzierbar sind. Auch der neue Fulaj Dam und besonders die 6 km lange Flussbettaufweitung durch das Stadtgebiet erforderten aus diesem Grund eine gut durchdachte Öffentlichkeitsarbeit und ein hohes Maß an Flexibilität aller

Beteiligten. So stellt die am rechten Auflager gelegene Hauptstraße eine wichtige Verbindung zwischen Sur und den Städten im Inland dar und wird zudem von einer Wasserleitung sowie mehreren Telekommunikations- und Stromleitungen flankiert. Im Bauzeitenplan schon frühzeitig eingeplant, mussten in der Umlegungsplanung einige Punkte zum Beispiel in Bezug auf die unter- oder oberirdische Leitungsführung und besondere Vorgaben der Stakeholder berücksichtigt werden, bevor eine endgültige Umlegung möglich war. Für die Schlitzwand wurde aus Zeitgründen auf eine temporäre Umlegung dieser Hindernisse zurückgegriffen.

Die Flussbettertüchtigung erwies sich dabei durch die nahe gelegene Landnutzung als besonders problematisch. Durch die Vielzahl der betroffenen Grundstücke und der öffentlichen und teils privaten Sparten musste sowohl von Bauherrnseite als auch durch die Baufirma beträchtliche Personalressourcen eingesetzt werden, um die Einzelfälle zu bearbeiten und damit die Auswirkungen auf den Baufortschritt zu reduzieren. Da die Entschädigung der Grundstückseigentümer besitzabhängig individuell durchgeführt wurde, stellte dieser Teil der Arbeiten eine nicht zu unterschätzende Größe in der Arbeitsvorbereitung und der Bauprozessplanung dar.

3.3 Untergrundabdichtung und Erdschüttdamm



Abb. 8 Fräsen der Schlitzwand im Hang (links), Betonieren der Schlitzwand im Kontraktorverfahren (rechts)

Nachdem die ursprünglich geplanten Injektionsarbeiten auf Vorschlag des Bauunternehmers hin durch eine tiefere Schlitzwand ersetzt wurden, begann im März 2014 die Ausführung der 80 cm breiten Schlitzwand des Dammes. Die mit elektronischer Positionssteuerung ausgestattete Schlitzwandfräse sowie ein Schlitzwandgreifer erstellten im Pilgerschrittverfahren insgesamt 220 Lamellen mit 32.000 m² Wandfläche in bis zu 43 m Tiefe. Die Dichtwand wurde aus Erdbeton hergestellt, der im Kontraktorverfahren in die geschlitzten Lamellen eingebracht wurde. Besonders der stufenförmige Einbau an den Talflanken war durch den Wechselbetrieb zwischen Erdbau und Tiefbau eine Herausforderung für den Bauablauf, konnte aber durch tagesgenaue Vorplanung reibungslos abgewickelt werden.

Die Dichtung des Erdschüttdammes wurde ebenfalls mit Erdbeton angeboten, wobei man letztendlich dem Alternativangebot Asphaltbetonkern den Vorzug gab. Der 80 cm breite Asphaltkern wurde mit einer Herdmauer aus Erdbeton an die Schlitzwand angeschlossen und in luft- und wasserseitig angeordnetes Filtermaterial gebettet. Der Einbau erfolgte in 20 cm Lagen mit einem durch langjährige Erfahrung optimierten Kerneinbaugerät sowie Handeinbau an den Anschlüssen.



Abb. 9 Asphaltbeton-Kerneinbaugerät

Der Erdschütttdamm wurde mit einer Leistung von bis zu 100.000 m³ im Monat in mehreren Abschnitten eingebaut, wobei bei den Arbeiten auf ein produktives Zusammenspiel der Gewerke Dammschüttung, Dammkern und Böschungssicherung zu achten war. Um den Schütetrieb nicht zu stören, wurde der Gabioneneinbau auf der Luftseite meistens in der Nachtschicht im Handeinbau durchgeführt. Die Ortbeton-Überlaufkrone wurde daraufhin mit einem durchgehenden Dichtungsband und einer Bitumenmastixschicht an den Asphaltkern angeschlossen.

3.4 Betonbauwerke

Nach gründlicher Inspektion des Baugrundes wurde beginnend mit den Bohrungen für die Felsanker zunächst das Tosbecken des Betonbauwerks hergestellt. Auf Grundlage der vorliegenden Geologie wurden parallel die Statik für die Übergangsbauwerke überarbeitet. Linksseitig wurde bedingt durch die stark wechselnde Tragfähigkeit des Untergrundes der Betonanschluss durch einen Erdschütttdamm ersetzt. Das massive Dammfundament wurde beim Betonieren mit Führungsrohren im Raster von ca. 2,5 m versehen, um die späteren Kontaktinjektionen durch den hochbewehrten Stahlbeton zu ermöglichen.



Abb. 10 Bauarbeiten Hochwasserentlastung und Grundablass

Der in der ca. 300 m entfernten errichteten Betonanlage produzierte großkörnige Beton erwies sich als nur bedingt pumpfähig und wurde deshalb hauptsächlich mit Mobilkränen und Betonkübeln in die maximal 400 m³ großen Betonierabschnitte eingebracht. Die mit einer durchschnittlichen monatlichen Leistung von ca. 10.000 m³ ausgeführten Betonarbeiten wurden aufgrund der hohen Außentemperaturen überwiegend nachts ausgeführt. Zusätzlich wurden zur weiteren Reduzierung der Abbindezeit die Zuschlagstoffe schattig gelagert und teils befeuchtet. Außerdem wurden ca. 30% des Zementgehalts durch Flugasche ersetzt und Eis hinzugegeben.

Sämtliche Zuschlagstoffe wurden auf der Baustelle produziert. Die eigene Betonmischanlage und Asphaltanlage stellten sicher, dass der verwendete Beton und Asphalt jederzeit in der erforderlichen Quantität und spezifizierten Qualität vorhanden war.

Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Reinhard Schmid
 STRABAG International GmbH
 Postfach 21 11 20, D-50535 Köln
 reinhard.schmid@strabag.com

M.Sc. Norman Dix
 STRABAG International GmbH
 Postfach 21 11 20, D-50535 Köln
 norman.dix@strabag.com

Sohlaufnahme durch bewegte Wasseroberfläche mittels Laserscanning

Florian Hinkelammert, Fabian Friedl und Volker Weitbrecht

Zusammenfassung

Eine der Hauptaufgaben von hydraulischen Modellversuchen mit beweglicher Sohle ist die Bereitstellung von verlässlichen Informationen über die zeitliche Sohlentwicklung während charakteristischer Abflusszenarien. Die zur Verfügung stehenden Messtechniken verlangen meist trockene Modelloberflächen und erlauben keine Erfassung der Oberflächentopographie während der Abflussereignisse. Sohlaufnahmen in Zwischenstadien eines Versuchs bedingen die Entleerung der hydraulischen Modelle sowie eine aufwendige Modellsteuerung. Aufgrund dieser Versuchsunterbrüche kann zudem eine Beeinflussung der Sedimentmorphologie nicht ausgeschlossen werden. Ein an der VAW seit 2015 verfügbarer terrestrischer Laserscanner erlaubt aufgrund der verwendeten Wellenlänge die Erfassung der Sohllagen durch bewegte Wasseroberflächen und hilft somit, diese Datenlücke zu schliessen. Dazu muss bei der Datenauswertung die Brechung des Lichtstrahls beim Auftreffen auf die Grenzfläche Luft/Wasser korrigiert werden. Dynamische Entwicklungen der Sohlenmorphologie können auf diese Weise in regelmässigen Intervallen während der Versuchsdurchführung erfasst werden.

1 Einführung

Die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich betreibt massstäbliche hydraulische Modellversuche, in welchen das laufende Geschiebe sowie die bewegliche Flusssohle mittels skaliertes Sand-Kiesmischungen oder Ersatzmaterial nachgebildet werden. Eine der Hauptaufgaben solcher flussbaulicher Modelle ist die Lieferung möglichst exakter Informationen über die Sohlentwicklung während charakteristischer Abflussereignisse.

Stand der Technik ist die Aufnahme der Sohllagen vor sowie nach einem Versuchsdurchlauf mittels Lasertriangulation (LDS) oder terrestrischem Laserscanning (TLS). Beide Messmethoden wurden für die Anwendung auf trockenen Oberflächen entwickelt und erlauben keine Erfassung der Sohllagen während der Versuchsdurchführung. Deshalb bedingen Sohlaufnahmen in Zwischenstadien eine Unterbrechung der Versuche, aufwendige Entleerungen der hydraulischen Modelle sowie die anschließende kontrollierte Wiederaufnahme der Versuchsganglinien. Neben dem hohen Zeitbedarf lassen sich Beeinflussungen der Morphologie dadurch nicht immer ausschliessen.

Vermessungen der trockenen Modelloberflächen erlauben somit lediglich die Beurteilung der Sohlentwicklung über die gesamte Versuchsdauer sowie die aufwendige Aufnahme der Oberflächentopographie an ausgewählten Zeitpunkten der Versuche. Wichtige Informationen über dynamische Prozesse, wie die Entwicklung fortschreitender Geschiebefronten sowie die Bildung von Kolken oder Auflandungskörpern während Hochwasserspitzen, sind mit diesem Ansatz nicht verfügbar.

Für die Aufnahme der Oberflächentopographie durch bewegte Wasseroberflächen existieren im wasserbaulichen Versuchswesen keine Standardlösungen, welche den hohen Genauigkeitsanforderungen in hydraulischen Laboratorien gerecht werden. Eine Ausnahme bilden

photogrammetrische Verfahren, welche durch die Wasseroberfläche Gitter raster oder ähnliche Muster auf die Sohle projizieren (Frank und Hager, 2014). Deren Empfindlichkeit auf Oberflächenwellen erlaubt jedoch nur Messungen bei ruhiger Wasseroberfläche und schränkt die Anwendbarkeit im wasserbaulichen Versuchswesen ein. Die Aufnahme von Abflüssen in Grossmodellen setzt bei diesen Verfahren sehr kostenintensive Messeinrichtungen voraus.

Das an der VAW seit Frühjahr 2015 verfügbare TLS-Gerät "Leica ScanStation P15" erlaubt aufgrund der verwendeten Wellenlänge die Erfassung der Sohlagen durch bewegte Wasseroberflächen und schliesst diese Datenlücke. Die optische Brechung beim Auftreffen des Lichtstrahls auf die Grenzfläche Luft/Wasser muss im Zuge der Datenauswertung korrigiert werden. Auf diese Weise können dynamische Prozesse während der Versuchsdurchführung ohne Unterbrechung der Ganglinien erfasst werden. Im vorliegenden Beitrag, der in überarbeiteter Form im Journal of Hydraulic Research eingereicht wurde (Friedl *et al.*, 2016), werden ausgewählte Messergebnisse, die Korrektur der Lichtbrechung sowie die Erfahrungen der VAW in der Anwendung des P15 vorgestellt.

2 Methodik

2.1 Leica ScanStation P15

Der TLS Leica ScanStation P15 (P15) verfügt über eine Distanzgenauigkeit von ≤ 1 mm sowie eine 3D-Positionsgenauigkeit von 3 mm bei einer Messdistanz von 40 m (Leica Geosystems AG, 2015). Der P15 arbeitet mit einem Laufzeitmesssystem in Kombination mit der "Waveform Digitizing" – Technologie (WFD) von Leica. Bei der Laufzeitmessung wird vom TLS ein Lichtstrahl ausgesendet und vom Zielobjekt reflektiert. Der TLS misst die Zeitspanne zwischen der Aussendung und dem Empfang des reflektierten Signals und berechnet auf dieser Grundlage die Distanz zum Zielobjekt.

Die vom P15 verwendete Wellenlänge von 808 nm ermöglicht Messungen durch bewegte Wasseroberflächen und somit auch während dem Betrieb von hydraulischen Modellen. Durch die Gewährleistung der Laserklasse 1 ist der P15 für den alltäglichen Einsatz in wasserbaulichen Labors geeignet. Neben der Montage auf einem Dreibeinstativ kann der P15 auch über Kopf (z.B. an einem Kran hängend) betrieben werden.

Die von TLS erreichbaren Messgeschwindigkeiten sind von der gewünschten räumlichen Auflösung, dem gewählten Messfenster sowie der Qualitätsstufe (Rauschreduktion) abhängig. Der P15 bietet sieben Auflösungen (angegeben für eine Messdistanz von 10 m) sowie vier Qualitätsstufen an. Für die Anwendung in hydraulischen Modellen haben sich räumliche Auflösungen von 3.1 mm und 6.3 mm bewährt, welche bei einer vollständigen 360°-Aufnahme Messzeiten von ca. 27 Min. (37.9×10^6 Messpunkte) bzw. 13.5 Min. (151×10^6 Messpunkte) benötigen.

2.2 Versuchsaufbau

Die Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit des P15 wurden in einer Versuchsrinne mit trapezförmigen Querschnitt (Länge 35 m, Breite 2 m, Sohlgefälle 0.17%) durchgeführt. Die Sohle wurde mit einer der Uferrauheit entsprechenden Kiesmischung mit einem Maximaldurchmesser von $d_{\max} = 4$ mm fixiert.

Der Zufluss wurde mittels MID mit einer Genauigkeit von $\pm 0.5\%$ gesteuert, der Einlaufbereich war mit einem Strömungsgleichrichter versehen. Die untere Randbedingung wurde durch ein

eingestautes Auslaufbecken kontrolliert, dessen Wasserspiegel mit einem strömungsberuhigten Ultraschallsensor (US) erfasst wurde. Durch Kopplung dieser Wasserspiegelmessung mit einem gesteuerten Schieber konnte der Wasserstand als untere Randbedingung präzise geregelt werden. Dies ermöglichte die Gewährleistung von Normalabflussbedingungen bei sämtlichen Versuchen. Die Wasserspiegel wurden durch 6 US mit einer Genauigkeit $< 1\%$ erfasst.

Die Rinne war mit einer motorisierten, 2-axialen Messschiene mit einer Positioniergenauigkeit < 1 mm ausgerüstet. Der darauf montierte Laserdistanzsensor (LDS) arbeitete mit Lasertriangulation und verfügte über eine Messgenauigkeit von < 1 mm. Die LDS-Messdaten wurden flächig mit einer Auflösung von 2 cm x 2 cm aufgenommen.

Bei sämtlichen Versuchen wurde der P15 neben der Versuchsrinne auf einem Dreibeinstativ montiert, auf halbem Weg zwischen Ein- und Auslauf. Es wurden keine Versuche mit Überkopfmessung durchgeführt. Die maximale Messdistanz mit dem P15 betrug 14.5 m bei einem Einfallswinkel $\Theta_a = 80^\circ$ (Abb. 1). Der Messbereich von 4 m x 25 m konnte bei einer Auflösung von 6.3 mm innerhalb von 2 Min. aufgenommen werden (Anzahl Messpunkte: 1.5 Mill.). Bei einer höheren Auflösung von 3.1 mm wurden 5.7 Mill. Punkte innerhalb 3.5 Min eingemessen.

2.3 Korrektur der Lichtbrechung

Die vom TLS ausgesandten Lichtstrahlen werden an der Grenzfläche Luft/Wasser durch Brechung abgelenkt, im Wasserkörper durch Streuung abgeschwächt und von der Sohle wieder reflektiert. Die Eindringtiefe von Lichtstrahlen in Wasser hängt primär von der Wellenlänge des Signals, also dem verwendeten Messgerät, ab. Die Wellenlänge ist daher eine wichtige Kenngröße für die erfolgreiche Erfassung von Oberflächentopographien durch Wasseroberflächen.

Die Brechungsindex n ist durch das Verhältnis zwischen dem Einfallswinkel Θ_a sowie dem Brechungswinkel Θ_w definiert zu (Abb.1)

$$n = \frac{\sin\theta_a}{\sin\theta_w} \quad [1]$$

Dabei ist n von der Temperatur, der Wellenlänge und den Dichteigenschaften der jeweiligen Medien abhängig. Im hydraulischen Versuchswesen kann in den meisten Fällen ein konstanter Wert von $n = 1.33$ angenommen werden, da n über einen breiten Temperaturbereich von 0 - 25°C sowie Schwankungen der Salinität von 0 - 40 PSU nur um ± 0.007 variiert (Millard und Seaver, 1990; Daimon und Masumura, 2007).

Die Lichtbrechung an der Grenzschicht Luft/Wasser führt zu einer verzerrten Messung von Topographien unter der Wasseroberfläche ($x|z$, Abb.1). Diese Verfälschung kann im Rahmen der Datenauswertung mit einem Verfahren nach Smith *et al.* (2012) korrigiert werden. Die vertikale Distanz z_w (Abb.1) zwischen der Wasseroberfläche und der Referenzebene des TLS ist hierfür der massgebende Parameter. Die Kenntnis der Lage des Wasserspiegels ist somit eine Grundvoraussetzung für die Korrektur der Lichtbrechung.

In der vorliegenden Studie wurde z_w in der Versuchsrinne an 6 charakteristischen Punkten mit US, welche zur Positionsbestimmung mit Leica Targets gekoppelt waren, gemessen. Durch Inter- und Extrapolation wurde aus diesen Daten für jeden Laser-Messpunkt die Lage des

Wasserspiegels ermittelt. Daraufhin wurde für jeden Messpunkt die Korrektur nach folgender Methodik durchgeführt (Smith *et al.*, 2012):

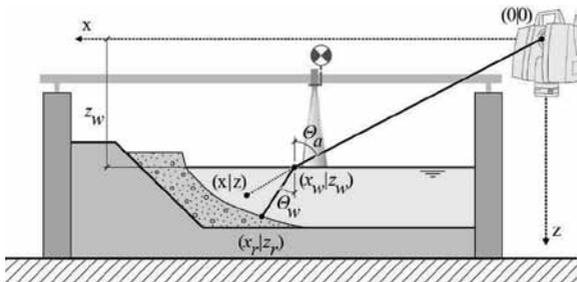


Abb. 1 Querschnitt des Versuchsaufbaus (Blick in Fließrichtung). Zusätzlich zum P15 ist ein Leica Referenzpunkt gekoppelt an einen Ultraschallsensor zur Erfassung der Wasseroberfläche dargestellt; $(x_w|z_w)$ Auftreffpunkt des Lichtstrahls auf Wasseroberfläche; $(x|z)$ scheinbare Lage des Messpunkts unter der Wasseroberfläche; $(x_r|z_r)$ reale Position des Messpunkts

Es wird für jeden scheinbaren Messpunkt $(x|z)$ der Einfallswinkel θ_a des Lichtstrahls bestimmt

$$\theta_a = \tan^{-1} \frac{x}{z} \quad [2]$$

Die unbekannte Koordinate x_w des Auftreffpunkts ergibt sich aus

$$x_w = z_w \tan \theta_a \quad [3]$$

Schliesslich wird die reale Position des Messpunkts ermittelt

$$z_r = \frac{\cos \theta_w (x - x_w)}{n \sin \theta_a} + z_w \quad [4]$$

$$x_r = \frac{(x - x_w)}{n^2} + x_w \quad [5]$$

2.4 Auswertung

Die Rohdaten der jeweiligen Scans wurden mit der proprietären Leica-Software Cyclone (Version 9.1) bearbeitet. Weitere Auswertungen wurden mit der Open-Source-Software CloudCompare (Version 2.6.1) sowie Matlab (Version 2014a) durchgeführt. Die Gegenüberstellungen von Punktwolken aus TLS und LDS Messungen wurden über den in CloudCompare implementierten Algorithmus „Multiscale Model to Model Cloud Comparison“ (M3C2) durchgeführt (Lague *et al.*, 2013). M3C2 ermöglicht die Berechnung von orthogonalen Abständen zwischen zwei Punktwolken ohne Vermaschungs- oder Rasterungsschritte. Die Methode ist robust gegenüber Datenlücken sowie Veränderungen der Punktdichten. Für spezifische Fragestellungen und die generelle Validierung der Auswertungsmethodik wurde die proprietäre Software Geomagic (Version 2014) eingesetzt.

2.5 Versuchsprogramm

Die Eignung des P15 für den Einsatz in hydraulischen Modellen sowie die gewählte Korrektur- und Auswertungsmethodik wurden mit folgendem Versuchsprogramm untersucht:

1. Vermessung einer festen Gerinnesohle:
Die feste Sohle der Versuchsrinne wurde mit dem P15 im trockenen Zustand sowie unter Normalabflussbedingungen bei Wassertiefen von $h_w = 76$ mm, 100 mm und 150 mm und entsprechenden Durchflüssen $Q_0 = 73$ l/s, 114 l/s und 225 l/s vermessen.
2. Scan eines Halbzylinders mit bekannter Geometrie:
Ein Halbzylinder mit einem Durchmesser von 51 ± 0.1 mm wurde auf der Gerinnesohle befestigt und bei einer Wassertiefe von $h_w = 100$ mm ($Q_0 = 114$ l/s, $F = 0.53$) mittels P15 vermessen.
3. Fallstudie „Künstliche Kiesschüttung“:
Im Rahmen eines laufenden Forschungsprojekts an der VAW zum Erosionsverhalten von künstlichen Kiesschüttungen (Friedl *et al.*, 2015) wurde der P15 unter typischen Versuchsbedingungen getestet. In einem definierten Bereich der Rinne wurde eine bewegliche, künstliche Kiesschüttung mit einem mittleren Korndurchmesser $d_m = 1.4$ mm nachgebildet. Ein Zwischenzustand des Versuchs wurde im Modell fixiert und mittels LDS sowie P15 trocken vermessen. Daraufhin wurde dieselbe Oberflächentopographie mit dem P15 durch die Wasseroberfläche aufgenommen.
4. Sensitivitätsanalyse:
Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurden die Einflüsse der Parameter Fliesstiefe h_w , Brechungsindex n sowie Einfallswinkel Θ_a auf die Korrektur der Lichtbrechung untersucht.

3 Ergebnisse

Die skalierten Sand-Kiesmischungen in hydraulischen Feststofftransportmodellen von alpinen Mittelland-Flüssen zeigen meist d_m -Werte in Bereich von 1 - 5 mm. Als Richtwert für die zu erreichende Genauigkeit des P15 sowie die Beurteilung des Erfolgs der Korrektur der Lichtbrechung wird daher der mittlere Korndurchmesser d_m der Fallstudie angesetzt.

Im Zuge der Auswertungen wurden aus den rohen Vermessungsdaten (Punktwolken) weder Ausreisser entfernt, noch Verfahren zur Rauschreduktion angewendet. Es wurden keine Teilproben durch Reduktion der Punktdichte (Ausdünnung) erstellt.

3.1 Trockenmessung / Messung durch Wasseroberfläche

Nach der Korrektur der Lichtbrechung wurden die Punktwolken der trockenen Messung sowie der Messung durch die Wasseroberfläche mittels M3C2 gegenübergestellt. Abb. 2 zeigt die absoluten Abweichungen in vertikaler Richtung bei einer Wassertiefe $h_w = 100$ mm als Funktion des Einfallswinkels Θ_a . Der Mittelwert sowie der Median für Eintrittswinkel $44^\circ \leq \Theta_a < 70^\circ$ liegen unter dem definierten Grenzwert von 1.4 mm. Ab einem Eintrittswinkel von 70° liegt der Median über dem geforderten Grenzwert von 1.4 mm und nimmt in weiterer Folge mit steigendem Eintrittswinkel stark zu. Die Auswertungen für die beiden anderen untersuchten Wassertiefen ($h_w = 76$ und 150 mm) zeigen ähnliche Ergebnisse und bestätigen den Grenzwert von 70° . Die Resultate zeigen deutlich, dass bei Laserscans durch Wasseroberflächen Ergebnisse im Genauigkeitsbereich des vorliegenden mittleren Korndurchmessers erreicht werden können.

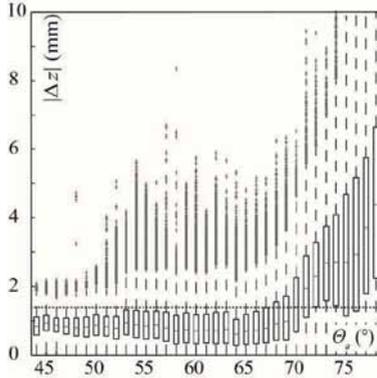


Abb. 2 Absolute vertikale Abweichungen zwischen trockenem Scan und korrigiertem Scan durch Wasseroberfläche ($h_w = 100$ mm, $Q_0 = 114$ l/s, $F = 0.53$), (---) Grenzwert von $|\Delta z| = 1.4$ mm

3.2 Bekannte Geometrie (Halbzylinder)

Für die Auswertung der Messergebnisse des in der Rinne montierten Halbzylinders wurden nur dem P15 zugewandte Messpunkte berücksichtigt. „Geisterpunkte“ auf den abgewandten Seiten des Halbzylinders oder in den Randbereichen wurden nicht in die Auswertung mit einbezogen.

Mittels CloudCompare und Matlab wurden in einem Abstand von 10 mm Schnitte der Punktwolke senkrecht zur Zylinderachse erstellt. In diese Schnitte wurden jeweils Kreise mit einem dem Halbzylinder identischen Durchmesser eingepasst. Daraufhin wurden die radialen Abweichungen zwischen den gescannten Datenpunkten und dem virtuellen Kreisbogen ermittelt (Abb. 3). Die mittlere radiale Abweichung betrug in sämtlichen Querschnitten $< \pm 1.3$ mm.

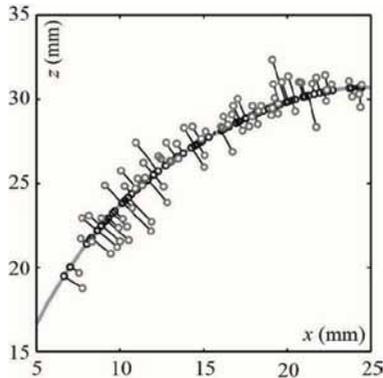


Abb. 3 Schnittdarstellung der bekannten Geometrie des Halbzylinders (graue Linie) und der Messpunkte (graue Punkte); schwarze Linien: Radialabstand zwischen Punkten auf Zylinderoberfläche (schwarze Punkte) und Messpunkten ($h_w = 100$ mm, $Q_0 = 114$ l/s, $F = 0.53$)

Zur Validierung dieses Ansatzes wurde in Geomagic in eine Stichprobe der Punktwolke (7384 Messpunkte) eine 3D-Darstellung des Zylinders eingepasst. Der Vergleich der Zylinder-

oberfläche und der Messpunkte zeigte eine mittlere radiale Abweichung von ± 1.4 mm. Dies bestätigt die anhand der Gegenüberstellung von trockenen Scans und Scans durch die Wasseroberfläche ermittelten Ergebnisse.

3.3 Fallstudie: Seitenerosion

Die seitliche Erosion künstlicher Kiesschüttungen führte im Laborversuch zu charakteristischen Topographien mit steilen Böschungen. Die teilweise erodierte Kiesschüttung wurde im Modell mit einer dünnen Zementschicht fixiert und in einem ersten Schritt trocken mittels LDS sowie P15 vermessen. Daraufhin wurde dieselbe Oberflächentopographie durch die Wasseroberfläche ($h_w = 100$ mm, $Q_0 = 114$ l/s) mit dem P15 aufgenommen. Abb. 4 vergleicht die drei Messmethoden anhand einer Schnittdarstellung der erodierten Kiesschüttung.

Durch die vertikale Messrichtung des LDS werden steile Ufer nur mit wenigen Messpunkten erfasst. Aufgrund der höheren räumlichen Auflösung des P15 sowie dessen seitlicher Aufstellung neben der Versuchsrinne werden die steilen Uferbereiche in den Scandaten besser dargestellt. Aus diesem Grund sind in diesen Bereichen mit bis zu 10 mm die höchsten Abweichungen zwischen den Daten des LDS und des TLS festzustellen.

Ohne Berücksichtigung der steilen Ufer in der Auswertung beträgt die absolute vertikale Abweichung zwischen LDS und P15 für die trockene Aufnahme < 1.3 mm und für die Aufnahme durch die Wasseroberfläche < 1.6 mm.

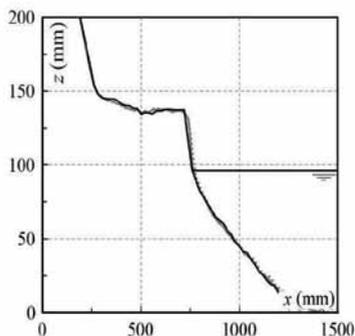


Abb. 4 Schnittdarstellung der erodierten Kiesschüttung (Blick in Fließrichtung); (—) LDMS; (---) TLS trocken; (---*) TLS durch Wasseroberfläche

3.4 Sensitivitätsanalyse

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurden die Auswirkungen von potentiellen Messfehlern auf die Korrektur der Lichtbrechung untersucht. Diese Analyse wurde mit idealisierten Daten auf Basis einer virtuellen Sohlebene (Masse: 2 m x 30 m) unter Annahme einer optimal ruhigen Wasseroberfläche mit einer Wassertiefe von 100 mm durchgeführt. Ausgehend von der idealisierten virtuellen Sohlebene wurden Abweichungen aufgrund von fehlerhaften Messungen oder Definitionen der Parameter Fliesstiefe h_w , Brechungsindex n sowie Einfallswinkel Θ_a berechnet. Als Referenz dienten die Berechnungsergebnisse für eine virtuelle Wassertiefe von $h_w = 100$ mm mit einem Brechungsindex $n = 1.33$.

In einem ersten Schritt wurde h_w um ± 2 mm sowie ± 4 mm variiert und der Fehlerwert in Bezug auf den Einfallswinkel Θ_a ermittelt. Abb. 5a zeigt, dass die absoluten vertikalen Abweichungen bis zu einem Einfallswinkel von 70° unter dem Grenzwert von 1.4 mm bleiben. Ab einem Einfallswinkel grösser 60° ist ein starker Anstieg der Abweichungen festzustellen.

Der Einfluss des gewählten Brechungsindex wurde durch eine Variation von $n = 1.32$ sowie $n = 1.34$ untersucht. Dieser Wertebereich deckt eine grosse Bandbreite von Dichteunterschieden ab. Wie in Abb. 5b dargestellt ist n ein robuster Parameter. Die alternativen Werte für n führten zu Fehlern von max. 1 mm.

Bei der Fallstudie zur künstlichen Kiesschüttung wurde eine maximale Wasserspiegelneigung von $1.14\% \pm 0.65^\circ$ festgestellt. Dieser Wert diente als Grundlage für die Untersuchung des Einflusses des Einfallswinkels anhand einer Variation von Θ_a um $\pm 0.65^\circ$. Mit einer Abweichung von rund 1.4 mm im Bereich von $45^\circ < \Theta_a < 80^\circ$ ist der Einfallswinkel der empfindlichste Parameter der durchgeführten Sensitivitätsanalyse (Abb. 5c).

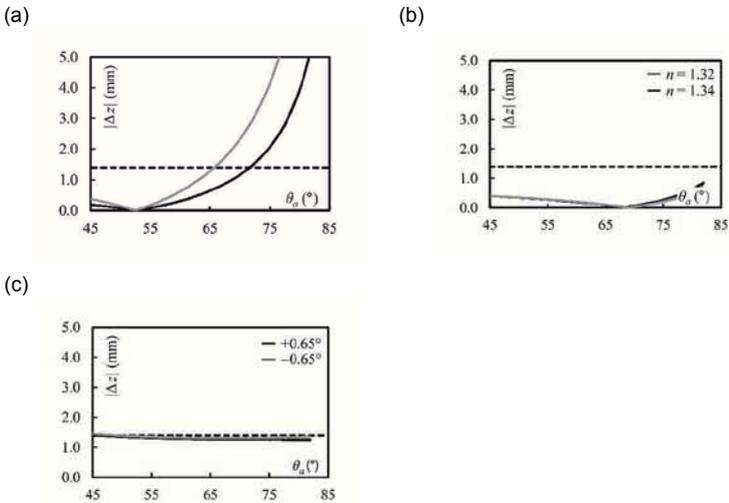


Abb. 5 Absolute vertikale Abweichungen in Bezug auf den Einfallswinkel für: (a) $h_w = 100 \pm 2$ mm (—) und ± 4 mm (---); (b) $n = 1.33 \pm 0.01$; (c) $\Theta_a \pm 0.65^\circ$. (- -) Grenzwert von $|\Delta z| = 1.4$ mm

4 Anwendungsgrenzen & Ausblick

Die notwendige Korrektur der Messwerte aufgrund der Lichtbrechung bedingt die exakte Kenntnis der Wasserspiegellage. In der vorliegenden Untersuchung mit Normalabflussbedingungen lieferte die Messung der Wasserspiegel durch 6 US sowie die Interpolation der Werte auf die jeweiligen Punkte der Laserscans gute Ergebnisse. Bei komplexeren Strömungsbedingungen sind für eine erfolgreiche Korrektur evtl. höher aufgelöste Informationen zu den herrschenden Abflusstiefen notwendig. Dies könnte durch eine grössere Zahl von US oder eine alternative Methode zur flächigen Erfassung der Wasserspiegel, beispielsweise auf photogrammetrischer Basis, erreicht werden.

Die Gegenüberstellung der P15-Messdaten bei trockener Modelloberfläche sowie durch die Wasseroberfläche zeigte deutlich den negativen Einfluss von Einfallswinkeln $> 70^\circ$ auf die Korrektur der Lichtbrechung. Eine gute Alternative stellt hier die über Kopf Montage des TLS dar. Auf diese Weise werden zu flache Einfallswinkel vermieden und der Messbereich für plausible Korrekturen der Lichtbrechung vergrößert.

Die maximale Eindringtiefe der Lichtstrahlen in den Wasserkörper ist stark von der Wellenlänge des verwendeten TLS sowie von der Trübung abhängig. In den Versuchen der VAW wurde die Korrektur der Lichtbrechung bis dato erfolgreich für Wassertiefen bis zu 300 mm bei relativ geringer Trübung (quantitativ nicht gemessen) angewandt. Die Feststellung der maximal möglichen Messstiefe in Abhängigkeit verschiedener Trübungsintensitäten ist Gegenstand weiterer Untersuchungen.

5 Schlussfolgerungen

Die Leica ScanStation P15 mit einer Wellenlänge von 808 nm ist unter typischen Laborbedingungen für die Aufnahme von Topographien durch bewegte Wasseroberflächen gut geeignet. Der Fokus dieser Studie lag auf flussbaulichen Modellversuchen mit Fliesstiefen von bis zu 150 mm, Froude-Zahlen bis zu 0.57 sowie Modellabmessungen von 4 m x 25 m.

Die Qualität und Genauigkeit der mittels Leica P15 aufgenommenen Daten entsprach auf trockenen Oberflächen den Referenzdaten, welche mittels Laserdistanzsensor (Lasertriangulation) aufgenommen wurden. Die Korrektur der Lichtbrechung wurde in 3 Testszenarien erfolgreich durchgeführt und ergab einen mittleren absoluten Höhenfehler von 1.4 mm für Scans auf trockenen Oberflächen und durch bewegte Wasseroberflächen.

Die seitliche Erosion einer Kiesbank sowie Sedimentablagerungen konnten in einer Fallstudie während der Versuchsdurchführung in hoher zeitlicher und räumlicher Auflösung aufgenommen werden. Die vorgestellte Methodik erlaubt somit, die Aufnahme von Sohltopographien während instationärer, morphodynamischer Prozesse und schliesst somit eine Datenlücke im hydraulischen Versuchswesen. Weitere Entwicklungen, wie beispielsweise die Anwendung bei hochdynamischen Prozessen, wie etwa Dammbüche oder die flächige Aufnahme der Wasserspiegel, sind Gegenstand laufender Untersuchungen.

Literatur

- Daimon, M., Masumura, A. (2007). Measurement of the refractive index of distilled water from the near-infrared region to the ultraviolet region. *Applied Optics* 46(18), 3811–3820.
- Frank, P., Hager, W.H. (2014). Spatial dike breach: Accuracy of photogrammetric measurement system, in: A.J. Schleiss, G. De Cesare, M.J. Franca, M. Pfister (Eds.). *Proc. River Flow 2014*. Taylor & Francis Group, London, 1647–1654.
- Friedl, F., Weitbrecht, V., Boes, R.M. (2015). The role of bank erosion in restoration works in gravel-bed rivers, in: E-Proc. 36th *IAHR World Congress*, The Hague, the Netherlands, 1–12.
- Friedl, F., Schneider, J., Hinkelammert, F., Weitbrecht, V. (2016). Through-water terrestrial laser scanning in hydraulic scale models: proof of concept. *J. Hydraulic Research*, in preparation.

- Jerlov, N.G. (1976). *Marine optics*, Elsevier Oceanography Series, Amsterdam, 2nd rev. and enlarged ed. doi:10.1016/S0422-9894(08)70794-3.
- Millard, R.C., Seaver, G. (1990). An index of refraction algorithm for seawater over temperature, pressure, salinity, density, and wavelength. *Deep Sea Research Part A. Oceanographic Research Papers* 37(12), 1909–1926. doi:10.1016/0198-0149(90)90086-B.
- Lague, D., Brodu, N., Leroux, J. (2013). Accurate 3D comparison of complex topography with terrestrial laser scanner: Application to the Rangitikei canyon (N-Z). *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 82(1), 10–26. doi:10.1016/j.isprsjprs.2013.04.009.
- Leica Geosystems AG (2015). Leica ScanStation P15 – Ihr Einstieg in das präzise Laserscanning. Broschüre und technisches Datenblatt. www.leica-geosystems.com.
- Smith, M., Vericat, D., Gibbins, C. (2012). Through-water terrestrial laser scanning of gravel beds at the patch scale. *Earth Surface Processes and Landforms* 37(4), 411–421. doi:10.1002/esp.2254.

Anschrift der Verfasser

Florian Hinkelammert
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich
Hönggerberggring 26
8093 Zürich
hinkelammert@vaw.baug.ethz.ch

Fabian Friedl
friedl@vaw.baug.ethz.ch

Dr. Volker Weitbrecht
weitbrecht@vaw.baug.ethz.ch

Sohltopographische Vermessung im wasserbaulichen Versuchswesen mittels Kinect

Tobias Liepert, Mathias Schlagenhauser, Franz Weiß, Elena von der Straten und Mark Rochlus

Zusammenfassung

Anlässlich des studentischen Praktikums an der Versuchsanstalt für Wasserbau in Oberrach konnte mit der Kinect von Microsoft ein flächiges, kostengünstiges und robustes sohltopographisches Vermessungssystem eruiert werden. Der Kinect-Sensor, gedacht um die Mensch-Maschine-Interaktion mit der Spielekonsole Xbox zu verbessern, liefert einen fortlaufenden Datenstrom an Tiefeninformationen. Die Kinect nutzt hierzu ein modifiziertes strukturiertes Lichtverfahren auf Infrarotbasis, so kann sie unabhängig von der Tageslichtsituation agieren. Im optimalen Messbereich (Entfernungen von 0,6 bis 3 m) erreicht die Kinect sogar Messgenauigkeiten die bislang nur mit sehr viel teureren Messtechniksystemen möglich waren. Auch im Bereich der Messwertverarbeitung setzt Microsoft mit KinectFusion neue Maßstäbe, indem die fortlaufenden Tiefeninformationen der Kinect sukzessive in ein Gesamtmodell integriert werden. So lassen sich selbst komplexe Situationen problemlos aufnehmen.

An einem studentischen Versuchstand wurden die Erosion und Auflandung infolge der Umströmung eines Brückenpfeilers, der in bewegliches Sohlmaterial eingebettet ist, mit der Kinect aufgenommen und ausgewertet. Drei sehr ähnliche Versuchsserien wurden durch dimensionslose Kenngrößen (dimensionsloser Ab- und Auftrag und dimensionslose Kolkentiefe sowie Auflandungshöhe) miteinander verglichen. Sie zeigten eine gute Übereinstimmung. Die abschließende Fehlerbetrachtung lässt erkennen, dass der Kinect-Sensor durchaus für den Einsatz im wasserbaulichen Versuchswesen geeignet ist.

1 Einleitung

Mit dem Praktikumstag an der Versuchsanstalt für Wasserbau in Oberrach, der im Rahmen der studentischen Grundausbildung angeboten wird, bekommen die Studierenden einen Einblick in das wasserbauliche Versuchswesen. Sie durchlaufen verschiedene Stationen, die thematisch und methodisch an den Vorlesungsinhalten anknüpfen. Gelerntes kann durch die Veranschaulichung besser verstanden und verinnerlicht werden.

In der Konzeptionsphase des Versuchsprogramms wurde darauf geachtet, dass die Versuche möglichst einfach und robust aufgebaut sind und auch der finanzielle Aufwand gering gehalten wird. Gleichzeitig sollten die auftretenden Effekte bzw. Phänomene klar erkennbar sein. Zudem sollten die Versuche innerhalb von 30 Minuten durchführbar sein. Den Überlegungen hierzu entsprang unter anderem die Idee des Brückenpfeiler-Kolkversuchs.

Die Realisierung des Brückenpfeiler-Kolkversuchs erfolgte in einem Ausschnittsmodell mit beweglicher Sohle und einem mittig angeordneten Brückenpfeiler. Je nach Anströmsituation ergibt sich eine mehr oder weniger starke lokale Sohlveränderung. Im Rahmen des Praktikums untersucht jede Gruppe eine andere Anströmsituation und dokumentiert die damit einhergehende sohltopographische Änderung.

Zu Visualisierungszwecken bestand darüber hinaus der Wunsch einer 3D sohltopographischen Vermessung. Die eingangs formulierten Anforderungen schlossen eine zeitaufwendige sowie

teure Messwerterfassung (etwa Laserscanning) kategorisch aus. Eine andere Möglichkeit musste gefunden werden. Die Kinect bot eine kostengünstige und einfach handhabbare Alternative. Die ersten sohltopographischen Aufnahmen mit dem Kinect-Sensor offenbarten das Potential, das weit über eine reine Visualisierung hinaus zu reichen schien. Dies bot den Anlass, die Möglichkeiten der Kinect im Rahmen von Abschlussarbeiten (Rochlus 2014; Weiß 2015; Straten 2015), die auch die Datengrundlage dieser Veröffentlichung bilden, tiefergehend zu untersuchen.

Im Folgenden dieser Veröffentlichung werden der Aufbau und die Funktionsweise des Kinect-Sensors beschrieben. Des Weiteren wird auf die Messwertqualität eingegangen und das Aufnahmeverfahren durch KinectFusion kurz erläutert. Es folgt eine detaillierte Beschreibung des Versuchsaufbaus und der Versuchsdurchführung sowie die abschließende Ergebnisvorstellung.

2 Kinect-Sensor

Mit dem Kinect-Sensor wollte Microsoft die Mensch-Maschine Interaktion in der Unterhaltungsindustrie revolutionieren. Schnell entwickelte sich eine sehr aktive und rasch wachsende Gemeinschaft, die den preiswerten 3D Sensor für ihre Vorhaben zweckentfremdete und die Softwareentwicklung vorantrieb. Die Anwendungen, die daraus hervorgingen, reichen vom einfachen 3D Tischscanner bis hin zur virtuellen Kleideranprobe.

2.1 Aufbau

Der Kinect-Sensor ist mit einer RGB-Kamera, einem 3D-Tiefensensor und ein Mikrophon-Array bestückt (siehe Abb. 1 links). Die Audio-Komponenten leisten keinen Beitrag zur Erstellung der 3D-Punktwolken, deshalb werden sie im Folgenden nicht näher betrachtet. Das Herzstück des Kinect-Sensors bildet der 3D-Tiefensensor, der nach dem Prinzip des strukturierten Lichts arbeitet (Han et al. 2013; Freedman et al. 2010). Er besteht aus einem Infrarotprojektor und einer Infrarotkamera (Khoshelham und Elberink 2012; Schares et al. 2012). Durch die Nutzung des Infrarotspektrums arbeitet der 3D-Tiefensensor in einem für das menschliche Auge unsichtbaren Bereich. Eine gleichmäßige Ausleuchtung des aufzunehmenden Bereichs, wie es z. B. Photogrammetrie-Systeme verlangen, ist nicht notwendig (Newcombe et al. 2011a). Probleme bereiten lediglich Wärmequellen, die Strahlung im Nahinfrarotbereich emittieren, z. B. Halogenlampen.

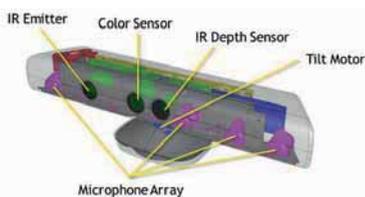


Abb. 1 links: Der Kinect-Sensor mit seinen Bestandteilen (Microsoft); rechts: Beispiel eines projizierten Infrarotmusters (Reichinger 2011)

2.2 Funktionsweise des Kinect 3D-Tiefensensors

Die Bestimmung der räumlichen Koordinaten basiert auf einer Triangulation von Punktverschiebungen (Freedman et al. 2010). Als Referenzpunktmuster dient die Aufnahme einer Ebene mit

definiertem Abstand (Khoshelham und Elberink 2012). Bei der Aufnahme eines Objekts, welches sich vor oder hinter der Referenzebene befindet, kommt es auf Grund der Stereoanordnung von Projektor und Kamera zu einer Verschiebung des aufgezeichneten Punktemusters. Aus der Gegenüberstellung des infrarot projizierten Musters und dem Referenzmuster lassen sich die Verschiebungen der einzelnen Punkte bestimmen, diese werden in sogenannten Disparitätenkarten (engl. disparity maps) gespeichert. In Abb. 2 findet sich das von Khoshelham vorgestellte Disparitäten-Tiefen-Modell der Kinect.

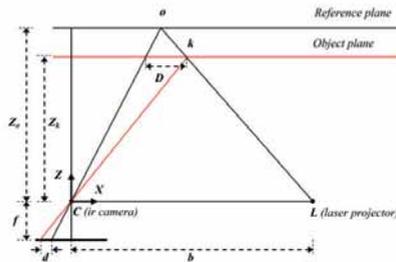


Abb. 2 Disparitäten-Tiefen-Modell der Kinect (Khoshelham und Elberink 2012)

Das pseudozufällige Infrarotprojektionsmuster, welches von zwei Beugungsgittern (engl. diffraction grating) aufgespannt wird, bildet die Grundlage eines modifizierten strukturierten Lichtverfahrens. Als Basis dient ein regelmäßiges orthogonales Gitter (Schaes et al. 2012) welches unregelmäßig ausgedünnt wird. Das Muster muss so aufgebaut sein, dass Ausschnitte daraus auf kleinster Ebene eindeutig zuordenbar bzw. erkennbar sind (Reichinger 2011). Weiter wird vermutet, dass eine geschickte Auswertung der Nachbarschaftsbeziehungen eine globale Identifikation der Punkte-ID und die Bestimmung der Punktlage im Sub-Pixelbereich ermöglicht. Die Vermutungen von Reichinger werden durch die Tatsache bestärkt, dass die Infrarotkamera eine native Auflösung von 1280 x 1024 besitzt (Smisek et al. 2011), der Tiefensensor jedoch nur ein Tiefenbild mit 640 x 480 Pixel liefert (Han et al. 2013).

Der Aufbau der Kinect gestattet es, die Tiefeninformationen zugleich mit dem realen Farbwert zu texturieren, indem synchronisierte Aufnahmen gemacht werden. Die zusätzliche Farbinformation, die über die RGB-Kamera eingespielt werden kann, dient nicht nur dem Verständnis des Betrachters, sondern kann auch von Algorithmen bei der Verarbeitung der Punktwolken genutzt werden (Smisek et al. 2011).

2.2.1 Auflösung und Messwertqualität

Der Abstand vom Tiefensensor ist indirekt proportional zum Quadrat der Auflösung (Khoshelham und Elberink 2012), d. h. mit zunehmenden Abstand zum Sensor reduziert sich die räumliche Auflösung und damit einhergehend auch die Messgenauigkeit und -qualität (Chin et al. 2015; Mallick et al. 2014).

Um die Distanzgenauigkeit und das Rauschverhalten der eingesetzten Kinect zu ermitteln, wurde eine ebene Holzplatte in verschiedenen Abständen zur Kinect aufgenommen und im Anschluss hinsichtlich der zu erreichenden Tiefengenauigkeit und Messqualität ausgewertet. Bei der Ausrichtung der Ebenen wurde darauf geachtet, dass die Bildebene parallel zur Ebene der Holzplatten orientiert ist. Für die Bestimmung der Tiefengenauigkeit wurde aus den

aufgenommenen Ebenen jeweils ein 40 cm² großer Bereich herausgeschnitten, so ließen sich etwaige Störeffekte der Randbereiche entfernen. Sodann erfolgte die Bestimmung des Flächenschwerpunktes des Ebenenausschnitts. Die in Abb. 3 dargestellte Fehlerabweichung des Tiefenbildes ergibt sich aus der Differenz des Flächenschwerpunktes zum tatsächlichen Abstand der Ebene. Zu ähnlichen Erkenntnissen gelangt auch Schares et al. 2012. Im Rahmen der hier vorgestellten Anwendung ist von einem Abstand zwischen Sensor und Aufnahmeobjekt unter eineinhalb Metern auszugehen. Der Messfehler liegt folglich im Millimeterbereich. Ferner ließ sich mit einer verbesserten Kalibrierung des Kinect-Sensors die Messgenauigkeit verbessern (Smisek et al. 2011; Khoshelham und Elberink 2012), was jedoch im Rahmen der aktuellen Untersuchungen nicht versucht wurde.

Des Weiteren wurde das Messrauschen, das durch die Standardabweichung (siehe Abb. 3) charakterisiert wird, bestimmt. Auch hier zeigt sich, dass eine Zunahme des Abstands zwischen Sensor und Objekt mit einer Zunahme des Messwertrauschens verbunden ist, ergo die Messwertqualität abnimmt.

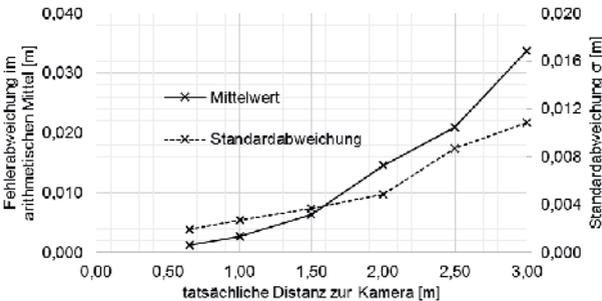


Abb. 3 Bewertung der Distanzgenauigkeit durch Fehlerabweichung im arithmetischen Mittel und Quantifizierung des Rauschverhaltens durch die Standardabweichung

2.3 KinectFusion

Aus den Daten des Tiefensensors lässt sich für jede Aufnahme eine 3D-Punktwolke des aktuell einsehbaren Raumausschnitts erzeugen. Verdeckungen bzw. Abschattungen und außerhalb des Sichtfelds liegende Bereiche, die sich aus der gegenwärtigen Sensorposition ergeben, können demnach nur durch eine Neupositionierung des Sensors sichtbar werden. Mit KinectFusion gelingt es, Punktwolken von unterschiedlichen Aufnahmepositionen des Kinect-Sensors in einem Modell zu vereinen, indem die fortlaufend aufgenommenen Tiefeninformationen praktisch verzögerungsfrei in ein räumliches Gesamtmodell eingebaut werden (Newcombe et al. 2011b). Zur Einarbeitung einer Punktwolke in das Gesamtmodell benötigt KinectFusion vier Arbeitsschritte (Newcombe et al. 2011a; Newcombe et al. 2011b).

1. Konvertierung der Tiefeninformation: Die von der Kinect fortlaufend aufgenommenen Tiefeninformation werden in räumliche Punktkoordinaten umgewandelt und unter Einbeziehung der Nachbarpunkte mit Normalen versehen.
2. Sensorpositionsbestimmung: Zur Bestimmung der räumlichen Sensorposition und -ausrichtung dient ein ICP-Algorithmus (engl. Iterative Closest Point). Dieser richtet die aktuelle Punktwolke an der Vorausgegangen so aus, dass der Abstandsfehler zwischen den beiden Punktwolken minimiert wird. Sofern zwischen zwei Aufnahmen keine allzu

- großen Änderungen auftreten, arbeitet die gewählte Implementierung sehr robust. Als Ergebnis liefert der ICP-Algorithmus die Transformationsmatrix der Sensorposition, wodurch auch die globale Kameraposition festgelegt ist.
3. Volumetrische Integration: Anstelle die Punktwolken direkt oder als Netz zu verarbeiten, werden sie in ein volumetrisches Oberflächenmodell überführt. Im zugehörigen Voxelgitter ist für jeden Voxel ein Abstandswert (von außen positiv und von innen negativ) zur Oberfläche hinterlegt, welcher sich aus dem fortlaufenden gewichteten Mittelwert aller Messungen ergibt. Darüber hinaus lässt sich die Gewichtung durch einen extern vorgegebenen Benutzerparameter beeinflussen. Die Lage der Oberfläche ist durch den Nulldurchgang gekennzeichnet.
 4. Raycasting: Dieses Verfahren wird genutzt, um aus der impliziten Oberflächenbeschreibung Ansichten für die graphische Ausgabe zu rendern. Zudem prädestiniert sich das so gewonnene Modell dank seiner Konsistenz und seinem geringen Rauschverhalten als Referenz für den ICP-Algorithmus.

Die GPU-basierte Implementierung von KinectFusion macht sich die hochparallelisierte Architektur moderner Grafikkarten zu Nutze, was eine Bewältigung der sehr umfangreichen Berechnungen innerhalb weniger Millisekunden ermöglicht. Einziger Nachteil ist der immense Speicherplatzbedarf (Newcombe et al. 2011b). Kinect Fusion ist Bestandteil des KinectSDKs und wird von Microsoft bereitgestellt.

3 Versuchsaufbau und -durchführung

Der Kolkversuch ist in einem 0,525 m breiten und 8,30 m langen horizontalen Gerinne situiert. Im Vorlauf der Untersuchungsstrecke gewährleistet eine Anlaufstrecke aus erosionsstabilem Kleinschotter den kontinuierlichen Übergang zur Sandsohle. Der Bereich der beweglichen Sandsohle ist 2,2 m lang. Dort ist der Brückenpfeiler mittig platziert. Im Anschluss daran befinden sich ein Sandfang und die Unterwasserklappe. Die strömungungünstige Pfeilergeometrie des eingebauten Querellipsoids (Hauptachse 64 mm und Nebenachse 32 mm) ist dem Lehrzweck zuzuschreiben, da für die studentische Grundausbildung eine markant wahrnehmbare Sohländerung innerhalb kürzester Zeit sichtbar werden soll. Zudem wurde der Pfeiler so ausgeführt, dass er kurz oberhalb der Sohle teilbar ist, um die messtechnische Zugänglichkeit zu erleichtern.

Beschreibung der Versuchsdurchführung: Vor jedem Versuch wurde die Sohle eben und mit annähernd gleichem Verdichtungsgrad eingebaut. Zudem wurde im Vorfeld jedes Versuchs auf eine ausreichende Durchmischung geachtet, um der Heterogenität der Kornverteilung, verursacht durch Sortiervorgänge während der Kolkung, entgegenzuwirken. Das Anfahren des Versuchs geschah bei geschlossener Unterwasserklappe und einem Durchfluss von etwa 2-3 l/s, so ließen sich etwaige Einlaufeffekte minimieren. Mit steigendem Wasserspiegel wurde auch der Durchfluss sukzessive erhöht und bis auf 20 l/s gesteigert. Um die Kolkung in Gang zu setzen, wurde die Unterwasserklappe langsam bis zum Erreichen des gewünschten Pegelwerts abgesenkt. Die Bandbreite der Fließgeschwindigkeiten wurde so gewählt, dass einerseits die Sedimentbewegung am Pfeiler einsetzte und andererseits gerade noch keine Flächenerosion auftrat. Die im Folgenden verwendete Angabe der Geschwindigkeit im Versuch bezeichnet stets die mittlere Geschwindigkeit im ungestörten Bereich.

Ausgangs- und Endzustand der Sohltopographie wurden mit dem Kinect-Sensor aufgenommen. Als Aufnahmesoftware kam KinectFusion zum Einsatz. Die räumliche Auflösung, die

Größe des Aufnahmefensters und der volumetrische Gewichtungsfaktor wurden an die Gegebenheiten des Versuchs angepasst. Zudem war während den Aufnahmen achtzugeben, dass die Sensorposition nicht abrupt geändert wurde, denn sonst schlug die Sensorpositionsbestimmung von KinectFusion fehl.

4 Messungen

Die in diesem Paper vorgestellten Messungen entstammen drei unterschiedlichen Messreihen (Rochlus 2014; Weiß 2015; Straten 2015). Diese unterscheiden sich geringfügig in den Versuchsrandbedingungen sowie den erhobenen Daten (siehe Tab. 1).

Tab. 1 Versuchsreihen und ihre Besonderheiten

Versuchsreihenbezeichnung	Besonderheit
Rochlus	Brückenpfeiler war nicht teilbar.
Weiß	Keine Aufnahme des Ausgangszustands.
Straten	Das obere Ende der Versuchsreihe ist auf Grund des zu klein gewählten Aufnahmeausschnitts nur bedingt brauchbar.

4.1 Auswertung

Grundlage der folgenden Auswertung bilden die mit KinectFusion aufgenommenen Punktwolken. Diese wurden in einem ersten Arbeitsschritt horzontriert, von Aufnahmeartefakten befreit und auf den Untersuchungsraum zugeschnitten.

Für die Versuche der Messreihen Rochlus und Straten existieren je zwei Aufnahmen, einerseits der Referenzzustand mit glatter Sohle und andererseits der dokumentierte Endzustand mit dem Kolk. Das Versuchsprogramm wurde so konzeptioniert, dass die Sedimentbewegungen nur im unmittelbaren Umfeld des Brückenpfeilers auftreten, dementsprechend kann von einem lokalen Ereignis ausgegangen werden. Diese Tatsache ließ sich bei der Registrierung (d. h. das zueinander Ausrichten) der Punktwolken nutzen, indem für diesen Vorgang ausschließlich die unveränderten Bereiche herangezogen wurden (d.h. die veränderten Bereiche des Endzustands wurden für die Registrierung ausgeblendet). Die Registrierung erfolgte in zwei Schritten: Zuerst wurde eine manuelle Grobausrichtung vorgenommen, um im Anschluss eine Feinregistrierung (ICP-Algorithmus) durchführen zu können. Zur Erleichterung der manuellen Ausrichtung und besseren Feinregistrierung der sohltopographischen Aufnahmen wurden klar definierte, im Scan gut erkennbare Körper (z.B. Würfel, Rechtecke) im Gerinne befestigt.

Für die Datensätze von Weiß standen keine sohltopographischen Aufnahmen der Ausgangszustände zur Verfügung, weshalb auf ein Ersatzverfahren ausgewichen werden musste. Da der Ausgangszustand der Sohle als Ebene hergestellt worden war, konnte im ungestörten Bereich eine virtuelle Ebene an die Punktwolke angepasst (Methode der geringsten Fehlerquadrate) und die Ausgangssohlage so bestmöglich nachgebildet werden.

4.1.1 Bestimmung der Differenzvolumina, max. Kolktiefe und max. Auflandungshöhe

Nachdem die Punktwolken horiontriert, zugeschnitten und registriert worden waren, konnte mit der Bestimmung der Differenzvolumina begonnen werden. Hierzu wurde mit dem in CloudCompare als Plug-In enthaltenen M3C2-Algorithmus (Lague et al. 2013) der vorzeichenbehaftete, vertikale Abstand zwischen Ausgangs- und Endsohlage errechnet (negativer Abstand: Erosion; positiver Abstand: Auflandung). Als Ergebnis lag dann für jeden Punkt des Ausgangszustandes die vertikale Differenz (Endzustand minus Ausgangszustand) als zusätzliches Attribut vor. Jedoch musste das Ergebnis der Abstandsbestimmung im Bereich des Pfeilers nachbearbeitet werden, da die zu unpräzise Erfassung der komplexen Geometrie keine saubere, eindeutige Abstandsbestimmung ermöglichte. Die vertikalen Wände des Pfeilers führten zu unsinnigen Abstandswerten, woraufhin der Bereich des Pfeilers manuell zu Null gesetzt wurde.

Im Anschluss daran wurde die Punktwolke mit den Differenzinformationen gleichmäßig (1mm) gerastert und das entstandene 2,5D Feld (X, Y, Differenzinformation) über das gesamte Gebiet integriert. Hierbei wurde zwischen negativen und positiven Differenzvolumina unterschieden, um die Erosion und Auflandung getrennt quantifizieren zu können. Die in Abb. 4 a) dimensionslos aufgetragenen Ab- und Auftragsvolumina vermitteln ein konsistentes Bild. Die bewegten Volumina wachsen quadratisch mit Zunahme der Fließgeschwindigkeit.

Es ist anzumerken, dass durch die Festlegung der Vertikalen als Richtung bei der Differenzbildung Informationen über etwaige, zwischen den Aufnahmen entstandene überhängende Bereiche oder senkrechte Wände, verloren gehen. Solche Geländeformen treten bei den untersuchten Kolkvorgängen jedoch praktisch nicht auf, so dass dies keine Einschränkung darstellt.

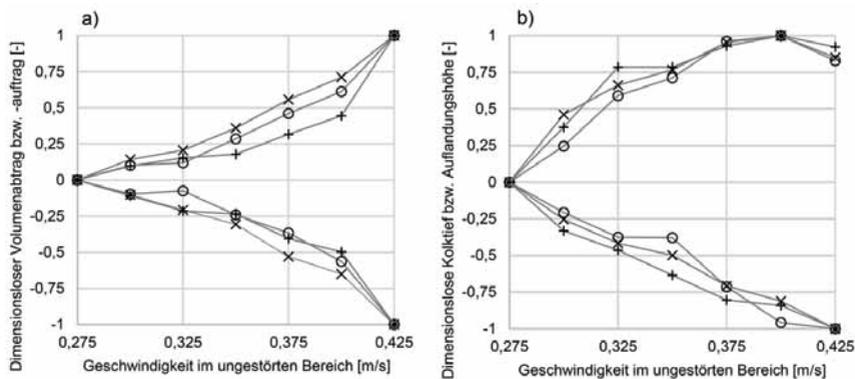


Abb. 4 Ergebnisse aus den Versuchsreihen von Rochlus, Weiß und Straten: a) Dimensionslose Ab- und Auftragsvolumina b) Dimensionslose Kolktaef und Auflandungshöhe

Als weitere Messgrößen lassen sich aus der Abstandsermittlungen die maximalen Kolktaefen sowie die maximalen Auflandungshöhen entnehmen, dimensionslos dargestellt in Abb. 4 b). Auch hier zeigen alle Versuchsreihen ein ähnliches Verhalten. Die Kolktaef wächst linear mit Zunahme der Geschwindigkeit. Anders verhält sich hingegen die Auflandung, die ihr Maximum bereits bei einer Geschwindigkeit von 0,4 m/s erreicht.

Kolkungsprozesse an Pfeilern, insbesondere an zylindrischen Pfeilern, waren und sind des Öfteren Gegenstand wissenschaftlicher Untersuchungen (Diab et al. 2010). Im Allgemeinen hat es sich bewährt, für die Ergebnisdarstellung dimensionslose Kenngrößen zu benutzen. In Abb. 5 sind die Ergebnisse der hier vorgestellten Untersuchungen in dimensionsloser Form wiedergegeben. Belastbare Aussagen lassen sich hieraus jedoch nur schwerlich ableiten, da die Anzahl der Versuche zu gering ist.

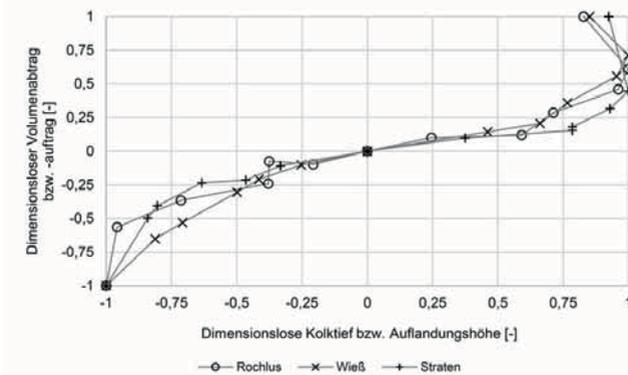


Abb. 5 Dimensionslose Volumina (Ab- bzw. Auftrag) aufgetragen über die korrespondierenden dimensionslosen Höhen (Kolk tiefe bzw. Auflandung)

4.1.2 Quantifizierung des Messfehlers

Im Weiteren soll die Frage, inwieweit der Kinect-Sensor zur sohltopographischen Vermessung im wasserbaulichen Versuchswesen geeignet ist, beleuchtet werden. Als Beurteilungskriterium wird das Differenzvolumen von Erosion und Auflandung im ungestörten Bereich herangezogen. Bei dem untersuchten Kolkvorgang handelt es sich um ein lokales, auf die unmittelbare Umgebung des Pfeilers begrenztes Phänomen. Demzufolge existiert aber auch ein ungestörter Bereich, in dem weder Auflandung noch Abtrag stattfinden. Aufgrund von Messungenauigkeiten und einer fehlerbehafteten Registrierung kommt es jedoch auch dort zu virtuellen Sohlveränderungen.

Die absoluten Unterschiede sind in Abb. 6 a) dargestellt. Die Untersuchungen von Rochlus zeigen die größten Abweichungen und sind fast doppelt so groß, wie die der beiden anderen Versuchsreihen. Die Ursache war der in den Untersuchungsraum hineinragende Pfeiler, der massive Abschattungen hervorrief. Im Nachgang wurde der Versuchsaufbau deshalb so modifiziert, dass der Pfeiler nunmehr kurz oberhalb der Sohle abgetrennt werden kann. Ferner lässt die Auswertung des absoluten Messfehlers darauf schließen, dass bei einer sorgfältigen Aufnahme und Auswertung der absolute Fehler nahezu konstant bleibt.

Der relative Fehler, aufgetragen in Abb. 6 b), fällt mit Zunahme des Kolkvolumens. Ob die Qualität der sohltopographischen Aufnahme der Kinect ausreicht, dürfte stark von der Anwendung und jeweiligen Zielvorstellung abhängen

5 Ausblick

Die Kinect ermöglicht eine schnelle und relativ präzise Vermessung. Es ist geplant eine erneute Versuchsreihe mit einer kalibrierten Kinect durchzuführen. Zudem soll auch das Nachfolgergerät, die KinectOne, näher untersucht werden, verspricht diese doch eine noch präzisere Tiefenmessung.

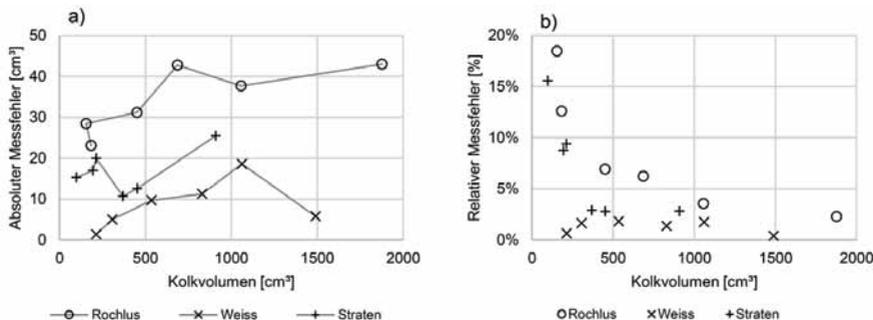


Abb. 6 a) Absoluter Messfehler und b) Relativer Messfehler aufgetragen über das Kolkvolumen

6 Literaturverzeichnis

Chin, Lim Chee; Basah, Shafriza Nisha; Yaacob, Sazali; Din, Mohamad Yazid; Juan, Yeap Ewe (2015): Accuracy and reliability of optimum distance for high performance Kinect Sensor. In: 2nd International Conference on Biomedical Engineering (ICoBE). Penang, Malaysia, S. 1–7.

Diab, Reda; Link, Oscar; Zanke, Ulrich (2010): Geometry of developing and equilibrium scour holes at bridge piers in gravel. In: *Can. J. Civ. Eng.* 37 (4), S. 544–552. DOI: 10.1139/L09-176.

Freedman, Barak; Shpunt, Alexander; Machline, Meir; Arieli, Yoel (2010): DEPTH MAPPING USING PROJECTED PATTERNS. Angemeldet durch PRIME SENSE LTD (Tel Aviv, IL). Veröffentlichungsnr: 20100118123.

Han, Jungong; Shao, Ling; Xu, Dong; Shotton, Jamie (2013): Enhanced computer vision with Microsoft Kinect sensor: a review. In: *IEEE transactions on cybernetics* 43 (5), S. 1318–1334. DOI: 10.1109/TCYB.2013.2265378.

Khoshelham, Kourosh; Elberink, Sander Oude (2012): Accuracy and resolution of Kinect depth data for indoor mapping applications. In: *Sensors (Basel, Switzerland)* 12 (2), S. 1437–1454. DOI: 10.3390/s120201437.

Lague, Dimitri; Brodu, Nicolas; Leroux, Jérôme (2013): Accurate 3D comparison of complex topography with terrestrial laser scanner: Application to the Rangitikei canyon (N-Z). In: *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 82, S. 10–26. DOI: 10.1016/j.isprsjprs.2013.04.009.

Mallick, Tanwi; Das, Partha Pratim; Majumdar, Arun Kumar (2014): Characterizations of Noise in Kinect Depth Images: A Review. In: *IEEE Sensors J.* 14 (6), S. 1731–1740. DOI: 10.1109/JSEN.2014.2309987.

Microsoft (Hg.): Kinect for Windows Sensor Components and Specifications.

Newcombe, Richard A.; Davison, Andrew J.; Izadi, Shahram; Kohli, Pushmeet; Hilliges, Otmar; Shotton, Jamie et al. (2011a): KinectFusion: Real-time dense surface mapping and tracking. In: 2011 IEEE International Symposium on Mixed and Augmented Reality. Basel, S. 127–136.

Newcombe, Richard A.; Izadi, Shahram; Hilliges, Otmar; Molyneaux, David; Kim, David; Davison, Andrew J. et al. (2011b): KinectFusion: real-time 3D reconstruction and interaction using a moving depth camera. In: Jeff Pierce (Hg.): Proceedings of the 24th annual ACM symposium on User interface software and technology. New York, NY: ACM.

Reichinger, Andreas (2011): Kinect Pattern Uncovered. Online verfügbar unter <https://azttm.wordpress.com/2011/04/03/kinect-pattern-uncovered/>.

Rochlus, Mark (2014): Entwicklung und Tauglichkeitsuntersuchung eines Verfahrens zur quantitativen Bestimmung von Kolkereignissen im physikalischen Modell mit Hilfe der Kinect. Bachelor Thesis. Technische Universität München.

Schares, Jean-Marc; Hoegner, Ludwig; Stilla, Uwe (2012): Geometrische Untersuchung zur Tiefengenaugigkeit Geometrische Untersuchung zur Tiefengenaugigkeit des Kinect-Sensorsystems. In: 32. Wissenschaftlich-Technische Jahrestagung der DGPF. Erdblicke – Perspektiven für die Geowissenschaften. Unter Mitarbeit von Eckhardt Seyfert (Publikationen der Deutschen Gesellschaft für Photogrammetrie, Fernerkundung und Geoinformation (DGPF) e.V., 21), S. 372–380.

Smisek, Jan; Jancosek, Michal; Pajdla, Tomas (2011): 3D with Kinect. In: 2011 IEEE International Conference on Computer Vision Workshops, S. 1154–1160.

Straten, Elena von der (2015): Vergleich des durch die Kinect 1 und Kinect 2 aufgenommenen Brückenkolkvolumens an zwei physikalischen Modellen und ihre Skalierbarkeit. Bachelor Thesis. Technische Universität München, München.

Weiß, Franz (2015): Vergleichsanalyse der Kinect 1 und Kinect 2 in Bezug auf die Volumenbestimmung von Kolkereignissen im physikalischen Modell. Bachelor Thesis. Technische Universität München, München.

Anschrift der Verfasser

Tobias Liepert

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Arcisstraße 21, D-80333 München

tobias.liepert@tum.de

Mathias Schlagenhauser

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Obernach 59 1/3, D-82432 Walchensee

mathias.schlagenhauser@tum.de

Messung von Sedimentflüssen in periglazialen Stauseen mit Wasserproben, LISST und ADCP

Daniel Ehrbar, Lukas Schmocker, David Vetsch, Robert Boes und Michael Döring

Zusammenfassung

Der Rückzug der Gletscher aufgrund des Klimawandels eröffnet der Wasserkraft neue Perspektiven. Im periglazialen Umfeld ergeben sich jedoch neue Herausforderungen an die Konstruktion, den Betrieb und den Unterhalt von Wasserkraftanlagen. Insbesondere das Abflussregime sowie der Sedimenttransport werden sich in den nächsten Dekaden stark verändern und sind schwer abzuschätzen. Da durch den Gletscherrückzug leicht erodierbarer Untergrund freigelegt wird, ist mit einer Zunahme der Stauraumverlandung im alpinen Raum zu rechnen. Verschiedene Stauseen sind bereits heute hohen Verlandungsraten ausgesetzt, bei anderen wird eine Beschleunigung der Verlandung festgestellt.

Die Stauraumverlandung wird durch die Sedimentflüsse im Stausee bestimmt. Diese Transportprozesse werden zurzeit im Rahmen eines Forschungsprojekts im Griessee studiert, einem der höchstgelegenen Stauseen der Schweiz mit einem zu 48% vergletscherten Einzugsgebiet. Eine Kombination von Wasserproben, *Laser in-situ Scattering Transmissometry* (LISST) und *Acoustic Doppler Current Profiler* (ADCP) wird verwendet, um die Sedimentflüsse mit hoher räumlicher Auflösung zu untersuchen.

Die Messkampagne im Sommer 2015 hat gezeigt, dass sowohl Korngrößenverteilung als auch Schwebstoffkonzentration im Stausee relativ konstant sind. Ein Grossteil der Schwebstoffe gehört zur Silt-Fraktion. Die Mediane der Durchmesser (d_{50}) wurden zu ca. 5 und 10 μm bestimmt. Die mittleren Schwebstoffkonzentrationen liegen bei ca. 80 mg/l. Mit ADCP-Messungen konnte zudem ein Trübestrom erfasst werden.

In diesem Beitrag werden Ergebnisse der Messkampagne vom 18. August 2015 diskutiert. 15 Wasserproben, ein LISST-Profil und zwei ADCP-Transsekte werden analysiert. LISST- und ADCP-Messungen werden mit den Wasserproben verglichen. Die neuartigen Möglichkeiten, aber auch die Anwendungsgrenzen von LISST und ADCP werden gezeigt.

1 Einleitung

In den nächsten Jahrzehnten werden die Zuflüsse in periglaziale Stauseen erst zu- und später abnehmen. Der Übergang zwischen diesen beiden Phasen ist vom Vergletscherungsgrad, dem gesamten Eisvolumen und der Verteilung des Eisvolumens in verschiedene Höhenlagen des Einzugsgebiets abhängig (Farinotti *et al.* 2012). Die sich zurückziehenden Gletscher legen unbewachsene, leicht erodierbare Vorfelder frei. Die mobilisierten Sedimente können in stromabwärts liegende Stauseen transportiert und darin deponiert werden (Geilhausen *et al.* 2013). 70 bis 100% dieser Sedimente sind typischerweise Schwebstoffe (Jenzer Althaus 2011), welche im gesamten See abgelagert werden können. Das Schwebstoff-Aufkommen ist im Wesentlichen durch deren Verfügbarkeit gesteuert, d.h. die hydraulischen Bedingungen für den Transport sind von untergeordneter Bedeutung (Stott & Mount 2007). Deshalb wird der Sedimenteintrag in Stauseen zukünftig voraussichtlich zunehmen, wenn im Einzugsgebiet der Anteil an nicht vergletscherten Flächen zunimmt.

Stauraumverlandung ist ein wichtiger Aspekt von Stauseen im periglazialen Umfeld. Die Stauanlage Gebidem unterhalb des Grossen Aletschgletschers würde beispielsweise ohne Gegenmassnahmen innerhalb von 20 bis 30 Jahren komplett verlanden (Meile *et al.* 2014). Weltweit nimmt die Netto-Speicherkapazität derzeit ab, weil die Stauraumverlandung schneller voranschreitet als neuer Speicherplatz geschaffen wird (Auel & Boes 2012). Die Stauraumverlandung führt jährlich zu Ersatzinvestitionen von 13 bis 19 Billionen (10^{12}) US-\$ (Schleiss *et al.* 2010).

Die Sedimentflüsse im Stausee bestimmen dessen Verlandungsprozesse. Massgebende Parameter sind, unter anderen, die Korngrössenverteilung, die Schwebstoffkonzentration und die Fließgeschwindigkeiten. Neue Messtechnik-Entwicklungen wie die Laser in-situ Scattering Transmissometry (LISST) oder Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) bieten neue Möglichkeiten, diese Parameter zu untersuchen. Bis anhin wurden nur wenige Messungen mit diesen Geräten in Gletscherseen durchgeführt (u.a. Kostschuk *et al.* (2005) und Menczel & Kostschuk (2013) oder Hodder & Gilbert (2007) und Hodder (2009)). Ein Grund dafür mag die Tatsache sein, dass diese Messtechniken bei jeder Messung sorgfältig kalibriert und validiert werden müssen. Dazu können z.B. Wasserproben verwendet werden, die wiederum aufwendig entnommen und im Labor analysiert werden müssen.

Im Rahmen des vorliegenden Projekts wurden Sedimentflüsse in drei verschiedenen Schweizer Stauseen untersucht. Erstmals wurde dazu eine systematische Kombination von Wasserproben, LISST und ADCP angewendet. Dadurch wurde ein detaillierter Einblick in die Sedimentflüsse in periglazialen Stauseen möglich. In diesem Beitrag werden LISST- und ADCP-Messungen im Griessee präsentiert und diskutiert. Die Daten wurden in zwei Messkampagnen im Sommer und Herbst 2015 erhoben. Die erste fand bei Teilstau auf gut der Hälfte des nutzbaren Bereichs statt, die zweite bei Vollstau. Die LISST- und ADCP-Daten werden mit Wasserproben verglichen und die Anwendungsgrenzen der Messverfahren aufgezeigt.

Die Messdaten werden anschliessend für die Kalibrierung und Validierung eines numerischen Modells verwendet. Dieses soll in der Lage sein, die Stauraumverlandung über einen langen Zeitraum (mehrere Jahrzehnte) abzubilden. Für Prognose-Rechnungen sollen verschiedene Klimaszenarien als Randbedingung angewendet werden.

2 Methoden

2.1 Messkampagne

Die Feldmessungen wurden am Griessee durchgeführt. Er ist einer der höchstgelegenen Stauseen der Schweiz: der Vollstau liegt bei 2'386.5 m ü.M., der minimale Betriebswasserspiegel bei 2'350 m ü.M. Die maximale Wassertiefe erreicht 66 m. Die Seefläche beträgt 0.6 km², das Seevolumen 18 hm³.

Der Griessee liegt unterhalb des Griessgletschers (Abb. 1). 48% des rund 10 km² grossen Einzugsgebiets sind derzeit vergletschert. Bourban & Papilloud (2015) beschreiben den erwarteten Gletscherrückzug: Der Gletscher verliert jährlich rund 20-25 m an Länge und 2-3 m an Mächtigkeit. Bis 2070 wird der Gletscher vollständig abgeschmolzen sein (Farinotti *et al.* 2012). Der Griessee ist stark vom Gletscherrückzug und dem dadurch verstärkten Sedimentaufkommen betroffen.

Aufgrund von Baumassnahmen musste der Griessee im Sommer 2015 abgesenkt werden (Abb. 1). Dies ermöglichte eine Beprobung des Seegrunds und die Kartierung der Sedimentablagerungen. Zwei Messkampagnen, eine bei etwa mittlerem Füllstand, wurden im Sommer und Herbst 2015 durchgeführt. In diesem Beitrag werden nur Daten der ersten Messkampagne vom 18. August 2015 diskutiert. An diesem Tag war der Seestand auf 2'373.3 m ü.M. Es war regnerisch, der Zufluss vom Gletscher resp. dessen Vorfeld betrug rund 1.5 m³/s. Die Wassertemperatur betrug rund 7°C.



Abb. 1 Griessee am 2. Juli 2015, Blick von Nordost nach Südwest Richtung Griesgletscher

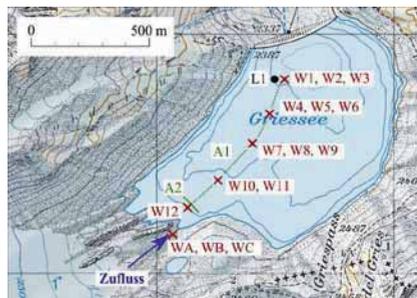


Abb. 2 Messorte ¹

- x Wasserproben WA-C und W1-W12
- LISST-Messung L1
- ⋯ ADCP-Transsekt A1
- ADCP-Transsekt A2

2.2 Messtechnik

2.2.1 Wasserproben

Die Lage der verschiedenen Messpunkte und -profile im See sowie der Wasserprobenentnahme ist in Abb. 2 dargestellt. 15 Wasserproben wurden entnommen und hinsichtlich Korngrößenverteilung und Schwebstoffkonzentration untersucht. Drei Proben wurden dem Zufluss entnommen („WA-WC“), zwölf aus dem Stausee („W1-W12“). Die Probenahme erfolgte mit einer 2 l-Niskin-Flasche. Die Entnahmestellen liegen im LISST-Profil resp. den ADCP-Transsekten. Aus operativen Gründen konnten die Proben nur in Tiefen zwischen 1 und 20 m entnommen werden.

Die Korngrößenverteilung der Wasserproben wurde im Labor mit einem Horiba Partica LA-950 Laser-Diffraktometer bestimmt. Die Schwebstoffkonzentration wurde mit einem Wiegeverfahren mit einer Mettler Toledo XPE205 Präzisionswaage ermittelt. Das Analyse-Verfahren ist in Ehrbar *et al.* (2016) detailliert beschrieben.

2.2.2 LISST

Laser in-situ Scattering Transmissometry (LISST) ist ein Produktname von Sequoia Scientific, Inc. Damit wird ein eintauchbares Laser-Diffraktometer bezeichnet, welches gleichzeitig die Korngrößenverteilung und Schwebstoffkonzentration im Wasser misst. Im Rahmen der Messkampagne wurde ein LISST-100X Typ C eingesetzt. Dieses Gerät kann bis in 300 m Tiefe ein-

¹ Karte reproduziert mit Bewilligung der swisstopo (JA100120)

gesetzt werden. Im *Post-Processing* wurde die sog. „randomly shaped particle inversion method“ angewandt. Die Anwendungsgrenzen beschränken sich auf Körner zwischen 1.9 und 381 μm und Schwebstoffkonzentrationen zwischen 1 und rund 750 mg/l. Ein 90%-Pfadreduktionsmodul (PRM) erlaubte es, auch höhere Konzentrationen zu messen. Neben Korngrößenverteilung und Schwebstoffkonzentration können mit LISST Parameter wie Transmission, Absorption, Tiefe und Temperatur gemessen werden. Die generelle Funktionsweise von LISST ist in Andrews *et al.* (2011) zusammengefasst. Die Anwendungsgrenzen und Genauigkeit werden in Felix *et al.* (2013) diskutiert. In diesem Beitrag wird ein vertikales LISST-Profil gezeigt. Die Lage des Profils ist in Abb. 2 mit „L1“ markiert. Das Gerät wurde von Hand langsam vom Boot auf den Seegrund abgesenkt. Pro Sekunde wurde eine Messung durchgeführt. Gemäss Haun *et al.* (2015) sollten LISST-Geräte für Transmissionswerte zwischen 0.3 und 0.98 eingesetzt werden.

2.2.3 ADCP

ADCP-Messungen (*Acoustic Doppler Current Profiler*) wurden mit einem *RiverSurveyor M9* von SonTek durchgeführt. Dieses Gerät verfügt über 9 *beams* mit Frequenzen von 3 und 1 MHz, abhängig von der Wassertiefe, und einem vertikalen Echolot von 0.5 MHz. Der ADCP wurde auf ein *Hydro Board* montiert und im „*real-time mode*“ betrieben. Er war an ein D-GPS gekoppelt, was eine Positionsbestimmung in Metergenauigkeit ermöglichte. Es wurden Messungen in Transsekten durchgeführt. Die Lage der Transsekte „A1“ und „A2“ ist in Abb. 2 dargestellt. Transsekt A1 liegt zwischen Zufluss und linkem Widerlager der Staumauer in Fließrichtung, Transsekt A2 unmittelbar beim Zufluss quer zur Fließrichtung. Messgrößen in verschiedenen Tiefen sind: (i) Fließgeschwindigkeiten, (ii) *Signal-to-Noise ratio* (SNR) und (iii) Wassertiefe. Unter optimalen Bedingungen misst der ADCP Fließgeschwindigkeiten ab 0.2 m bis in 40 m Tiefe. Der Seegrund kann bis in 80 m Wassertiefe detektiert werden. Im Griessee konnten Geschwindigkeits-Messungen bis ca. 30 m Tiefe vorgenommen werden. Die SNR kann verwendet werden, um Schwebstoffkonzentrationen abzuschätzen, wie z. B. Jay *et al.* (1999), Alvarez & Jones (2002) oder Moore (2011) gezeigt haben. Kostaschuk *et al.* (2005) und Xu *et al.* (2014) haben ADCP-Daten verwendet, um Trübeströme im See resp. Ozean zu untersuchen.

3 Resultate

3.1 Wasserproben

Drei Wasserproben (WA-WC) wurden im Zufluss entnommen. Die Korngrößenverteilung ist in Abb. 3 dargestellt. Der grösste Anteil der Schwebstoffe ist Silt (Schluff), Ton und Feinsand machen nur einen kleinen Anteil aus. Der Median der Partikel-Durchmesser (d_{50}) ist 12.7 μm , die mittlere Schwebstoffkonzentration beträgt 1281 mg/l.

Zwölf Wasserproben (W1-W12) wurden im Griessee in Tiefen zwischen 1 und 20 m entnommen (Abb. 2). Aufgrund der niedrigen Schwebstoffkonzentrationen konnten die Proben W1, W4 und W7-10 hinsichtlich der Korngrößenverteilung nicht ausgewertet werden, da die Messmethode einen minimalen Schwebstoffanteil von circa 80 mg/l verlangt. Die analysierten Proben zeigen ebenfalls eine klare Dominanz der Silt-Fraktion. Der Median der Durchmesser (d_{50}) beträgt 7.2 μm . Die Schwebstoffkonzentration der Proben W1-W10 ist annähernd konstant bei 81 mg/l. Die Proben W11 und W12 wurden knapp über dem Grund des Stausees nahe dem Zufluss entnommen und haben grössere Schwebstoffkonzentrationen von 151 bzw. 274 mg/l.

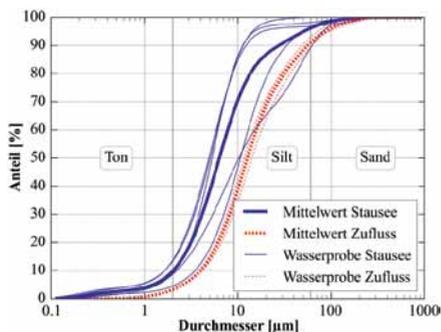


Abb. 3 Korngrößenverteilung der analysierten Wasserproben (WA-WC, W2-W3, W5-W6, W11)

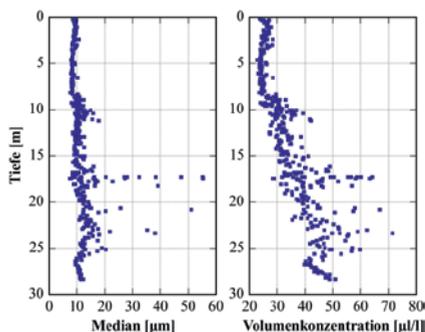


Abb. 4 LISST-Profil L1 mit Median (d_{50}) der Korndurchmesser (links) und Volumenkonzentration (rechts)

3.2 LISST

Ein LISST-Profil wurde beim linken Widerlager der Staumauer über die gesamte Wassertiefe von 28 m aufgezeichnet („L1“ in Abb. 2). Der Median der Korndurchmesser ist beinahe konstant über die gesamte Tiefe (Abb. 4). In Tiefen von rund 17, 21 und 23 m treten abrupt deutlich grössere Korndurchmesser auf. Es ist noch unklar, ob es sich dabei um tatsächliche Signale oder nur um Ausreisser handelt. Falls Werte grösser als 20 μm als Ausreisser interpretiert werden, ergibt sich ein Median von 11,3 μm .

Die LISST-Messungen weisen mit zunehmender Tiefe einen Anstieg der Volumenkonzentration von 25 auf 50 μl auf (Abb. 4). Die Umrechnung von Volumen- auf Massenkonzentration erfolgt über die Dichte der Schwebstoffe. Mit einer Dichte von 2650 kg/m^3 ergeben sich Schwebstoff-Massenkonzentrationen von 66 bis 132 mg/l .

3.3 ADCP

Die mittleren Fließgeschwindigkeiten in Transsekt A1 betragen 47 mm/s . Die mittleren vertikalen Fließgeschwindigkeiten waren annähernd null. In Transsekt A2 nahe dem Zufluss waren die mittleren Fließgeschwindigkeiten mit 206 mm/s deutlich höher.

Die *Signal-to-Noise Ratio* (SNR) ist ein Nebenprodukt von ADCP-Messungen. Im vorliegenden Fall ist die Bezeichnung nicht eindeutig, da der ADCP von SonTek nicht den Quotienten (engl. „ratio“) von Signal und Rauschen ausgibt, sondern die Differenz von Signal minus Rauschen. Abb. 5 zeigt die SNR-Werte von Transsekt A1. Allgemein gilt, dass die SNR-Werte nahe der Wasseroberfläche mit bis zu 50 dB relativ hoch sind, mit zunehmender Tiefe aber abnehmen. Beim Zufluss nehmen die SNR-Werte in der Nähe des Seegrunds wieder zu. In Transsekt A2 (Abb. 6) sind die SNR-Werte nahe der Wasseroberfläche mit bis zu 80 dB höher als in Transsekt A1. Da das Grundrauschen des verwendeten ADCP nicht eindeutig definiert ist, sind alle Messwerte dargestellt. Im Allgemeinen wird bei ADCP-Messungen das Grundrauschen bei 3 dB angesetzt (SonTek 2000).

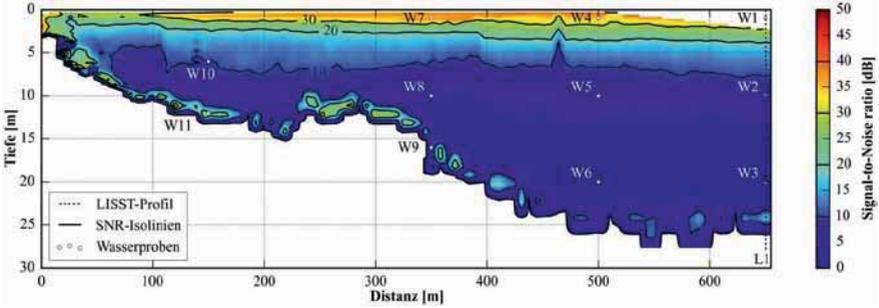


Abb. 5 SNR-Werte der ADCP-Messungen in Transsekt A1 mit Lage der Wasserproben W1-W11 und des LISST-Profiles L1

4 Diskussion

4.1 Wasserproben

Die Analyse der Wasserproben hat gezeigt, dass mehr als 80% der in den Stausee eingetragenen Schwebstoffe Silt sind. Ton ist von untergeordneter Bedeutung, Sand wird vermutlich eher als Geschiebe transportiert.

Im Stausee konnte keine ausgeprägte Veränderung der Korngrößenverteilung ausgemacht werden. Die Körner sind nur marginal feiner als im Zufluss. Der Median der Durchmesser liegt im Bereich weniger Mikrometer; die Messwerte liegen zwischen 4.9 und 10.6 μm , mit einem Gesamtmedian von 7.2 μm . Die grössten Körner haben Durchmesser im Bereich von 100 μm . Die (laminare) Sinkgeschwindigkeit solcher (kugelförmiger) Körner kann mit folgender Gleichung nach Stokes (1) (z.B. in Douglas *et al.* 1995) berechnet werden:

$$v = \frac{2}{9} \cdot \frac{\rho_p - \rho_f}{\lambda} \cdot g \cdot r^2, \quad (1)$$

mit v = Sinkgeschwindigkeit eines Partikels [m/s], ρ_p = Dichte des Partikels [2650 kg/m³], ρ_f = Dichte des Fluids [1000 kg/m³], λ = dynamische Viskosität des Fluids [0.0014 kg/(s·m)], g = Erdbeschleunigung [9.81 m/s²] und r = Radius des Partikels [50·10⁻⁶ m]. Ein Schwebstoffkorn mit einem Radius von 50 μm hat eine theoretische Sinkgeschwindigkeit von 6.4 mm/s. Solche Körner treten auch nahe dem Damm oberflächennah als Schwebstoffe auf. Sie bleiben in Schwebelage, weil die Turbulenz dem gravitationsbedingten Absinken entgegenwirkt. Die mittlere vertikale Geschwindigkeit ist null, doch aufgrund der Turbulenz können Schwankungen auftreten. Die mittleren Schwankungen der vertikalen Geschwindigkeit müssen im Bereich von wenigen mm/s liegen, damit die Körner mit 100 μm Durchmesser nicht absinken. Beobachtungen von Hutter *et al.* (2011) stimmen damit überein.

Wasserproben ermöglichen die belastbarsten Messungen. Die Entnahme und Analyse dieser Proben ist aber zeit- und arbeitsintensiv, weshalb eine zeitlich oder räumlich hochaufgelöste Messreihe damit nicht realistisch ist. Trotzdem sind diese Daten unerlässlich für die Kalibrierung und Validierung von LISST- und ADCP-Daten.

4.2 LISST

Die Korngrößenverteilung kann nicht vollständig mit dem LISST-100X erfasst werden, da Körner kleiner als 1.9 μm oder grösser als 381 μm nicht analysiert werden. Somit entfällt die Ton- und Sandfraktion bei LISST-Messungen. Trotzdem können charakteristische Durchmesser wie z.B. der Median ermittelt werden, da ein grosser Teil der Sedimente innerhalb des Anwendungsbereichs des LISST liegt. Der mit LISST ermittelte Median der Durchmesser (11.3 μm) stimmt gut mit den Werten aus den Wasserproben W2 und W3 überein (10.2 und 4.9 μm), welche in 10 und 20 m Tiefe an derselben Stelle entnommen wurden.² Eine signifikante Veränderung in der Korngrößenverteilung in Abhängigkeit der Tiefe konnte nicht beobachtet werden. Unregelmässigkeiten in 17, 21 und 23 m Tiefe können nicht eindeutig begründet werden.

Die gemessenen Schwebstoffkonzentrationen (66 bis 132 mg/l) stimmen ebenfalls gut mit den Wasserproben W1-W3 überein (der Mittelwert der Wasserproben W1-W3 beträgt 84 mg/l). Die Umrechnung von Volumen- auf Massenkonzentration mit einer Dichte von 2650 kg/m³ ergibt plausible Resultate. Wie auch beim Median der Durchmesser treten auch bei den Volumenkonzentrationen Schwankungen auf, welche wahrscheinlich durch Effekte der Turbulenz verursacht werden. Solche Beobachtungen sind auch von Haun *et al.* (2013) dokumentiert worden.

Die Transmissionswerte liegen zwischen 0.86 und 0.94. Diese Werte sind relativ hoch; optimal wären Werte im gesamten zulässigen Bereich von 0.3 bis 0.98. Die hohen Transmissionswerte sind einerseits eine Konsequenz der relativ tiefen Schwebstoffkonzentrationen, andererseits aber auch des 90%-Pfadreduktionsmoduls (PRM). Das PRM ist notwendig, um innerhalb eines Trübestroms mit hohen Schwebstoffkonzentrationen zu messen. Ausserhalb davon ist es in grossen Teilen des Stausees eher nachteilig.

Für die geplante Messkampagne 2016 wird das PRM daher entfernt. Stationäre Messungen in gleicher Tiefe sollen eine weitere Quantifizierung der turbulenten Einflüsse ermöglichen. Haun *et al.* (2015) verglichen Resultate von einer stationären und einer mobilen Messung und erhielten deutliche Unterschiede in Schwebstoffkonzentration (bis zu 9% Abweichung) und Median der Durchmesser (bis zu 19%). Die Mittelung mehrerer Messungen in derselben Tiefe sollte verlässlichere Daten ergeben.

LISST-Daten sind wertvoll, weil sich gleichzeitig Korngrößenverteilung und Schwebstoffkonzentration unabhängig voneinander erfassen lassen. Die einfache Handhabung des Geräts und die zielgerichtete Datenbearbeitung sind weitere wesentliche Vorteile. LISST-100X kann im „real-time mode“ betrieben werden, d.h. Unregelmässigkeiten im Profil können sofort erkannt werden und es können Wasserproben an dieser Stelle entnommen werden. Ein Nachteil ist der eingeschränkte Anwendungsbereich.

4.3 ADCP

Es ist nicht möglich, Korngrößenverteilungen mit einem ADCP mit nur einer Frequenz herzu-leiten. Guerrero *et al.* (2011) haben gezeigt, dass dies aber bereits mit einer Kombination von zwei Frequenzen möglich ist.

Schwebstoffkonzentrationen können mit den SNR-Daten abgeschätzt werden. Dazu sind in der Literatur verschiedene Ansätze vorhanden. Die einfachsten Formulierungen verbinden SNR-

² Wasserprobe W1 in 1 m Tiefe konnte aufgrund der geringen Schwebstoffmenge nur hinsichtlich Schwebstoffkonzentration untersucht werden; eine Analyse der Korngrößenverteilung war nicht möglich

Daten direkt mit der Schwebstoffkonzentration. Sie berücksichtigen keine Übertragungsverluste, weshalb sie nur auf SNR-Daten im Nahbereich des ADCP angewendet werden sollten. Alvarez & Jones (2002) schlagen folgenden (nicht dimensionsreinen) Ansatz vor:

$$C = 10^{1.1186 + 0.0245 \cdot SNR}, \quad (2)$$

mit C = Schwebstoffkonzentration [mg/l] und SNR = *Signal-to-Noise ratio* [dB]. Die Wasserproben W1, W4 und W7 liegen im Nahbereich des ADCP. SNR-Werte betragen dort rund 35 dB (Abb. 5), was gemäss Gl. (2) zu Schwebstoffkonzentrationen von $C = 95$ mg/l führt. Dies liegt nahe beim mittels Wasserproben gemessenen Wert von durchschnittlich 80 mg/l. Abb. 5 und Abb. 6 zeigen, dass die SNR-Werte bei W11 und W12 deutlich höher sind: der SNR-Wert beträgt rund 55 dB bei W12, was in $C = 292$ mg/l resultiert. Tatsächlich beträgt die Schwebstoffkonzentration in dieser Wasserprobe 274 mg/l. Bei der Messung bei W11 müssen aufgrund der grossen Distanz zum ADCP auch Übertragungsverluste berücksichtigt werden. Die Wasserprobe W11 weist eine Schwebstoffkonzentration von 151 mg/l auf, welche ebenfalls deutlich erhöht ist. Das qualitative Bild der ADCP-Messung wird dadurch bestätigt.

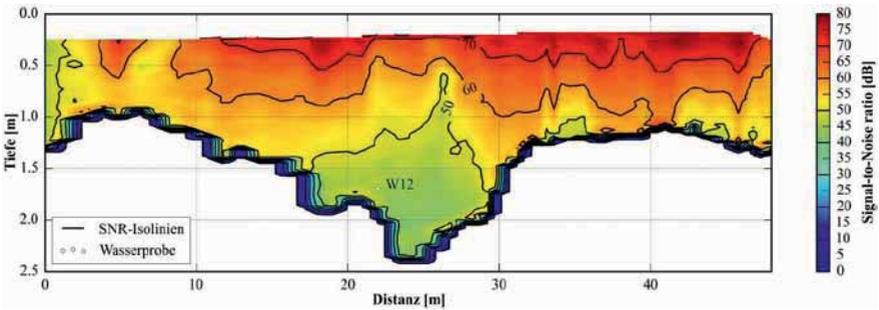


Abb. 6 SNR-Werte der ADCP-Messungen in Transsekt A2 mit Lage der Wasserprobe W12

Die SNR-Werte in grösserer Distanz zum ADCP können auch verwendet werden, doch sie müssen mit drei Arten von Übertragungsverlusten korrigiert werden: (i) Streuung, (ii) Absorption durch Wasser und (iii) Absorption durch Sediment. Urlick (1975) präsentierte mit seiner SONAR-Gleichung (3) einen Ansatz, um diese drei Übertragungsverluste zu berücksichtigen:

$$SNR_{korr} = SNR + 20 \cdot \log_{10} R + 2 \cdot \alpha_W \cdot R + 2 \cdot \alpha_S \cdot R, \quad (3)$$

mit SNR_{korr} = korrigierte *Signal-to-Noise ratio* [dB], SNR = gemessene *Signal-to-Noise ratio* [dB], R = Distanz [m], α_W = Absorptionskoeffizient von Wasser [dB/m] und α_S = Absorptionskoeffizient der Schwebstoffe [dB/m]. Diese korrigierten SNR-Werte erlauben nun eine Abschätzung der Schwebstoffkonzentration in einer Distanz R vom ADCP-Gerät. Moore (2011) präsentiert Ansätze, um die beiden Absorptionskoeffizienten α_W und α_S zu ermitteln. Der Absorptionskoeffizient von Wasser ist eine Funktion der Wassertemperatur und der ADCP-Frequenz. Der Absorptionskoeffizient der Schwebstoffe ist eine Funktion der ADCP-Frequenz, der Dichten von Wasser und der Schwebstoffe, der Schallgeschwindigkeit im Wasser, dem Radius der Schwebstoffe und der Schwebstoffkonzentration. Im Allgemeinen wird α_S über eine statistische oder empirische Beziehung ermittelt, wie das z.B. Wood & Teasdale (2013) vorschlagen, und hängt sowohl von der Korngrössenverteilung als auch der Schwebstoffkonzentration ab.

Die Korrektur der SNR-Werte infolge Streuung ($20 \cdot \log_{10} R$) hat im Fall des Griessees den grössten Einfluss. Die Korrektur durch die Absorption infolge Wasser ($2 \cdot \alpha_W \cdot R$) ist eine Grössenordnung kleiner. Die Korrektur durch die Absorption infolge Schwebstoffe ($2 \cdot \alpha_S \cdot R$) ist wiederum eine Grössenordnung kleiner (Ehrbar *et al.* 2016). Die absoluten Werte sind kleiner als 1 dB und somit unter dem (angenommenen) Grundrauschen. Einerseits kann die Korrektur des SNR-Signals aufgrund der geringen Schwebstoffkonzentrationen und der kleinen Korndurchmesser dadurch vernachlässigt werden, andererseits können aber auch keine quantitativen Aussagen über Schwebstoffkonzentrationen aufgrund des SNR-Signals in grösseren Tiefen gemacht werden. Qualitative Aussagen sind möglich, wie Abb. 5 zeigt: Die Höhe und Ausbreitungsstrecke eines Trübestroms kann beispielsweise erfasst werden.

ADCP-Messungen bieten einmalige Vorteile: Sie sind nicht intrusiv, haben eine hohe zeitliche und räumliche Auflösung und erlauben die zeitgleiche Messung der Fließgeschwindigkeiten in verschiedenen Tiefen. SNR-Daten können verwendet werden, um Schwebstoffkonzentrationen abzuschätzen. Die Daten können mit vergleichsweise geringem Aufwand erfasst werden. Leider ist die Umwandlung von SNR-Daten in Schwebstoffkonzentrationen immer noch ein Problem: die Korngrößenverteilung und Schwebstoffkonzentration muss bekannt sein, um die Absorption infolge der Schwebstoffe zu quantifizieren. Iterative Technologien sind verfügbar, aber ihr Anwendungsbereich ist limitiert. Wasserproben sind die beste Möglichkeit, um ADCP-Daten zu kalibrieren. Eine simultane Entnahme von Wasserproben und ADCP-Messung ist aber praktisch kaum möglich.

5 Schlussfolgerungen

Der Rückzug der Gletscher bestimmt die Entwicklung der Gletscher-Vorfelder. Leicht erodierbare Sedimente werden freigelegt, können mobilisiert und in Stauseen stromab verfrachtet werden. Die Stauraumverlandung im periglazialen Umfeld ist somit mit dem Gletscherrückgang resp. dem Klimawandel verbunden. Diese Prozesse werden zurzeit am Griessee untersucht, einem der höchstgelegenen Stauseen der Schweiz mit einem zu 48% vergletscherten Einzugsgebiet.

Die Analyse von Wasserproben hat gezeigt, dass sowohl im Zufluss als auch im Stausee ein Grossteil der Schwebstoffe in der Silt-Fraktion liegt. Die Mediane der Durchmesser (d_{50}) liegen zwischen ca. 5 und 10 μm . Die Korngrößenverteilungen zeigen, mit Ausnahme des unmittelbaren Stauwurzelbereichs, keine ausgeprägte räumliche Variation innerhalb des Stausees. Die durchschnittliche Schwebstoffkonzentration liegt bei 80 mg/l und ist ebenfalls relativ konstant im gesamten Stauraum. Höhere Schwebstoffkonzentrationen treten nahe beim Zufluss und in einem Trübestrom nahe dem Seegrund auf. Die Schwebstoffkonzentrationen können dort bis zu 240 mg/l erreichen.

Messungen der Korngrößenverteilung und Schwebstoffkonzentrationen mit einem LISST-100X stimmen gut mit den Wasserproben überein. Obwohl nicht die gesamte Korngrößenverteilung erfasst werden konnte, können charakteristische Durchmesser wie der Median (d_{50}) berechnet werden, da ein Grossteil der Schwebstoffe innerhalb des Messbereichs liegen. In der nächsten Messkampagne werden mit LISST die natürliche Variabilität und turbulente Schwankungen von Korngrößenverteilung und Schwebstoffkonzentrationen untersucht.

ADCP-Messungen mit einem *RiverSurveyor* M9 liefern nicht nur Fließgeschwindigkeiten, sondern auch SNR-Daten, welche für die Abschätzung der Schwebstoffkonzentrationen verwendet werden können. Die Korngrößenverteilung kann mit einem ADCP mit nur einer Frequenz je-

doch nicht erfasst werden. Ein Trübestrom konnte mit ADCP-Messungen detektiert und qualitativ dokumentiert werden. Wasserproben haben die höheren Schwebstoffkonzentrationen in diesem Strom bestätigt. Aufgrund der kleinen Korndurchmesser und der geringen Schwebstoffkonzentrationen sind die Aussagen der ADCP-Messungen im Fall des Griessees jedoch eher qualitativer Natur.

Wasserproben bilden die qualitativ hochwertigste Datengrundlage. Aufgrund der zeit- und arbeitsintensiven Datengewinnung muss deren Anzahl jedoch meistens beschränkt werden. LISST-Messungen bieten den einmaligen Vorteil einer gleichzeitigen Messung von Korngrößenverteilung und Schwebstoffkonzentration. Ihr Messbereich ist aber auf Silt und feinen Sand beschränkt. Die Schwebstoffe im Griessee sind hauptsächlich in diesem Bereich. LISST-Daten können mit geringerem Aufwand als Wasserproben erhoben werden, sind jedoch aufwändiger als ADCP-Messungen.

Die Kombination der drei Messtechniken – Wasserproben, LISST und ADCP – ist geeignet, um Sedimentflüsse in periglazialen Stauseen zu untersuchen. Messungen in zwei weiteren Stauseen und zusätzliche Messungen im Griessee werden einen vertieften Einblick in die Transportprozesse der Schwebstoffe in Stauseen mit stark vergletscherten Einzugsgebieten ermöglichen.

Dank

Das Projekt wird von Schweizer Nationalfonds (SNF) im Rahmen des Nationalen Forschungsprogramms NFP 70 „Energiewende“ finanziert (Projekt-Nummer 153927). Es ist Teil des Swiss Competence Center for Energy Research – Supply of Electricity (SCCER-SoE). Die Messkampagne wurde durch Ofima / Kraftwerk Aegina AG und die HYDRO Exploitation unterstützt.

Literatur

- Alvarez, L. G. & Jones, S. E. (2002). Factors influencing suspended sediment flux in the upper Gulf of California. *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 54(4): 747-759.
- Andrews, S. W., Nover, D. M., Reuter, J. E. & Schladow, S. G. (2011). Limitations of laser diffraction for measuring fine particles in oligotrophic systems: Pitfalls and potential solutions. *Water Resources Research* 47(5): 1-12.
- Auel, C. & Boes, R. M. (2012). Sustainable reservoir management using sediment bypass tunnels. *Proc. 24th ICOLD Congress, Kyoto, Japan*. International Commission on Large Dams (ICOLD).
- Bourban, G. & Papilloud, E. (2015). Gries: a global approach example for hydropower reservoir sedimentation management. *Proc. HYDRO 2015, Bordeaux, France*.
- Douglas, J. F., Gasiorek, J. M. & Swaffield, J. A. (1995). *Fluid Mechanics* (3rd Edition). Longman Group Limited.
- Ehrbar, D., Schmocker, L., Vetsch, D. F., Boes, R. M. & Döring, M. (2016). Measuring sediment fluxes in periglacial reservoirs using water samples, LISST and ADCP. *Proc. International Symposium on River Sedimentation, Stuttgart, Germany*. (eingereicht)
- Farinotti, D., Usselman, S., Huss, M., Bauder, A. & Funk, M. (2012). Runoff evolution in the Swiss Alps: projections for selected high-alpine catchments based on ENSEMBLES scenarios. *Hydrological Processes* 26(13): 1909-1924.

- Felix, D., Albayrak, I. & Boes, R. M. (2013). Laboratory investigation on measuring suspended sediment by portable laser diffractometer (LISST) focusing on particle shape. *Geo-Marine Letters* 33(6): 485-498.
- Geilhausen, M., Morche, D., Otto, J. & Schrott, L. (2013). Sediment discharge from the proglacial zone of a retreating alpine glacier. *Zeitschrift für Geomorphologie* 57(2): 29-53.
- Guerrero, M., Szupiany, R. N. & Amsler, M. (2011). Comparison of acoustic backscattering techniques for suspended sediments investigation. *Flow measurement and Instrumentation* 22(5): 392-401.
- Haun, S., Kjærås, H., Løvfall, S. & Olsen, N. R. B. (2013). Three-dimensional measurements and numerical modelling of suspended sediments in a hydropower reservoir. *Journal of Hydrology* 479: 180-188.
- Haun, S., Rüther, N., Baranya, S. & Guerrero, M. (2015). Comparison of real time suspended sediment transport measurements in river environment by LISST measurements in stationary and moving operation mode. *Flow Measurement and Instrumentation* 41: 10-17.
- Hodder, K. R. (2009). Flocculation: a key process in the sediment flux of a large, glacier-fed lake. *Earth Surface Processes and Landforms* 34(8): 1151-1163.
- Hodder, K. R. & Gilbert, R. (2007). Evidence for flocculation in glacier-fed Lillooet Lake, British Columbia. *Water Research* 41(12): 2748-2762.
- Hutter, K., Wang, Y. & Chubarenko, I. P. (2011). *Physics of Lakes. Volume 3: Methods of Understanding Lakes as Components of the Geophysical Environment*. Springer.
- Jay, D. A., Orton, P., Kay, D. J., Fain, A. & Baptista, A. M. (1999). Acoustic Determination of Sediment Concentrations, Settling Velocities, Horizontal Transports and Vertical Fluxes in Estuaries. *Proc. IEEE 6th Working Conference on Current Measurement*, San Diego, USA.
- Jenzer Althaus, J. (2011): *Sediment Evacuation from Reservoirs through Intakes by Jet Induced Flow*. Thesis 4927, Communication N°45 (A. Schleiss, ed.), LCH, EPF Lausanne
- Kostaschuk, R., Best, J., Villard, P., Peakall, J. & Franklin, M. (2005). Measuring flow velocity and sediment transport with an acoustic Doppler current profiler. *Geomorphology* 68(1): 25-37.
- Meile, T., Bretz, N.-V., Imboden, B. & Boillat, J.-L. (2014). *Reservoir sedimentation management at Gebidem dam (Switzerland)*. In: Schleiss, A. J., de Cesare, G., Franca, M. J. & Pfister, M. (Eds.) *Reservoir Sedimentation*. Taylor & Francis Group London.
- Menczel, A. & Kostaschuk, R. (2013). *Interfacial Waves as Coherent Flow Structures associated with Continuous Turbidity Currents: Lillooet Lake, Canada*. In: Venditti, J. G., Best, J. L., Church, M. & Hardy, R. J. (Eds.) *Coherent Flow Structures at Earth's Surface*. John Wiley & Sons, Ltd.
- Moore, S. A. (2011). *Monitoring flow and fluxes of suspended sediment in rivers using side-looking acoustic Doppler current profilers*. Doktorarbeit, Université de Grenoble.
- Schleiss, A., de Cesare, G. & Jenzer Althaus, J. (2010). Verlandung der Stauseen gefährdet die nachhaltige Nutzung der Wasserkraft. *Wasser, Energie, Luft* 102(1): 31-40.
- SonTek (2000). *SonTek/YSI Acoustic Doppler Profiler*. Technical Documentation.
- Stott, T. & Mount, N. (2007). Alpine proglacial suspended sediment dynamics in warm and cool ablation seasons: implications for global warming. *Journal of Hydrology* 332(3): 259-270.

Urlick, R. J. (1975). *Principles of Underwater Sound*. McGraw Hill.

Wood, M. S. & Teasdale, G. N. (2013). *Use of Surrogate Technologies to Estimate Suspended Sediment in the Clearwater River, Idaho, and Snake River, Washington, 2008-10*. Scientific Investigations Report.

Xu, J. P., Sequeiros, O. E. & Noble, M. A. (2014). Sediment concentrations, flow conditions, and downstream evolution of two turbidity currents, Monterey Canyon, USA. *Deep Sea Research Part I: Oceanographic Research Papers* 89: 11-34.

Anschrift der Verfasser

Daniel Ehrbar, Dr. Lukas Schmocker, Dr. David F. Vetsch, Prof. Dr. Robert M. Boes
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) ETH Zürich
Hönggerberggring 26
CH-8093 Zürich
ehrbar@vaw.baug.ethz.ch (Daniel Ehrbar)

Dr. Michael Döring,
ZHAW Life Sciences und Facility Management
Institut für Umwelt und Natürliche Ressourcen
Grüental, Postfach
8820 Wädenswil
michael.doering@zhaw.ch

Hybridmodellierung von komplexen Freispiegelströmungen

Nils Rüther und Øyvind Pedersen

Zusammenfassung

Hybridmodellierung im Wasserbau hat sich über die letzten 5 bis 10 Jahre stark etabliert. Mit Hybridmodellierung ist die gleichzeitige physikalische und numerische Modellierung eines wasserbaulichen Problems gemeint. In dem vorliegenden Beitrag werden die Vorteile dieser Methode zur Hybridmodellierung anhand eines Beispiels erklärt. In diesem Beispiel geht es um die Hybridmodellierung einer Pegelmessstation in Holtålen, Norwegen. Es werden Zwischenergebnisse des Projektes „FlomQ“ präsentiert. In diesem Projekt geht es hauptsächlich um die Verringerung der Unsicherheiten in Hochwasservorhersagen.

1 Einleitung

Zuverlässige Wasserstands-Abfluss Beziehungen (Abflussganglinien) sind für die Berechnung der Bemessungshochwasser unerlässlich. Da aber Feldmessungen im Hochwasserfall mit erheblichen Schwierigkeiten aufgrund von Sicherheitsrisiken verbunden sind, und entsprechende extreme Hochwasser nur selten auftreten, werden die Wasserstands-Abflussbeziehungen für höhere Abflüsse oftmals durch Extrapolation der Wasserstands-Abflussganglinie für niedrige Abflüsse gewonnen (Leopold and Maddock, 1953). Diese Vorgehensweise kann zu signifikanten Fehlern führen wenn entsprechende Informationen für höhere Abflüsse nicht vorliegen (Di Baldassarre and Montanari, 2009). In den letzten Jahrzehnten ist man deswegen dazu übergegangen diese Verhältnisse in einem physikalischen Modellversuch zu untersuchen. Da diese Methode aufwendig und kostenintensiv ist, wird parallel die Funktionsfähigkeit eines numerischen Modells für diesen Anwendungsbereich getestet, validiert und zur Erhebung weiterer Messdaten benutzt. Hierzu wird das kommerzielle dreidimensionale CFD Programm StarCCM+ von CD-Adapco verwendet, welches die Reynolds-gemittelten Navier Stokes Gleichungen mit der finiten Volumen Methode sowie dem klassischen $k-\epsilon$ Turbulenzmodell löst und die freie Wasseroberfläche mit Hilfe der „Volume of Fluid“ Methode darstellt. Durch die Kalibrierung und Validierung des numerischen Modells anhand von Natur- und Modelldaten können somit auch extremste Abflüsse modelliert werden, die selbst im physikalischen Modell nicht mehr möglich sind. Somit kann die Wasserstands-Abflussbeziehung aus der Natur und dem physikalischen Modell mit Werten aus der numerischen Simulation erweitert werden. Diese Technik wird als Hybridmodellierung bezeichnet. Mit dieser Methode können dann auf relativ einfache Weise andere Pegelmessstationen überprüft und ggf verbessert werden. Die in diesem Artikel präsentierten Ergebnisse sind Zwischenergebnisse im Rahmen des Projektes „FlomQ“ und umfassen sowohl die Erkenntnisse aus den physikalischen Modelluntersuchungen als auch aus der numerischen Simulation.

2 Projektgebiet

Die Pegelmessstation ist im Fluss Gaula in Mittelnorwegen auf etwa 265 m NHN. gelegen Die mittlere Strömung an der Stelle ist $17 \text{ m}^3/\text{s}$, während das mittlere jährliche Hochwasser knapp $200 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt (Diese Zahlen sind bezogen auf die Datenreihe von 1961-1990). Der Wasserstand wird am rechten Ufer des Flusses, ca. 30 m oberstrom des Überfalls, gemessen. Kurz oberstrom des Überfalls macht der Fluss dann eine scharfe Kurve mit 90° Grad nach rechts.. Der sich anschließende Pool weist einen Höhenunterschied von ca 10 m auf. Der

Fluss macht dann einen 90° Grad Drehung nach links bevor die Strömung wieder beschleunigt wird und gerade weiter aus um eine Kiesbank herum fliesst. Hier passiert der Fluss eine natürliche Engstelle, die bei starken Hochwasserereignissen die hydraulische Kontrolle übernimmt. Dies hat zur Folge, dass der Wasserstand unterstrom der natürlichen Überfallkante bei Hochwasser steigt, und bei sehr grossen Hochwassern kann der Wasserstand über dieselbige hinweg ansteigen. Die Lage der Druckmesssonde wird im folgenden als Messpunkt A bezeichnet werden. Bei kleinen Durchflüssen dient der Überfall als hydraulische Kontrolle für den Bereich oberstrom in dem sich die Druckmesssonde befindet. Messpunkt A ist auf der Innenseite der Kurve und hinter einigen Felsen gelegen. Diese Lage garantiert ruhigen Gewässern, und gibt gute Messbedingungen bei niedrigen Abflüssen. Höhere Abflüsse stellen eher ein Problem dar, weil sich durch die lokalen Verhältnisse genau an dieser Stelle ein Wechselsprung durch einen überströmten Felsen bildet. Bei Abflüssen höher als die mittlere Jahresfluss ergaben die Messungen im physikalischen Model, dass die Strömung um den Punkt A (Abb. 1), durch den oben erwähnten Wechselsprung stark gestört wird. Die Modellierung hat auch gezeigt, dass ein geeigneterer Standort für die Druckmesssonde bei hohen Abflüssen auf der rechten Seite des Flusses befindet. Dieser Punkt wird im Folgenden als Punkt B bezeichnet (Abb. 1). Die in den Punkten 1- 5 in Abbildung 1 gemessenen Wasserstandsdaten werden in diesem Beitrag nicht betrachtet.

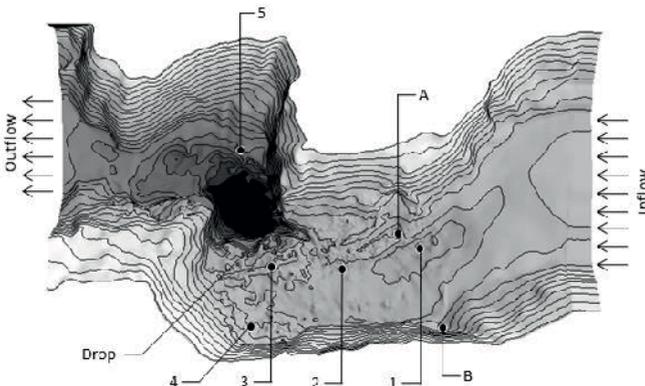


Abb. 1 Übersicht des modellierten Flussabschnittes. Fliessrichtung von rechts nach links.

2.1 Erstellung des digitalen Geländemodels

Um die Geometrie des zu untersuchenden Abschnittes sauber in ein digitales Geländemodell zu wandeln zu können, wurden mehrere Messmethoden angewandt. Zunächst wurden Daten einer LiDAR-Befliegung ausgewertet. Die Punkte wurden hauptsächlich zur Auswertung der trockenen Seitenflächen des Flussschlauches benutzt. Die Punktdichte war allerdings nicht so gross, um die wichtigen Details der Geometrie im Bereich des Überfalls abzubilden. In diesen Bereichen wurde ein terrestrischer Laserscanner (Abb. 2 links) mit einer sehr hohen Punktdichte eingesetzt. Für die Bereiche unter Wasser wurde ein Echolot eingesetzt. Das eingesetzte Echolot ist der vertikale Strahl eines ADCPs, welches auf einer schwimmenden Plattform in Form eines Kayaks bewegt wurde. Um eine genaue Position bei der jeweiligen Tiefenmessung des Echolotes zu erlangen, wurde das ADCP mit einem Reflektor ausgestattet, der die jeweilige

Position im Zusammenspiel mit einem elektronischen Theodoliten bestimmt (Abb. 2, rechts). Da die niedrigste Abflüsse am Standort im Winter und Frühjahr vor Schneeschmelze zu beobachten sind, wurden in dieser Zeit der größte Teil der Messkampagne durchgeführt. Die terrestrischen Laserscans wurden zuletzt durchgeführt, da diese weitestgehend schneefreie Bedingungen erfordern.



Abb. 2 Messmethoden zur Erstellung des digitalen Geländemodells, links: terrestrischer 3D Laserscanner, rechts: GPS kombiniert mit Echolotmessung

Die durch die verschiedenen Messverfahren entstandenen Punktwolken wurden zusammengesetzt und zu einem digitalen Geländemodell verschnitten. Eine zweidimensionale Draufsicht ist in Abbildung 1 dargestellt. Die Strömungsrichtung ist von rechts nach links. Die in der Abbildung als dunkel grau bis schwarz markierten Bereiche sind in der Geometrie tiefer als die Hellen. So kann man deutlich den flachen Einlaufbereich sehen der dann nach dem Überfall in den tiefen Poolbereich übergeht, und dann wieder flach ausläuft.

2.2 Erstellung des physikalischen Modells

Für den Bau des physikalischen Modells im Maßstab 1: 17,5 mit den Maßen 6,9 x 4,3 Meter wurde eine neue, innovative Technik verwendet. Das oben erwähnte digitale Geländemodell dient als Eingangsdaten für eine CNC Fräse. Diese CNC-Maschine fräste die Geländeoberfläche aus einem Verbundmaterial, welches dann in mehreren Teilen in das Wasserbaulabor der NTNU transportiert wurde. Das verwendete Material für CNC-Fräsen waren ein PVC-Strukturschaumkern mit einer Dichte von 60 kg/m^3 . Die Oberfläche, die dem Fräsen ausgesetzt war, wurde anschliessend mit einem Epoxydharz beschichtet. Nach der Zusammensetzung dieser Blöcke zu dem physikalischen Modell, konnte die Wasserstands-Abflussbeziehung für Abflüsse bis zu einem Modellabfluss von 500 l/s im physikalischen Modell bestimmt werden (Abb. 4).



Abb. 3 Fräsvorgang für die Geometrie des physikalischen Modells

Das Modell ist mit Druckanschlüssen an den Punkten A, B und 1-5 bestückt (Abb. 1). Die Druckanschlüsse sind mit Glaszylinder verbunden in denen der Wasserstand mit einem Punkt Messer abgelesen werden. Die Punktlehren sind lesbar zu 0.1mm Präzision. Da die Druckanschlüsse in der Unterseite der Modellgeometrie angeordnet sind, entspricht der Wasserstand im Zylinder dem statischen Druck (piezometrisch). Zusätzlich zu den Druckanschlüssen wurden der Wasserstand auch direkt in Punkt B und 1-4 unter Verwendung von Ultraschall Messgeräte gemessen. Alle Ultraschallaufnahmen sind über mindestens 120 s der Modelllaufzeit gemittelt und bei stationären Bedingungen erreicht worden war..

Die Experimente wurden mit einer konstanten Abflussverhältnissen gefahren. Um zu überprüfen, ob ein Gleichgewichtszustand erreicht wurde, wird die Druckdifferenz zwischen Punkt A und Punkt B gemessen. War die Differenz über einen Zeitraum von 60 sec konstant, so konnte von einem stationären Zustand ausgegangen werden.

In Abbildung 5 sieht man die gleiche Draufsicht des Flussschnittes wie in Abbildung 1. Allerdings ist das hier gezeigte Foto eine Draufsicht der fertigen physikalischen Modells mit laufenden Wasser. Markant hier zu beobachten, den Überfall über die Kante und den kleinen Wechselsprung in Messpunkt A.

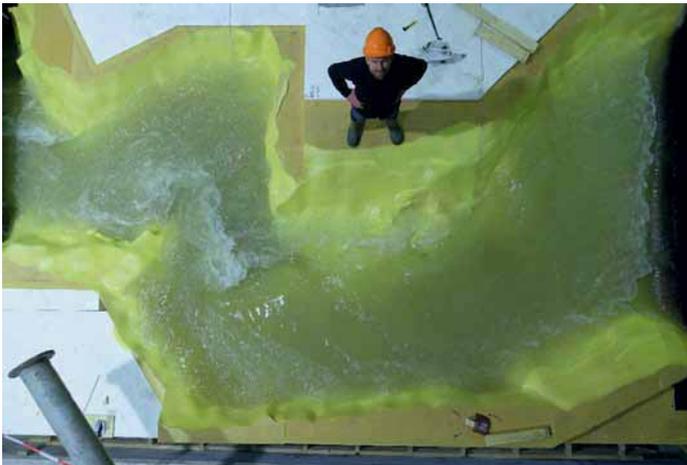


Abb. 4 Mit Wasser befülltes, physikalischem Model von oben, Strömung von rechts nach links

3 3D numerisch Modellierung

Die Modellierung wird mit dem kommerziellen CFD-Software -Star- CCM + durchgeführt . Das Modell löst die Reynolds gemittelten Navier Stokes Gleichungen (RANS Gleichungen) für Mehrphasenströmungen auf einem Finite-Volumen-Gitter. Ein $k-\epsilon$ Modell wird für Turbulenzmodellierung und die Schliessung des Gleichungssystems verwendet. Die Wasserspiegellage wird mit der sogenannten „Volume of Fluid“ Methode berechnet (Hirt and Nichols, 1981). In Abbildung 6 wird die Wasserspiegellage mit den vorherrschenden Geschwindigkeiten in dem digitalen Geländemodell dargestellt. Je roter die Darstellung ist desto schneller fließt das Wasser. Quantitativ kann man hier sehr schön sehen wie gut das numerische Modell in der Lage ist, die vorherrschenden Verhältnisse zu berechnen.

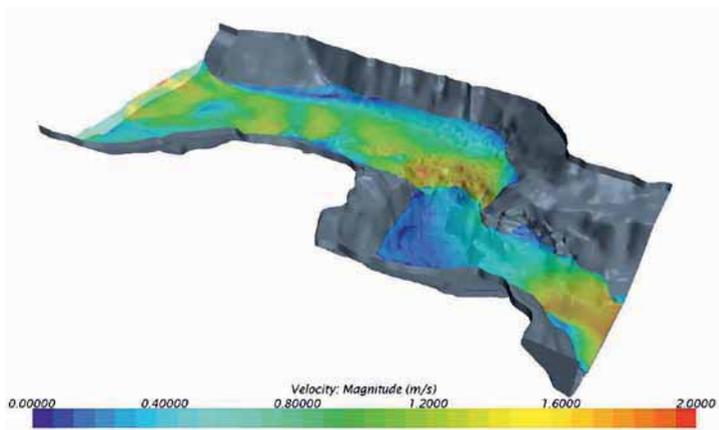


Abb. 5 In ein numerisches Gitter umgewandeltes digitales Gelände Model als Grundlage für die hydraulische Strömungsberechnung

4 Vergleich der Resultate

In Abbildung 6 sind die Ergebnisse aus der Messung im Feld, im physikalischen Model und aus der numerischen Berechnung dargestellt. Auf der x-Achse ist der Durchfluss und auf der y-Achse die Wasserspiegellage aufgetragen.

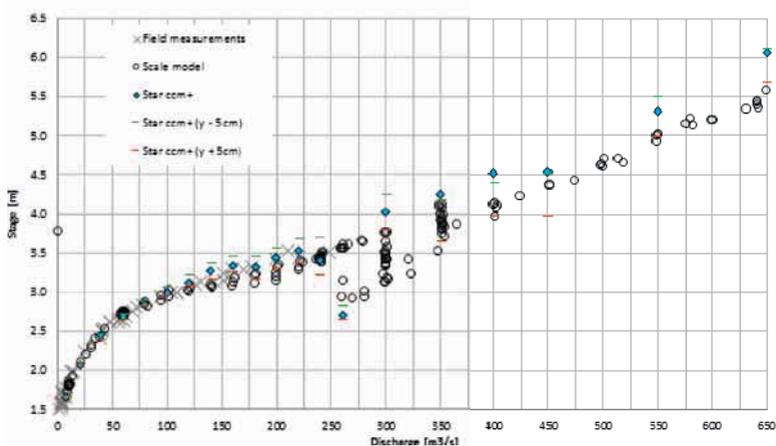


Abb. 6 Gemessen und berechnete Werte zur Abfluss/ Wasserstandsbeziehung in Punkt A

Als Standort wurde hier der Punkt gewählt über dem auch im Feld die Daten erhoben werden. Hierbei fällt vor allem auf, dass die Felddaten, die Labordaten und numerischen Ergebnisse bis 150 m³/s sehr gut, und bis 250 m³/s gut passen. Danach lassen die lokalen Strömungsverhältnisse keine guten Messungen mehr zu. Die Wasserspiegellage ist lokal stark verfälscht und entspricht nicht mehr dem repräsentativen Wert für den Querschnitt. Die erstellte, durch-

gehende, blaue Regressionsfunktion passt auch bis 250 sehr gut zu den Messdaten um dann oberhalb dieser Werte stark von den extrapolierten Werten abzuweichen.

Aufgrund dieser Tatsache, dass über Messpunkt A stark schwankende Strömungsverhältnisse herrschen, wurde geprüft ob es in der Geometrie auch andere Punkte gibt die evtl eine bessere Übereinstimmung haben. Noch nicht verifizierte Simulationen sehen sehr vielversprechend aus und lassen den Schluss zu dass die Korrelation der Daten in Punkt B (Abb. 1) sehr viel besser aussehen.

5 Zusammenfassung

Die vorgetragene Studie hat zum Ziel die eventuellen Unsicherheiten bei der Hochwasservorhersage zu minimieren. Hierzu wurde sich der Methode der Hydrimellierung bedient, um die klassische Extrapolation der Wasserstand - Abflussbeziehung zu überprüfen und ggf zu verbessern. Hierzu wurden zunächst verschiedene Messmethoden zur Aufnahme von Topographie- und Bathymetrie Daten im Gelände aufgezeigt, bevor eine neue Methode zum Bau von physikalischen Modellen vorgestellt wurde. Abschliessend konnten die Abfluss-Wasserstandsbeziehungen an Hand des physikalischen und des numerischen Modells verbessert werden.

Danksagung

Das Projekt wird zu gleichen Teil vom Norwegischen Forschungsrat und dem Zusammenschluss der Norwegischen Energieproduzenten, EnergiNorge, finanziert.

Literatur

- Leopold, L.B. and T. Maddock, (1953). The Hydraulic Geometry of Stream Channels and Some Physiographic Implications.
- Di Baldassarre, G. and A. Montanari, (2009). Uncertainty in river discharge observations: a quantitative analysis. *Hydrology and Earth System Sciences*. 13(6): p. 913-921.
- Patankar, S.V. and D.B. Spalding, (1972). A calculation procedure for heat, mass and momentum transfer in three-dimensional parabolic flows. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 15(10): p. 1787-1806.
- Hirt, C.W. and B.D. Nichols, (1981). Volume of Fluid (Vof) Method for the Dynamics of Free Boundaries. *Journal of Computational Physics*, 39(1): p. 201-225.

Anschrift der Verfasser

Dr. Nils Røther, PhD & Øyvind Pedersen, MSc
 Department of Hydraulic and Environmental Engineering, NTNU
 S.P.Andersens veg 5, 7391 Trondheim, Norway
 nils.ruther@ntnu.no, oyvind.pedersen@ntnu.no

Schutz vor Wildbachgefahren = Systemingenieurwesen?

Andreas Rimböck

Zusammenfassung

Im Rahmen der Wildbachverbauung bzw. des integralen Schutzes vor Wildbachgefahren hat man es mit folgenden Hauptsystemen zu tun:

- dem (natürlichen) Wildbachsystem
- dem (vom Menschen erschaffenen oder noch zu erschaffenden) Schutzsystem
- dem Gesellschaftssystem, d.h. die gesellschaftlichen, politischen, rechtlichen Rahmenbedingungen

Zur Bewältigung der großen künftigen Herausforderungen sind die Wechselwirkungen und Zusammenhänge innerhalb der einzelnen Systeme, aber auch zwischen den Systemen relevant und zu berücksichtigen. Hier können Ansätze des Systemingenieurwesens die gängigen Ansätze sinnvoll ergänzen. Wichtige Bausteine daraus sind:

- das Lebensphasenmodell – Betrachtung des Systems und seiner Elemente von der Initiierung bis zum Verfall oder der Erneuerung
- ein dauerhaftes begleitendes Qualitätsmanagement, das auch den Betrieb verbessert

Solche Ansätze finden nach und nach Eingang in die Bayerische „Wildbachpraxis“, was an folgenden Beispielen erläutert wird:

- Die Ausarbeitung eines fachlichen Standards für die Gefahrenanalyse – im Sinne eines Qualitätsmanagements
- die Erstellung von integralen Wildbachentwicklungskonzepten (IWEK) für größere und komplexe Systeme, im Sinne einer systemischen Betrachtung der Hauptsysteme auch vor dem zeitlichen Kontext

Für einen weiteren Erfolg muss aber das Denken und Arbeiten in Systemen „gelebt“ werden.

1 Einführung, Aufgabenstellung

In der Wildbachverbauung sehen wir uns mit großen Herausforderungen konfrontiert. Als neue gesetzliche Aufgabe sollen Wildbachgefährdungsbereiche ermittelt werden. Im Rahmen einer bayernweiten Gesamtaufnahme wurde ein sehr großer Bedarf an Investitionen in weitere Schutzmaßnahmen mit hoher Priorität ermittelt. Daneben müssen rund 50.000 bereits vorhandene Schutzbauwerke unterhalten und kurz- bis mittelfristig saniert werden und das bei begrenzten finanziellen Ressourcen und sinkendem Personalstand.

Dabei ist zu berücksichtigen, dass sich im alpinen Raum die „Sicherheitsinfrastruktur“, also der umfangreiche Bestand an Schutzmaßnahmen, und die Siedlungs- und Wirtschaftstätigkeit stark gegenseitig beeinflusst haben. Vielerorts ist die heutige (Bebauungs- und Nutzungs-)Situation erst durch die Schutzmaßnahmen möglich geworden. Bei der Konzeption von Schutzmaßnahmen hat sich in den letzten Jahrzehnten ein Strategiewechsel vollzogen: „von der Gefahrenabwehr zur Risikokultur“ (PLANAT (2005)). Damit soll beschrieben werden, dass früher im Schutz vor Naturgefahren eher eine „lineare Strategie“ auf Basis eines einfachen Maßnahmen-Wirksamkeits-Modells verfolgt wurde (z.B. hier ufert der Bach manchmal aus, d.h. hier brau-

chen wir höhere Deiche). Aufgrund der Einsicht in die Grenzen von Schutzmaßnahmen („Überlastfall“), der begrenzten Ressourcen und einer möglichst nachhaltigen ganzheitlichen Schutzkonzeption wurde die strategische Weiterentwicklung zu einem integralen Risikomanagement nach und nach vollzogen. Elementare Neuerungen sind die Zielvorstellung, die Risiken bestmöglich zu reduzieren (nicht mehr die Gefahren zu beseitigen) und die Einbeziehung vieler Beteiligten, die alle zum Ziel beitragen können. Damit entstehen schon komplexere systemische Risikomanagementlösungen, da zahlreiche Einzelmaßnahmen unterschiedlicher Beteiligten auch in Ihrem Zusammenwirken betrachtet werden müssen.

Vor dem Eindruck der großen Zukunftsaufgaben stellt sich jedoch die Frage, ob dieser Schritt zum integralen Risikomanagement schon ausreichend ist bzw. wie man bestmöglich zu solch integralen Lösungen kommt und sie vor allem sinnvoll betreibt und künftig anpasst. Offene Fragen gibt es vor allem auf der Seite des Managements von Systemen, beginnend mit der Systemkonzeption, -planung, -realisierung und aber dann vor allem auch des Betriebs, der Sicherstellung der Funktionen zu jedem Zeitpunkt und dem Umgang mit den Elementen am Ende ihrer Lebensdauer. Mit welchen Strategien und Instrumenten können diese Herausforderungen gemeistert werden? Hier wird die These aufgestellt, dass uns das Systemingenieurwesen hier deutlich weiterhelfen kann, wir aber auch schon einige Grundprinzipien dieses Ansatzes tatsächlich realisieren.

2 Systeme im Zusammenhang mit dem Schutz vor Naturgefahren

Im Folgenden wird „System“ als Gesamtheit von Elementen bezeichnet, die so miteinander verbunden sind und interagieren, dass sie als eine aufgaben-, sinn- oder zweckgebundene Einheit angesehen werden können. Beim integralen Schutz vor Wildbachgefahren hat man es mit drei Hauptsystemen zu tun:

- Dem (natürlichen) **Wildbachsystem**, d.h. das Einzugsgebiet mit seinen Charakteristika und Rahmenbedingungen
- Dem (vom Menschen erschaffenen oder noch zu erschaffenden) **Schutzsystem**, d.h. die Summe aller Schutzmaßnahmen in ihrem Zusammenwirken
- Dem **Sozialen System**, d.h. die gesellschaftlichen, politischen, rechtlichen Rahmenbedingungen für alle Maßnahmen und Eingriffe des Menschen

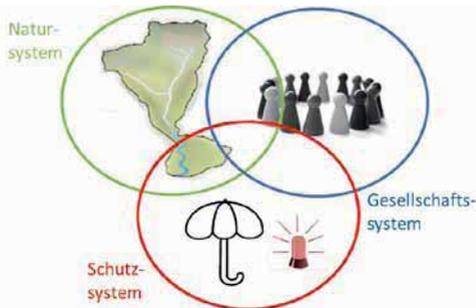


Abb. 1 „Systeme“ im Zusammenhang mit Schutz vor Wildbachgefahren (eig. Abb)

Jedes System für sich ist komplex und geprägt von Wechselwirkungen zwischen seinen einzelnen Elementen. Die folgenden Ausführungen können diese Zusammenhänge nur exemplarisch anreißen: Im **natürlichen Wildbachsystem** prägen beispielsweise die geologische Charakteristik, die vorhandene Vegetation, die Topographie entscheidend die im Wildbach auftretenden Leitprozesse. Diese Zusammenhänge sind nicht einfach zu erfassen. Zur Beschreibung der Zusammenhänge im Rahmen einer Gefahrenanalyse bedient man sich einer Reihe von Modellen (vgl. Abb. 2). Einige davon werden nur implizit im Rahmen der Grundüberlegungen angewandt und es wird nicht explizit mit einem mathematischen oder physikalischen Modell gerechnet. Ausgangspunkt ist heutzutage häufig ein nach Kienholz (2005) konzipiertes Dispositionsmodell.

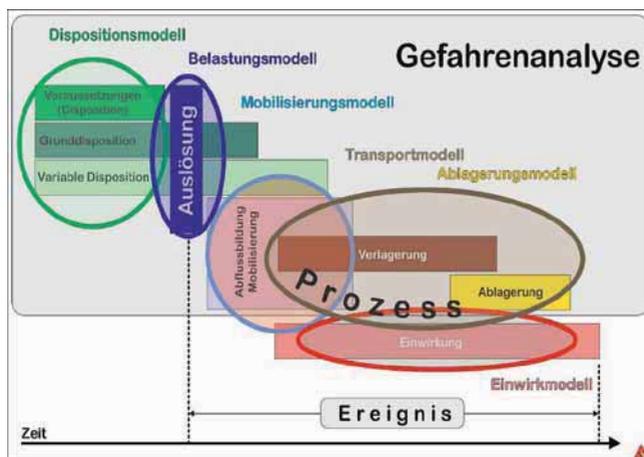


Abb. 2 „Modellkette“ zur Ermittlung der Gefahren in Wildbacheinzugsgebieten (Quelle: BOKU aus Rimböck et al (2013))

Moderne integrale **Schutzsysteme** beinhalten zahlreiche Einzelmaßnahmen unterschiedlichster Verantwortlicher mit differenzierten Zielsetzungen. Noch relativ einfach sind die Zusammenhänge, wenn im Rahmen der Risikovermeidung bekannte gefährdete Bereiche künftig von schadensanfälliger Nutzung vorbeugend freigehalten werden und bereits bestehende und gefährdete Siedlungsgebiete mit permanenten Schutzmaßnahmen geschützt werden. Komplexer sind da schon die Interaktionen, wenn moderne temporäre Schutzanlagen (mobile Hochwasserschutzwände) einbezogen werden: eine zuverlässige Vorhersage der Hochwasserwelle löst den Alarm aus. Im gemeindlichen Alarm- und Einsatzplan werden die erforderlichen Kräfte mobilisiert, die die Abläufe im Ereignisfall und den Aufbau auch regelmäßig üben müssen. Die Einsatz- und Organisationskette muss gut durchdacht sein, damit alles reibungslos funktioniert.

Alle Schutzsysteme werden im Kontext der dahinter stehenden **Sozialen Systeme** entwickelt: Eine Gemeinschaft (Staat, Land, Gemeinde) hat ein bestimmtes Interesse an Schutz vor Naturgefahren. Sie ist dabei gebunden z.B. an das politische System, die ausgearbeiteten Gesetze und Regelungen der Verantwortung, Verwaltungsabläufe, technische Regeln und Ressourcen. Diese Prägung ist auch ein Ergebnis der kulturgeschichtlichen Entwicklung der betroffenen Gesellschaft.

3 Interaktionen zwischen den Systemen

Neben den systeminternen Interaktionen der Elemente sind aber auch Rückkopplungen und intensive gegenseitige Beeinflussungen der drei Systeme untereinander zu identifizieren. Diese Überschneidungen können in einer ersten Annäherung durch drei wesentliche Dimensionen beschrieben werden:

- die räumlich - physikalische Dimension
- die sozial - gesellschaftliche Dimension
- die zeitliche Dimension

Räumliche Zusammenhänge bestehen beispielsweise zwischen dem Sammelgebiet eines Wildbacheinzugsgebietes (Belastungssystem) und dem Siedlungsbereich auf dem Schwemmkegel (Auswirkungssystem). Die „verbindenden Prozesse“ sind im wesentlichen physikalischen Gesetzmäßigkeiten unterworfen.

Komplexer sind schon die **sozial-gesellschaftlich geprägten Zusammenhänge**: die Gesellschaft weist kulturell geprägte Wertvorstellungen auf und hat eine historische Entwicklung durchlaufen. Diese bestimmen neben anderen Faktoren auch das Ausmaß des Schutzbedürfnisses. Die Realisierung von Schutzmaßnahmen, welche dieses Schutzbedürfnis befriedigt, hat wiederum Einfluss auf die wirtschaftliche Entwicklung der Gemeinschaft, da aufgrund der Sicherheitsinfrastruktur manche Nutzungen erst möglich bzw. sinnvoll werden. Mit steigendem Umweltbewusstsein fordert die Gesellschaft auch, die Eingriffe in die Natur sorgfältig zu prüfen und mit dem Nutzen abzuwägen.

Hierin ist auch schon die **zeitliche Dimension** mit enthalten, sind doch diese Entwicklungen und damit auch die zugrunde liegenden Zusammenhänge nur über längere Zeiträume zu beobachten. Daneben „altern“ auch die Schutzbauwerke, die Technik schreitet fort und ermöglicht mit der Zeit neue Bauweisen und –verfahren, aber auch ganz neue Schutzelemente werden entwickelt, zum Beispiel automatischen Warnanlagen.

4 Phasen des Systems Engineering bei (Naturgefahren-) Schutzsystemen

Dies zeigt uns, dass die Zusammenhänge im Einzugsgebiet und die Wirkungen der Maßnahmen, sowie die Rückkoppelungen aus den Sozialen Systemen nicht streng monokausal sind. Daher hat „Wildbachverbauung“ immer schon integrale Betrachtungen mit einbezogen. Heute kommen noch deutlich weiter reichende Anforderungen dazu, sei es der Erhalt des bisherigen Schutzgrades vor dem Hintergrund begrenzter personeller und finanzieller Ressourcen oder die Anpassung und ggf. Erweiterung von gewachsenen Schutzsystemen an die heutigen Anforderungen. Zudem haben wir es bei permanenten Schutzbauwerken mit einer sehr besonderen Kategorie zu tun: in der Regel handelt es sich um an die jeweiligen Rahmenbedingungen angepasste Prototypen, die nur selten „im Einsatz“ sind und dann schlagartig im Ereignisfall kurzzeitig belastet werden und dann ihre volle Funktion bereitstellen müssen (vgl. Abb. 3).

Hier können Ansätze des Systemingenieurwesens die gängigen Ansätze sinnvoll ergänzen. Veranschaulicht ausgedrückt ist die Aufgabe des Systemingenieurwesens: „Baue das richtige System, baue das System richtig!“.

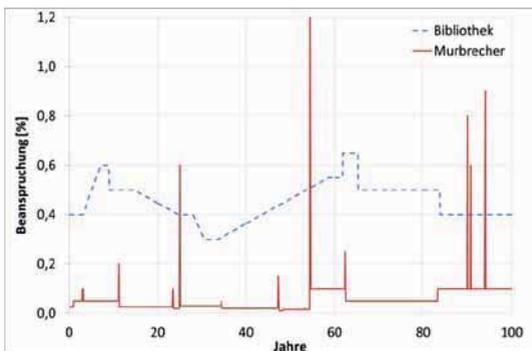


Abb. 3 Skizze eines Lastganges über die Lebensdauer für Hochbau und Schutzbauwerke der Wildbachverbauung (eig. Abb.)

Wesentliche Ergänzungen zum bisherigen Umgang mit Schutzsystemen sind:

- Einbeziehung des **Lebensphasenmodells**: Betrachtung des Systems und seiner Kosten, Wechselwirkungen und Systemfunktionen über alle Phasen von der Initiierung bis zum Verfall oder der Erneuerung. Dies basiert auf den Prinzipien des Lebenszyklusmanagements (Life-cycle-management - LCM) und insbesondere die Betriebskosten und die Möglichkeiten des Umgangs mit Systemelementen nach Erreichen der Lebensdauer (Sanierung, Anpassung, Rückbau, Ersatz, kontrollierter Verfall, ...)
- Ergänzung einer „Allphasenaufgabe **Qualitätsmanagement**“ über den gesamten Lebenszyklus des Systems. Diese beinhaltet neben dem klassischen Betrieb der einzelnen Systemelemente auch die Entwicklung allgemeiner Technikregeln für alle Beteiligten und ein Risikomanagement für das Schutzsystem an sich, um Risiken für die Funktionsfähigkeit, Stabilität und Lebensdauer des Systems vorbeugen zu können.

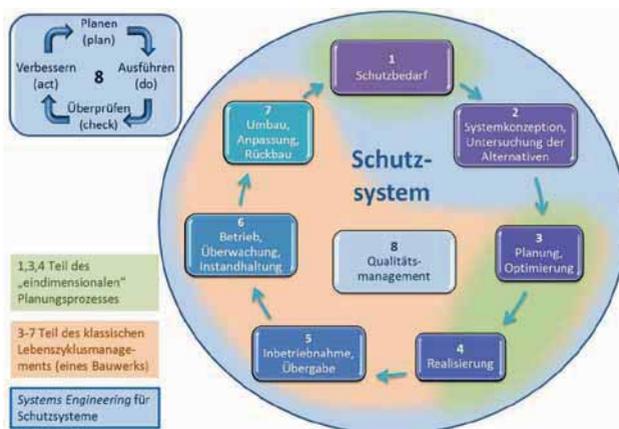


Abb. 4 Systemingenieurwesen für Schutzsysteme: 7 Phasen des System-Lebenszyklus, „Allphasen“-Instrument Qualitätsmanagement (8: Deming-Zyklus) (nach Rimböck et al (2014))

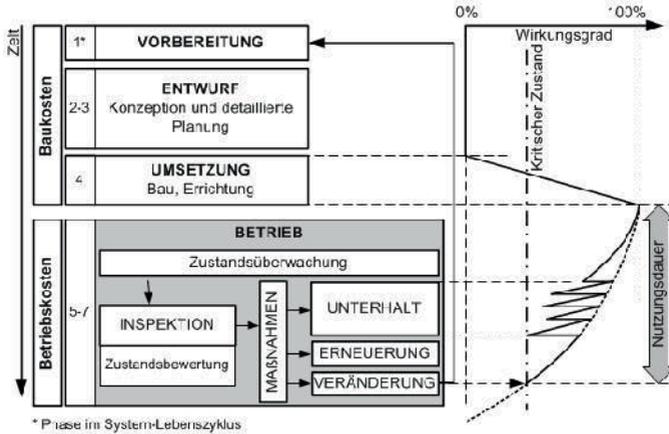


Abb. 5 Prinzip des Lebenszyklusmanagements von Schutzsystemen (Rimböck et al (2014))

5 Instrumente des Systemingenieurwesens

In den unterschiedlichen Phasen des Systemingenieurwesens stehen weitere Instrumente und Hilfsmittel zur Verfügung bzw. müssen erweiterte systemische Betrachtungen und Überlegungen angestellt werden. Exemplarisch sollen hier folgende Beispiele erläutert werden:

5.1 Systemkonzeption

Hierbei ist zu beachten, dass neben dem eigentlichen Naturgefahrenschutzziel mit jeder Maßnahme auch weitere gesellschaftliche Zielvorstellungen, z.B. hinsichtlich Ökonomie, Umwelt, Soziales erfüllt werden müssen. Dabei sind auch die unterschiedlichen Beteiligten und ihre individuellen (Teil-)Ziele mit einzubeziehen. Nicht zuletzt muss auf dieser Basis das Schutzziel auf das „akzeptable“ Risiko hin optimiert werden. Eine Betrachtung unterschiedlicher Varianten und Szenarien ist dabei unerlässlich.

Ziel sollten effiziente und fehlertolerante Gesamtsysteme mit künftigen Anpassungsmöglichkeiten und einer Sicherheit gegen (zumindest plötzliches) Versagen sein. Daneben ist auch eine gewisse Betriebs- und Wartungsfreundlichkeit zu erzielen.

5.2 Projektmanagement

Eine Realisierung von komplexen Schutzsystemen mit unterschiedlichen Einzelmaßnahmen und einer Vielzahl an Akteuren ist ein Prozess, der gut gesteuert werden muss. Die Organisation, Kommunikation, Termin- und Kostensteuerung sowie das Qualitätsmanagement sind dabei wesentliche Aufgaben eines zielgerichteten Projektmanagements. Vor allem gewinnt dies an Bedeutung, wenn so verschiedene Einzelmaßnahmen wie Freihaltung von Gefahrenbereichen, Realisierung einzelner Objektschutzmaßnahmen, Schutzwaldsanierung, Bau einer Rückhalte Sperre, Warnanlage mit automatischer Signalgebung/Sperrung nur im Gesamtkontext das Schutzziel erreichen lassen und daher als Projekteinheit aufgefasst werden müssen.

5.3 Erhaltungsmanagement

Nur über eine kontinuierliche Inspektion und Zustandsbewertung kann eine dauerhafte Funktionsfähigkeit der Systemelemente sichergestellt werden. Eine Erhaltungsstrategie soll auch eine auf den Lebenszyklus optimierte Senkung der Wartungs-, Sanierungs- und Betriebskosten bewirken. Entscheidend hierbei ist es, die Inspektionsintervalle sinnvoll zu wählen, so dass der kritische Bauwerkszustand, ab dem eine Sanierung in der Regel nicht mehr möglich ist, nicht unterschritten wird (vgl. Abb. 5 unterer Teil)

5.4 Anpassungsmanagement

Schutzsysteme unterliegen einem ständigen Anpassungsbedarf: aufgrund der sich ändernden Umweltbedingungen (insbesondere den Klimawandel), der Folgen und Konsequenzen von Extremereignissen, der technologischen Entwicklungen und der notwendigen Anpassung an den Stand der Technik sowie geänderter Sicherheitserwartungen (Risikoakzeptanz).

Das Technische Anpassungsmanagement steuert die Planung, zeitgerechte Umsetzung und Dokumentation dieser Adaptionen am Schutzsystem (Rudolf-Miklau, Rimböck (2016)).

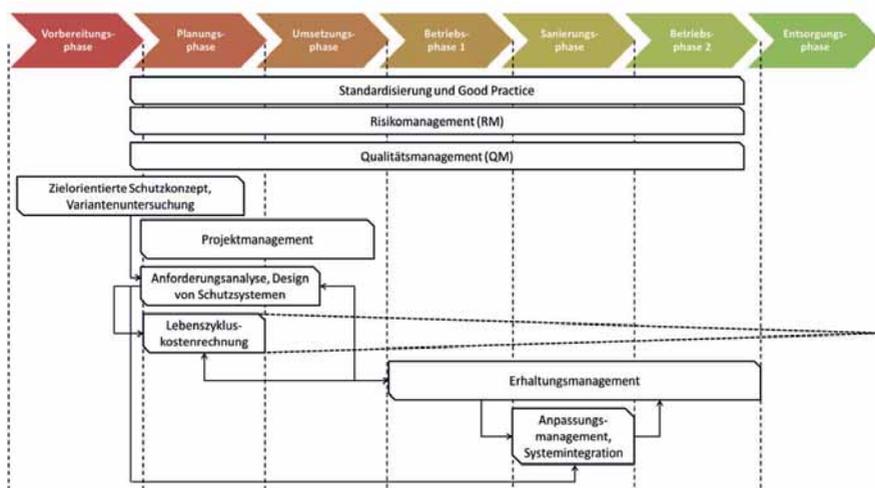


Abb. 6 Systemingenieurwesen: Zuordnung der Instrumente zu den Phasen (Rudolf-Miklau, F. (2015))

6 Beispiel für Realisierung solcher Instrumente in Bayern

Anhand der folgenden Beispiele soll gezeigt werden, dass neben den bisherigen integralen Ansätzen auch schon einige Ansätze des Systemingenieurwesens konkret in der Bayerischen Wildbachverbauung angewandt und umgesetzt werden. Sicherlich ist das noch nicht überall und in vollem Umfang der Fall, aber auf dem Weg dorthin haben wir schon ein deutliches Stück zurückgelegt.

6.1 Ausarbeitung eines „Standards“ für die Gefahrenanalyse

Seit 2010 formuliert das Bayerische Wassergesetz den Auftrag, Wildbachgefährdungsbereiche zu ermitteln und festzusetzen. Daraus leitet sich ein grundsätzliches Bauverbot in diesen Gebieten ab. Die moderne Gesellschaft fordert bei solch starken Eingriffen in die Bodennutzung (Bauverbot) ein hohes Maß an Sorgfalt und Qualität bei den dahinter stehenden Grundlagen, also der Gefahrenanalyse.

Dazu wird derzeit ein homogenes und einheitliches Konzept zur Ermittlung aufgestellt mit folgenden Zielen:

- Berücksichtigung des Standes der Technik
- Hohe Glaubwürdigkeit und Nachvollziehbarkeit der Ergebnisse
- Vergleichbarkeit der Ergebnisse in verschiedenen Einzugsgebieten,
- Bestmögliche Nutzung der in Bayern vorhandenen Datengrundlagen,

Gleichzeitig soll dieses Konzept auch die Basis bilden für alle weiteren Schritte in Wildbacheinzugsgebieten, also auch für die Gefahrenanalyse als Basis für die Ausarbeitung integraler Wildbachentwicklungskonzepte und damit alle weiteren baulichen Sanierungs- und Ausbaumaßnahmen. Die Vorgehensweise wird in enger Zusammenarbeit mit allen Beteiligten aufgestellt und als Loseblattsammlung verwaltungsintern zur Verfügung gestellt. Diese Art der Bereitstellung bietet auch einfache Anpassungsmöglichkeiten an neue Entwicklungen und Erkenntnisse.

Die Ausarbeitung dieses Konzeptes und die Einführung quasi als „Standardvorgehen“ stellt eine wichtige Maßnahme eines Qualitätsmanagements dar.

6.2 Integrale Wildbachentwicklungskonzepte (IWEK)

Anlass für die Erstellung von IWEK ist die Tatsache, dass unsere aktuell vorhandenen Schutzsysteme vor Naturgefahren ein Ergebnis jahrzehntelanger Aktivitäten sind, während sich in der Zeit seit der Realisierung der Einzelmaßnahmen die Rahmenbedingungen stark verändert haben (vgl. auch Rimböck, Stauder (2014)). Änderungen in der Landnutzung, Vegetation, Bautechnik, ... bewirken, dass die „gewachsenen“ Schutzsysteme nicht immer den aktuellen Anforderungen genügen. Bevor nun umfangreiche Sanierungen oder Neubauten in solch gewachsenen Systemen durchgeführt werden, soll das System grundlegend überprüft, die Schutzziele angepasst und mögliche künftige Entwicklungen untersucht werden. Damit wird das Wildbachsystem und das dafür passende Schutzsystem im Kontext des Gesellschaftssystems betrachtet und vor allem die zeitliche Dimension (vgl. Kap. 3) intensiv einbezogen. Damit berücksichtigt man vergangene und soweit möglich künftige Systementwicklungen und betrachtet vor allem auch den Lebenszyklus der Bauwerke intensiver. Daraus werden dann Varianten für die künftige Ausgestaltung des gesamten Schutzsystems entwickelt, verglichen und die beste ausgewählt. Diese stellt quasi das Leitbild für das Einzugsgebiet dar.

Auf Basis solcher IWEK werden künftig für ein gesamtes Wildbacheinzugsgebiet alle Sanierungen, Umbauten oder Neubauten im Schutzsystem vorgenommen. Somit stellen die IWEK vor allem ein Instrument des Erhaltungsmanagements, des Anpassungsmanagements aber auch der Qualitätssicherung dar.

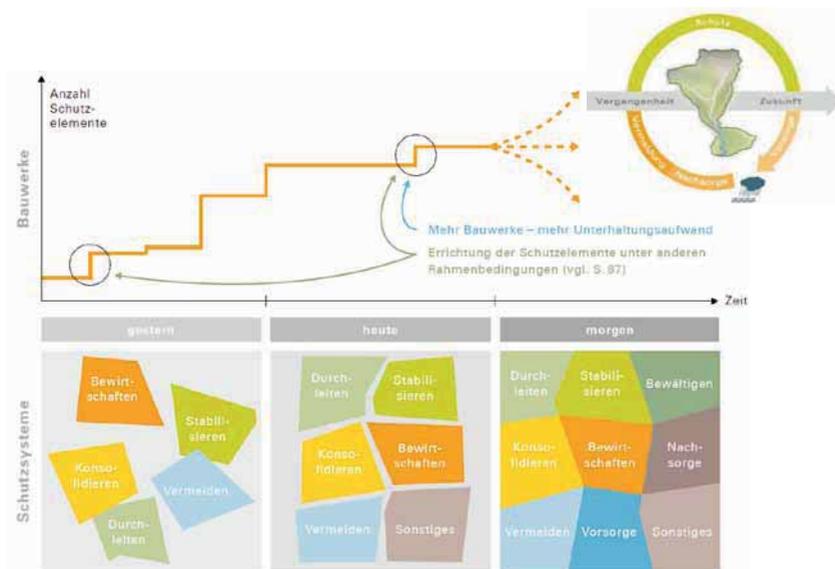


Abb. 7 wesentliche Neuerung der integralen Wildbachentwicklungskonzepte: Betrachtung des integralen Risikomanagements vor dem zeitlichen Kontext mit dem Ziel optimale Schutzsysteme zu erzielen, bei denen sich alle Bausteine gut ergänzen (StMUV (2015))

7 Fazit und Ausblick

Instrumente des Systems Engineering können uns deutlich weiterhelfen, die umfangreichen Zukunftsaufgaben beim Schutz vor Naturgefahren zu bewältigen. Es reicht jedoch nicht aus, in den Instrumente neue Vorschriften zu sehen, die nun auch noch erfüllt werden müssen – es sollte eine Wandel im Denken und Arbeiten einsetzen. Die wichtigsten Anforderungen daran wären:

- Denken in Systemen: Wechselwirkungen und Rückkopplungen betrachten
- Systemisch Denken: langfristiges und dynamisches Denken, Änderungen und Szenarien betrachten
- Systemisch Arbeiten: kooperative gleichberechtigte Beziehung aller Beteiligten untereinander, statt Planen von „oben herab“

Nur auf dieser Grundlage macht eine Anwendung neuer Instrumente Sinn, weil sie dann auch „gelebt“ werden.

Literatur

- Kienholz, H. (2005). Analyse und Bewertung alpiner Naturgefahren – eine Daueraufgabe im Rahmen des integralen Risikomanagements, *Geographica Helvetica* Jg. 60 2005/Heft 1 (www.geogr-helv.net/60/3/2005/gh-60-3-2005.pdf; download am 26.02.2016)
- PLANAT (2005): Von der Gefahrenabwehr zur Risikokultur – PLANAT die nationale Plattform Naturgefahren stellt sich vor; http://www.planat.ch/fileadmin/PLANAT/planat_pdf/alle_2012/2001-2005/PLANAT_2002_-_Von_der_Gefahrenabwehr_zur_Risikokultur.pdf, download am 07.03.2016

- Rimböck, A.; Barben, M.; Gruber, H.; Hübl, J.; Moser, M.; Rickenmann, D.; Schober, S.; Schwaller, G. (2013): Opti-Meth - Beitrag zur optimalen Anwendung von Methoden zur Beschreibung von Wildbachprozessen; Internationale Forschungsgesellschaft INTER-PRAEVENT, Klagenfurt
- Rimböck, A.; Rudolf-Miklau, F.; Pichler, A.; Suda, J.; Höhne, R.; Mazzorana, B.; Papez, J. (2014). "Persistence of Alpine natural hazard protection: Meeting multiple demands by applying systems engineering and life cycle management principles in natural hazard protection systems in the perimeter of the Alpine Convention". Platform Natural Hazard of the Alpine Convention, Vienna.
http://www.alpconv.org/en/organization/groups/WGHazards/Documents/PLANALP_LCM_%20brochure_final.pdf
- Rimböck, A.; Stauder, F. (2014): Historisch gewachsene Wildbach-schutzsysteme – fit für die Zukunft? Symposium „Wasser- und Flussbau im Alpenraum“, 25.-27.06.2014 ETH Zürich, Tagungspublikation
- Rudolf-Miklau, F. (2015): Vom integralen Schutzsystem zum "Schutz System Engineering"; Vortragsfolien;
http://www.alpconv.org/en/organization/groups/WGHazards/Conference_Munich/Documents/Rudolf-Miklau.pdf download am 07.03.2016
- Rudolf-Miklau, F.; Rimböck, A. (2016): Komplexe Schutzsysteme gegen Naturgefahren: Systemdesign und Lebenszyklusmanagement; Bautechnik – Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau; Verlag Ernst&Sohn; eingereicht
- StMUV (2015): Wildbachbericht Bayern – Teil 1: Grundlagen, Gefahren, Herausforderungen; Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz; Eigenverlag; 2015;
www.bestellen.bayern.de

Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Andreas Rimböck
Referat 61 „Hochwasserschutz und alpine Naturgefahren“
Bayerisches Landesamt für Umwelt
D-86177 Augsburg
Andreas.rimboeck@lfu.bayern.de

Der Rauteppich - Untersuchungen zu einem neuartigen, hydraulisch wirksamen Bauwerk zur Reduktion von Sohleintiefungstendenzen

Christine Sindelar, Martin Pfemeter, Christoph Roscheck, Stephan Sattler, Michael Hengl und Helmut Habersack

Zusammenfassung

Flussaufweitungen als Maßnahme gegen Sohleintiefungstendenzen bergen in sich selbst die Gefahr, Eintiefungen flussauf oder flussab der Aufweitung zu verstärken. Um dieses Problem zu lösen, wurde der Rauteppich als Entkopplungselement zwischen aufgeweiteter und regulierter Strecke konzipiert. Er ist ein sohlgleiches, rein durch Energieumwandlung wirksames Bauelement. Die Energie wird mit Hilfe von Turbulenzen ausgehend von einer sehr rauen Sohle umgewandelt. Die Rauigkeit wird durch den Einbau von großen Wasserbausteinen erzielt. Durch die sohlgleiche Anordnung bietet der Rauteppich gegenüber ähnlich wirkenden Elementen wie Rampen den Vorteil der geringeren Herstellungskosten und der besseren Durchgängigkeit für Fische sowie für Sediment.

Die Rauheitswirkung des Rauteppichs wurde an einer drei Maßstäbe umfassenden Modellfamilie in „gesetzter“ und „geschütteter“ Variante getestet. Bei der gesetzten Variante werden die Wasserbausteine mit der längsten Achse stehend eingebaut. Bei der geschütteten Variante werden die Wasserbausteine auf die Sohle geschüttet und nicht einzeln versetzt. Die beiden Varianten des Rauteppichs wurden in den Maßstäben 1:15, 1:25 und 1:40 in einer 30 cm breiten Glasrinne unter verschiedenen Durchflüssen und Gefällen getestet. Die aus den gemessenen Wasserspiegellagen ermittelten Strickler-Beiwerte stimmten für alle drei Maßstäbe sehr gut überein. Die geschüttete Variante erwies sich als nur unwesentlich glatter als die gesetzte Variante, wodurch die geschüttete Variante aufgrund des geringeren Materialbedarfs und der vereinfachten Herstellung zu bevorzugen ist.

Die konstruktive Gestaltung der geschütteten Rauteppich-Variante wurde in einer 54 cm breiten Rinne im Maßstab 1:40 mit und ohne Geschiebetrieb geprüft. Der Rauteppich zeigte während aller Versuche eine ausreichende Stabilität und keine Tendenz zum Einsinken, sodass auf eine Filterschicht verzichtet werden kann. Kleinere Auskolkungen im Vor- und größere im Nachbettbereich erfordern eine dementsprechende Sicherung. Diese wird durch einen gestuften Übergang der Rauigkeiten in Form eines Bereiches mit kleineren Wasserbausteinen erreicht. Bei den infolge von Geschiebetransport entstehenden Dünen konnte eine Beschleunigung der Dünen über dem Rauteppich bis hin zu ihrem Verschwinden beobachtet werden.

Der Rauteppich erwies sich als geeignete und effiziente Sohlsicherungsmaßnahme sowohl zur Entkopplung von Fluss-Aufweitungen als auch in von Eintiefungen bedrohten Fließstrecken.

1 Einleitung

In den letzten Jahrzehnten beobachtete Sohleintiefungstendenzen an großen europäischen Flüssen infolge von Geschiebedefizit und von Regulierungen (Habersack et al., 2012) ziehen eine Vielzahl von Problemen nach sich. Darunter fallen sinkende Grundwasserspiegel, reduzierte Quervernetzungen und trocken fallende Aulandschaften ebenso wie die Gefährdung von

Ufersicherungen oder Brückenpfeilern (Hengl & Stephan 2008). Beispiele dafür sind unter anderem an Abschnitten von Mur, Drau, Donau und Salzach zu finden. Zur Stabilisierung der Sohle und zur ökologischen Aufwertung wurden in den letzten Jahrzehnten vermehrt Flussaufweitungen zur Reduktion der Sohlbelastung umgesetzt. Die Erfahrungen der letzten Jahre haben gezeigt, dass im Aufweitungsbereich selbst die sohlstabilisierenden Effekte greifen. Allerdings stellen die Systemübergänge von beengten (regulierten) zu aufgeweiteten Flussabschnitten in erodierenden Flussstrecken besondere Problembereiche dar. Es besteht dabei die Gefahr, Erosionstendenzen flussauf und flussab der Aufweitung zu verstärken (Requena et al., 2005).

Als Lösung dieses Problems wurde von Sattler (2012) der Rauteppich konzipiert, um den Eintiefungen im Nahbereich einer Aufweitung entgegen zu wirken. Diese technische Maßnahme soll Energie durch Turbulenzen, ausgelöst von großen Wasserbausteinen, umwandeln.

In diesem Beitrag werden die Untersuchungen zu dieser Maßnahme präsentiert. Untersucht wurden die Rauigkeit der Maßnahme, sowie eine mögliche Minderung der Rauigkeit des Rauteppichs durch ein Verlanden unter Geschiebetrieb. Des Weiteren wurden eventuelle negative Auswirkungen im Anschlussbereich der Maßnahme auf das ursprüngliche Bett analysiert. Ziel der Modellversuche war es, Bemessungsgrundlagen für den Rauteppich zu erarbeiten.

2 Methodik

2.1 Erhebung der Rauigkeit

Die Versuche wurden an einer drei Maßstäbe umfassenden Modellfamilie durchgeführt. Die Modelle der Maßstäbe 1:15, 1:25 und 1:40 wurden in einer 30 cm breiten Glasrinne aufgebaut. Die Versuche unter Geschiebetrieb erfolgten an einem Modell im Maßstab 1:40 in einer 54 cm breiten Glasrinne. Es wurden fünf Gefälle zwischen 1 und 5 Promille untersucht. Um die Auswirkungen der Verlegemethode der Steine auf die Wirkungsweise des Rauteppichs überprüfen zu können, wurden die Versuche sowohl an einer „geschütteten“ als auch an einer „gesetzten“ Variante getestet (Abbildung 1).

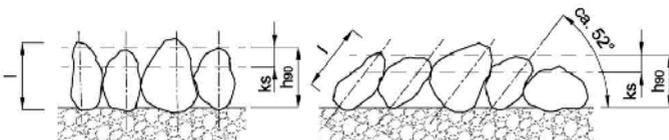


Abb. 1 Gesetzte und geschüttete Steine und deren geometrische Parameter

Als „gesetzt“ wird das gezielte Versetzen der Steine „Stein für Stein“ verstanden, wobei die längste Achse senkrecht angeordnet wird. Diese Variante stellte die Basis des Konzeptes und der Erstuntersuchungen dar. Der Begriff „geschüttet“ ist selbsterklärend, hier wurde lediglich darauf geachtet, eine Anhäufung von Steinen übereinander zu vermeiden.

Die gewählten spezifischen Durchflüsse repräsentieren Naturwerte von 1 m³/sm bis 25 m³/sm. Sie sind angelehnt an Hoch- bzw. Niederwasserphasen der Salzach im Bereich Tittmoninger Becken (ca. Fkm 33).

2.2 Versuche mit Geschiebe

Die Wirkung des Rauteppichs unter Geschiebetrieb wurde an Modellen im Maßstab 1:40 in der Glasrinne des Bundesamts für Wasserwirtschaft in Wien getestet. Die Zugabe erfolgte über ein Förderband am oberen Ende der Rinne (Abbildung 2). Durch Beladen des Förderbandes mit einer definierten Menge an Geschiebe und Einstellen einer konstanten Fördergeschwindigkeit ließ sich die kontinuierliche Geschiebezugabe steuern. Sie orientierte sich an der Geschiebetransport-Formel von Smart und Jäggi (1983). Basierend auf der Korngröße der natürlichen Deckschicht der Salzach im Tittmoninger Becken mit $d_{90} = 48,0$ mm und $d_{30} = 6,4$ mm, wurde ein Sand mit $d_{90} = 1,20$ mm und $d_{30} = 0,16$ mm für die Sedimentzugabe gewählt.

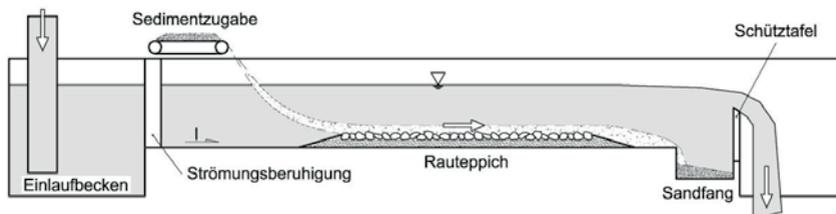


Abb. 2 Versuchsaufbau mit Sedimentzugabe

2.3 Überwachung der Bettgeometrie und Wasserspiegel

Zur Überwachung der Stabilität, der Berechnung der Wassertiefen und zur Erhebung von Daten zur Analyse von Beziehungen zwischen Bettgeometrie, Seitenlängen der verwendeten Wasserbausteine und Stricklerwert der Sohle, wurde die Bettoberfläche mithilfe eines Punkt- und/oder eines Linienlasers aufgenommen. Verwendet wurden ein Linienlaser der Firma Leutze-electronics sowie ein Punktlaser der Firma Baumer. Die Position in Längsrichtung (X-Richtung) der Laseraufnahmen wurde mit Hilfe eines Inkrementalgebers überwacht. Die so erhaltenen Profile im Abstand von 0,5 mm wurden analog zur Auflösung des Fächerlasers von ca. 1 mm zu einem digitalen Geländemodell mit einer Auflösung 1 x 1 mm umgerechnet. Die Wasseroberfläche wurde während der Versuchsdurchführung mehrmals vermessen.

In der 30 cm Rinne wurde die Wasseroberfläche mittels Stechpegel und Position in X-Richtung über ein an der Rinne montiertes Maßband bestimmt. In der 54 cm breiten Rinne kam eine Ultraschallsonde der Firma Baumer in Kombination mit einem Inkrementalgeber zum Einsatz, der die Aufnahme von Wasserspiegellängsprofilen erlaubte.

2.4 Versuchsaufbau zur Vor- und Nachbettsicherung

Für die Versuche zur Vor- und Nachbettsicherung wurde der Rauteppich im Maßstab 1:40 auf einer 75 mm hohen Sandschicht aufgebaut. Der Sand mit denselben Korngrößen des Geschiebes stellt den natürlichen erodierbaren Untergrund dar.

Um eine übermäßige Erosion des Vor- und Nachbettes mit genügender Sicherheit ausschließen zu können, wurden die Versuche zur Vor- und Nachbettsicherung mit Unterwasserspiegellagen zwischen Normal- und Grenzabflusstiefe durchgeführt. Außerdem wurde die Geschiebezugabe auf die halbe Transportkapazität beschränkt. Ein 5 m langer Rauteppich wurde um ein 1 m langes Vor- und ein 4 m langes Nachbett erweitert. Um die Auswirkungen

auf das Nachbett besser beurteilen zu können, wurden auch Versuche an einem Sandbett ohne vorgeschalteten Rauteppich durchgeführt.

3 Ergebnisse

3.1 Gemessene Rauigkeiten

Abbildung 3 zeigt die Strickler-Rauigkeitswerte für die gesetzte und die geschüttete Variante des Rauteppichs in den Maßstäben 1:15, 1:25 und 1:40. Für die maßgebenden spezifischen Natur-Durchflüsse bis $10 \text{ m}^3/\text{sm}$ bestätigt sich die ursprüngliche Annahme, dass der Rauteppich eine Strickler-Rauigkeit von 11 bis $14 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ hat. Die Ähnlichkeit der Ergebnisse unterschiedlicher Maßstäbe lässt den Schluss zu, dass für die Versuche mit Geschiebe der Maßstab 1:40 angewendet werden kann ohne die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu beeinträchtigen.

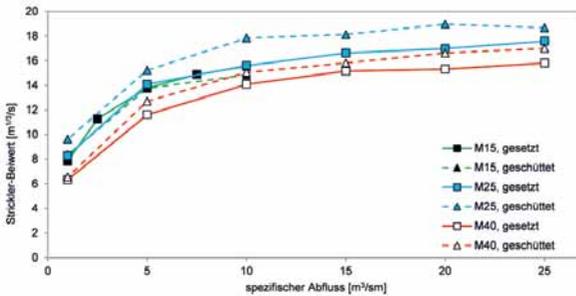


Abb. 3 Stricklerwerte für die gesetzte und die geschüttete Rauteppich-Variante für die Maßstäbe 1:15, 1:25 und 1:40 bei einem Sohlgefälle von 0,002

3.2 Formel zur Abschätzung der Rauigkeit

Aus der wissenschaftlichen Literatur und aus der Praxis ist bekannt, dass die Strickler-Rauigkeit kein rein geometrisches Maß ist, wie dies wünschenswert wäre, sondern vom Durchfluss abhängt (Abbildung 3). Daher wurde das Konzept der äquivalenten Sandrauigkeit in verschiedenen Varianten (Ermittlung der Sandrauigkeit aus Steindimensionen, Ermittlung der Sandrauigkeit aus Standardabweichung der Rauteppich-Sohle) auf seine Tauglichkeit überprüft. Während es bei unterschiedlichen Maßstäben und Bauarten nur zu geringen Abweichungen der Rauigkeit kommt, lässt sich eine deutliche Steigerung der Rauigkeit bei sinkendem Durchfluss erkennen (Abbildung 3).

Dieser Umstand steht im Zusammenhang mit der relativen Überdeckung der Rauigkeitselemente berechnet aus dem Quotienten von Wassertiefe h und absoluter Rauigkeit k_s . Auf Basis dieser Annahme und den Erkenntnissen von Meyer-Peter und Müller (1949) konnte Gleichung (1) erarbeitet werden.

$$k_{st} = \left(1 - \left[\frac{h}{k_s} \right]^{-0.4} \right) \frac{26}{k_s^{\frac{6}{5}}}$$

[1]

Die absolute Rauigkeit k_s kann bei der gesetzten Variante als 1/3 der durchschnittlichen Steinlänge l angenommen werden. Nach Analyse der mittels Laser aufgenommenen Modelle entspricht l dem 90 Prozent Quantil der Höhenverteilung h_{90} . Als Nullebene wird die Auflagefläche der Steine herangezogen (Abbildung 1). Durch Vergleiche der geschütteten zur gesetzten Variante wurde ein Kippwinkel der geschütteten Steine von rund 52° berechnet. Der Median des Verhältnisses der Steinabmessungen l/b_1 liegt bei 2,0 (M=1:40) 1,9 (M=1:25) und 2,3 (M=1:15), wobei b_1 die größte Steinbreite, im rechten Winkel auf l gemessen darstellt.

Der durch Gleichung (1) berechnete Stricklerwert wird iterativ berechnet und ist abhängig von der relativen Überdeckung des Rauteppichs h/k_s . Zur Abschätzung des Startwertes von h/k_s kann die Wassertiefe durch eine Schätzung des Stricklerwertes mit Hilfe des zweiten Teils der Gleichung (1) ($k_{st}=26/k_s^{1/6}$, Meyer-Peter und Müller; 1949) berechnet werden. Alternativ kann auch die Wassertiefe der Null-Variante eines realen Projektes verwendet werden.

In Abbildung 4 werden die mittels (1) geschätzten und die anhand der Versuche berechneten Strickler Werte gegenübergestellt. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung. Im zur Evaluierung herangezogenen Versuch 1:40 wird die Rauigkeit durch Gleichung (1) eher überschätzt. Während der Evaluierungsversuch in einer 54 cm breiten Rinne durchgeführt wurde, wurden die der Gleichung zugrunde liegenden Versuche in einer lediglich 30 cm breiten Rinne durchgeführt. Daraus ergibt sich ein ungünstiges Verhältnis von Wassertiefe / Gerinnebreite. Die aus diesem Verhältnis resultierenden größeren Randeinwirkungen könnten die Ursache der größeren Rauigkeiten der Modelle in der 30 cm Rinne sein.

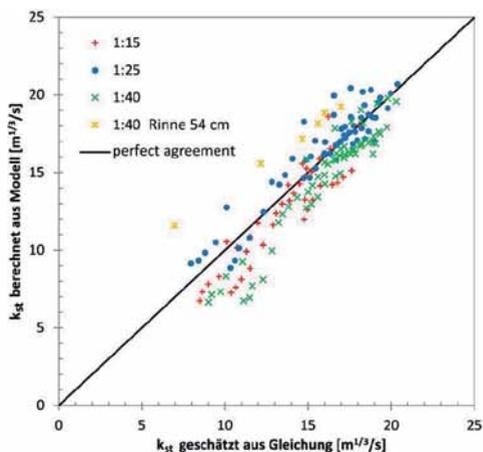


Abb. 4 Gegenüberstellung der geschätzten und berechneten Stricklerwerte

3.3 Auswirkung des Geschiebetriebes

Die Auswirkungen des Geschiebetriebes auf die Rauigkeit sind in Abbildung 5 dargestellt. $Q_s = 1$ bezeichnet eine Geschiebezugabe gleich der vollen Transportkapazität gemäß der Formel von Smart & Jäggi (1983), $Q_s = 0,5$ die halbe, und $Q_s = 0$ keine Geschiebezugabe. Der Zusatz „frei“ markiert den noch unverfüllten Rauteppich (kein Sediment in den Zwischenräumen). Es wurden die Rauteppich-Neigungen 2 ‰ (12) und 4 ‰ (14) untersucht.

Es zeigte sich eine Verringerung der Rauigkeit bei Zunahme des Geschiebetriebes. Bei steigendem Durchfluss wird der Raut Teppich jedoch zunehmend wieder freigespült, und nähert sich wieder seiner ursprünglichen Rauigkeit an.

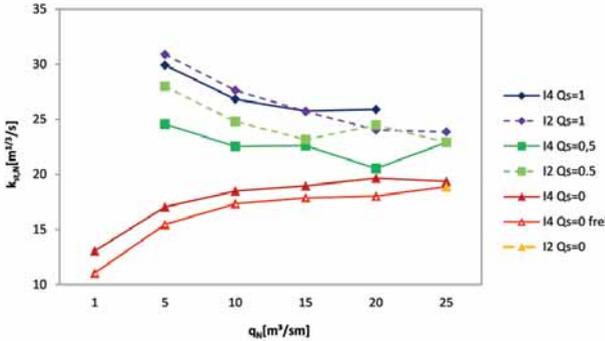


Abb. 5 Stricklerwerte der Modelle 1:40 mit und ohne Geschiebetrieb

3.4 Vor- und Nachbettsicherung

Abbildung 6 zeigt die erhaltenen Sohllagen im Vorbett (links) und im Nachbett (rechts).

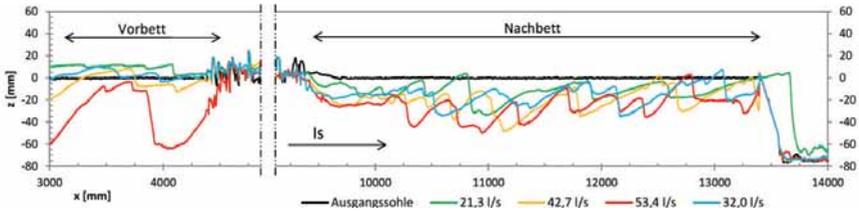


Abb. 6 Eintiefungen im Nahbereich des Rautteppichs, Vorbett (links) und Nachbett (rechts)

Die Bezugsebene mit der z -Koordinate 0 liegt auf 2/3 der Steinspitzenhöhe. Flussab des Nachbettes wurde das Niveau mit Hilfe eines Keiles gesichert. Die Dauer der Versuche richtete sich nach der Zeit, die eine Düne benötigte, um von der Sedimentzugabe bis zum Keil am Ende der Versuchsstrecke zu gelangen. Es ist eine generelle Eintiefungstendenz festzustellen. Um eine Erhöhung der Eintiefung durch den Rautteppich ausschließen zu können wurde auch ein Versuch mit reinem Sandbett ohne Rautteppich durchgeführt (Abbildung 7).

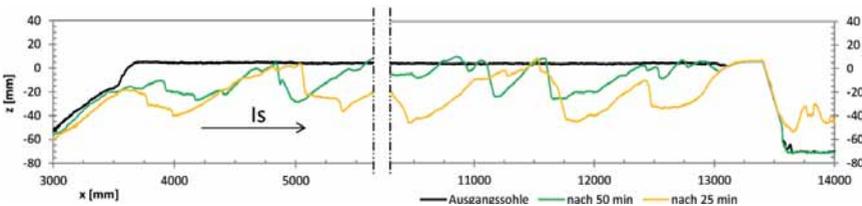


Abb. 7 Dünenentwicklung unter 2 ‰ bei $Q=53,4$ l/s ($q_N = 25$ m³/sm) und halber Transportkapazität eines reinen Sandbettes im Maßstab 1:40

Um die Absenkungen quantitativ bewerten zu können, wurde die durchschnittliche Absenkung als Mittelwert der Dünentäler berechnet. Zusätzlich wurden die Maxima der Absenkungen betrachtet. In Tabelle 1 sind die mittleren und maximalen Eintiefungen im Vor- und Nachbett des Rauteppichs jenen des reinen Sandbettes gegenübergestellt. Im Fall des HQ₃₀ Abflusses (Modelldurchfluss $Q_M = 53,4$ l/s, $q_N = 25$ m³/sm) wurden im Nachbett Eintiefungen von durchschnittlich 38,4 mm gemessen. Dies kommt Dünentälern von 1,5 m im Naturmaßstab gleich. Diese Absenkungen befinden sich im Bereich der durchschnittlichen Absenkungen des Sandbettes mit ca. 1,47 m. Die maximale Absenkung im Sandbett beträgt sogar umgerechnet 2,06 m während sie im Nachbett 1,99 m nicht überschreitet.

Tab. 1 Durchflüsse und Eintiefungen

	MQ	MJHQ	HQ ₁₀	HQ ₃₀
Q_N Salzach [m ³ /s]	250	1364	2000	2500
q_N Salzach* [m ³ /s m]	2,50	13,64	20,00	25,00
q_N Modell [m ³ /s m]	10,00	15,00	20,00	25,00
Q_M Modell** [l/s]	21,30	32,00	42,70	53,40
max. Absenkung Vorbett Natur [m]	0,10	-0,14	-0,49	-2,54
mittlere Absenkung Vorbett Natur [m]	0,30	-0,04	-0,39	-2,54
max. Absenkung Nachbett Natur [m]	-1,31	-1,40	-1,89	-1,99
mittlere Absenkung Nachbett Natur [m]	-0,75	-0,72	-1,23	-1,54
max. Absenkung Sandbett Natur [m]				-2,06
mittlere Absenkung Sandbett Natur [m]				-1,47

* Basierend auf Breite der Salzach im Tittmoninger Becken von ca. 100 m

** Basierend auf der Glasrinnenbreite von 0,54 m

Es wurde bestätigt, dass die starke Eintiefungstendenz unabhängig vom Vorhandensein des Rauteppichs ist. Sie ist vielmehr auf den Umstand der geringen Geschiebezugabe im Ausmaß der halben Transportkapazität zurückzuführen. Es kann davon ausgegangen werden, dass der Einbau eines Rauteppichs mit entsprechender Nachbettsicherung die Erosion des natürlichen Flussbettes nicht negativ beeinflusst.

Aufgrund des geringeren Wirkungsbereiches der Eintiefungen im Vorbett genügen hier Sicherungsmaßnahmen im Ausmaß der halben Nachbettsicherungslänge. Es zeigte sich, dass zwar einige Blöcke nachsinken, diese aber direkt die folgenden Reihen stützen und vor dem Einsinken schützen.

Ein Austauschen des letzten Meters Rauteppich gegen kleinere Steine um eine kontinuierliche Änderung der Rauigkeit zu erreichen, und das mögliche Ausbilden eines unvollkommenen Überfalles im Übergangsbereich zu verhindern brachte keine Verringerung der Eintiefungen im Unterwasser Bereich.

3.5 Konstruktive Ausbildung des Rauteppichs

Aus den Versuchsergebnissen wurde ein Umsetzungsvorschlag für den Rauteppich erarbeitet, der anhand Abbildung 8 erläutert wird:

Folgt dem Rauteppich keine, hinsichtlich der Sohl Schubspannungen entlastende Aufweitung, sollte das Nachbett über ca. 40 m mittels kleineren Wasserbausteinen gesichert werden. Davon sollte das erste Viertel zu 100 % und die restlichen drei Viertel zu 40 % belegt werden.

Damit der Rauteppich als Alternative zu den herkömmlichen Bautypen bestehen kann, sind neben der physikalischen Wirkung die Kosten der Herstellung und Erhaltung entscheidend. Um die physikalische Wirkung sicher zu stellen wurde daher ursprünglich eine auf Rauheitswirkung optimierte, aber aufwändige Bauform gewählt. Dabei war vorgesehen, die Einzelsteine aufrecht zu schlichten, um die Rauheitswirkung zu maximieren. Dies erfordert jedoch eine baulich aufwändige Herstellung durch ein Schichten „Stein für Stein“. Gleichzeitig erfordert diese Herstellungsform eine große Anzahl an Einzelblöcken um die jeweils erforderliche Gesamtfläche zu erreichen. In der Praxis wäre die Einbringung direkt im fließenden Gewässer (Niederwasserperiode) nur schwer möglich. Bereichsweise Baufeldabgrenzungen ggf. ergänzt durch erforderliche Wasserhaltungsmaßnahmen (analog der Herstellung rauer Blocksteinrampen), wären erforderlich.

Bei der vereinfachten Bauform werden die Steine „geschüttet“ ohne eine nachträgliche Anpassung (Abbildung 1) der Einzelsteine vorzunehmen. In der Praxis ist dadurch eine deutlich schnellere und einfachere Herstellung möglich. Die Einbringung der Einzelsteine könnte so direkt im fließenden Gewässer (Niederwasserperiode) mittels geeigneten Baumaschinen erfolgen. Aufwändige Baufeldabgrenzungen oder ergänzende Wasserhaltungsmaßnahmen sind nicht zu erwarten. Zusätzlich reduziert sich der erforderliche Materialaufwand gegenüber der ursprünglichen Konzeption um etwa 20 – 30 %, da die Steinblöcke bei der Schüttung nicht „stehend“ sondern tendenziell „liegend“ die Sohle bedecken und damit pro Steinblock eine größere Grundfläche belegt wird.

Die erarbeitete Formel (1) hat das Potential die Rauigkeit sehr rauer Bäche, basierend auf geometrischen Parametern besser zu bestimmen als bekannte Methoden, ihre Gebrauchstauglichkeit muss jedoch noch in der Praxis getestet werden.

5.1 Danksagung

Das Projekt wurde über das Bridge-Programm der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft FFG finanziert. Die Autoren bedanken sich bei Adrian Krottenhammer für die Durchführung der Versuche in der 30 cm Rinne.

Literatur

- Habersack, H.; Liedermann, M.; Tritthart, M., Hauer, C.; Klösch, M.; Klasz, G.; Hengl, M. (2012). Maßnahmen für einen modernen Flussbau betreffend Sohlstabilisierung und Flussrückbau – Granulometrische Sohlverbesserung, Bühnenoptimierung, Uferückbau und Gewässervernetzung, Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 64, 571-581.
- Hengl, M.; Stephan, U. (2008). Ermittlung des sohlmorphologischen Gleichgewichtsgefälles von Fließgewässern Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 10/2008; 60(11), 193-199.
- Meyer-Peter, E.; Müller, R. (1949). Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebs, Schweizer Bauzeitung, 67. Jahrgang, Nr. 3, Bern.
- Requena, P.; Bezzola, G.R.; Minor, H.-E. (2005). Aufweitungen in erodierenden Flüssen, wasser, energie und luft, 97. Jahrgang, Heft 7/8, 183-189.
- Sattler, S. (2012). Machbarkeitsstudie Naturflussvariante - Wasserbauliches Umsetzungskonzept - Tittmoninger Becken Salzach FLKM 22.00 bis 42.20, Endbericht V1.2b, Oberösterreichische Umweltschutzbehörde

Smart, G.M.; Jäggi, M.N.R. (1983). Sedimenttransport in steilen Gerinnen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 64, 188p.

Anschrift der Verfasser

Mag. DI Dr. Christine Sindelar
Universität für Bodenkultur Wien
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Muthgasse 18, A-1190 Wien
christine.sindelar@boku.ac.at

DI Martin Pfmeter
Universität für Bodenkultur Wien
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Muthgasse 18, A-1190 Wien
Martin.pfmeter@boku.ac.at

DI Christoph Roscheck
Universität für Bodenkultur Wien
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Muthgasse 18, A-1190 Wien

DI Stefan Sattler
flussbau iC GesmbH
a member of iC group
Schönbrunner Str. 297, 1120 Wien
s.sattler@ic-group.org

DI Dr. Michael Hengl
Bundesamt für Wasserwirtschaft
Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung
Severingasse 7, A-1090 Wien
michael.hengl@baw.at

Univ.Prov. DI Dr. Helmut Habersack
Universität für Bodenkultur Wien
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Muthgasse 107, A-1190 Wien
helmut.habersack@boku.ac.at

Eigendynamische Seitenerosion – Prognose und Wirklichkeit

Michael Hengl und Tobias Hafner

Zusammenfassung

An der Salzach im Freilassinger Becken wurde im Frühjahr 2010 flussab einer sohlstützenden Rampe auf knapp 3 km Länge beidseitig die harte Uferverbauung entfernt und ein eigendynamischer Seitenerosionsprozess initiiert. Mit den nunmehr weichen Ufern werden drei Ziele verfolgt: Sohlstabilisierung durch Aufweitung des Flussbetts, temporäre Abdeckung des durch die flussauf gelegene Rampe ausgelösten Geschiebedefizits, Verbesserung der Gewässerökologie.

Da in den Planungen zur Sanierung der Unteren Salzach das Thema Weiche Ufer eine große Rolle spielte, wurde der Prognose möglicher morphologischer Entwicklungen großes Augenmerk geschenkt. Im Einzelnen waren dies ein physikalischer Modellversuch in Wien und das zweidimensionale numerische Geschiebetransportmodell Uferlos der TU München. Ergebnisse der Prognosen waren einerseits mittlere Verschiebungen der Ufer in Abhängigkeit vom Abflussgeschehen und andererseits im Laufe der Zeit in die Salzach eingetragene Geschiebemengen.

Die Hochwässer in den Sommern 2010 (ca. HQ₃₀) und 2013 (größer HQ₁₀₀) führten wie erwartet zu einer starken eigendynamischen Entwicklung der Salzach im Bereich der Weichen Ufer. Aus den Vermessungen von Flussquerprofilen, die glücklicherweise vor und nach den Hochwässern stattfanden, können nun die prognostizierte und die tatsächlich abgelaufene Gewässerentwicklung verglichen werden. Generell betrachtet ergibt sich eine gute Übereinstimmung. Darüber hinaus konnten aus den Vermessungsdaten und dem nachvollziehen der Prognose mit den tatsächlich beobachteten Abflussdaten wertvolle Erkenntnisse betreffend die morphologische Entwicklung der Salzach gewonnen werden. Beispielsweise kam es zu einer gewässerökologisch positiven Veränderung der Querprofilgeometrie. Weiters hat sich bestätigt, dass maßgebliche Seitenerosion an der Salzach nur bei Hochwasserereignissen stattfindet.

1 Einleitung

Die Salzach bildet auf ca. 59 km Länge die Grenze zwischen dem Freistaat Bayern und Österreich. Seit Ende des 19. Jahrhunderts ist dieser Gewässerabschnitt so wie viele andere im Alpenraum durch eine stetig fortschreitende Sohleintiefung gekennzeichnet. Neben den negativen Folgen für den Hochwasserschutz hat diese Entwicklung auch negative Auswirkungen auf die Gewässerökologie und die großflächigen Aulandschaften in den Talräumen (WRS, 1995). Wasserbaulich von besonderer Bedeutung ist, dass der ursprüngliche Kiesfluss Salzach teilweise bereits in die tiefer liegenden geologischen Schichten mit sehr feinkörnigem Untergrund vorgedrungen ist, was den Eintiefungsprozess in den betroffenen Abschnitten noch beschleunigte. Aufbauend auf vorausschauenden, intensiven Planungsprozessen, die die jeweils neuesten Entwicklungen der Wissenschaft nutzten, wurden erste flussbauliche Maßnahmen mit positiven Wirkungen für Wasserbau, Natur und Mensch gesetzt (Hengl et al., 2012).

2 Kurzdarstellung der flussbaulichen Maßnahme

Bei Fluss-km 51,9 wurde im Winter 2009/2010 eine Rampe errichtet und in der flussab anschließenden Strecke, mit einer ursprünglichen Sohlbreite von ca. 100 m und einem Gefälle von 1 ‰, auf ca. 3 km Länge beidseitig die Ufersicherung entfernt (siehe Abb. 1). Auf der rechten Seite wurde gleichzeitig das Ufer strukturiert und damit ein Teil der Aufweitung vorweggenommen.

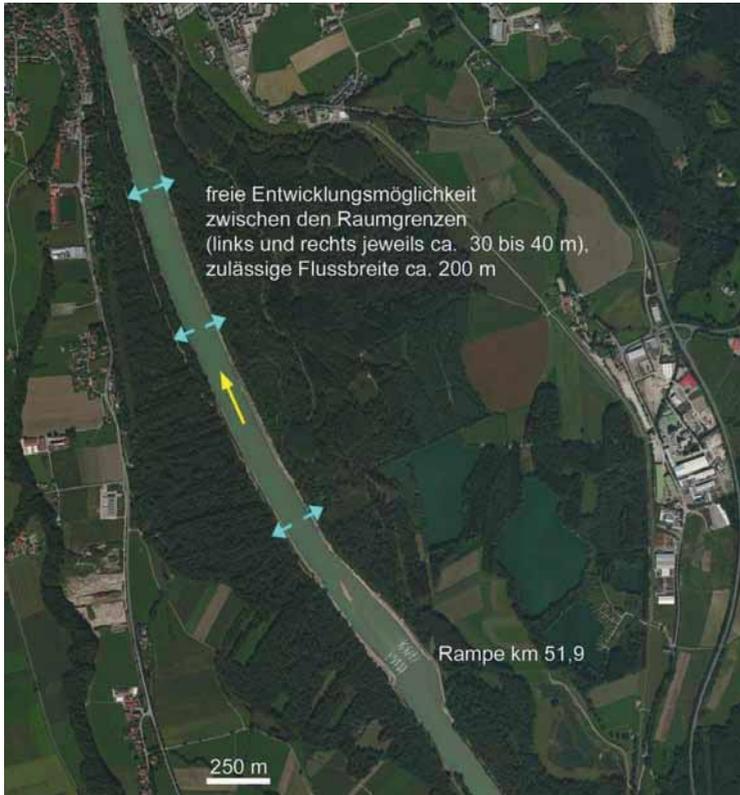


Abb. 1 Übersicht zu den Baumaßnahmen (Quelle Luftbild: Bing)

Das im Anlandungsbereich der ca. 2,7 m hohen Rampe zurückgehaltene Geschiebe würde das flussab bestehende Geschiebedefizit weiter verstärken. Grundidee des in der Wasserwirtschaftlichen Rahmenuntersuchung entwickelten Konzepts ist, dass das durch die Rampe verursachte temporäre Geschiebedefizit durch die Eigendynamik der Salzach in der anschließenden Strecke abgedeckt wird (WRS, 2000). Mit der Seitenerosion ist gleichzeitig eine Aufweitung verbunden die die Sohlbelastung reduziert. Dieses Konzept ist nicht allein auf den hier beschriebenen Standort, sondern grundsätzlich anwendbar, wenn eine verträgliche Bilanz aus Geschieberückhalt und Geschiebemobilisierung hergestellt werden kann.

3 Prognosen

3.1 Physikalisches Modell

Um die Wirksamkeit der oben genannten Grundidee zu bestätigen, wurde ein wasserbaulicher Modellversuch durchgeführt (WRS, 2002). Ziel des Modellversuchs war Aussagen zur Geschwindigkeit und zum Umfang der eigendynamischen Seitenerosion zu gewinnen. Der Modellversuch umfasste eine ca. 2,6 km lange Strecke der Salzach mit Rampe und anschließenden Seitenerosionsbereichen (siehe Abb. 2). Das Modell beschränkte sich in der Breite auf die geplanten Seitenerosionsbereiche. Für Hochwässer mit Ausuferung in die breite Auenlandschaft wurden die Gesamtabflüsse der Salzach auf Basis von numerischen Abflussberechnungen entsprechend der Breitenreduktion angepasst.



Abb. 2 Modellversuch im Maßstab 1:50 vor Versuchsbeginn

Das Modell wurde mit einer Abfolge von stationären Abflüssen und Hochwasserwellen belastet. Die mit den Versuchen abgedeckte Zeitspanne entsprach 18 Jahren in der Natur. Es zeigte sich, dass eine maßgebliche Eigendynamik erst ab ca. $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ ($HQ_1 = 1130 \text{ m}^3/\text{s}$) zu erwarten ist. Weiters nimmt die Seitenerosionskraft mit zunehmender Breite ab. Das Endergebnis des Modellversuchs ist der Abb. 3 zu entnehmen. Die Abbildung zeigt auf der linken Achse die je Kilometer Uferlänge jährlich zu erwartende Menge an Kies aus der Seitenerosion. Auf der rechten Achse ist die Zunahme der Gewässerbreite für eine Kiesmächtigkeit von im Mittel 3 m dargestellt. Diese Umrechnung war notwendig, da der Modellversuch nur mit homogenem Salzachgeschiebe betrieben werden konnte. In der Natur ist das Vorland aber mit Feinsand überdeckt, der keinen Beitrag für die Sohlstabilität leistet. Der Anstieg der Seitenerosion nach 6 Jahren ist darauf zurückzuführen, dass im Modell strömunglenkende Maßnahmen getestet wurden um die Eigendynamik bei Bedarf wieder zu stärken.

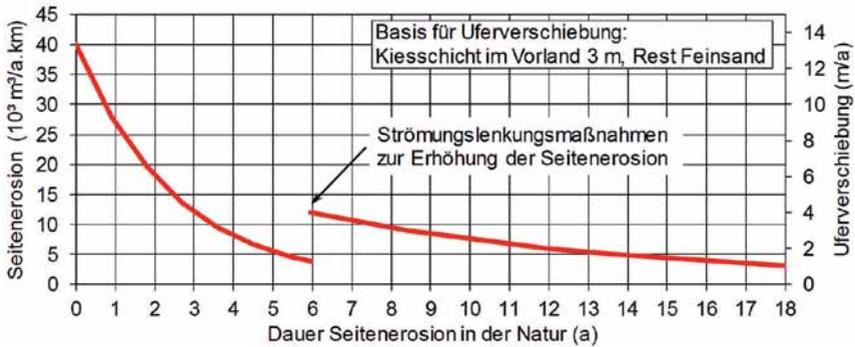


Abb. 3 Prognose der Seitenerosion aus dem physikalischen Modellversuch

3.2 Numerisches Modell

Die numerischen Berechnungen wurden 2004 am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München durchgeführt, mit dem Ziel, die bisherigen Planungen zum Uferschutz der WRS zu optimieren. Auf Basis numerischer Simulationen wurden die zu erwartenden Aufweitungsraten, die Breitenentwicklungen und die morphologischen Prozesse bei einer eigendynamischen Gewässerentwicklung nach Entfernung der Uferverbauung untersucht. Verwendet wurde ein zweidimensionales tiefengemitteltes Finite-Elemente-Modell, welches am Lehrstuhl um Ansätze des Geschiebetriebs sowohl im Ufer- als auch im Sohlbereich erweitert wurde (Details in Hafner (2008) und Schmautz (2003)). Die Berechnung des Geschiebetriebs erfolgte auf Basis einer modifizierten Meyer-Peter/Müller-Formel im Rahmen eines Ein-Kornansatzes über den mittleren Korndurchmesser. Fraktionierter Geschiebetransport und damit auch mögliche Abpflasterungen wurden somit nicht berücksichtigt. Die Uferstabilität und der Böschungsbruch wurden über einen einfachen Ansatz auf Basis des Reibungswinkels implementiert. Böschungsbewuchs oder Kohäsion sind nicht berücksichtigt.

Simuliert wurde die Strecke zwischen Fluss-km 51,6 und Fluss-km 49,6 mit einer idealisierten Gerinnegeometrie, welche sich im Wesentlichen auf das Hauptgerinne beschränkte. Auf die Vorländer mit ihren Rinnenstrukturen wurde verzichtet und als Korrektur die Abflussanteile des Vorlandes ebenfalls bei den morphologischen Berechnungen entsprechend abgezogen. Bei größeren Abflüssen tritt aufgrund der unterstromigen Laufener Enge ein deutlicher Rückstau auf. Dieser wurde über eine entsprechende W-Q-Beziehung am unteren Modellrand mit berücksichtigt. Die damaligen Planungen und somit auch die Simulationen sahen lediglich eine einseitige Aufweitung auf bayerischer Seite vor.

Neben einzelnen Hochwasserwellen und konstanten Abflüssen wurde auch die Dekade „1957 bis 1966“ simuliert. Da nennenswerte Aufweitungen erst ab $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ auftraten, wurde die Ganglinie der Dekade vorab um die Abflüsse $<400 \text{ m}^3/\text{s}$ (nicht mehr geschieberelevant) reduziert und die verbleibenden Werte bis $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ gemittelt, um nicht unnötige Rechenzeit bei den lang vorherrschenden unbedeutenden Abflusszuständen zu verlieren.

Abb. 4 zeigt mittlere prognostizierte Aufweitungsraten (einseitige Aufweitung), welche aus den Simulationen eines HQ_{10} und eines HQ_{100} ermittelt wurden. Die Aufweitungsgeschwindigkeit nimmt aufgrund des Rückstaus aus der Laufener Enge ab ca. $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ wieder ab. Diese

Aufweitungsraten sind jedoch nur eine Momentaufnahme, da mit zunehmender Breitenentwicklung die Seitenerosionskraft nachlässt. Dies lässt sich an den Simulationen der Dekade „1957 – 1966“ erkennen.

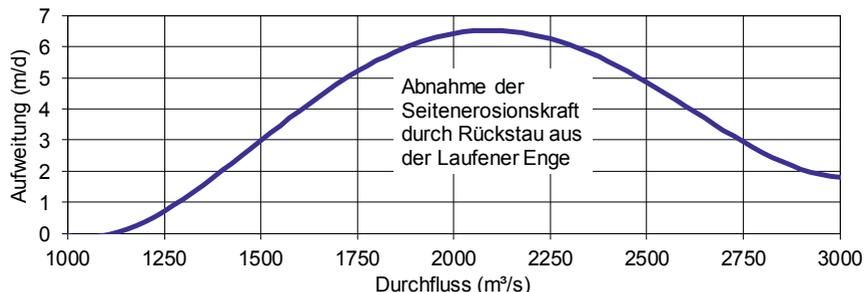


Abb. 4 Uferverschiebung in Abhängigkeit vom Abfluss aus dem numerischen Modell

Das Modell wurde zweimal mit der Dekade „1957 – 1966“ beschickt. Die Abb. 5 zeigt die verwendete idealisierte Ganglinie mit den Hochwasserwellen sowie die Breitenzunahme bei Fluss-km 50,8 und 50,2. Während bei der Erstbelastung rund 10 – 12 m Aufweitung eintraten, kam es bei der Zweitbelastung nur noch zu rund 5 m zusätzlicher Aufweitung.

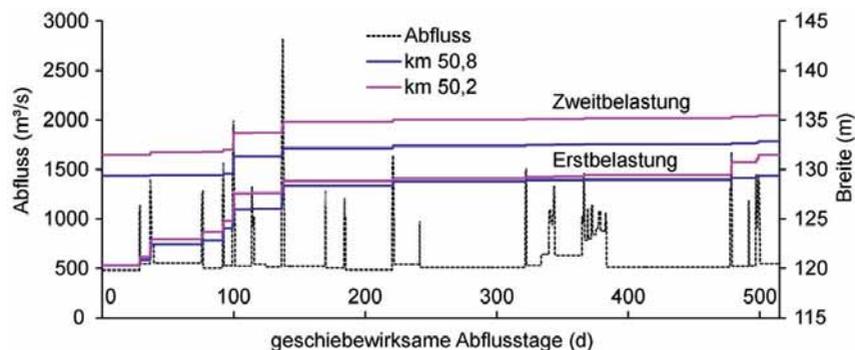


Abb. 5 Breitenentwicklung für Profil 50,8 und 50,2 für Erst- und Zweitbelastung

Um die damaligen 2004 erstellten Aufweitungsprognosen auf die realen gemessenen Veränderungen bei den Ereignissen 2010 und 2013 übertragen zu können sind folgende Sachverhalte zu berücksichtigen: Die Aufweitungsgeschwindigkeiten in Abb. 4 sind auf eine einseitige Ufererosion bezogen. In der Ausführung wurden aber auf beiden Seiten die Uferversteinerungen entfernt. Die Aufweitungsraten in Abb. 4 müssen folglich verdoppelt werden. Gleichzeitig muss jedoch berücksichtigt werden, dass mit der Entfernung der Uferversteinerung im Jahr 2010 bereits 15 m Uferaufweitung maschinell hergestellt wurden. Berücksichtigt man die Ergebnisse der Dekaden-Berechnungen, so ist davon auszugehen, dass mit diesen 15 m vorweggenommenen Aufweitungen die Aufweitungsraten in Abb. 4 grob zu halbieren sind. Fazit: Die beiden Effekte „beidseitige Aufweitung“ und „vorweggenommene maschinelle Aufweitung“ sind gegenläufig und heben sich in etwa auf, so dass mit den Aufweitungsraten

der Abb. 4 die Prognose des Zeitraums 2010 bis 2013 durchgeführt werden kann (siehe Kapitel 5).

4 Eigendynamische Gewässerentwicklung

Bereits im ersten Jahr nach Abschluss der Bauarbeiten trat in der Salzach ein 30-jährliches Hochwasser auf und drei Jahre später kam es zu einem über 100-jährlichen Ereignis (siehe Abb. 6).

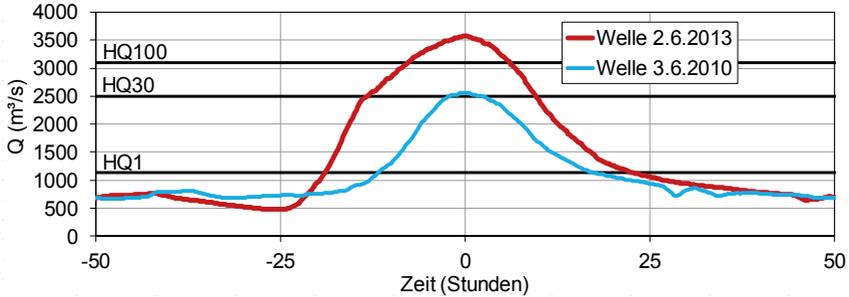


Abb. 6 Hochwasserwellen 2010 und 2013 im Vergleich (Pegel Laufen)

Kurz nach Fertigstellung der Baumaßnahmen im Frühjahr 2010 und nach den beiden Hochwässern wurden Flussquerprofile im Abstand von 200 m vermessen. Abb. 7 zeigt zwei ausgewählte Querprofile. Die Veränderungen im Bereich der Ufer von 2005 bis März 2010 sind auf die Baumaßnahmen zurückzuführen (entfernen der Ufersicherung sowie Strukturierung der Uferbereiche). Die Pfeile zeigen die Uferverschiebungen bis Ende 2013, ausgehend von der Aufnahme 2005.

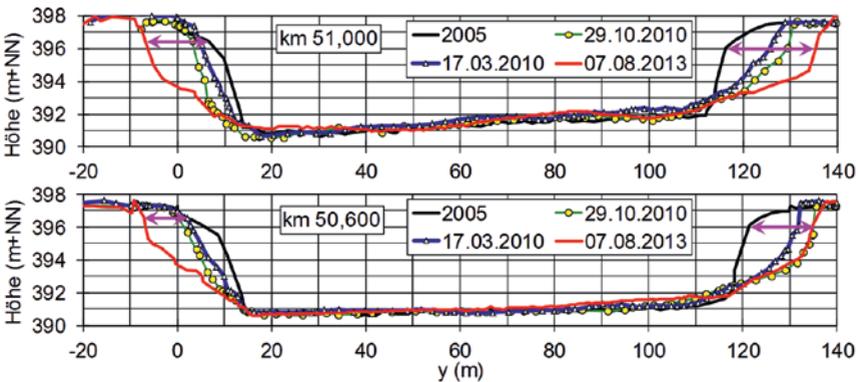


Abb. 7 Morphologische Entwicklung in zwei ausgewählten Querprofilen (Darstellung ca. 3,5-fach überhöht)

Wie Abb. 7 zu entnehmen ist, erfolgt die Eigendynamik im Gewässerlauf unterschiedlich. Beispielsweise führte das extreme Hochwasser 2013 im km 50,6 rechtsufrig zu keiner Erosion. Die Profilgestalt hat sich durch die Eigendynamik gewässerökologisch rasch Vorteilhaft

verändert (Hengl et al., 2012). Ursprünglich war im Bereich der Anschlaglinie bei Nieder- und Mittelwasser bis zur Sohle das Ufer sehr steil. Nun ist der Übergang vom Ufer zur Sohle deutlich flacher woraus eine bessere Vernetzung von terrestrischen und aquatischen Lebensräumen folgt. Weiters entstanden ökologisch wertvolle Flachwasserzonen.

Positiv für die Sohlstabilität wirkt die mittlere Anhebung der Sohle im Aufweitungsbereich um 24 cm, die auch mit einer Zunahme des Sohlfalles von 1 ‰ auf 1,2 ‰ verbunden ist.

5 Prognose und Messdaten im Vergleich

Grundlage für den Vergleich bilden die Ergebnisse aus der numerischen und physikalischen Modellierung. Während das numerische Modell einen direkten Zusammenhang zwischen Höhe des Abflusses und Aufweitung herstellte, lieferte das physikalische Modell nur für mittlere Abflussjahre gültige Werte. Tatsächlich liefen 2010 und 2013 aber überdurchschnittliche Hochwasserereignisse ab. Um die Anwendbarkeit der Prognose aus dem physikalischen Modellversuch zu prüfen, erfolgte in einem ersten Schritt ein Vergleich der Geschiebetransportkapazitäten in der Salzach in den Jahren 2010 bis 2013 mit der langjährigen mittleren Transportkapazität aus dem Zeitraum 1951 bis 2002. Trotz des 30-jährlichen Hochwassers 2010 lag die Geschiebetransportkapazität in diesem Jahr mit 90 % nahe am Vergleichswert (siehe Abb. 8). Zusammen mit dem trockenen Jahr 2011 und dem großen Hochwasser 2013, ergibt sich eine dem langjährigen Mittel entsprechende Transportkapazität. Es ist also zulässig das Ergebnis des physikalischen Modellversuchs direkt auf die Messdaten anzuwenden.

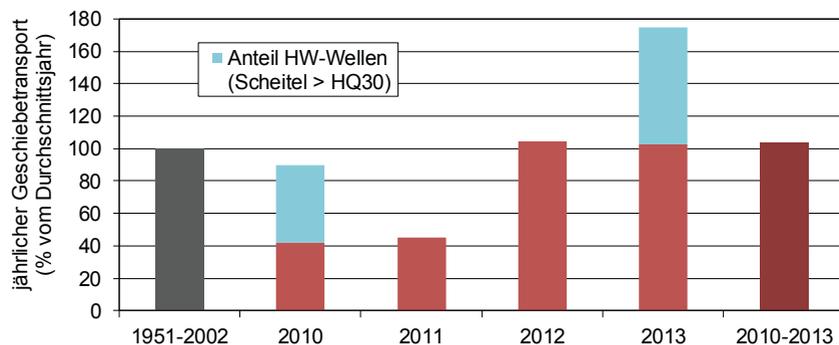


Abb. 8 Vergleich der Geschiebetransportkapazitäten 2010 bis 2013 mit dem langjährigen Mittel aus 1951 bis 2002

Abb. 9 zeigt den Vergleich zwischen Messung und Prognose. Als Vergleichswert wird die über die gesamte Länge und aus beiden Ufern zusammengesetzte mittlere Uferverschiebung gewählt. Ansatzpunkt ist die Vermessung vom März 2010 mit einer im Zuge des Baus vorweggenommenen Uferverschiebung von ca. 15 m. Die Messdaten passen überraschend gut mit den Prognosemodellen zusammen. Aus dem in Abb. 4 dargestellten Ergebnis des numerischen Modells war es möglich mit den tatsächlich gemessenen Abflüssen den Verlauf der Seitenerosion zu berechnen. Interessant ist, dass das Jahr 2011 mit geringer Geschiebetransportkapazität infolge zweier Abflussspitzen von 1250 und 1320 m³/s rechnerisch zu einer geringfügigen Aufweitung führt, während das durchschnittliche Jahr 2012 mit etwas kleineren Abflussspitzen von 1070 und 1040 m³/s keine Aufweitung ergibt. Dies hängt mit der oben beschriebenen Beziehung zwischen Durchfluss und Aufweitung zusammen (Abb. 4). Der

eigendynamische Aufweitungprozess wird also maßgeblich von den Zeiträumen mit Durchflüssen deutlich über $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ beeinflusst. Da der Geschiebetransport aber bereits ab ca. $300 \text{ m}^3/\text{s}$ einsetzt, ist die obige Aussage, dass die Prognose aus dem physikalischen Modell aufgrund der vorhandenen mittleren Geschiebetransportraten direkt anwendbar ist, somit nicht in vollem Ausmaß gültig. Vielmehr scheinen die im Modellversuch auch enthaltenen großen Hochwässer maßgebend zu sein. Nach dem Hochwasser 2010 war die beobachtete Aufweitung geringer als auf Basis der Modelle prognostiziert. Ursache dafür ist, dass während des Hochwassers 2010 links eine alte Ufersicherung freigelegt wurde, die den Seitenerosionsprozess einschränkte (siehe Abb. 10).

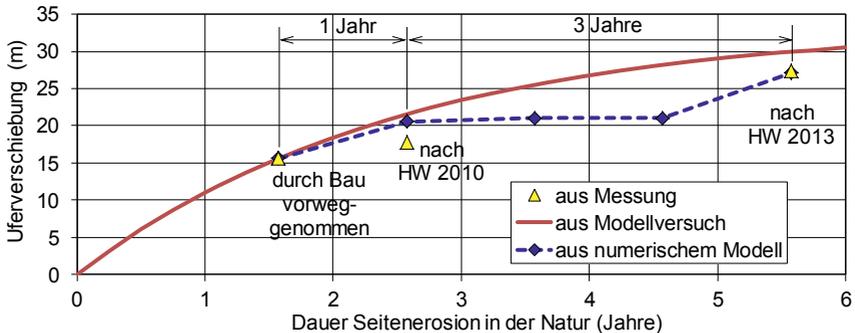


Abb. 9 Gemessene Uferverschiebung im Vergleich mit den Prognosen aus physikalischem Modellversuch und numerischem Modell Uferlos



Abb. 10 Holzpfähle einer beim Hochwasser 2013 freigelegten alten Ufersicherung im Bereich des linken Ufers

6 Bewertung der Ergebnisse

Der vierjährige Beobachtungszeitraum für die eigendynamische Gewässerentwicklung der Salzach ist für eine vollständige Evaluierung der gesetzten Maßnahmen zu kurz. Die bisherigen Messungen zeigen jedoch eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Prognose. Für den Vergleich herangezogen wurden allerdings nur die über den gesamten Abschnitt gemittelten Uferverschiebungen. Lokal verläuft die Seitenerosion aber sehr unterschiedlich (siehe Abb. 11). Dies gilt sowohl für den Längsverlauf als auch für die Aufteilung zwischen linkem und rechtem Ufer. Unmittelbar flussab der Rampe war bisher die Erosion am rechten

Ufer deutlich größer als am linken und mehr als doppelt so groß wie die mittlere Uferverschiebung. 800 m weiter flussab übertraf die Erosion am linken Ufer jene auf der rechten Seite. Die negative Uferverschiebung in Fluss-km 50,4 könnte auf einen Lagefehler in der Vermessung zurückzuführen sein.

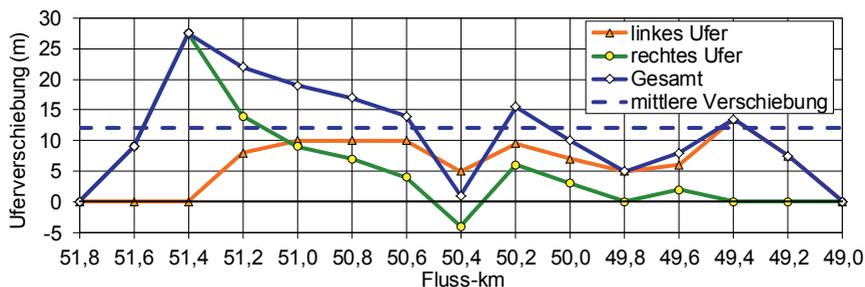


Abb. 11 Gemessene Uferverschiebungen im Längsverlauf

Ein besseres Gesamtbild ist erst nach 2020 zu erwarten, wenn entsprechend dem physikalischen Modellversuch die Seitenerosion ohne zusätzliche Initialmaßnahmen weitgehend abgeklungen sein sollte. Voraussetzung dazu ist aber, dass auch entsprechende Hochwässer mit Spitzenabflüssen deutlich über $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ auftreten. In diesem Zusammenhang offen ist auch noch die Frage ob in ruhigeren Abflusszeiten die Vegetation an den Ufern so stark zunimmt, dass dadurch eine weitere Seitenerosion bei Hochwasser gebremst wird. Zu erwarten ist dies vor allem am rechten Ufer, das tendenziell einer Innenbogensituation entspricht.



Foto: BAW-IWB

Abb. 12 Weiche Ufer, ca. 1 Monat nach dem Hochwasser 2013

Beeinflusst wird der Seitenerosionsprozess auch durch die Inhomogenitäten im Untergrund, die mit der historischen Entwicklung der Salzach als verzweigtes Flusssystem zusammenhängen. Von dieser Seite und angesichts der vielen Vereinfachungen sowohl in der physikalischen als auch in der numerischen Modellierung kann die gute Übereinstimmung zwischen Prognose und Messung von kritischer Seite als auch mehr oder weniger zufällig interpretiert werden. Deutlich

größeres oder deutlich feineres Geschiebe in den Seitenerosionsbereichen hätte auch zu anderen Entwicklungen führen können.

Die bisherige positive Wirkung der eigendynamischen Aufweitung ist nicht nur wasserbaulich zu sehen. Die ursprünglich hart verbauten und unzugänglichen Ufer haben auch deutlich an ökologischer Qualität gewonnen (siehe Abb. 12).

Literatur

Hafner, T (2008). Uferrückbau und eigendynamische Gewässerentwicklung – Aspekte der Modellierung und Abschätzungsmöglichkeiten in der Praxis. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München – Nr. 117.

Hengl, M.; Aufleger, M.; de Mas, V.; Eggertsberger, J.; Hafner, T.; Michor, K.; Mühlbauer, M.; Raudaschl, S.; Schuardt, W.; Spanning, M.; Unterlercher, M.; Wiesenegger, Ch. (2012). Eigendynamische Aufweitungen an der Unteren Salzach - vom Konzept bis zu den ersten Erfahrungen. Österr. Wasser und Abfallwirtschaft, Heft 7-8/12, S 401-410. DOI 10.1007/s00506-012-0009-7.

Schmautz, M (2003). Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München – Nr. 96.

WRS (1995). Bericht zu Phase I: Bestandsanalyse. Stand der Untersuchung zu Phase II: Maßnahmenplanung Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München.

WRS (2000). Zusammenfassende Darstellung und Bewertung der Lösungsvarianten. Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach. Amt der Salzburger Landesregierung, Salzburg.

WRS (2002). Physikalisches Modell Sohlrampe mit Mäanderstrecke. Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach. Amt der Salzburger Landesregierung, Salzburg.

Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Dr. Michael Hengl
Bundesamt für Wasserwirtschaft, Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung
Severingasse 7, A-1090 Wien
michael.hengl@baw.at

Dr.-Ing. Tobias Hafner
Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz
Rosenkavalierplatz 2, D-81925 München
tobias.hafner@stmuv.bayern.de

Schwemmholz an Hochwasserentlastungsanlagen von Talsperren

Arbeitsgruppe des Schweizerischen Talsperrenkomitees:

Lukas Schmocker, Robert Boes, Marius Bühlmann, Heinz Hochstrasser, Jean-Claude Kolly, Guido Lauber, Judith Monney-Ueberl, Michael Pfister, Riccardo Radogna, Adrian Stucki, Fathen Urso

Zusammenfassung

Bei Hochwasser wird meist Treib- und Schwemmholz mobilisiert und transportiert, das dann an den Hochwasserentlastungsanlagen (HWE) von Talsperren zu Problemen führen kann. Insbesondere eine partielle oder vollständige Verklauungen der HWE reduziert die Abflusskapazität unter Umständen massgeblich. Aufgrund des resultierenden Aufstaus kann das erforderliche Freibord allenfalls nicht mehr gewährleistet werden. Im Extremfall muss mit einer unkontrollierten Überströmung der Talsperre gerechnet werden.

In der Schweiz sind zurzeit keine allgemeingültigen und detaillierten Richtlinien zum Umgang mit Schwemmholz an HWE vorhanden. Deshalb wurde eine neue Arbeitsgruppe des Schweizer Talsperrenkomitees gebildet. Ziel der Arbeitsgruppe ist es, den heutigen internationalen Stand der Richtlinien und des Umgangs mit Schwemmholz an Stauanlagen zusammenzustellen und Empfehlungen für die Betreiber von Stauanlagen hinsichtlich folgender Punkte zu erarbeiten: (1) Beurteilung der HWE hinsichtlich des Gefahrenpotentials durch Schwemmholz, z.B. Schwemmholzaufkommen im Einzugsgebiet oder Verklauungswahrscheinlichkeit der HWE; (2) Mögliche Konzepte zum Umgang mit Schwemmholz an Talsperren (Durchleiten oder Rückhalt und Entnahme); und (3) Möglichkeiten für die Bauwerksoptimierung von Einlaufbauwerken sowie für allfällige betriebliche Massnahmen. Der vorliegende Artikel gibt einen Auszug aus dem Abschlussbericht, der zurzeit durch die Arbeitsgruppe verfasst wird und Ende 2016 in seiner Endversion vorliegen soll.

1 Einleitung

1.1 Motivation und Ziel

Neben Feststoffen wie Geschiebe und Schwebstoffen werden bei Hochwasser meist auch Schwimmstoffe wie Treib- und Schwemmholz oder Zivilisationsmüll mitgeführt, die an Einlaufbauwerken von Hochwasserentlastungsanlagen (HWE) zu Problemen führen können (Abb. 1 und 2). Insbesondere Verklauungen an den Wehrkronen oder Einlaufschützen reduzieren die Abflusskapazität unter Umständen massgeblich und bewirken unzulässig hohe Wasserspiegel im Stauraum. Das erforderliche Freibord kann allenfalls nicht mehr gewährleistet werden. Zudem kann Schwemmholz die Einlaufrechen der Fassungsbauwerke verlegen und zu einer generell erhöhten Belastung der Stauanlage führen. Neben der Beurteilung des Verklauungsrisikos stellt sich grundsätzlich die Frage, ob Schwemmholz zurückgehalten oder durchgeleitet werden soll. Beides bedingt eine entsprechende Auslegung der Einlaufbauwerke der HWE bzw. Massnahmen im Stauraum.

Der aktuelle internationale Stand der Richtlinien und des Umgangs mit Schwemmholz an Stauanlagen wurde durch die Arbeitsgruppe unter Berücksichtigung analytischer und experimentel-

ler Untersuchungen sowie Erfahrungen mit beobachteten Verklausungen an HWE zusammengestellt. Nachfolgend werden die Erkenntnisse der Arbeitsgruppe präsentiert.

1.2 Abgrenzung zum flussbaulichen Schutzwasserbau

Die Betrachtungen beschränken sich primär auf Talsperren, für welche die Bestimmungen des Schweizer Stauanlagengesetzes und der Schweizer Stauanlagenverordnung anwendbar sind. Flusskraftwerke und Stauräume mit Kurzzeitspeichern werden durch die vorliegende Studie nicht abgedeckt. Die Schwemmholzprozesse in Flüssen unterscheiden sich insbesondere aufgrund der Fließgeschwindigkeit von den Schwemmholzprozessen in Stauseen.

1.3 Definition Schwemmholz

Schwemmholz oder Geschwemmsel kann während eines Hochwassers oberhalb der Talsperre mobilisiert werden – sofern das Einzugsgebiet bewaldet ist – und tritt in verschiedener Form auf (Lange und Bezzola 2006): Natürliche Baumstämme und Wurzelstöcke; Wirtschaftsholz aus Holzlagern oder infolge Abholzung; Bauholz von z.B. Brückenkonstruktionen oder Bachverbauungen; Boote, Autos oder sogar Häuser; Abfälle, Sperrmüll oder Strohballen, die in Bachnähe gelagert oder entsorgt werden. Totholz ist meist bereits im Gerinne vorhanden und wird bei Hochwasser mobilisiert. Frischholz oder anthropogenes Geschwemmsel wird bei Hochwasser infolge Seitenerosion oder Hangrutschungen ins Gerinne eingetragen und stromab transportiert.



Abb. 1 Verklausung der HWE Palagnedra 1978 (Foto: Ofima, CH)



Abb. 2 Schwemmholz und Geschwemmsel vor der HWE des Thurnbergspeichers 2002 (Foto: Bundesamt für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, A).

2 Konzepte beim Umgang mit Schwemmholz an Talsperren

2.1 Allgemeine Richtlinien

Generell gibt es drei Möglichkeiten mit Schwemmholz an Talsperren umzugehen: (1) Massnahmen im Einzugsgebiet zur Minimierung des Schwemmholzaufkommens; (2) Durchleiten über die HWE; oder (3) Rückhalt und Entnahme im Stausee. Das Schweizerische Gewässerschutzgesetz (GSchG, 2016) besagt (Artikel 41): (i) Wer ein Fließgewässer staut, darf Treibgut, das er aus betrieblichen Gründen dem Gewässer entnommen hat, nicht ins Gewässer zurückgeben. Die Behörde kann Ausnahmen bewilligen; (ii) Der Inhaber der Stauanlage muss das Treibgut nach den Anordnungen der Behörde im Bereich seiner Anlagen periodisch einsammeln und fachgerecht entsorgen. Aus ökologischer Sicht ist das Belassen von Holz im

Gewässer wünschenswert, da die im GSchG angestrebte Durchgängigkeit nicht nur für Sediment und Fischfauna, sondern auch für natürliche Schwimmstoffe gilt. Schwemmholz trägt zur Bildung von Sohlenstrukturen bei, bietet Schutz sowie Lebensraum und Nahrungsquellen für viele Arten und verbessert generell die ökologische Funktionsfähigkeit eines Gewässers.

2.2 Massnahmen im Einzugsgebiet

Um das Schwemmholzaufkommen im Einzugsgebiet zu minimieren, ist eine präventive Schutzwaldpflege notwendig. Dazu müssen Rutschungen und Seitenerosionen vermieden und mittelfristig stabile Uferbereiche und Bacheinhänge wie auch gut strukturierte Waldbestände in Ufernähe des Speichers angestrebt werden. Allgemein ist die Bewirtschaftung an Bacheinhängen und an den Ufern des Stausees jedoch schwierig, technisch aufwändig und meist nicht kostendeckend. Bei Bäumen im Bachbett und Totholz ist meist aus Hochwasserschutzgründen zu beurteilen, ob sie liegen gelassen oder entfernt werden sollen. Als technische Massnahmen können Schwemmholzrückhalteanlagen im Einzugsgebiet und in den Bächen oberhalb der Talsperre vorgesehen werden (Zollinger 1983, Bänziger 1990, Rimböck 2003, Lange und Bezola 2006, Schmocker und Weitbrecht 2014, Hartlieb 2015). Es ist offensichtlich, dass im Hochwasserfall der Schwemmholztransport in eine Talsperre auch trotz Schutzwaldpflege und Schwemmholzrückhalt im Einzugsgebiet nie zur Gänze ausgeschlossen werden kann.

2.3 Durchleiten

Insbesondere bei Hochwasser mit hohem Schwemmholzanfall ergibt sich meistens ein Durchleiten des Schwemmholzes über die HWE als einzige Option, da das Holz durch die Strömung im Speicher zur HWE geleitet wird. Damit wird das Problem jedoch nur lokal gelöst und ins Unterwasser verlagert. Die Auswirkungen des Durchleitens auf den Flussabschnitt unterstrom des Speichers sind entsprechend zu prüfen. Ein Durchleiten ist zudem nur möglich, wenn die Möglichkeit einer Verklausung an der HWE explizit ausgeschlossen werden kann. Dazu müssen entweder die Öffnungen der HWE entsprechend gross sein, oder es muss sich um einen freien Überfall ohne Aufbauten handeln (Boes et al. 2013; vgl. auch Abb. 3 mit Abb. 1). Ein Restrisiko kann jedoch selbst mit diesen Massnahmen nicht ausgeschlossen werden.

2.4 Rückhalt und Entnahme im Stausee

Generell bieten Stauseen die Möglichkeit, Schwemmholz zurückzuhalten und zu entfernen (Abb. 4). Aufgrund der geringen Fliessgeschwindigkeiten kann das Holz meistens mittels Booten auf dem See eingesammelt werden. Hierdurch kann verhindert werden, dass das Holz im Hochwasserfall zur HWE gelangt oder absinkt und Triebwassereinflüsse sowie Grundablässe verklaust. Frischholz bleibt meist über mehrere Monate schwimmfähig (Zollinger 1983), womit eine etwa halbjährliche Entnahme ausreicht. Schwemmholz ist meist nicht über den gesamten Speicher verteilt, sondern treibt infolge Wind meist in einen Teilbereich, z.B. eine Bucht.

Im Hochwasserfall ist es aufgrund des hohen Schwemmholzanfalls meist nicht möglich, alles Geschwemmnel während des Ereignisses zu entnehmen. Oftmals ist die Kapazitätsleistung von Greifern oder Rechenreinigungsmaschinen dazu zu gering. Eine bereits verklauste HWE als Notfallmassnahme mittels Greifern zu räumen, ist aufgrund der Strömungsgeschwindigkeiten und der Holzmenge praktisch unmöglich. Falls die HWE anspringt, kann ein zumindest partieller Transport von Schwemmholz über die HWE zudem kaum verhindert werden.



Abb. 3 Neue HWE der Stauanlage Palagnedra als freier Überfall (Foto: VAW, ETH Zürich).



Abb. 4 Einsatz von Schwimmsperren im Sylvensteinspeicher (Foto: Bayerisches Landesamt für Umwelt, D).

3 Regelungen und Stand der Technik

In verschiedenen Ländern sind Richtlinien und Regelungen in Bezug auf Schwemmholz an HWE verfügbar. In den meisten Fällen beziehen sich diese auf minimal einzuhaltende Abmessungen der HWE.

3.1 Schweiz

Gemäss der Basisdokumentation zur Sicherheit der Stauanlagen (BFE 2008) sollen bei der konstruktiven Ausbildung von HWE die Durchlässe/Wehrfelder genügend breit sein, damit deren Verklauung durch Bäume und Geschwemmsel vermieden wird. Eine Breite von 10 m kann (sofern es die topographischen Bedingungen gestatten) erfahrungsgemäss als ausreichend betrachtet werden, da aufgrund der Beobachtungen bei Hochwasser mitgeführte Baumstämme in Gebirgsbächen rasch auf maximale Längen von 10 m gekürzt werden. Bei Wehren an grösseren Flüssen und im Flachland soll die Breite mehr als 10 m betragen. Des Weiteren ist bei der Gestaltung der HWE darauf zu achten, dass ein ausreichendes Freibord unter einer Wehrbrücke oder einem Steg vorhanden ist, in der Regel mindestens 1.5 bis 2 m. Ein Steg sollte gegebenenfalls so konzipiert sein, dass er bei ausserordentlichen Hochwassern entfernt oder fortgespült werden kann.

In Anlehnung an die Untersuchung von Godtland & Tesaker (1994) gibt das BFE (2008) Empfehlungen für die minimale lichte Breite L_p und die minimale lichte Höhe H_b der einzelnen Wehrfelder einer HWE in Abhängigkeit der zu erwartenden Baumlänge H_t (Abb. 5) ab:

$$L_p \geq 0.8 H_t$$

$$H_b \geq 0.15 H_t \quad \text{für } L_p > 1.1 H_t$$

$$H_b \geq 0.2 H_t \quad \text{für } L_p \leq 1.1 H_t$$

Die zu erwartende Baumlänge H_t kann im Feld anhand der ufernahen Bestockung abgeschätzt werden. Alternativ können die bei vergangenen Hochwassern beobachteten Baumängen als Anhaltspunkt genommen werden.

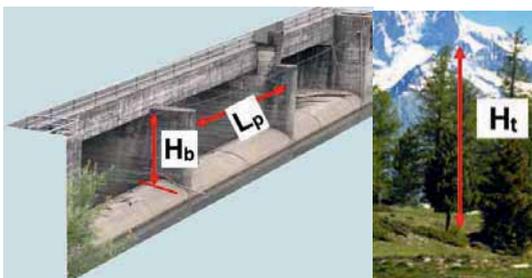


Abb. 5 Kennwerte zur Festlegung der minimalen Breite und Höhe der Durchlässe/Wehrfelder einer HWE.

3.2 Frankreich

Das *Comité français des barrages et reservoirs* (Cfbr) schätzt HWE mit Wehrbrücken und Aufbauten als verklausungsgefährdet ein, falls beim Bemessungshochwasser eines der folgenden Kriterien zutrifft (Cfbr 2013):

$$f < 2 \text{ m falls } h_0 < 2 \text{ m}$$

$$f < 1.5 \text{ m falls } h_0 > 2 \text{ m}$$

$$f < 0.5 \text{ m}$$

mit f = Freibord = lichter Abstand zwischen Wasserspiegel und UK des querenden Bauwerks und h_0 = Überfallhöhe Wehr. Die erforderliche Breite L_p der HWE wird als Funktion der Höhenlage z [m ü.M.] der Talsperre angegeben zu:

$$L_p \geq 15 \text{ m} \quad \text{für } z \leq 600 \text{ m ü.M.}$$

$$L_p \geq 20.5 - 11z/1200 \quad \text{für } 600 < z \leq 1800 \text{ m ü.M.}$$

$$L_p \geq 4 \text{ m} \quad \text{für } z > 1800 \text{ m ü.M.}$$

In der Regel gilt, dass französische Einzugsgebiete tiefer liegen als schweizerische und stärker bewaldet sind. Sie sind daher eher vergleichbar mit schweizerischen Flusstauhaltungen.

3.3 Österreich

In Österreich sind keine generellen Regelungen bezüglich Schwemmholz an HWE vorhanden. HWE mit einer Breite L_p kleiner als 20 m werden jedoch als potentiell verklausungsgefährdet eingestuft. 15 m breite Wehrfelder sind je nach Einzugsgebiet und ihrer lichten Höhe H_b (falls eine Brücke darüber führt) tolerabel. Geringere Werte werden erfahrungsgemäss als verklausungsanfällig angesehen (Czerny 2015).

3.4 Deutschland

In Deutschland sind keine generellen Regelungen bezüglich Schwemmholz an HWE vorhanden. Der Ruhrverband führte eine Umfrage bei 34 Betreibern zur Verlegung der HWE von Talsperren bei Hochwasser durch (Roesler und Bettzieche 2000). Die Umfrage (Rücklaufquote 68%) ergab, dass an 88% der 83 betrachteten Talsperren noch nie eine Verlegung der HWE festgestellt wurde und das Schwemmholzaufkommen bisher sehr gering war. An 10 Talsperren

(12%) wurde bereits eine Verlegung beobachtet, wobei nie mehr als 10% der HWE verklaut wurden. Eine realistische Gefährdung für HWE durch Schwemmholz konnte aus der Umfrage nicht abgeleitet werden.

3.5 Italien

Bezüglich der Funktionstüchtigkeit der Ablassorgane von HWE gelten in Italien die folgenden Empfehlungen (Ruggieri, 2014): Die HWE muss so gestaltet werden, dass die Durchleitung von Schwimmkörpern mit genügend Lichtraum zwischen Wasserspiegel und allfälligen Überbauten gewährleistet wird. Bei schützengeregelten Anlagen mit n Wehrfeldern wird der Ausfall von ($\geq 0.5n$) Wehrfeldern bei Schüttdämmen bzw. ($\geq 0.2n$) Wehrfeldern bei Betonsperren, jeweils auf die nächste ganze Zahl aufgerundet, angenommen. Es ist weiter nachzuweisen, dass das effektive Freibord f nicht unter $f/3$ sinkt.

Bei festen Überfällen muss bei der Kapazitätsberechnung eine Verklauung von $\geq 20\%$ bzgl. der lichten Höhe zwischen OK Wehrkrone und UK Überbau angesetzt werden. Die Verklauungsrate steigt im Falle von Wehrfeldbreiten < 12 m auf $\geq 50\%$ der lichten Höhe. Bei Anlagen mit Schützen muss zusätzlich zu dem o.g. Ausfall von Wehrfeldern bei der Kapazitätsberechnung an den verbliebenen Wehrfeldern eine Verklauung von $\geq 30\%$ bzgl. der lichten Schützenhöhe angesetzt werden. Die Verklauungsrate steigt im Falle von Wehrfeldbreiten < 12 m auf $\geq 50\%$ der lichten Schützenhöhe.

4 Umfrage bei Wasserkraftanlagen in der Schweiz

Im Dezember 2013 wurden Fragebögen an 60 Betreiber von Wasserkraftanlagen geschickt, von denen 52 Rückmeldungen machten (Rücklaufquote 83%). Der Fragebogen beinhaltete einerseits Angaben zur Talsperre, zur Hochwasserentlastungsanlage sowie zur Hydrologie und andererseits zum Schwemmholzaufkommen, dem Umgang mit Schwemmholz und allfälligen Problemen sowie Schäden infolge von Schwemmholz. Die Ergebnisse der Umfrage können wie folgt zusammengefasst werden:

- An 46 von 52 Talsperren (88%) fällt Schwemmholz an
- An 32 von diesen 46 Anlagen (70%) wird Schwemmholz entnommen
- An 18 von den 46 Anlagen (39%) wird Schwemmholz über die HWE abgeführt (an 7 Anlagen (15%) wird sowohl entnommen als auch durchgeleitet)
- An 5 der 32 Anlagen mit Entnahmen (16%) sind die Kubaturen der Entnahme bekannt
- An 7 Anlagen mit Entnahmen (22%) sind die Abmessungen des Schwemmholzes bekannt (davon ist an einer Anlage auch die Kubatur bekannt)
- An 8 der 46 Anlagen mit Schwemmholzaufkommen (17%) traten schon Probleme auf (meist Verklauung), an 5 Anlagen (11%) sind Schäden dokumentiert

Somit fiel in der Vergangenheit an der Mehrzahl der Schweizerischen Talsperren Schwemmholz an. Ein Gefahrenpotential ist vorhanden, obwohl nur an ca. 17% der Anlagen Probleme aufgetreten sind. Erfahrungen von Betreibern zeigen, dass bei hohem Schwemmholzaufkommen die Situation häufig nicht mehr kontrolliert werden kann und entsprechend das Gefahrenpotential schnell ansteigt. Die Fragebogen werden zurzeit noch vertieft ausgewertet.

5 Gefahrenbeurteilung - Verklauungswahrscheinlichkeit

In der Vergangenheit wurden verschiedene physikalische Modellversuche zur Verklauung von HWE durchgeführt. Viele Versuche konzentrierten sich jedoch auf eine bestimmte Anlage,

weswegen meist keine allgemeingültigen Aussagen möglich sind. Nachfolgend werden einige generelle Erkenntnisse aufgelistet:

- Godtland & Tesaker (1994) untersuchten unter anderem den Einfluss von Brückenaufbauten an einer unregulierten HWE. Die Verklauungsgefahr war bei vorhandenem Brückenaufsatz höher als ohne.
- Gemäss Johansson & Cederström (1995) zeigt ein einzelnes Schwemmholzstück bei grosser Wassertiefe an der HWE und bei nur einem geöffneten Wehrfeld die geringste Verklauungswahrscheinlichkeit, da sich das Holz in Strömungsrichtung ausrichten kann. Sind mehrere benachbarte Wehrfelder geöffnet, oder taucht das Schwemmholz schubweise auf, so erhöht sich die Verklauungswahrscheinlichkeit. Grundsätzlich steigt die Verklauungsgefahr mit zunehmendem Verhältnis von Stammlänge zu Wehrbreite.
- Yang et al. (2009) führten Modellversuche für die Hochwasserentlastung des Laxede Damms in Schweden durch. In Folge der Verklauung der dreifeldrigen HWE ergab sich ein Aufstau im Oberwasser von 16-27% im Vergleich zum Zustand ohne Verklauung. In ähnlichen Versuchen erhielt Hartlieb (2015) einen verklauungsbedingten Aufstau von 20-30% im Oberwasser.
- Hartlieb (2012) hat anhand von Modellversuchen die Gefahr von Verklauung an Hochwasserentlastungsanlagen mit Segmentschützen untersucht. Von den Eigenschaften des Schwemmholzes (Länge, Dichte, Anzahl und Länge der Äste) hatte dessen Länge in Bezug auf die Wehrbreite den grössten Einfluss auf die Verklauungswahrscheinlichkeit. Einzelhölzer konnten bei der Variation aller Parameter praktisch immer abgeleitet werden, da sie sich in Strömungsrichtung ausrichteten. Mit zunehmender Anzahl und Länge der Äste wurde die Verklauungswahrscheinlichkeit grösser.
- Für HWE mit freiem Überfall bei geöffneten Schützen präsentierte Hartlieb (2015) die folgende Formel zur Bestimmung der Verklauungswahrscheinlichkeit P (L = Stammlänge und W = Wehrfeldbreite): $P = (L/W - 0.96) * 0.73$.

Für die Verklauung von Brücken sind in der Literatur verschiedene Formeln vorhanden (Melville & Dongol 1992, Bezzola et al. 2002, Schmocker & Hager 2011). Diese Formeln können verwendet werden, um die Verklauungswahrscheinlichkeit an einer HWE grob abzuschätzen. Die meisten Versuche wurden jedoch bei hohen Froudezahlen und Fließgeschwindigkeiten durchgeführt, wie sie bei Hochwasser in Flüssen auftreten. Die Wahrscheinlichkeit einer Verklauungen ist bei kleinen Anströmgeschwindigkeiten wie an HWE von Talsperren tendenziell grösser, da Holz bereits beim Kontakt von Ästen mit Brücken- und Wehrstrukturen hängen bleibt.

6 Massnahmen am Bauwerk

6.1 Anpassung der lichten Öffnungsweite

Eine Massnahme zur Minimierung von Schwemmholzverklauungen ist die Wahl bzw. Schaffung genügend grosser Abmessungen der HWE. Dabei können die Richtlinien für lichte Breite und Höhe gemäss Kapitel 3 als Entwurfsvorgabe verwendet werden. Eine unregulierte HWE (z.B. freier Überfall) weist eine kleinere Verklauungswahrscheinlichkeit auf als eine regulierte HWE. Stämme können sich bei kleinen Abflusstiefen theoretisch auf der Wehrkrone ablagern, werden jedoch bei steigendem Abfluss abtransportiert (u.a. Boes et al. 2013). Zwischenpfeiler, Schützen, Wehrbrücken etc. vergrössern die Wahrscheinlichkeit einer Verklauung.

Eine Anpassung der lichten Öffnungsabmessungen kann z.B. wie folgt erreicht werden:

- Entfernung von Trennpfeilern zur Vergrößerung der lichten Wehrfeldbreite
- Umdisponieren von Wehrbrücke/Stegen zur Vergrößerung der lichten Höhe (Bsp. Palagnedra, Abb. 3). Brücken und Fussgängerstege sollten bei einem Bemessungshochwasser gemäss BFE (2008) einen Abstand von mindestens 1.5 - 2 m zum Wasserspiegel aufweisen. Zusätzlich sollen Stege so gebaut werden, dass sie im Notfall schnell entfernt werden können.
- Ersatz oder Verzicht auf bewegliche Regulierorgane durch einen festen und unregulierten, dafür ggf. längere Überfall

6.2 Ausbildung Wehr und Pfeiler

Für die Ausbildung von Wehren und Pfeilern sind in der Literatur verschiedene Empfehlungen vorhanden (Hartung & Knauss 1976, Gotland & Tesaker 1994, Wallerstein et al. 1996, Hartlieb 2015):

- Generell sollte die HWE möglichst glatt, ausgerundet und ohne Einbauten ausgeführt werden. Verklausungsgefährdete Anlageteile sollten z.B. mit Verschaltungen versehen werden.
- Generell sollten keine unterströmten Schützen verwendet werden; wenn Regulierorgane notwendig sind, dann in Form überströmbarer Klappen, Sektorschützen oder Segment-schützen mit aufgesetzten Klappen. Klappen sind vorteilhaft zur Erzeugung lokal grösserer Fliessstiefen (Boes et al. 2013).
- Antriebswelle, Zylinder, Leitungen etc. sollten ausserhalb des Einflussbereichs des Schwemmholzes angeordnet werden.
- Verzicht auf selbstregulierende Systeme.
- Bei Wehrfeldern mit Schützen sollte sich die Strömung in der Mitte konzentrieren. Optional ist bei mehreren Wehrfeldern ein asymmetrischer Betrieb anzustreben, d.h. das Öffnen von benachbarten Schützen ist zu vermeiden.
- Im Falle eines Aufstaus infolge Verklausung sollten auch die Wehraufbauten dem Anprall von Schwemmholz standhalten.
- Generell sollten keine Einlaufrechen unmittelbar bei der Wehrkrone vorgesehen werden, da infolge der relativ grossen Fließgeschwindigkeiten eine Verklausung dadurch eher gefördert wird und somit die Entlastungskapazität bereits bei wenig Schwemmholz abnehmen kann.
- Pfeiler erhöhen das Verklausungsrisiko immer, da infolge der geringen Geschwindigkeit Holz auch an einzelnen Pfeilern hängen bleiben kann. Infolge einer Pfeilerverklausung kann in der Folge ein ganzes Wehrfeld verlegt werden.
- Aus Modelluntersuchungen an Brückenpfeilern geht hervor, dass abgerundete Pfeilerköpfe weniger verklausungsanfällig sind als rechteckige Pfeiler oder Pfeiler mit scharfen Kanten (De Cicco et al. 2015).
- Widerlager, herunterhängende Werkleitungen, Geländer oder Fachwerkkonstruktionen begünstigen eine Verklausung.
- Nach Rickenmann (1997) sollen Neu- oder Umbauten von Wehranlagen mit lichten Wehrrbreiten von mindestens 10 m, besser aber 15 m dimensioniert werden. Zudem sollen Neubauten hindernisfrei ausgeführt werden, z.B. ohne Aufbauten.
- Bei Entlastungsstollen soll auf glatte Auskleidung ohne Verengungen oder Hindernisse und ohne scharfe Kurven geachtet werden (Hartlieb 2015).

Insbesondere bei neuen Projekten, bei welchem die Gefahr einer Verklausung besteht, erfolgt die Überprüfung des HWE-Entwurfs häufig mittels hydraulischer Modellversuche.

6.3 Schutz der HWE mittels vorgelagerter Rechenkonstruktionen

Generell sollten vor HWE nur Rechen angebracht werden, wenn eine anderweitige Anpassung der Form/Ausbildung der HWE unmöglich ist. Rechen können insbesondere die Verlegung von beweglichen Teilen verhindern und so die betriebliche Sicherheit von Schützen, Klappen etc. garantieren. Zudem wird die vollständige Verklauung der HWE verhindert. Im Hochwasserfall kann jedoch der Rechen selbst verlegt werden, womit ein Aufstau im Speicher nicht grundsätzlich ausgeschlossen werden kann. Um den Aufstau klein zu halten, sollte der Rechen eine entsprechen grosse Rechenfläche ausweisen und der HWE deutlich vorgelagert werden (Abb. 6). Damit kann Wasser selbst bei vollständiger Rechenverlegung neben oder unter dem Schwemmholzteppich in Richtung HWE abfließen.



Abb. 6 Vorgelagerter Schwemmholzrechen am Thurnbergspeicher am Kamp in Österreich (Foto: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, A).

Hartlieb (2015) führte hydraulische Modellversuche mit einem Schrägrechen vor einer HWE durch. Der Rechen war flach geneigt (15° bis 30°) und der Stababstand entsprach der halben Wehrfeldbreite. Dadurch konnte der Aufstau im Vergleich zu einer Wehrverklauung bis um die Hälfte verkleinert werden. Grund dafür sind die kleineren Fließgeschwindigkeiten, die auf den vorgelagerten Rechen wirken, so dass sich Holz eher in einem lockeren, einlagigen Teppich ablagert.

6.4 Schwimmketten

Nach Hartung und Knauss (1976) sind Schwimmketten ein nützliches Element, um Schwemmholz vor einer HWE zurückzuhalten. Beispiele sind miteinander verbundene Holzstämmen (Abb. 4), schwimmende Stahlrohre oder leichte Stahlbrücken auf Schwimmelementen. Beim Hochwasser 2005 wurden in der Schweiz auch Ölsperren für den Rückhalt von Schwemmholz verwendet (Abb. 7).

Bei sehr langen Schwimmketten im Stausse besteht die Gefahr, dass das Schwemmholz unter der Sperre hindurchtaucht, insbesondere, wenn das Holz bereits lange im Wasser schwimmt und eine höhere Dicht aufweist. Ebenfalls kann Holz bei starker Strömung unter der Absperung hindurch transportiert werden. Zu beachten sind auch die entsprechenden Kräfte des Schwemmholzes auf die Rückhaltelemente. Für Sperren, an denen im Winter nicht mit Hochwasser zu rechnen ist, sollten Schwimmketten in der Frostperiode entfernt werden, da eine mögliche Eisdrift die Kette beschädigen oder zerstören könnte. Bei einer allfälligen Entleerung des Speichers muss die Schwimmkette entfernt werden.

Bei einigen Sperren am Kamp in Österreich werden sogenannte Schwimmrechen (Schwimmkörper mit abgehängtem, ca. 1 m tief unter der Wasseroberfläche liegendem Spannseil) verwendet (Abb. 8). Hier wurden jedoch Probleme festgestellt, da das Spannseil zu schwach dimensioniert war und beim Hochwasser riss (Czerny, 2015). Dies bewirkte dann, dass die Schwemmholzansammlung konzentriert zur HWE gelangte.



Abb. 7 Schwemmholzsperrungen auf dem Brienersee während des Hochwasserereignisses 2005 (Foto: Bundesamt für Umwelt, CH).



Abb. 8 Schwimmrechen (Foto: H. Czerny, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, A)

7 Schlussfolgerungen und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde der aktuelle Stand der Richtlinien und Technik im Umgang mit Schwemmholz an Hochwasserentlastungen von Stauanlagen zusammengetragen. Generelle Richtlinien betreffend Rückhalt, Durchleiten sowie zur Ausbildung der HWE sind nur bedingt vorhanden. Die Empfehlungen verschiedener Länder basieren auf Erfahrungen aus vergangenen Ereignissen oder wurden aus hydraulischen Modellversuchen abgeleitet. Zur Minimierung des Verklausungsrisikos werden in den meisten Ländern minimale Breiten sowie Höhen der Durchlässe/Wehrfelder einer HWE empfohlen bzw. vorgeschrieben. Das Verklausungsrisiko kann ebenfalls mittels entsprechender konstruktiver Ausbildung der HWE reduziert werden. Der Schutz der HWE durch vorgelagerte Rechen wurde insbesondere in Österreich an mehreren Talsperren realisiert und hat sich bereits bei Hochwasser bewährt. Schwimmketten eignen sich nur bei sehr geringen Fließgeschwindigkeiten und garantieren bei Wellengang oder grossem Holzanfall keinen vollständigen Rückhalt.

Aufgrund dieser Erkenntnisse soll in einem nächsten Schritt ein Gefahrenbeurteilungsdiagramm zur Abschätzung der Verklausungsgefahr einer HWE erarbeitet werden.

Dank

Der Erstautor wird durch das „Swiss Competence Center for Energy Research – Supply of Electricity (SCCER-SoE)“ finanziell unterstützt. Den Schweizer Talsperrenbetreibern wird für ihre Teilnahme an der Umfrage und den Herren H. Czerny (A), G. Ruggieri (I) und Dr. H.-U. Sieber (D) für die zur Verfügung gestellten Unterlagen und Informationen gedankt.

Literatur

- Bänziger, R. (1990). Schwemmholz im Unwettersommer 1987. *Schweizer Ingenieur und Architekt*, 108(47), S. 1354–1358.
- Bezzola, G.R., Gantenbein, S., Hollenstein, R., Minor, H.-E. (2002). Verklauung von Brückenquerschnitten. Intl. Symp. Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau, *VAW-Mitteilung 175*, 87-97, H.-E. Minor, ed., VAW, ETH Zürich.
- BFE (2008). Sicherheit der Stauanlagen - *Basisdokument zum Nachweis der Hochwassersicherheit*. Bundesamt für Energie BFE.
- Boes, R.M., Lutz, N., Lais, A. Lucas, J. (2013). Hydraulic modelling of floating debris conveyance for a spillway upgrade at a large rockfill dam. *Proc. 9th ICOLD European Club Symposium*, Venedig, Italien.
- Czerny, H. (2015). Persönliche Kommunikation.
- CFBR, Comité Français des Barrages et Réservoirs (2013): Recommendations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages. *Documentation CFBR*, 166 Seiten.
- De Cicco, P.N., Enio, P., Solari, L. (2015). Flume experiments on bridge clogging by woody debris: The effect of shape of piers. E-proceedings of the 36th IAHR World Congress, The Hague, the Netherlands
- Gewässerschutzgesetz (GSchG) Schweiz vom Januar 1991, Stand 2016): <https://www.admin.ch/opc/de/classified-compilation/19910022/index.html>
- Godtland, K., Tesaker, E. (1994). Clogging of spillways by trash. *Proc. 18th ICOLD Kongress*, Durban, Südafrika, S. 543-557.
- Hartlieb, A. (2012). Modellversuche zur Verklauung von Hochwasserentlastungsanlagen mit Schwemmholz. *Wasserwirtschaft*, 102(6), S. 15-19.
- Hartlieb, A. (2015). Schwemmholz in Fließgewässern - Gefahren und Lösungsmöglichkeiten. *Bericht 133*, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München.
- Hartung, F., Knauss, J. (1976). Considerations for Spillways Exposed to Dangerous Clogging Conditions. *Proc. 12th ICOLD Congress*, Mexico City, Mexico, p 447.
- Johansson, N., Cederström, M. (1995). Floating debris and spillways. *Proc. of the International Conference on Hydropower*. AMER SOC Civil Engineers, 2106–2115.
- Lange, D., Bezzola, G. R. (2006). Schwemmholz - Probleme und Lösungsansätze. *VAW-Mitteilung 188*, H.-E. Minor, ed., VAW, ETH Zürich.
- Melville, B.W., Dongol, D.M. (1992). Bridge pier scour with debris accumulation. *Journal Hydraulic Engineering* 118(9), 1306-1310.

- Rickenmann, D. (1997). Schwemmholz und Hochwasser. *Wasser, Energie, Luft* 89(5/6), 115-119.
- Rimböck, A. (2003). Schwemmholzrückhalt in Wildbächen. *Doktorarbeit* TU München, Deutschland.
- Rimböck, A. (2003). Schwemmholzrückhalt in Wildbächen. Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperrern. *Bericht* des Lehrstuhls u. der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft d. Techn. Univ. München, hrsg. v. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl; Band 94, 184 S.
- Roesler, F., Bettzieche, V. (2000). Verlegung der Entlastungsanlagen von Talsperren bei Hochwasser. *Wasserwirtschaft* 90(5), 1-6.
- Ruggieri, G. (2015). Persönliche Kommunikation.
- Schmocker, L. Hager, W.H. (2011). Probability of drift blockage at bridge decks. *Journal of Hydraulic Engineering* 137(4), 480-492.
- Schmocker, L., Weitbrecht, V. (2013). Driftwood: Risk analysis and engineering measures. *Journal of Hydraulic Engineering* 139(8), 894-904.
- Wallerstein, N.P., Thorne, C.R., Abt, S.R. (1996). Debris control at hydraulic structures - management of woody debris in natural channels and at hydraulic structures. *Report* U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Yang, J., Johansson, N., Cederström, M. (2009). Handling reservoir floating debris for safe spillway discharge of extreme floods - Laboratory investigations. *Proc. 25th ICOLD Congress, Q.91-R.4, Brasilia, Brasilien*.
- Zollinger, F. (1983). Die Vorgänge in einem Geschiebeablagerungsplatz. *Doktorarbeit* Nr. 7419, ETH Zürich.

Anschrift der Verfasser

Dr. Lukas Schmocker
 VAW, ETH Zürich / Basler & Hofmann AG
 Höggerberggring 26
 CH-8093 Zürich
 schmocker@vaw.baug.ethz.ch

Mitglieder der Arbeitsgruppe:

Prof. Dr. Robert Boes (Präsident) VAW, ETH Zürich; Marius Bühlmann VAW, ETH Zürich; Heinz Hochstrasser, im Auftrag des AWEL, Kanton Zürich; Jean-Claude Kolly, Groupe E; Guido Lauber, Emch + Berger AG; Judith Monney-Ueberl, AWA, Kanton Bern; Michael Pfister, LCH, EPF Lausanne / HEIA Fribourg; Riccardo Radogna, Ofima SA; Adrian Stucki, AF-Consult Switzerland AG; Fathen Urso, Holinger AG

Gestaltung effizienter Geschiebesammler anhand physikalischer Modellversuche mit Fallbeispiel

Sebastian Schwindt, Mário J. Franca, Giovanni De Cesare und Anton J. Schleiss

Zusammenfassung

In den vergangenen Jahren haben Hochwasser im Alpenraum die Notwendigkeit von Schutzmaßnahmen vor allem auch auf lokaler Ebene eindringlich in Erinnerung gerufen. Das große Geschiebetransportpotential von Wildbächen kann zu der Zerstörung ganzer Ortschaften führen falls keine entsprechenden Schutzmaßnahmen errichtet wurden. Eine effiziente Schutzmaßnahme ist der Geschieberückhalt mittels Geschiebesammlern oberhalb von Siedlungsgebieten. Geschiebesammler bestehen aus einem Rückhaltebecken und einem unterstrom anschließendem Sperrbauwerk mit Durchlassöffnung. Entscheidend für die nachhaltige Funktionalität des Bauwerks mit geringem Unterhaltsaufwand ist die Dimensionierung der Durchlassöffnung, da effiziente Geschiebesammler nicht nur den Geschieberückhalt garantieren sondern auch die Durchgängigkeit des Geschiebes bis zu kleineren Hochwassern ermöglichen. Geschiebesammler, die zu viel Geschiebe zurückhalten verfügen im Hochwasserfall nicht über ihr volles Rückhaltevolumen und benötigen regelmäßige Unterhaltsmaßnahmen in Form von Ausbaggerungen. Hinzu kommt, dass zu kleine Durchlassöffnungen ein Hindernis für die ökologische Durchgängigkeit von Flüssen darstellen, insbesondere hinsichtlich der Fischpassierbarkeit. Ein generelles Konzept für die hydraulische Gestaltung von Geschiebesammlern existiert nicht und jede Maßnahme benötigt eine individuelle Betrachtung basierend auf der Flusshydraulik, der Gerinnemorphologie sowie den Schutzziele des Projekts. Im Rahmen der Forschungsarbeit des LCH wird die Beeinträchtigung der Geschiebetransportkapazität durch Sperrbauwerke analysiert, wobei ein Fallbeispiel an der Dranse in Martigny (Wallis, Schweiz) zu der Veranschaulichung der Problematik und Lösungsansätze aufzeigt. Die Eignung passiver Maßnahmen zur Auslösung des ganzen oder teilweisen Geschieberückhalts in Form eines vorgeschalteten Rechens mit breiter Basisöffnung wird anhand eines physikalischen Modells nachgewiesen. Eine rein wissenschaftliche, experimentelle Untersuchung und das Fallbeispiel indizieren eine große Sensibilität des Geschiebetransports auf die Öffnungshöhe von Sperrbauwerken. Ein sinnvoller Lösungsansatz besteht in der Kombination von Durchlassöffnungen, deren Höhe in einem Rahmen von etwa $\pm 20\%$ der Ausgangshöhe von den zuständigen Behörden nach Bedarf reguliert werden kann.

1 Einleitung

Der Hochwasserschutz in alpinen Regionen bedarf nicht nur der Abflussregulierung, sondern auch der Regulierung des Geschiebetransports von Flüssen, da beträchtliche Sedimentvolumina durch die kurzzeitig hohen Abflüsse umgelagert werden können. Im Oberlauf sind Gebirgsbäche charakterisiert durch große Längsgefälle und hohe Verfügbarkeit von Geschiebe. Mit abnehmendem Längsgefälle sinkt auch die Transportkapazität des Gerinnes und der Differenzbetrag zwischen Transportkapazität und eingetragenen Sedimentstrom lagert sich ab. Mit der Abnahme des Längsgefälles nehmen die Möglichkeiten einer Besiedlung der Flussauen zu und damit auch die Gefahr von infrastrukturellen Schäden bei Hochwasser.

Der Gefahr von Geschiebeablagerungen in Siedlungsgebieten kann mit der Errichtung von Geschiebesammlern im Oberstrom zuvor gekommen werden. Dabei wird das Gerinne nach

Möglichkeit aufgeweitet, um Stauraum zu schaffen und das Längsgefälle künstlich zu reduzieren (Hunzinger *et al.*, 1995). Am Ende der Aufweitung besteht die Möglichkeit der Errichtung eines Sperrbauwerkes um den Ablagerungsprozess zu erzwingen. Das Sperrbauwerk besteht aus einem Querdamm mit einer Durchlassöffnung (Dole), deren Größe und Geometrie auf einen bestimmten Bemessungsabfluss ausgelegt ist. Wenn dieser überschritten wird, induziert das Sperrbauwerk einen Rückstau im Gerinne, wodurch die hydraulisch bedingte Ablagerung von Geschiebe verursacht wird. Ein Beispiel für einen klassischen Geschiebesammler mit Ablagerungsplatz (Aufweitung) und Sperrbauwerk ist in Abb. 1 ersichtlich.



Abb. 1 Geschiebesammler mit Ablagerungsplatz und Sperrbauwerk am Jenbach bei Bad Feilnbach (Blickrichtung unterstrom)

Aufgrund der Komplexität des Abflusses steiler Gerinne mit rauer Flusssohle, kombiniert mit Geschiebetransport, ist die Auslegung der Durchlassöffnung ein kritischer Punkt, der bis dato nur teilweise verstanden ist. Der Ausgangswert der Dimensionierung sind die hydraulischen Charakteristika des Normalabflusses eines Dimensionierungshochwassers (meist das hundertjährige Hochwasser HQ 100) und die entsprechende Geschiebetransportkapazität an kritischen Stellen im Unterstrom. Letztere definieren sich durch Siedlungen oder infrastrukturelle Objekte wie Brücken.

Armanini und Larcher (2001) haben einen Zusammenhang zwischen Ablagerungshöhe und Abfluss für schmale, schlitzwandige Durchlassöffnungen etabliert, auf Basis der Geschiebetransportformel von Meyer-Peter und Müller (1948). Aus ökologischer Sicht ist es sinnvoller breite Öffnungen anzuvizieren, da schmale Öffnungen das Fließkontinuum auch bei geringen Abflüssen stören können und damit für Fische und andere aquatische Lebewesen unüberwindbare Hindernisse darstellen. Die allgemeine konstruktive Auslegung von Geschiebesammlern ist umfassend von Bergmeister *et al.* (2009) beschrieben und der aktuelle Stand der Technik bezüglich hydraulischer Gesichtspunkte ist prägnant von Piton und Recking (2016) zusammengefasst. Um die hydraulische Dimensionierung der Durchlassöffnung zu verbessern, werden am LCH (Laboratoire de Constructions Hydrauliques) systematische Versuche durchgeführt. Ohne Bezug zu einem bestimmten Prototyp werden dabei Abflusshindernisse in

einen rauen Versuchskanal seitlich und von der Oberfläche aus eingeschoben, wobei die Abflüsse und die Geschiebezugabe variiert werden. Komplementär wird eine Fallstudie an der Dranse bei Martigny (Wallis, Schweiz) durchgeführt. Im Jahr 2005 hat ein etwa 50 jährliches Hochwasser die Ängste der Einwohner Martignys hervorgerufen und in der Folge wurde ein komplexes Hochwasserschutzprojekt entworfen. Ein elementares Modul des Projekts ist ein Sperrbauwerk in Form einer Schwelle mit Durchlassöffnung im Oberstrom der Dranse, das im Vorfeld theoretisch dimensioniert wurde und durch ein physikalisches Modell des LCH experimentell optimiert wurde.

2 Forschungsbezogener Versuchsaufbau

Der rein wissenschaftliche Teil Forschungsarbeit basiert auf einem Versuchsstand ohne Bezug zu einem bestimmten Prototyp.

2.1 Beschreibung des Modells

In einem 2,5 m langen Zulaufgerinne wird das Geschiebe dem Pumpenabfluss beigegeben um bei Eintritt in den eigentlichen Versuchskanal optimal etablierte Randbedingungen zu erreichen. Entlang des Versuchskanals befinden sich 5 Ultraschallsonden zur Messung der Fließtiefe, wobei zwischen den letzten beiden Sonden die Abflusshindernisse in Form einer Einschnürung, bzw. einer Dole durch PVC Elemente eingeführt werden. Unterstrom des Versuchskanals wird das Geschiebe in einem Korb abgefangen und permanent gewogen. Der Versuchsaufbau mit der Einschnürung in Form von PVC Elementen ist in Abb. 2 dargestellt.

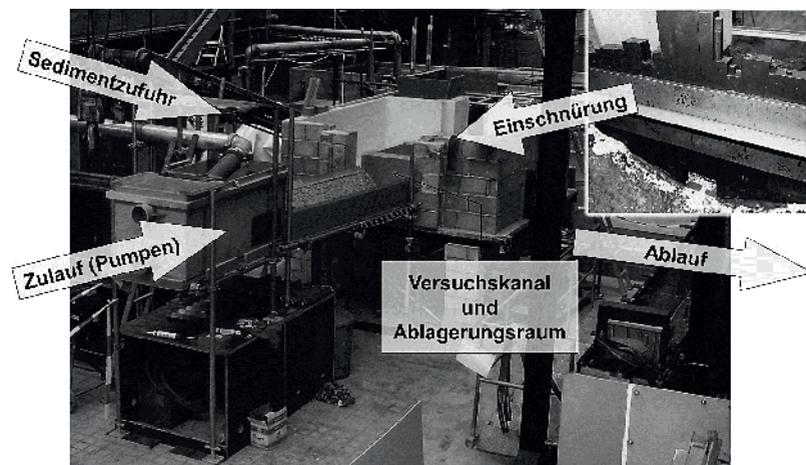


Abb. 2 Versuchsaufbau mit Einblendung der Einschnürung in Form von PVC Elementen.

Das Geschiebe ist charakterisiert durch $D_{30} = 4,1$ mm, $D_{50} = 5,3$ mm, $D_m = 8$ mm, $D_{84} = 13$ mm, $D_{90} = 14$ mm und $D_{max} = 21$ mm. Der trapezförmige Kanal hat eine Basisbreite von $0,12 \pm 0,03$ m und eine Uferneigung von $23,9 \pm 0,9^\circ$ mit einem Längsgefälle von etwa $2 \pm 0,5$ %. Die lokalen Abweichungen sind rauigkeitsbedingt, da der Versuchskanal mit Körnern größer als D_{84} des Geschiebes ausgekleidet ist.

2.2 Ablauf und Ziel der Experimente

In einer Reihe von Vorversuchen werden die Gerinnerrauigkeit und die Transportkapazität des Versuchskanals ohne Abflusshindernis analysiert. Die Transportkapazität ist definiert durch die höchste Geschiebetransportrate, welche gerade noch keine Ablagerungen im Gerinne verursacht. In der Folge werden Abflusshindernisse in Form von seitlichen Einschnürungen und vertikalen Abflussbegrenzungen (Dolen, ähnlich eines Schützwehres) eingeführt und deren Einfluss auf die Geschiebetransportkapazität analysiert.

2.3 Versuchsergebnisse

2.3.1 Gerinnehydraulik

Die Gerinnehydraulik wird insbesondere hinsichtlich der Rauigkeit in Form des Stricklerbeiwerts K_{St} analysiert. Der Wert ist in Abb. 3 in Abhängigkeit des Abflusses ohne und mit Geschiebetransport dargestellt.

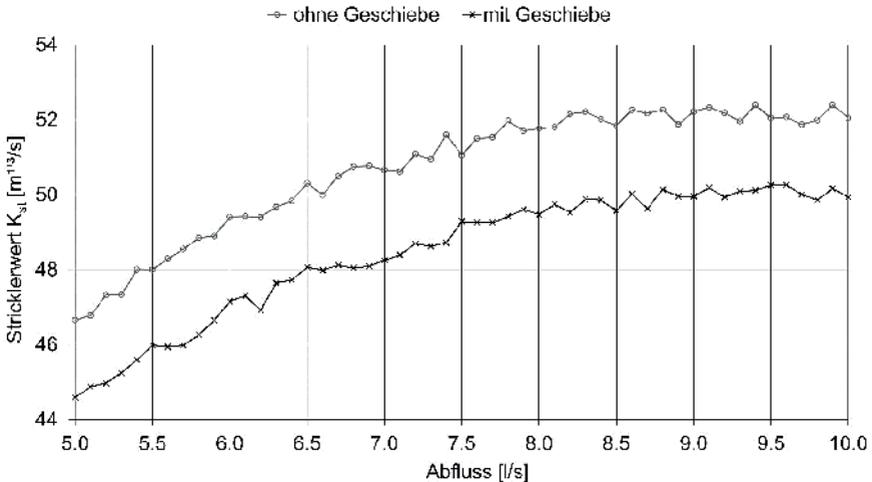


Abb. 3 Messungen des Stricklerbeiwerts K_{St} in Abhängigkeit des Abflusses, ohne und mit Geschiebetransport.

Die Ermittlung der Werte beruht auf einer numerischen Simulation (1D) unter Verwendung eines Newton Raphson Algorithmus zur Berechnung der Abflusstiefen, die auf die Messwerte der 5 Ultraschallsonden durch den Stricklerbeiwert angepasst wurde (Chapra und Canale, 2010). Die ermittelten Werte steigen mit dem Abfluss und erreichen bei etwa 8 l/s ein Plateau auf $K_{St} \approx 52 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ohne Geschiebe und auf $K_{St} \approx 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ mit Geschiebe, was eine höhere Gerinnerrauigkeit bei der Präsenz von Geschiebe indiziert.

Die gemessenen Werte sind etwa 20 % größer als der Wert gemäß der empirischen Formel nach Strickler (1923), wie aus Glg. [1] hervorgeht.

$$k_{St} \approx 21,1 / D_{90}^{1/6} \approx 43 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \quad [1]$$

Das Abflussregime des Gerinnes ist über die Gesamtheit des Abflussspektrums im superkritischen Bereich ($Fr > 1$).

Mit der gewonnenen Information ist es möglich, die dimensionslose kritische Sohlschubspannung (Shieldsparameter) mit $\tau_{crit} = 0,55$, sowie den Geschiebetransport im ungestörten Gerinne theoretisch zu berechnen. Die Formel von Smart und Jaeggi (1983) erweist sich als am besten geeignet um die Geschiebetransportkapazität des Versuchskanals zu berechnen. Verglichen wurden außerdem die Ergebnisse der Formeln von Meyer-Peter und Müller (1948), Recking (2010, 2013) und Rickenmann (1990).

2.3.2 Einfluss von Einschnürungen und Dolen auf die Geschiebetransportkapazität

Im Rahmen der Vorversuche wurde auch die Geschiebetransportkapazität $Q_{b,max}$ des unbehinderten Gerinnes ermittelt. Der Rückgang von $Q_{b,max}$ ist in Abb. 4 auf Basis des ungestörten Gerinnes verglichen mit dem Einfluss von a) vertikalen, dolenartigen Abflussbegrenzungen und b) seitlichen Einschnürungen, wobei ebenso die jeweiligen Trendkurven eingezeichnet sind.

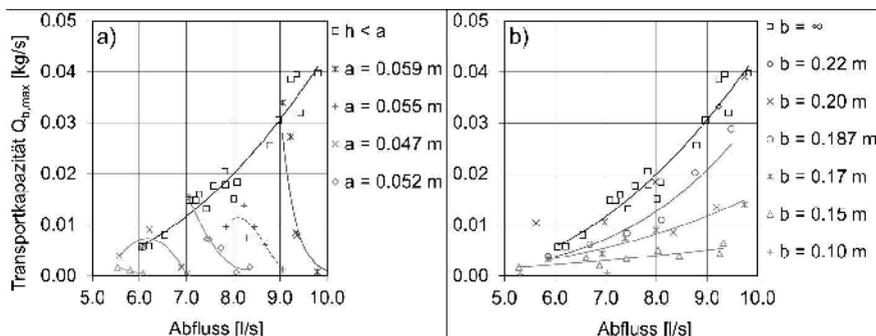


Abb. 4 Geschiebetransportkapazität $Q_{b,max}$ in Abhängigkeit des Abflusses, a) mit vertikaler, dolenartiger Abflussbegrenzung und b) mit seitlicher Einschnürung.

Die Geschiebetransportkapazität reagiert empfindlich auf bereits geringe vertikale Oberflächenbegrenzungen. Mit geringfügiger Berührung zwischen der Wasseroberfläche und den PVC Elementen bildet sich zunächst eine Bugwelle, deren Höhe mit der Energiehöhe angenähert werden kann (Piton und Recking, 2016), wobei der Geschiebetransport kaum beeinflusst wird. Werden die Elemente nur wenige Millimeter weiter abgesenkt (etwa 15-20 % der Abflusstiefe), kommt der Geschiebetransport nahezu vollständig zum Erliegen. Bei seitlichen Einschnürungen wird der Geschiebetransport erst bei deutlich größeren Behinderungen beeinflusst, beginnend bei etwa 85 % der maximalen Querschnittsbreite. Erst bei seitlichen Einschnürungen, die kleiner als etwa 25 % der maximalen Querschnittsbreite sind, kommt der Geschiebetransport nahezu vollständig zum Erliegen.

3 Fallstudie der Dranse bei Martigny

Im Rahmen eines komplexen Hochwasserschutzprojekts mit Revitalisierungsmaßnahmen des Flusslaufs der Dranse bei Martigny wurde ein Sperrbauwerk in Form einer Schwelle mit Durchlassöffnung anhand eines physikalischen Modells optimiert (LCH, 2016).

3.1 Beschreibung der Fallstudie und des physikalischen Modells

Das Modell wurde im geometrischen Maßstab von 1:42 errichtet, unter Berücksichtigung der Ähnlichkeitsabbildungen der Froudezahl und des Geschiebetransports. Der modellierte Gerinneabschnitt ist etwa 800 m lang, wobei das Längsgefälle von 2,4 % bis 3,2 % und die Gerinnebreite zwischen 8 m und 17 m variieren. Es kommen zwei Sedimentmischungen zur Anwendung mit unterschiedlichen Korngrößenverteilungen (Schwindt *et al.*, 2016). Die gröbere Mischung dient der Nachbildung des rauhen Flussbetts (Größtkorn von 85 cm) und die feinere Mischung dient der Modellierung des Geschiebetransports (Größtkorn von 45 cm). Die geographische Lage und das Gelände des Projektbereichs sind in Abb. 5 dargestellt.

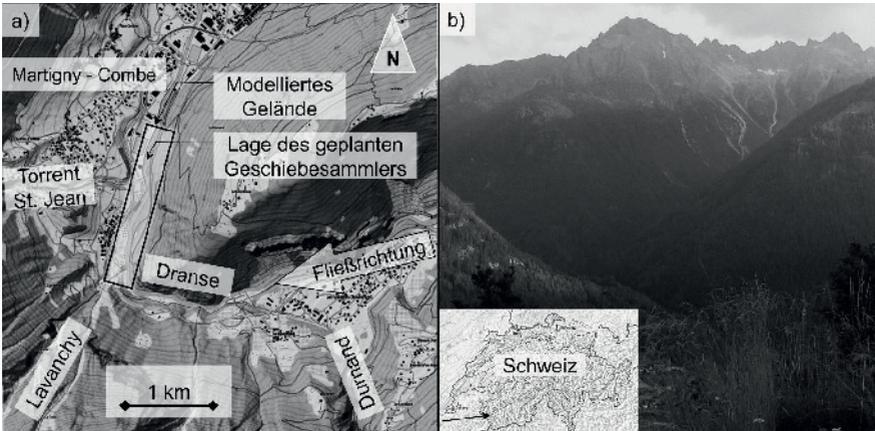


Abb. 5 a) Geographische Lage des Geschiebesammlers (mit Erlaubnis von *Swisstopo* JA100120) und b) Foto des Einzugsgebiets der Dranse.

3.2 Ziel und Ablauf der Studie

Das übergeordnete Ziel ist der Ausbau des Hochwasserschutzes und die teilweise Renaturierung der Dranse im Bereich der Gemeinden Martigny und Martigny-Combe. Teil des Konzeptes ist ein Geschiebesammler in Form eines Schwellenbauwerks mit einer Dole deren geplante Öffnung 4 m breit und 2,5 m hoch ist, um ungehinderten Abfluss ohne Beeinflussung des Geschiebetransports des durchschnittlichen Jahresabflusses zu ermöglichen. Da das geplante Bauwerk sich in einer Gerinnekurve befindet und der Geschiebetransport nur begrenzt numerisch ermittelt werden kann wegen der steilen Natur der Dranse, ihres Einzugsgebiets und der Rauhgigkeit der Flusssohle, ist ein physikalisches Modell notwendig um die Funktionalität des Schwellenbauwerks zu prüfen und zu optimieren. Explizit von Interesse sind das Tosbecken unterstrom der Schwelle und die Durchlassöffnung (Dole) der Schwelle, die ursprünglich mittels eines Systems von multiplen Wehren hydraulisch kontrolliert werden sollte. In diesem Artikel wird lediglich und insbesondere auf die Dole eingegangen, die anhand der Simulation eines hundertjährigen Hochwassers mit Geschiebetransport optimiert wurde (Schwindt *et al.*, 2016). Die Abfluss- und Geschiebeganglinie der Experimente basieren auf einem (50 jährlichen) Hochwassers im Jahr 2005 (vgl. Abb 6).

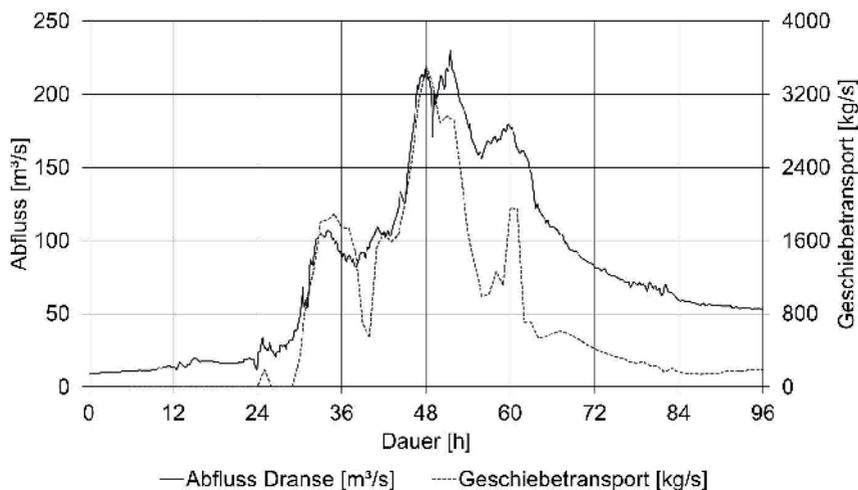


Abb. 6 Abfluss- und Geschiebeganglinie eines hundertjährigen Hochwassers der Dranse (Realmaßstab, Quelle: IDEALP SA).

Die Dauer des Hochwassers beziffert sich auf etwa 2,5-3 Tage im Realmaßstab und etwa 8 Stunden im Modellmaßstab. Das Geschiebe wurde gemäß der Ganglinie im Modellmaßstab (Faktor $1/42^{2,5}$) jede Minute und kiloweise hinzugegeben.

Gemessen werden die Lage des Wasserspiegels durch 10 Ultraschallsonden sowie das Gewicht der Sedimente, die das Modell passieren und unterhalb des Modells in Kunststoffsäcken abgefangen werden (LCH, 2016).

3.3 Versuchsergebnisse

Die ursprüngliche Konfiguration der Dole (Abb. 7 a) wurde getestet unter der Hypothese des Versagens des Schließmechanismus (Wehrsystem), d.h. mit voller Öffnung der Dole. Der Schließmechanismus ist notwendig um bei Gefahr (großes Hochwasser mit Geschiebetransport) den Verschluss der Dole und damit den Geschieberückhalt zu garantieren.

Die Experimente zeigen, dass die offene Dole den Rückhalt von lediglich 1/3 des zugegebenen Geschiebes erlaubt. Gleichzeitig entsteht Rückstau schon bei Abflüssen, die geringfügig höher als der durchschnittliche Jahresabfluss sind. Statistisch gesehen wird der Geschiebetransport dadurch an etwa jedem zweiten Tag eines Jahres (50 % der Zeit) beeinflusst.

Die naheliegende Optimierung der Dole liegt in ihrer Verbreiterung, bei gleichzeitiger Verringerung der Öffnungshöhe, wobei die Abflusskapazität der ursprünglichen Geometrie erhalten bleibt. Zusätzlich wurde ein vorgeschalteter Rechen mit einer Basisöffnung von 12 m Breite und variabler Höhe (0,9 – 1,3 m) getestet, um das Verschließen der Dole durch Verklausung herbeizuführen, anstatt der Regulierung durch ein teures und unterhaltintensives Wehrs (Abb. 7 b).

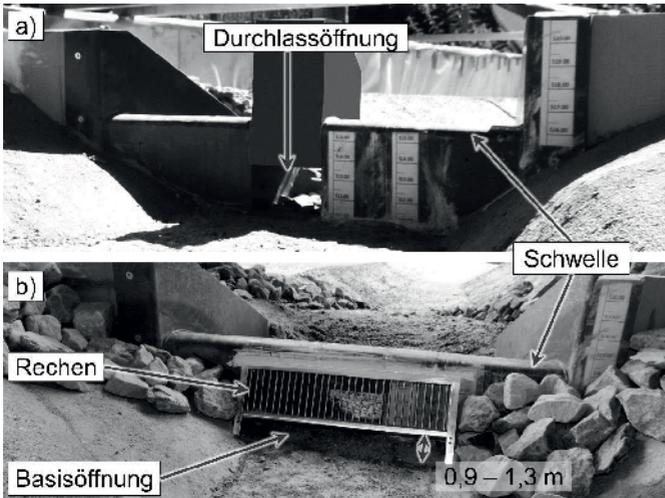


Abb. 7 a) Darstellung der Ausgangsvariante der Dole und b) Dole mit vorgeschaltetem Rechen und 12 m breiter Basisöffnung.

Als Schlüsselparameter für die Verklausung der Öffnungen erweist sich die Regulierung der Höhe der Basisöffnung des Rechens. Das Projekt sieht eine Aktivierung (Verschluss, bzw. Verklausung der Dole) ab einem Abfluss über $90 \text{ m}^3/\text{s}$ vor, wobei dann die ungestörte Abflusstiefe in etwa $1,1 \text{ m}$ beträgt. Die Verklausung der Basisöffnung des Rechens konnte bei entsprechender Konfiguration ($1,1 \text{ m}$ Öffnungshöhe) mit dem Eintreffen der Geschiebefront im Modellversuch bestätigt werden, wobei Schwemmholz nicht berücksichtigt wurde. Der Geschieberückhalt kann auf etwa 42% erhöht werden (LCH, 2016).

Unter Berücksichtigung von Modellfehlern und des Auftretens von Schwemmholz, ist es empfehlenswert, bei der Realisierung des Projekts die Basisöffnungshöhe des Rechens variabel zu gestalten. Dadurch können die Verantwortlichen Behörden die Verklausung der Öffnung der Schwelle anpassen, mittels Absenkens, um die Verklausung eher herbeizuführen, bzw. durch Erhöhung, um mehr Geschiebe und Schwemmholz passieren zu lassen.

4 Synthese und Schlussfolgerungen

Die Dimensionierung der Auslassöffnung von Sperrbauwerken zum Rückhalt des Geschiebes von Wildbächen im Hochwasserfall ist mit komplexen hydraulischen Phänomenen verbunden. Die experimentelle Forschung am rein wissenschaftlichen Versuchsstand zeigt, dass der Geschiebetransport deutlich ausgeprägter auf Begrenzungen der Wasseroberfläche reagiert, als auf seitliche Einschnürungen. Durch die Limitierung der Abflusstiefe um ca. $10 - 15 \%$ des Dimensionierungsabflusses, kommt der Geschiebetransport nahezu vollständig zum Erliegen. Seitliche Begrenzungen haben den gleichen Effekt auf den Geschiebetransport in einem breiteren Einschnürungsspektrum, wobei sich die Geschiebetransportkapazität auf nahezu null reduziert in einem Einschnürungsspektrum von 75% bis 30% der maximalen Breite des ungestörten Abflussquerschnitts.

Der wissenschaftliche Versuchsstand und die Fallstudie der Dranse zeigen, dass Einschnürungen auf weniger als 1/3 der natürlichen Gerinnebreite mit nahezu permanentem Rückstau verbunden sind. Dadurch wird Geschiebe auch dann abgelagert, wenn es im Unterstrom keine negativen Effekte verursacht und als Substrat sowie für die Gerinnestabilität fehlt. Die große Empfindlichkeit des Geschiebetransports auf Abflussoberflächenbegrenzungen wird durch die Fallstudie an der Dranse bestätigt.

Für die Dimensionierung von Auslassöffnungen von Wildbachsperrern zum Geschieberückhalt ist es deshalb empfehlenswert Öffnungen mit einer Mindestbreite von ca. 1/3 der Maximalbreite des Fließquerschnitts des ungestörten Normalflusses zu entwerfen und dabei die Höhenbegrenzung variabel zu halten. Aus hydraulischen Gesichtspunkten empfiehlt es sich, die Öffnungshöhe nicht geringer als 20 % des Dimensionierungsabflusses zu halten.

Danksagung

Die Forschungsarbeit wird durch das Schweizer Bundesamt für Umwelt (BafU) finanziert. Die Fallstudie der Dranse wurde durch die örtlichen Behörden tatkräftig unterstützt. Die strukturellen Verbesserungen der geplanten Schwelle in der Dranse wurden maßgeblich konzeptioniert von Dr. Jean-Louis Boillat, dem ehemaligen Codirektor des LCH.

Literatur

- Armanini, A.; Larcher, M. (2001). Rational criterion for designing opening of slit-check dam, *Journal of Hydraulic Engineering*, 127, 94-104
- Bergmeister, K.; Suda, J.; Hübl, J.; Rudolf-Miklau, F. (2009). *Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren: Grundlagen, Entwurf und Bemessung*, John Wiley & Sons, 2009.
- Chapra, S. C.; Canale, R. P. (2010). *Numerical Methods for engineers*, Mc Graw Hill, 6. Auflage 2010.
- Hunzinger, L.; Hunziker, R.; Zarn, B. (1995) *Der Geschiebehaushalt in lokalen Aufweitungen*, *Wasser Energie Luft*, 87, 195-200.
- LCH – Laboratoire de Constructions Hydrauliques (2016). *Protection contre les crues et renaturation de la Drance – Etude sur modèle physique d'un barrage filtrant*. Rapport LCH, 01/2016, unveröffentlicht.
- Meyer-Peter, E.; Müller, R. (1948). Report on the 2nd Meeting International Association Hydraulic Structure Research Stockholm: Formulas for Bed-load transport, Sweden, 1948.
- Piton, G.; Recking, A. (2016). Design of Sediment Traps with Open Check Dams. I: Hydraulic and Deposition Processes, *Journal of Hydraulic Engineering*, 142, 1-16.
- Recking, A. (2010). A comparison between flume and field bedload transport data and consequences for surface based bedload transport prediction, *Water Resources Research*, 46, W03518.
- Recking, A. (2013). Simple method for calculating reach-averaged bed-load transport, *Journal of Hydraulic Engineering*, 139, 70-75.
- Rickenmann, D. (1990) *Bedload transport capacity of slurry flows at steep slopes*, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich*, 103, 1990.

- Schwindt, S., De Cesare, G., Boillat, J.-L., Schleiss, A. (2016). Physical modelling optimization of an open check dam in Switzerland. INTERPRAEVENT, Luzern, 2016.
- Smart, G. M., Jaeggi, M. N. R. (1983). Sedimenttransport in steilen Gerinnen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, 64, 1983.
- Strickler, A. (1923). Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen, Mitteilungen des Amtes für Wasserwirtschaft, 16, 1923.

Anschrift der Verfasser

M.Sc. Sebastian Schwindt, Dr. Mário J. Franca, Dr. Giovanni De Cesare und Prof. Anton J. Schleiss
Laboratoire de Constructions Hydrauliques, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Station 18, CH-1015 Lausanne
sebastian.schwindt@epfl.ch
mario.franca@epfl.ch
giovanni.decesare@epfl.ch
anton.schleiss@epfl.ch

Praxisbeispiele für die Sedimentbewirtschaftung an Bundeswasserstraßen

Christoph Heinzlmann, Thomas Brudy-Zippelius und Nils Peter Huber

Zusammenfassung

Bei Bau, Betrieb und Unterhaltung der Bundeswasserstraßen spielen morphologische Fragestellungen unter technischen, wirtschaftlichen und ökologischen Gesichtspunkten oftmals eine wichtige Rolle. Als technisch-wissenschaftlicher Berater und Gutachter für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) hat die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) ihre Methodenkompetenz für die Beantwortung morphologischer Fragen systematisch ausgebaut. Je nach Aufgabenstellung kommen heute vorwiegend ein- oder mehrdimensionale numerische Feststofftransportmodelle zum Einsatz. Gegenständliche Modelle werden sowohl für die Projektbearbeitung, als auch im Rahmen von Grundsatzuntersuchungen zum besseren Prozessverständnis sowie zur Validierung und Weiterentwicklung der numerischen Modelle eingesetzt. Flankiert werden die Modelluntersuchungen durch Naturuntersuchungen. Die Möglichkeiten, welche die sich ergänzenden wissenschaftlichen Methoden bieten, gepaart mit einem langjährigen wasserbaulichen Erfahrungswissen, gewährleisten, dass die BAW die morphologischen Fragestellungen nach dem Stand von Wissenschaft und Technik bestmöglich beantworten kann. Im Beitrag werden der Methodeneinsatz der BAW anhand von Praxisbeispielen an Rhein, Elbe und Donau dargestellt und aktuelle Forschungsaktivitäten skizziert.

1 Veranlassung

Bei Bau, Betrieb und Unterhaltung der Bundeswasserstraßen spielen morphologische Fragestellungen unter technischen, wirtschaftlichen und ökologischen Gesichtspunkten oftmals eine wichtige Rolle. Übergeordnetes Ziel ist es, die Gewässersohle großräumig in einem dynamischen Gleichgewicht zu halten oder sie in den gewünschten Gleichgewichtszustand zu bringen. Vielerorts kann dieser Zustand durch bauliche Maßnahmen im Fluss und im Vorland allein nicht erreicht werden. Flankierende Maßnahmen der Sedimentbewirtschaftung – künstliche Geschiebezugaben bzw. Unterhaltungsbaggerungen – sind erforderlich, um dauerhaft lokale oder großräumige Erosions- und Sedimentationserscheinungen zu vermindern und die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt zu gewährleisten. Die Optimierung der Sedimentbewirtschaftung im Zusammenwirken mit Stromregelungsmaßnahmen ist ein wesentlicher Arbeits- und Forschungsschwerpunkt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in ihrer Funktion als verkehrswasserbaulicher Dienstleister für die Dienststellen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes.

2 Methodeneinsatz in der BAW

Für numerische Modellierungen im Rahmen flussbaulicher morphologischer Fragestellungen setzt die BAW standardmäßig das Programmsystem TELEMAC (Hervouet, 2007) unter Verwendung einer zweidimensionalen tiefengemittelten Hydrodynamik und des indirekt gekoppelten morphodynamischen Moduls SISYPHE (Villaret et al., 2013) ein. Der modulare Aufbau des Programmsystems macht es auch möglich, das morphodynamische Modul mit einer dreidimensionalen Strömungssimulation zu koppeln. Anthropogene Maßnahmen zur Sedimentbewirtschaftung, wie Unterhaltungsbaggerungen oder Geschiebezugaben, werden

mit Hilfe des Moduls DredgeSim abgebildet, das in Kooperation mit der Universität der Bundeswehr in München entwickelt wurde (Maerker & Malcherek, 2010).

Der hohe numerische Aufwand, der für großräumige und langfristige zweidimensionale Simulationsmodelle erforderlich ist, kann nur durch Parallelisierung der Simulationsrechnung geleistet werden. Hierzu wird das Modellgebiet zerlegt, d. h. die Rechenlast auf viele Rechenkern eines Großrechners (High Performance Computer) verteilt. Derzeit stehen der BAW zwei solche Rechner mit zusammen ca. 7.000 Rechenkernen zur Verfügung.

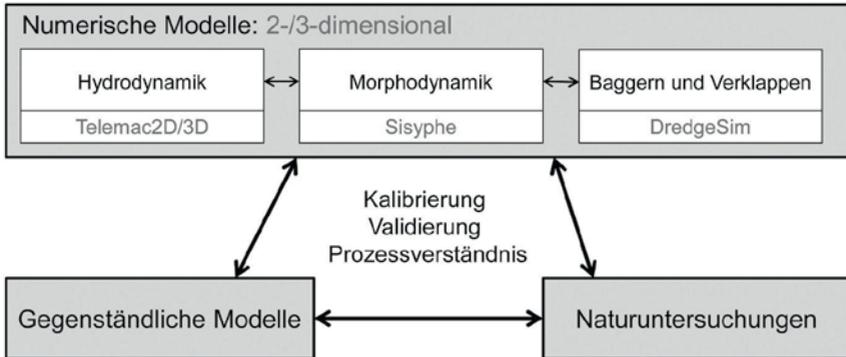


Abb. 1 Simulation morphodynamischer Prozesse an Bundeswasserstraßen (Brudy-Zippelius, Schmidt, 2014)

In den Fällen, dass Langzeitbetrachtungen über eine Dauer von vielen Jahrzehnten für Gewässerstrecken von mehr als 100 km anzustellen sind, sind mehrdimensionale Verfahren wegen des hohen Rechenaufwands nicht mehr effizient, da der Simulationszeitraum – anders als das Modellgebiet – nicht parallelisiert werden kann. In solchen Fällen setzt die BAW das eindimensionale Verfahren HEC-6T (MBH Software, 2014) ein. Auch dieses Programmsystem umfasst den gesamten Funktionsumfang: Hydrodynamik, Morphodynamik und anthropogene Maßnahmen.

Wenn besondere morphologische Prozesse, wie beispielsweise Transportkörperbildung, Transportvorgänge in komplexen Strömungsverhältnissen oder Interaktion von Morphodynamik und Bauwerk, einen entscheidenden Einfluss auf die zu bearbeitenden Fragen haben, werden für die Projektbearbeitung auch gegenständliche Modelle eingesetzt (Hentschel, 2014). Diese Modelle haben zwar grundsätzlich den Nachteil der Maßstabeffekte bei der Übertragung der Modellergebnisse auf den Naturmaßstab, jedoch bieten sie neben einer besonderen Anschaulichkeit eine große Naturähnlichkeit sowie ein natürliches stochastisches Verhalten. Soweit zweckmäßig, führt die BAW auch hybride Modellierungen durch, d. h. die numerischen und gegenständlichen Modelle werden parallel betrieben, um die Ergebnisse gegenseitig zu plausibilisieren und zu validieren.

Für Grundsatzuntersuchungen zu morphodynamischen Phänomenen und zur Verbesserung des Prozessverständnisses werden in der BAW auch Laboruntersuchungen in Systemrinnen durchgeführt. Unter diesen idealisierten Bedingungen können einzelne Phänomene isoliert betrachtet werden, und dies unter optimalen Messbedingungen.

Ein weiteres Standbein der morphodynamischen Untersuchungen der BAW bilden die Naturuntersuchungen, die eng mit den numerischen und gegenständlichen Modellen verzahnt sind (s. Abb. 1). Qualitativ hochwertige Simulationsmodelle lassen sich nur auf einer guten Datengrundlage realisieren, die einerseits die Basis für die Kalibrierung und Validierung der Modelle bildet und andererseits das Systemverständnis für die korrekte Interpretation der Modellergebnisse fördert. Bei Fragen der Sedimentbewirtschaftung kommt Tracerversuchen mit detektierbarem Material eine besondere Bedeutung zu, da sie z. B. die Möglichkeit bieten, Ausbreitungsgeschwindigkeiten von Geschiebezugabematerial fraktionsweise zu erfassen.

3 Praxisbeispiele

3.1 Verbesserung der Geschiebezugabestrategie am Mittleren Niederrhein

Der Niederrhein befindet sich in einem ausgeprägten Erosionsregime mit weitreichenden Folgen für die Schifffahrt, die Wasserwirtschaft und den Naturhaushalt. In den 1990er-Jahren hat die Arbeitsgruppe „Rheinsohlenerosion“ unter Beteiligung der BAW ein Konzept für den gesamten frei fließenden Rhein mit dem Ziel entwickelt, für alle Streckenabschnitte ein dynamisches Sohlgleichgewicht herzustellen (BMV, 1997). Für die Erosionsstrecke am Niederrhein sah das Konzept zunächst vor, über einen Zeitraum von 12 Jahren an vier Stellen Geschiebe in einer Menge von jeweils 600.000 m³ künstlich zuzugeben (Messing, 2008). Erfahrungen bei der praktischen Umsetzung haben am Mittleren Niederrhein später dazu geführt, dass eine der Zugabestellen, die ursprünglich zwischen Rhein-km 750,0 und 760,0 geplant war, auf vier Zugabestellen zwischen Hamm (Rhein-km 734,0) und Krefeld (Rhein-km 763,5) aufgeteilt wurde, um die Zugaben besser an die örtlichen Gegebenheiten anpassen zu können.

Für eine künftige Optimierung der Zugabestrategie hinsichtlich Ort, Menge und Zusammensetzung des Geschiebematerials im Abschnitt des Mittleren Niederrheins betreibt die BAW gegenwärtig ein 2D-Feststofftransportmodell auf Basis des Programmsystems TELEMAC, das sich von Rhein-km 730,0 bis 776,5 erstreckt (s. Abb. 2). Ergänzend wurde ein 3D-Teilmodell für den Abschnitt „Neuss-Düsseldorf“ (Rhein-km 739,0 bis 749,0) aufgestellt. In diesem Abschnitt ist der Flusslauf durch starke Krümmungen geprägt. Ziel ist es, die Ergebnisse der 2D- und 3D-Modellierung miteinander zu vergleichen und damit Hinweise für die Anwendungsgrenzen des 2D-Modells zu gewinnen.

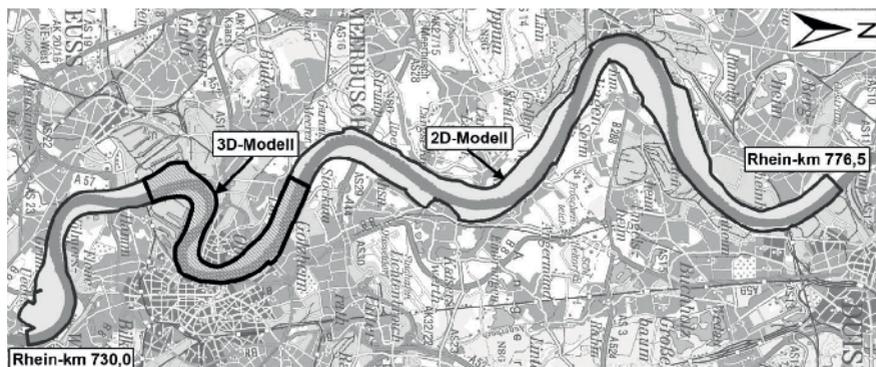


Abb. 2 2D-Modell „Mittlerer Niederrhein“ und 3D-Teilmodell „Neuss-Düsseldorf“

Das Morphodynamik-Modul SISYPHE ermöglicht es, den Geschiebetransport getrennt für einzelne Kornfraktionen zu betrachten. Im numerischen Modell können damit die Geschiebezugaben hinsichtlich Anzahl und Verteilung der eingesetzten Kornfraktionen an die örtlichen Gegebenheiten und Anforderungen angepasst und das Ausbreitungsverhalten der Materialzugabe im Detail analysiert werden (Schmidt et al., 2014). Abb. 3 zeigt die Ausbreitung und die Fraktionsanteile exemplarisch für eine feine (2 mm) und für eine grobe Kornfraktion (24 mm) nach einer Simulationszeit von einem Jahr.

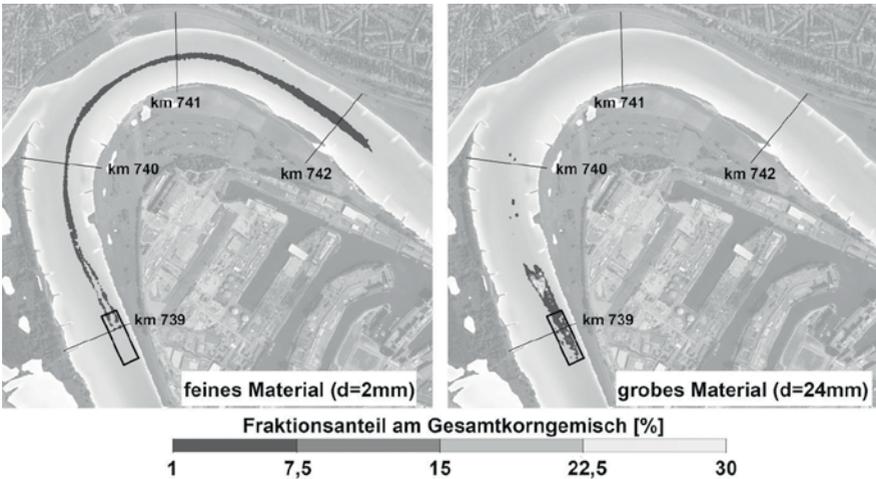


Abb. 3 Ausbreitung von zwei Fraktionen des Geschiebezugabematerials im numerischen 2D-Feststofftransportmodell nach einer Simulationszeit von einem Jahr

3.2 Optimierung der Unterhaltungssituation an der Einmündung des Elbe-Seitenkanals in die Elbe

In der Unteren Mittel-Elbe, stromab von Wittenberge, finden in regelmäßigen Abständen umfangreiche Unterhaltungsbaggerungen in der Fahrrinne statt. Ein Schwerpunkt ist der Stauraum der 1959 in Betrieb genommenen Staustufe Geesthacht, der zunehmend verlandet. Außergewöhnliche Hochwasserereignisse in den Jahren 2002, 2006, 2011 und 2013 haben das System zuletzt morphologisch überprägt.

Ein anderer Unterhaltungsschwerpunkt ist die Einmündung des Elbe-Seitenkanals (ESK) in die Elbe, die im Bereich der Stauwurzel der Staustufe Geesthacht liegt. Primäre Ursache für die Sedimentationen ist die Querschnittsaufweitung, verbunden mit einem komplexen Wirbelsystem im Mündungstrichter, das dort zu Ablagerungen von Geschiebe und Schwebstoffen aus der Elbe führt (s. Abb. 4). Die Lösungsvorschläge der BAW zielen darauf ab, dieses Wirbelsystem durch wasserbauliche Maßnahmen zu beeinflussen. Die Vorzugsvariante der zwischenzeitlich weitgehend abgeschlossenen Untersuchungen sieht vor, einen Teil des Mündungstrichters durch eine dammartige Insel zu verschließen und so die Scherzone zwischen Elbe und Trichter zu verkürzen. Sämtliche Maßnahmen müssen so geplant werden, dass sie nautisch und ökologisch verträglich sind und den Hochwasserschutz nicht verschlechtern (Heinzelmann et al., 2015).

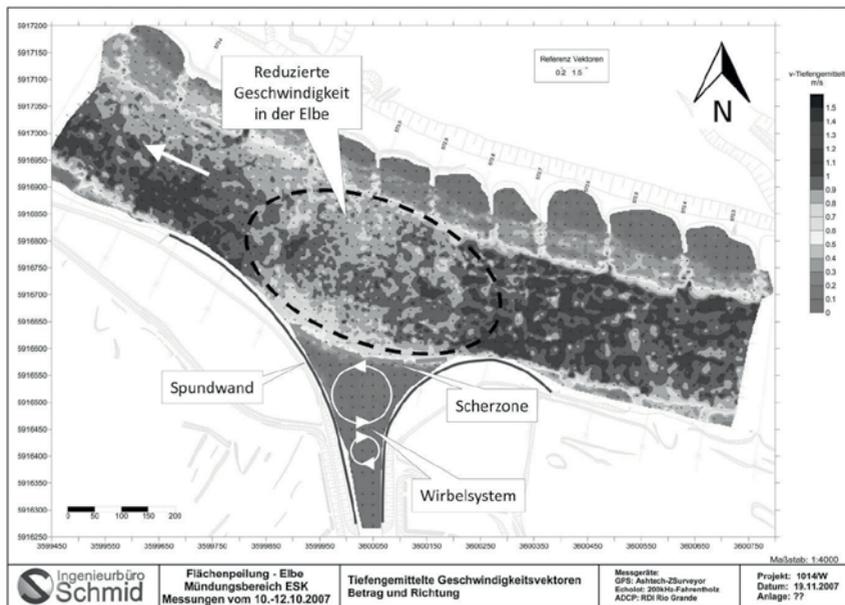


Abb. 4 Strömungsgeschwindigkeiten bei Mittelwasserabfluss (Heinzlmann et al., 2015)

Zu Beginn der Modelluntersuchungen wurden verschiedene hydronumerische Modellverfahren (2D und 3D) getestet. Dabei zeigte sich, dass die Strömungsmuster im Trichter nur schwer zu simulieren sind. Vor allem die vom Modellverfahren abhängige Behandlung der vertikalen Berandungen, in Verbindung mit der Parametrisierung der für die Wirbelausdehnung maßgeblichen Formrauheit der Spundwände, erwies sich als anspruchsvoll. Es wurde deutlich, dass die Fragestellung nur durch eine Kombination aus numerischer und gegenständlicher Modellierung zuverlässig beantwortet werden kann. So wurde zusätzlich zu den numerischen Untersuchungen ein großmaßstäbliches gegenständliches Modell (Längenmaßstab: 1 : 60, 2-fach überhöht) aufgebaut. Der große Vertikalmaßstab ist erforderlich, um auch im Bereich der Wirbel im Mündungstrichter ausreichend große Reynoldszahlen zu erreichen. An diesem Modell können die Auswirkungen von wasserbaulichen Maßnahmen auf den Massen- und Impulsaustausch zwischen Hauptstrom und Trichter im Detail veranschaulicht und mit modernen Messmethoden präzise quantifiziert werden. Die Ergebnisse können wiederum genutzt werden, um die numerischen Modellierungen zu validieren und ggf. zu verbessern. Die hydronumerischen Untersuchungen wiederum liefern Ergebnisse, die anschließend im Schiffsführungssimulator der BAW genutzt werden, um die Auswirkungen der wasserbaulichen Lösungsvarianten auf die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs zu analysieren und die Varianten ggf. fahrdynamisch zu optimieren.

Abb. 5 zeigt das gegenständliche Modell nach Einbau einer dammartigen Insel in Kombination mit einer Umlenkbohrne. Ziel war es, eine geringfügige Hinterströmung des Dammes zu erreichen, die unterhalb des Dammes zu einer gleichmäßigen Ausströmung aus dem Trichter führt und damit den Eintrag von Schwebstoffen aus der Elbe verhindert.

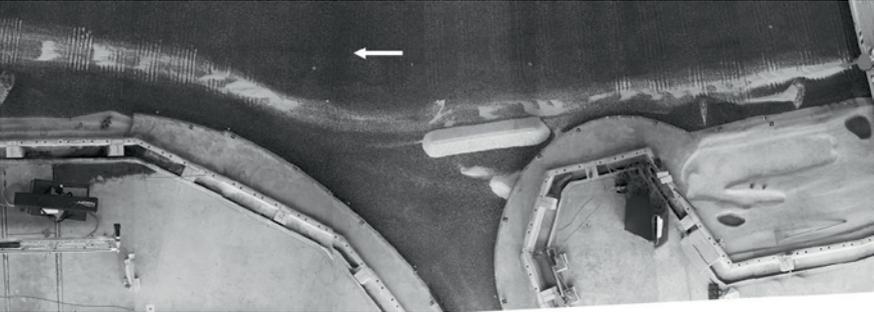


Abb. 5 Bewegung des Tracers nach Einbau der dammartigen Insel (Heinzelmann et al., 2015)

Abb. 6 veranschaulicht die Ergebnisse eines Farbversuchs im Modell. Als Tracer wurde im Hauptstrom Kaliumpermanganat (dunkel) und im Mündungstrichter Uranin (hell) verwendet. Die Bewegung der Farbpartikel zeigt die gleichmäßige Ausströmung entlang der Öffnung zwischen Damm und Spundwand.

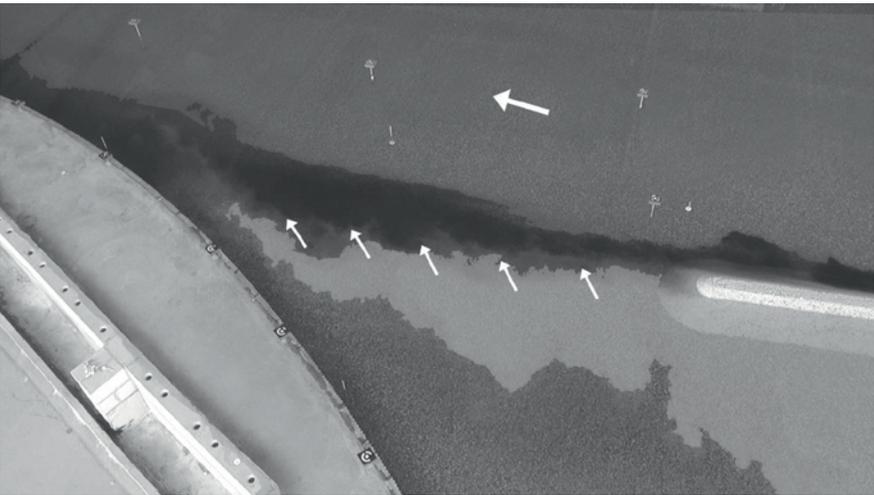


Abb. 6 Ausströmung aus dem Trichter ohne Wirbelbildung und Feststoffeintrag (Heinzelmann et al., 2015)

Die aufwändigen Untersuchungen der BAW stehen kurz vor dem Abschluss. Mit den vorgeschlagenen wasserbaulichen Maßnahmen kann der heutige Unterhaltungsschwerpunkt künftig wirksam entschärft werden. Die hybride Modellierung (gegenständlich, numerisch) hat wichtige Hinweise für die künftige Bearbeitung vergleichbarer Fragestellungen geliefert. Mit der Analyse im Schiffsführungssimulator kann der wasserbauliche Lösungsvorschlag auch unter fahrdynamischen Aspekten abgesichert werden. Dies garantiert eine verkehrswasserbauliche Lösung aus einem Guss.

3.3 Geschiebemanagementkonzept für den Donauausbau Straubing-Vilshofen

Im Rahmen der EU-Studie „Variantenunabhängige Untersuchungen zum Ausbau der Donau zwischen Straubing und Vilshofen“ hat die BAW in den letzten Jahren umfangreiche Gutachten (Hydraulik, Morphologie, Fahrdynamik) erarbeitet. Gefordert waren Unterlagen mit einem Detaillierungsgrad in Planfeststellungstiefe. Die durch politische Entscheidung im Jahre 2014 festgelegte Variante A sieht einen Ausbau der Wasserstraße vor, der ausschließlich mit flussregelnden Maßnahmen erfolgt. Ziel des verkehrlichen Ausbaus ist es, die heute vorhandenen Fahrrinntiefen zu vergrößern bzw. zu stabilisieren. Dies soll möglichst mit örtlich begrenzten Eingriffen erreicht werden. Neben Regelungsmaßnahmen, wie z. B. dem Neubau oder der Anpassung von Buhnen und Parallelwerken, sind auch Sohlensicherungsmaßnahmen durch Kolkverfüllungen vorgesehen.

Ein Untersuchungsschwerpunkt bestand darin, ein Geschiebemanagementkonzept für die Gesamtstrecke von 70 km und einen Prognosezeitraum von 25 Jahren aufzustellen. Für eine künftige Fahrrinntiefe von mindestens 2,20 m unter dem Regulierungswasserstand bei Niedrigwasserabfluss (RNW) sollten die Auswirkungen der langfristigen maßnahmenbedingten Sohlhöhenänderungen auf die Wasserspiegellagen begrenzt werden. Gleichzeitig wurden die für ein dynamisches Sohlgleichgewicht im Ausbauzustand notwendigen Geschiebezugaben und -entnahmen prognostiziert.

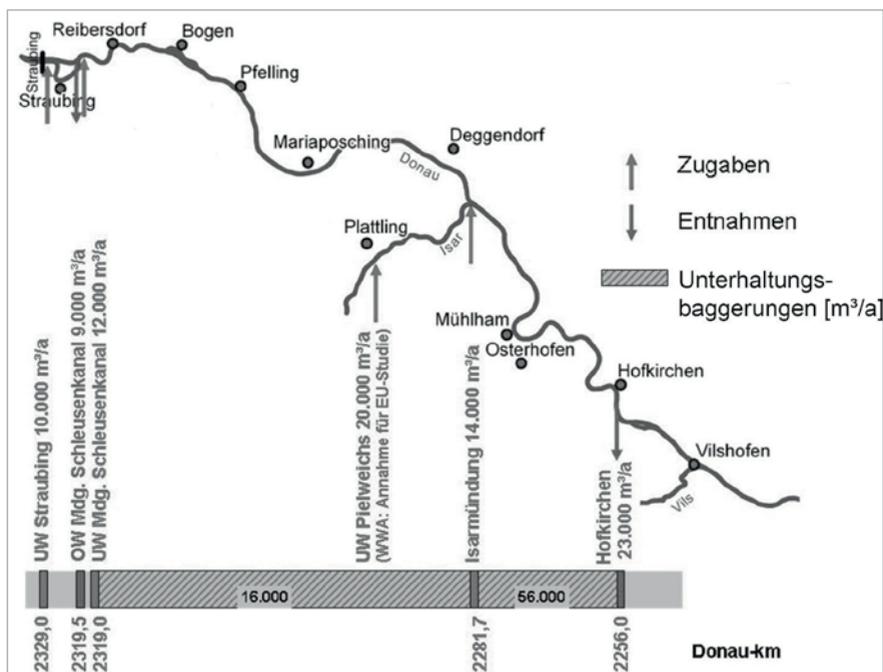


Abb. 7 Gesamtbewirtschaftungskonzept für Variante A

Für die Ermittlung der Geschiebezugaben und -entnahmen wurde ein großräumiges eindimensionales Feststofftransportmodell auf der Grundlage des Verfahrens HEC-6T aufgestellt. Um

den Einfluss des Abflussgeschehens auf die morphodynamischen Prozesse zu berücksichtigen, wurden die Prognosen für drei künstlich generierte Abflusszeitreihen mit unterschiedlichen hydrologischen Charakteristiken durchgeführt.

Die für den Ausbauzustand zu erwartenden Unterhaltungsbaggermengen wurden auf Basis eines zweidimensionalen numerischen Feststofftransportmodells prognostiziert. Da aufgrund begrenzter Rechenressourcen es nicht möglich war, die 70 km lange Gesamtstrecke in einem durchgängigen Modell zu simulieren, wurden für zwei charakteristische Abschnitte kürzere Modelle aufgebaut und anschließend die Unterhaltungsbaggermengen auf die Gesamtstrecke extrapoliert. Für die Prognoserechnung wurde die historische Abflussganglinie eines vierjährigen Zeitraums (2001 bis 2004) ausgewählt, der bezüglich der Hydrologie einerseits mittlere Verhältnisse widerspiegelt, andererseits aber auch extrem feuchte und extrem trockene Jahre enthält.

Das Gesamtbewirtschaftungskonzept für die Donau zwischen Straubing und Vilshofen ist in Abb. 7 dargestellt. Um die mit den Baumaßnahmen verbundenen Wasserspiegeländerungen zu begrenzen und Geschiebedefizite in der Strecke auszugleichen, wurden Geschiebezugaben und -entnahmen an den wesentlichen Stellen in das Modell integriert und im Rahmen der Prognoseberechnungen so lange variiert, bis sich ein dynamisches Sohlgleichgewicht eingestellt hat. Abb. 7 zeigt die Lage der Geschiebezugaben (Pfeil nach oben) und -entnahmen (Pfeil nach unten). Die prognostizierten Unterhaltungsbaggermengen sind über die Streckenabschnitte aggregiert dem Querbalken unter der Abbildung zu entnehmen.

Die Sohlenstabilität der am oberen Modellrand gelegenen Straubinger Schleife wird durch eine eigene Geschiebebewirtschaftung sichergestellt. Das zugegebene Material wird bei Do-km 2319,5 wieder entnommen, um Verlandungen an der Einmündung des Schleusenkanals in die Donau zu vermeiden, die ansonsten dort wegen der vergrößerten Abflussquerschnitte auftreten würden. Unterhalb der Einmündung des Schleusenkanals werden wiederum ca. 12.000 m³ Geschiebe pro Jahr benötigt, um die Strecke bis zur Isarmündung, die sich durch ein flaches Gefälle und eine eher geringe morphodynamische Aktivität auszeichnet, zu stabilisieren. Ausgehend von einer Geschiebezugabe in der Isar im Unterwasser der Staustufe Pielweichs von ca. 20.000 m³/Jahr werden im Bereich der Isarmündung weitere 14.000 m³ Geschiebe pro Jahr zugegeben, um die Sohle unterhalb der Isarmündung in einem dynamischen Gleichgewicht zu halten. Bei Hofkirchen werden in einem Geschiebefang ca. 23.000 m³/Jahr entnommen. Damit ist gewährleistet, dass das Material nicht in die unterhalb liegende Felsstrecke transportiert wird und dort zu unerwünschten Anlandungen führt.

Da die mit Variante A verbundenen zusätzlichen Stromregelungsmaßnahmen zu keiner deutlichen Erhöhung der Schubspannungen gegenüber dem Ist-Zustand führen, werden auch die Unterhaltungsbaggermengen nur geringfügig ansteigen. Während heute durchschnittlich 59.000 m³/Jahr gebaggert werden, sind künftig 72.000 m³/Jahr zu erwarten. Dabei konzentrieren sich die Baggerungen auf den morphodynamisch aktiveren und stärker geregelten Donauabschnitt unterhalb der Isarmündung.

4 Ausblick

Die numerische Modellierung morphodynamischer Prozesse stellt den Wasserbauingenieur noch immer vor große Herausforderungen, da insbesondere physikalische Prozesse des Feststofftransports nicht hinreichend geklärt sind und deshalb in Form von empirischen

Modellansätzen erfasst werden. Um auf diesem Gebiet künftig voranzukommen, sind weltweit erhebliche Forschungsanstrengungen erforderlich, an denen sich die BAW beteiligen wird.

Ein aktueller Forschungsschwerpunkt der BAW besteht darin, die Langfristsimulation von Feststofftransportvorgängen weiter zu verbessern. Die hydrologische Randbedingung, d. h. die Zustromganglinie in das Simulationsmodell, ist ein wichtiger Einflussfaktor für das morphodynamische Geschehen, der bislang aufgrund der methodischen Herangehensweise in Verbindung mit den verfügbaren Rechenressourcen nicht ausreichend berücksichtigt werden kann, da die simulierten Zeiträume häufig kurz sind und für Prognosen meist nur eine einzige hydrologische Realisation verwendet wird. Ein laufendes Forschungsvorhaben der BAW beschäftigt sich damit, durch implizite numerische Verfahren, die größere Zeitschrittweiten ermöglichen, eine deutlich verbesserte numerische Effizienz zu erreichen, sodass die Möglichkeit besteht, auf der Grundlage einer großen Anzahl von hydrologischen Realisationen belastbarere Prognosen zu erstellen. Durch eine geeignete stochastische Einbettung des Verfahrens soll künftig eine statistische Analyse der Prognoseergebnisse einschließlich der Angabe von Vertrauensintervallen erreicht werden.

Ein weiterer Forschungsschwerpunkt der BAW ist die Berücksichtigung verschiedener Unsicherheiten, die z. T. starke Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit der Modellergebnisse haben können. Bei der numerischen Modellierung werden Modellparameter und Eingangsdaten verwendet, die durch natürliche Variabilität, ungenaue Messungen oder wegen der ungenügenden Beschreibung der physikalischen Prozesse zum Teil erheblichen Schwankungsbreiten unterliegen. Mit Hilfe von Zuverlässigkeitsmethoden, die im Rahmen eines gerade abgeschlossenen Forschungsprojekts erarbeitet und getestet wurden, kann der Einfluss dieser Größen abgeschätzt und als Wahrscheinlichkeitsverteilung, Sensitivität oder Vertrauensintervall dargestellt werden. Der nächste Schritt ist die Integration dieser Zuverlässigkeitsanalysen in den Projektalltag der BAW.

Zwar kann in gegenständlichen Modellen auf eine empirische Beschreibung und der damit einhergehenden Parametrisierung insbesondere der Transportprozesse verzichtet werden, jedoch resultieren aus den Maßstabseffekten andere, nicht minder komplexe Frage. Durch die Auswahl eines Ähnlichkeitsgesetzes werden andere, für morphologische Prozesse ebenfalls relevante Ähnlichkeiten zwischen Modell und Natur ggf. nicht hinreichend oder durch eine Maßstabsüberhöhung nur näherungsweise erreicht. Bereits die maßstäbliche Verkleinerung von feinen fluvialen Sedimenten, wie sie in den Unterläufen der Wasserstraßen verbreitet vorkommen, stellt aufgrund des Übergangs von rolligen zu kohäsiven Sedimenten eine große Herausforderung dar. Aktuelle Forschungsarbeiten der BAW konzentrieren sich daher auf Möglichkeiten, Ersatzgeschiebe aus Kunststoff derart auszuwählen, dass ungleichförmige Sedimentmischungen, Transportformen wie z. B. Dünenbewegungen oder die Dynamik eines Schüttkegels im Modell naturähnlich abgebildet werden können. Durch umfangreiche Grundsatzuntersuchungen in Systemrinnen wird das morphologische Prozessverständnis auch in Bezug auf die Interaktion von flussbaulichen Maßnahmen und Morphodynamik stetig verbessert.

Literatur

BMV (1997): Sohlgleichgewicht am Rhein. Bericht der Arbeitsgruppe „Rheinsohlenerosion“, Bundesministerium für Verkehr, AG „Rheinsohlenerosion“, Münster/Mainz.

- Brudy-Zippelius, T.; Schmidt, A. (2014): Einsatz morphodynamischer Simulationsmodelle an Bundeswasserstraßen – Möglichkeiten und Grenzen. In: Herausforderung Sedimenttransport, BAW-Kolloquium Karlsruhe, 26.11.2014, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 21-27.
- Hervouet, J.-M. (2007): Hydrodynamics of Free Surface Flows: Modelling with the Finite Element Method, Wiley, Chichester.
- Heinzelmann, C.; Schmidt, A.; Weichert, R. (2014): Methodeneinsatz bei morphologischen Fragestellungen an Bundeswasserstraßen. In: 37. Dresdner Wasserbaukolloquium 2014, 13.-14.03. 2014, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 50, TU Dresden, 3-17.
- Heinzelmann, C., Hentschel, B., Willamowski, B. (2015): Optimierung der Unterhaltungssituation an der Einmündung des Elbe-Seiten-Kanals in die Elbe. In: HTG-Kongress 2015, Bremen 9.-11.09.2015, Hafentechnische Gesellschaft e.V., Hamburg, 425-434.
- Hentschel, B. (2014): Einsatz gegenständlicher Modelle für morphodynamische Fragestellungen. In: Herausforderung Sedimenttransport, BAW-Kolloquium Karlsruhe 26.11.2014, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 65-70.
- Maerker, C.; Malcherek, A. (2010): The simulation tool DredgeSim – predicting dredging needs in 2- and 3-dimensional models to evaluate dredging strategies. In: River Flow 2010, International Conference on Fluvial Hydraulics, Braunschweig 8.-10.09.2010, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1639-1645.
- MBH Software, Inc. (2014): User Manual Sedimentation in Stream Networks (HEC-6T), Clinton.
- Messing, S. (2008): Geschiebezugabe Unterer Niederrhein, Binnenschifffahrt 63(12), 67-70.
- Schmidt, A.; Backhaus, L.; Heinzelmann, C. (2014): Methoden zur Simulation morphodynamischer Prozesse in Binnenwasserstraßen, Korrespondenz Wasserwirtschaft 7(8), 456-461.
- Villaret, C., et al (2013): Morphodynamic modeling using the TELEMAC finite-element system, Computers & Geosciences 53(4), 105-113.

Anschrift der Verfasser

Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann
christoph.heinzelmann@baw.de

Dr.-Ing. Thomas Brudy-Zippelius
thomas.brudy-zippelius@baw.de

Dr.-Ing. Nils Peter Huber
nils.huber@baw.de

Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstraße 17, D-76187 Karlsruhe

Messung und Modellierung von Geschiebetransportprozessen in alpinen Einzugsgebieten

Gabriele Harb, Josef Schneider, Johannes Stangl und Oliver Sass

Zusammenfassung

Mögliche Veränderungen der Niederschlagsmenge, der Niederschlagsverteilung und der Schneedeckenentwicklung durch die aktuelle Klimaerwärmung könnten sich auch auf den Sedimenthaushalt alpiner Einzugsgebiete auswirken. Um die Sedimentfracht der Wildbäche und deren mögliche Änderungen verstehen zu können und technische Schutzmaßnahmen zu optimieren, sind Messstationen zur Erfassung des Sedimenttransports erforderlich; diese sind jedoch in Österreich nur spärlich vorhanden. In dem Beitrag werden die Ergebnisse von Feldmessungen und numerischer Modellierung von Sedimenttransportprozessen in einem alpinen Einzugsgebiet in Österreich dargestellt (Schöttlbachtal, Steiermark). Im Rahmen der Feldmessungen wurden u.a. ein Messnetz für Niederschlag und Abfluss implementiert, Oberflächenveränderung im Projektgebiet durch photogrammetrische Untersuchungen mit Drohnen (UAVs) ermittelt und ausgewählte Erosionsflächen in aktiven Teilbereichen mit regelmäßigen terrestrischen Laserscans (TLS) aufgenommen. Der fluviale Sedimenttransport im Gerinne wurde durch im Projekt weiterentwickelte Sediment-Impact-Sensoren (SIS) erfasst und mittels Geschiebemessungen kalibriert. Diese Daten wurden mit Bewegungsdaten von Tracersteinen und regelmäßigen Volumensbestimmungen des Geschieberückhaltebeckens am Ende des Einzugsgebiets ergänzt.

Ergebnisse geophysikalischer Messmethoden zeigen, dass die Mächtigkeit der erodierbaren Sedimente im unteren Einzugsgebiet bei 20-30 m liegt, so dass keine Erschöpfung der Sedimentverfügbarkeit in absehbarer Zeit zu erwarten ist. Die höchste Transportkapazität ergibt sich in den untersten 1-2 km des Einzugsgebiets zwischen dem Zusammenfluss der beiden Hauptzubringer und dem Geschieberückhaltebecken. Die regelmäßigen Laserscans des Rückhaltebeckens zeigen einen sehr hohen Geschiebeeintrag im ersten Halbjahr nach dem Hochwasserereignis von 2011, der sich in den folgenden drei Jahren von 40.000 m³ auf unter 4.000 m³ pro Jahr reduzierte. Das Einzugsgebiet hat sich nach dem Extremereignis wieder weitgehend stabilisiert, in den letzten 1-2 Jahren lagen die Erosionsraten an den Seitenhängen in annähernd derselben Größenordnung wie die Ablagerungen im Rückhaltebecken. Die numerische Modellierung zeigt gute Übereinstimmung mit den Validierungsdaten aus den Feldmessungen.

1 Einleitung

In den letzten Jahrzehnten konnte ein Ansteigen von extremen Wetterereignissen beobachtet werden (IPCC, 2012). In Hinblick auf den Klimawandel kann global mit einer weiteren Verstärkung dieses Trends gerechnet werden. Die regionalen Auswirkungen des Klimawandels sind aber vor allem in alpinen Gebieten, noch mit großen Unsicherheiten behaftet (Gobiet et al., 2014), allerdings ist in Zukunft mit einem Rückgang der Schneemenge zu rechnen.

Bei einem Ansteigen von Starkregenereignissen steigt jedoch auch die Wahrscheinlichkeit für Hochwasser, Muren oder Hangrutschungen. Aufgrund der hochvariablen Wetterbedingungen und des Reliefs sind Extremereignisse im Gebirge äußerst schwer vorherzusagen. Die

möglichen Änderungen der Niederschlagsmenge, der Niederschlagsverteilung und der Schneedecke können sich auf den Sedimenthaushalt auswirken. In den letzten Dekaden wurde versucht, den Sedimenttransport in den Zubringern mit technischen Maßnahmen einzudämmen und so Schäden in den Siedlungsgebieten zu verhindern. Seit einigen Jahren hat, auch aus finanziellen Gründen, ein Umdenken eingesetzt. Die große Herausforderung in der Zukunft ist die Gewährleistung des Schutzes vor Katastrophenereignissen wie Murgängen, wobei der morphologische und ökologische Zustand möglichst naturnah bleiben soll.

Effizientes Sedimentmanagement benötigt ein umfassendes Wissen über die geomorphologischen Prozesse in den Einzugsgebieten und Sedimenttransportprozesse in den Gewässern. Allerdings gibt es wenig dokumentierte und veröffentlichte Messungen des Sedimenttransports in alpinen Flüssen, z.B. in Valois/Schweiz (Turowski et al. 2008), am Erlenbach/ Schweiz (Rickenmann and Fritschi 2010, Rickenmann et al. 2012) und in der Ursalau/Österreich (Kreisler et al. 2014). Vor allem die Messung des Geschiebetransports stellt bei Extremereignissen eine große Herausforderung dar, da hier nach Ergenzinger and Kozlowski (1999) das gesamte Sediment im Gerinne bewegt werden kann.

Der vorliegende Beitrag zeigt einen Überblick über das installierte Messnetz im Projektgebiet Schöttlbach (Obersteiermark, Österreich), die wesentlichen Ergebnisse seit 2011 und gibt einen Überblick über die numerische Modellierung des Gebiets im Rahmen des Projektes ClimCatch. Das Einzugsgebiet ist charakterisiert durch das steile Sohlgefälle ($> 4\%$) und große Mengen von mobilisierbaren Lockersedimenten. Das Gebiet wurde durch ein massives Hochwasserereignis 2011 beeinflusst.

2 Projektgebiet und Hintergrund

2.1 Beschreibung Projektgebiet

Das Einzugsgebiet des Schöttlbachs liegt in den Niederen Tauern in den Zentralalpen Österreichs. Die Hauptzubringer sind der Schöttlbach und der Krumeeggerbach. Der Schöttlbach hat ein Einzugsgebiet von 71 km^2 mit einer Gesamtlänge von $15,4 \text{ km}$ und einem mittleren Gefälle von $4,1 \%$. Das beobachtete Mittelwasser von 2012-2015 bei Oberwölz, am Auslass des Einzugsgebiets, liegt bei $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$, das HQ_{30} bei $80 \text{ m}^3/\text{s}$ und das HQ_{100} bei $125 \text{ m}^3/\text{s}$. Der Krumeeggerbach hat ein Einzugsgebiet von 16 km^2 mit einer Gesamtlänge von $7,7 \text{ km}$ und einem mittleren Gefälle von $12,9 \%$.

Das Einzugsgebiet ist nicht vergletschert und erstreckt sich von 2375 m ü.A. (Hochweber Spitze) auf 815 m ü.A. (Oberwölz). Die Hauptsedimentquelle im Einzugsgebiet ergibt sich aus der Erosion der pleistozänen Sedimente, die in Form von Terrassen an den Hängen des Schöttlbachs liegen. Diese hoch erodierbaren, glazialen Sedimente sind signifikant für das Einzugsgebiet und aufgrund der Tiefenerosion an den Zubringern und seitlichen Feilenanrissen vor allem in den unteren Teilen des Einzugsgebiets verfügbar.

Im Projektgebiet steigen die Abflüsse in den Zubringern bei Gewittern und lokalen Niederschlagsereignissen sehr rasch an. Die Abflussspitze in der Stadt Oberwölz, am Ende des Einzugsgebiets, wird meist $1\text{-}2 \text{ h}$ nach Einsetzen der Niederschläge erreicht. Dabei treten im Bereich des Stadtgebiets Fließgeschwindigkeiten bis zu 5 m/s im Gerinne auf.

2.2 Hintergrund – Hochwasserereignis 2011

Am Nachmittag des 7. Juli 2011 waren hohe Niederschläge über 3 Stunden mit bis zu 70 mm/h (Hübl et al., 2011) aufgrund eines lokalen Wärmegewitters der Auslöser eines Hochwasserereignisses im unteren Bereich des Schöttbachs. Dabei stieg der Abfluss innerhalb kurzer Zeit auf etwa 100 m³/s an und überflutete die Stadt Oberwölz und die umliegenden Siedlungsgebiete. Der hohe Wasserspiegel und die hohen Fließgeschwindigkeiten im Gerinne führten weiters zu Erosionsprozessen und daraus folgendem massiven Sedimenttransport (siehe Abbildung 1).

Durch das Hochwasserereignis wurden große Mengen an Sedimentenköpern freigelegt die nun zum Transport zur Verfügung stehen, dadurch konnten danach auch niedrige Niederschlagsereignisse vergleichsweise hohen Sedimenttransport auslösen. Nach der Terminologie von Recking (2012) haben sich die Bedingungen im Einzugsgebiet von *moderate sediment supply* zu *high sediment supply* verschoben.



Abb. 1 Sedimenteintrag durch Seitenerosion im Einzugsgebiet (links) und zerstörtes Wohnhaus durch das Hochwasserereignisses 2011 (rechts)

3 Methodik und Messnetz

Um die Zusammenhänge von Niederschlag, Abfluss und Sedimenttransport zu erfassen, wurde ein umfangreiches Messnetz im Einzugsgebiet installiert (Abbildung 2). Zusätzlich zu den in diesem Beitrag beschriebenen Messungen wurden Radio- und Farbtracersteine, Structure-from-Motion (SfM) und terrestrische Laserscans zur Überwachung der Erosions- „hot spots“; Hammerschlag- und Sprengseismikuntersuchungen, Kartierungen und multitemporale Drohnbefliegungen im Rahmen des Projektes durchgeführt.

3.1 Niederschlags- und Abflussmessung

Die Niederschlagsdaten werden an einer meteorologischen-Station (Temperatur, Luftfeuchte, Schneeöhe & Niederschlagswaage) in der Mitte des Einzugsgebiets und zwei Ombrometern (Kippwaagenprinzip mit Logger) in den höheren Bereichen der Hauptzubringer gemessen und von drei umliegenden ZAMG-Stationen ergänzt. Am Auslass des Einzugsgebiets in der Stadt Oberwölz wurde eine Abflussmessstation installiert, die den Wasserstand, die Oberflächenfließgeschwindigkeit, die Trübung, die Leitfähigkeit und die Wassertemperatur aufzeichnet. Zusätzlich wurden zwei Druckpegel in den oberen Bereichen des Einzugsgebiets installiert. Die Pegelstationen wurden mit Salztracer- und Nautilus-Messungen kalibriert.

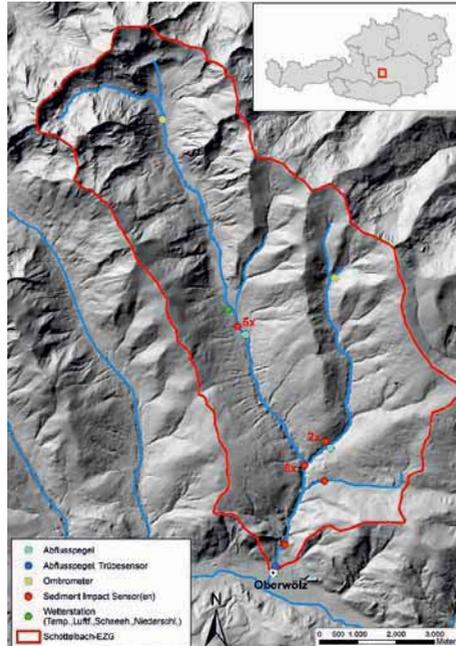


Abb. 2 Das installierte Messnetz im Einzugsgebiet

3.2 Sediment Impact Sensoren (SIS)

Die Sedimenttransportraten wurden über sogenannte Sediment-Impact-Sensoren (SIS) bestimmt, die im Rahmen des Projektes weiterentwickelt wurden (siehe Abb. 3 rechts). Die SIS bestehen aus einer Stahlplatte, auf deren Unterseite ein Sensor befestigt ist, der die Impulse des über den Sensor transportieren Geschiebes misst. In Abbildung 3 links sind Farbracersteine dargestellt, wie sie im Rahmen des Projektes ClimCatch zum Einsatz kamen.



Abb. 3 Farbracersteine (links) (Spreitzer, 2014) und Sediment Impact Sensor (SIS) auf einer Rampe im Schöttlbach mit Geschiebefangkorb

3.3 Terrestrische Laserscans (TLS)

Für die Aufnahmen der Verlandung im Rückhaltebecken wurde ein Laserscanner der Marke Riegl VZ-620 TLS verwendet. Für die Positionierung der verschiedenen Punktwolken wurden mehrere reflektierende Verbindungspunkte im Bereich des Rückhaltebeckens installiert. Das Rückhaltebecken wurde im Laufe von drei Jahren 11-mal gescannt.

4 Numerische Modellierung

Zusätzlich zu den umfangreichen Messungen im Einzugsgebiet wurde auch ein 1D-Modell des unteren Bereiches des Schöttlbachs aufgesetzt. Dabei wurde die Software TomSed (Chiari, 2010) verwendet, um den Geschiebetransport zu simulieren. TomSed unterteilt dabei die implementierten Querprofile in einzelne Abschnitte in Abhängigkeit von der Profilgeometrie („stream-tube-approach“) und berechnet für diese die einzelnen Parameter wie den spezifischen Abfluss oder die Transportkapazität. Das Modell wurde mit dem Hochwasserereignis 2011 und einzelnen Niederschlagsereignissen 2013 kalibriert. Weiters wurde eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt.

5 Ergebnisse und Diskussion

Die Jahresabflussganglinie am Schöttlbach ist geprägt von Niederwasserabfluss in den Wintermonaten, gefolgt von einer breiten Abflussspitze durch die Schneeschmelze von Mitte April bis Mitte Mai. Ab Mai bis Ende Oktober prägen kurze, hohe Abflussspitzen die Ganglinie, die von lokalen Niederschlagsereignissen verursacht werden. Diese lokalen Niederschlagsereignisse erfassen oft nur Teilbereiche des Einzugsgebiets und werden daher oft nur bei einer Niederschlagsstation aufgezeichnet (Abbildung 4).

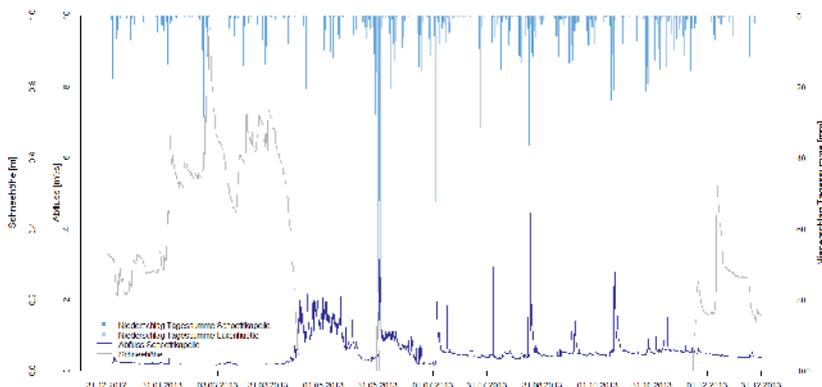


Abb. 4 Korrelation des gemessener Niederschlag (blaue Säulen), Abfluss (dunkelblaue Linie) und Schneehöhen (graue Linie) an den Messstationen „Schöttlkapelle“ und „Luxenhütte“ im Jahr 2013

Die Auswirkung der Abflussganglinie auf den Sedimenttransport ist in Abbildung 5 beispielhaft für den Krumeggerbach im ersten Halbjahr 2013 dargestellt. Auch hier ist ersichtlich, dass der Abfluss am Krumeggerbach (blaue Linie) nicht auf jedes Niederschlagsereignis bei der Schöttlkapelle (3 km entfernt) reagiert. Weiters hängt die Anzahl der aufgezeichneten Sedimenttrans-

port-Impulse von der Lage der einzelnen Sensoren im Flussbett ab. Der Sensor SIS K1 im Krumeggerbach reagiert z.B., bei fast allen Abflussspitzen, wobei der Sedimenttransport hauptsächlich am steigenden Ast der Abflusskurve stattfindet. Nach der Schneeschmelze im April 2013 wurde sehr starker Geschiebetransport aufgezeichnet. Die Sensoren SIS K2 am Krumeggerbach und am Salchauerbach zeichnen hingegen erst im Mai nach einer Umlagerung im Gerinne Sedimenttransport auf.

Die Ergebnisse der Vermessung der Verlandung im Geschieberückhaltebecken sind in Abbildung 6 dargestellt. Im ersten Winter nach dem Hochwasserereignis (2011/2012) wurden trotz Niederwasserbedingungen große Mengen an Geschiebe in das Rückhaltebecken transportiert. Diese hohen Sedimentmengen sind sehr wahrscheinlich durch die gestörten Bedingungen im Einzugsgebiet und die hohe Sedimentverfügbarkeit verursacht worden. Die transportierte Jahresgeschiebemenge sinkt von über 40.000 m³ in den Jahren 2011/12 auf weniger als 4.000 m³ in 2013/14. Die Abbildung zeigt auch, dass die Verlandungskurve im Rückhaltebecken abflacht, während das summierte Abflussvolumen weiter relativ konstant ansteigt. Daher kann die sinkende Geschiebetransportrate auf reduzierte Sedimentverfügbarkeit zurückgeführt werden.

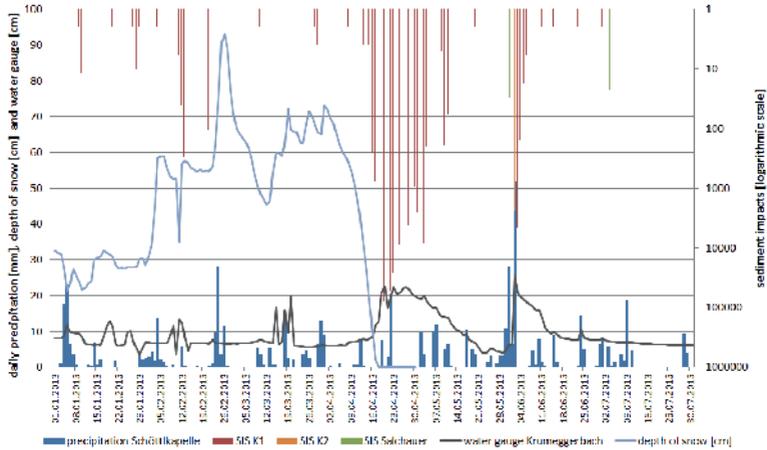


Abb. 5 Korrelation des gemessener Niederschlag (blaue Säulen), Abfluss (dunkelblaue Linie), Schneehöhen (hellblaue Linie) und des Geschiebetransports (rote, gelbe und grüne Säulen) am Krumegger- und Salchauerbach im ersten Halbjahr 2013

Die Berechnungen mit dem 1D-Modell zeigten, dass es aufgrund der verschiedenen Sedimenttransportprozesse bei verschiedenen Abflussszenarien im Gerinne, wie z.B. durch das Aufreißen der Deckschicht oder Abpflasterungsprozessen sowie Hiding- und Exposure-Effekten nicht möglich war, eine universelle Kalibrierung durchzuführen. Daher mussten für die Sedimenttransportberechnungen des Extremhochwassers 2011 und der Abflüsse in den Jahren 2012-2015 zwei verschiedene Parametersets verwendet werden.

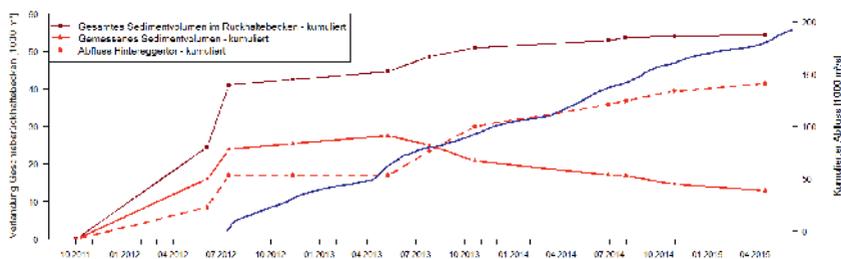


Abb. 6 Entwicklung des Sedimentvolumens im Rückhaltebecken am Auslass des Einzugsgebiets und kumuliertes Abflussvolumen an der Pegelstation Hintereggerter in Oberwölz. Das gemessene Sedimentvolumen ist ab 2013 aufgrund von Schotterentnahmen rückläufig; diese wurden quantifiziert und dem gesamten Sedimentvolumen zugerechnet.

Abbildung 7 zeigt die gemessenen Abflüsse (blaue Linie) an der Station Hintereggerter in Oberwölz und die berechneten Geschiebetransportraten (graue Linie), die zum kumulierten Geschiebetransport (rote grob strichlierte Linie) aufsummiert wird. Dieser berechnete kumulierte Geschiebetransport wird mit dem gemessenen kumulierten Geschiebetransport (rote fein strichlierte Linie) verglichen. Das Ergebnis zeigt, dass die Größenordnung des berechneten kumulierten Geschiebetransports gut zu dem gemessenen Geschiebetransport passt, aber die zeitliche Verteilung des Transports vom 1D-Modell nicht wiedergegeben wird.

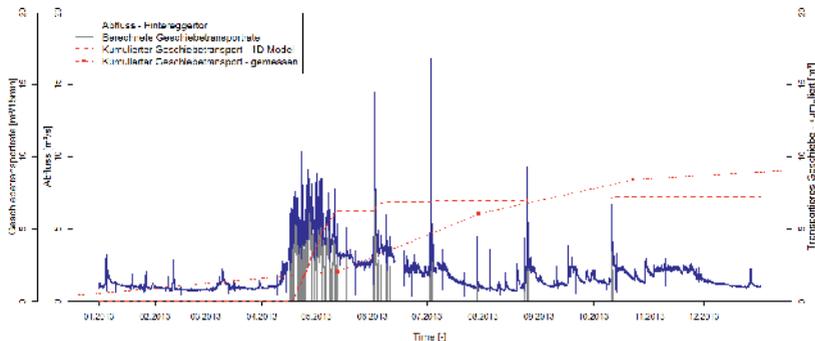


Abb. 7 Vergleich des gemessenen und des berechneten Geschiebetransports in das Rückhaltebecken (rote Linien) mit Abflussganglinie (blaue Linie) und berechneter Geschiebetransportrate (graue Linie)

Im Vergleich zur Simulation wird in der Natur mehr Sediment bei niedrigeren Abflüssen transportiert und weniger Sediment bei höheren Abflüssen. Eine Erklärung für diesen Unterschied ist die Implementierung im 1D-Modell, bei der der Seiteneintrag von den steilen Gerinnehängen zum Teil vernachlässigt worden ist. Weiters können lokale Deckschicht- und Abpflasterungsprozesse den Sedimenttransport bei höheren Abflüssen einschränken.

6 Schlussfolgerungen

Die Untersuchungen im Einzugsgebiet haben gezeigt, dass das extreme Hochwasserereignis von 2011 durch das Aufreißen der Deckschicht in der Flusssohle, das Anreißen der Gerinneböschungen mit der folgenden Seitenerosion und die massiven Feilenrisse der steilen Zubringer den Sedimenteintrag im Einzugsgebiet von einem moderatem Niveau auf ein hohes Niveau verschoben hat. Im ersten Winterhalbjahr 2011/2012 ist in der Niederwasserperiode überraschend viel Sediment aus dem Einzugsgebiet ausgetragen worden, seitdem sinkt die Sedimentaustragsrate wieder ab. Die gemessenen Niederschlagsdaten, Abflusswerte und Sedimentimpulse zeigen gute Übereinstimmung. Die Berechnungen mit dem 1D-Modell zeigen ebenfalls, dass bei verschiedenen Abflussszenarien unterschiedliche Sedimenttransportprozesse im Gerinne wirken, wie z.B. durch das Aufreißen der Deckschicht oder Abpflasterungsprozesse, Hiding- und Exposure-Effekte, und daher eine universelle Festlegung der Parameter für das Extremereignis und die folgenden Jahressganglinien von 2012-2015 nicht möglich war.

Die Ergebnisse spiegeln die Komplexität der Faktoren bei Geschiebe- und Sedimenttransportprozessen wider und zeigen die Probleme bei der Messung des Geschiebetransports in alpinen Einzugsgebieten.

Danksagung

Das Forschungsprojekt *Impact of climate change on the sediment yield of alpine catchments* (ClimCatch) wurde von 2012-2015 vom Institut für Geographie und Raumforschung der Karl-Franzens-Universität Graz als Projektleitung, dem Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz, und dem Wegener Center for Climate and Global Change der Karl-Franzens Universität Graz durchgeführt. Das Projekt wurde vom Österreichischen Klimafond finanziert (Austrian Climate Research Program – ACRP).

Literatur

- Chiari, M., Friedl, K., Rickenmann, D. (2010). A one dimensional bedload transport model for steep slopes, *Journal of Hydraulic Research* Vol. 48(2), 152-160
- Gobiet, A., Kotlarski, S., Beniston, M., Heinrich, G., Rajczak, J., Stoffel, M. (2014). 21st century climate change in the European Alps – A review, *Science of the Total Environment* Vol. 493, 1138-1150.
- Ergenzinger, P. and Kozlowski, B. (1999). Ring structures - a specific new cluster type in steep mountain torrents. *Proceedings IAHR Conference 1999, Graz*.
- IPCC, (2012). *Managing the Risks of Extreme Events and Disasters to Advance Climate Change Adaptation. A Special Report of Working Groups I and II of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [Field, C.B., V. Barros, T.F. Stocker, D. Qin, D.J. Dokken, K.L. Ebi, M.D. Mastrandrea, K.J. Mach, G.-K. Plattner, S.K. Allen, M. Tignor, and P.M. Midgley (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, UK, and New York, NY, USA, 582 pp.

- Kreisler, A; Moser, M; Tritthart, M; Aigner, J; Rudolf-Miklau, F; Habersack, H. (2014): Monitoring and calculation of bedload Transport at the mountain torrent Ursiau In: Fujita, M; Araki, Y; Daimaru, H; Gomi, T; Kaibori, M; Miyata, S; Nakatani, K; Takebayashi, H; Tsutsumi, D; Uchida, T; Yamada, T; Hübl, J; Mikos, M; Rudolf-Miklau, F; Beyer Portner, N (Eds.), INTERPRAEVENT 2014 in the Pacific Rim - Natural Disasters Mitigation to Establish Society with the Resilience
- Rickenmann, D, & Fritschi, B. (2010): Bedload transport measurements using piezoelectric impact sensors and geophones. U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2010-5091
- Rickenmann, D.; Turowski, J.M.; Fritschi, B.; Klaiber, A.; Ludwig, A., (2012). Bedload transport measurements at the Erlenbach stream with geophones and automated basket samplers. Earth Surf. Process. Landf. 37: 1000-1011
- Spreitzer, G. (2014): Untersuchung des Sedimenttransports in einem alpinen Einzugsgebiet anhand von Freifeldversuchen sowie die Erforschung des Abflussverhaltens von Wildbächen unter Einbezug des stetigen Klimawandels. Masterarbeit. Graz University of Technology
- Turowski, J.M.; Badoux, A.; Rickenmann, D.; Fritschi, B. (2008). Erfassung des Sedimenttransportes in Wildbächen und Gebirgsflüssen - Anwendungsmöglichkeiten von Geophonmessanlagen. Wasser Energ. Luft 100, 1: 69-74.

Anschrift der Verfasser

DI Dr. techn Gabriele Harb
 ehem. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz
 Stremayrgasse 10/II, A-8010 Graz
 gabriele.harb@gmx.at

DI Dr. techn Josef Schneider
 Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz
 Stremayrgasse 10/II, A-8010 Graz
 schneider@tugraz.at

DI Mag. Johannes Stangl
 Institut für Geographie und Raumforschung, Universität Graz
 Heinrichstraße 36, 8010 Graz
 johannes.stangl@uni-graz.at

Univ. Prof. Dr. Oliver Sass
 Institut für Geographie und Raumforschung, Universität Graz
 Heinrichstraße 36, 8010 Graz
 oliver.sass@uni-graz.at

A new approach for morphodynamic modeling using integrating ensembles of artificial neural networks

Keivan Kaveh, Minh Duc Bui and Peter Rutschmann

Abstract

The evolution of bed level is an important process that occurs in rivers, estuaries, and coastal regions. State-of-art morphological models use classical lower order Lax-Wendroff or modified Lax-Wendroff schemes for morphology which are not very stable for long time sediment transport simulation. This paper describes an architecture for ensembles of ANN with emphasis on its application to the prediction of time series morphological changes, where the goal is to minimize the prediction error. To evaluate the prediction qualities of the ensembles of ANN models, a comparative study has been carried out between this proposed model and common ANN model by evaluating several statistical parameters that describe the errors associated with the model in terms of statistical measures of goodness-of-fit between the estimated bed change and analytical approximation. The predicted results showed that for the simple case of 1D morphological problems considered in this study, ensembles of artificial neural networks could provide better results compared to common ANN models in most test cases.

Keywords: Artificial Neural Network, Ensembles, Hydromorphological modeling, Sediment transport

1. Introduction

Numerical morphological models involve coupling between a hydrodynamic model, which provides a description of the flow field leading to a specification of local sediment transport rates, and an equation for bed level change which expresses the conservative balance of sediment volume and its continual redistribution with time. Recent examples of the development of such models include the work of Nicholson et al. (1997), Kobayashi and Johnson (2001), and Hudson et al. (2005). As reviewed in Nicholson et al. (1997), many state-of-art morphodynamic models use classical shock capturing schemes for bed level simulation. For example, Johnson and Zyserman (2002) applied a second order accurately modified Lax-Wendroff scheme (Abbott, 1979). The HR Wallingford model PISCES (Chesher et al. (1993)) uses a one-step Lax-Wendroff scheme. In Hudson et al. (2005), a variety of numerical schemes are discussed including versions of the Lax-Friedrichs scheme (Lax, 2005), the classical Lax-Wendroff scheme, the MacCormack scheme (MacCormack (2003)) and Roe scheme (Osher and Solomon (1982)) based on shallow water equations for hydrodynamics and simple power law for sediment transport rate. A flux-limited version of the Roe scheme is found to be much more stable than Lax-Wendroff and Lax-Friedrichs type schemes. The disadvantage is that the Roe scheme involves calculations of eigenvectors for so-called Roe averaged Jacobian matrix of the entire hydrodynamics and morphology system. This is feasible for shallow water systems and simple power law sediment transport rates for 1D problems. The numeric becomes tedious and complex for a coupled system of more comprehensive hydrodynamic and sediment transport models. In the conventional hydromorphological models the bed level changes are governed by the equation for

conservation of sediment mass (Exner equation). Neglecting the suspended load, this equation can be written in a 1D case as follows:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = -\frac{1}{1-n_p} \cdot \frac{\partial q_b}{\partial x} \quad [1]$$

where z_b is the bed elevation (defined positive upward relative to a fixed datum) at each horizontal position x and time t ; n_p is the bed porosity, q_b is the volumetric sediment transport rate per unit width. The bed load transport rate q_b is a complicated function of various hydrodynamic quantities such as currents and water depth as well as quantities associated with sediment properties such as sediment density and grain size. Many empirical functions are available to calculate bed load transport. Most of the formulae available in the literature have been developed based on the analysis of laboratory and field data using statistical methods such as the regression method, and there are drastic differences between them. No uniformly valid formulation for q_b exists at present. Yet, we are still unable to select the most accurate for a particular problem and the accuracy of computational sediment transport models remains a challenging question. The artificial neural networks are a form of artificial intelligence, which attempts to mimic the function of the human brain and nervous system at a sub symbolic level. ANNs learn from data examples presented to them in order to capture the subtle functional relationships within the data. The majority of hydromorphological processes are highly nonlinear in nature and, in many cases, modeling these variables with conventional models may be limited by a poor understanding of the complex interactions that are involved in the process. In such cases, ANN are often viewed as an appealing alternative, as they have the ability to extract a nonlinear relationship from data without requiring an in depth knowledge of the physics occurring within the system. However, there are some basic aspects of this approach, which are in need of better understanding. More specially: (1) No standard methods exist for transforming human knowledge or experience into the system. (2) There is a need of effective methods for tuning the transfer functions so as to minimize the output error measure or maximize a performance index.

In this perspective, the aim of this paper is to develop a new architecture for ensembles of ANN models which can serve as a basic for constructing a set of ANN models with appropriate transfer functions to generate the stipulated input-output pairs. The objective is to predict the morphological changes in a straight alluvial channels under steady flow discharge and uniform bed material, where the bed level changes are calculated directly from the defined flow without calculation of the bed load. The prediction qualities of the designed ensemble of network and common ANN networks are studied by evaluating several statistical parameters that describe the errors associated with the model in terms of statistical measures of goodness-of-fit between the estimated bed change and analytical approximate.

2. ANN and ensemble learning

This section presents the basic concepts of ANN, to give us an idea of how the operation of ANN really is. In the second step we consider the ensemble learning process, for better understanding of how they are applied in the proposed method.

2.1. Basic aspects of ANN

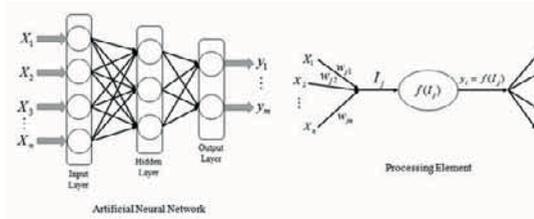


Fig. 1 Typical structure and operation of an ANN model (I_j = activation level of node j ; w_{ji} = connection weight between nodes j and i ; x_i = input from node i ; y_j = output of node j ; and $f(I_j)$ = transfer function)

Artificial neural network is a broad term covering a large variety of network architectures, the most common being a multilayer perceptron (MLP). The parameters to be found by applying the so-called error-back-propagation method are the weight vectors connecting the different nodes of the input, hidden, and output layers of the network. During training the values of the parameters (weights) are varied so that

the ANN output becomes similar to the measured output on a known data set.

An ANN model consists of a number of artificial neurons variously known as processing elements or nodes. For multilayer networks, neurons are arranged in layers: an input layer, an output layer and one or more intermediate or hidden layers. The net is formed by these layers of neurons, and each neuron in a specific layer is connected to neurons in other layers via weighted connections. Neurons are defined as mathematical expressions that filter the signal through the net. From the connected neurons in the previous layer, an individual neuron receives its weighted inputs which are usually summed along with a bias unit. The bias unit is used to scale the input to a useful range in order to improve the convergence properties of the network.

The result of this combined summation is passed through a transfer function to produce the output of the neuron. This output is then passed through weighted connections to neurons in the next layer, where the process is repeated. A trained response is achieved by changing the connections weights in the network according to an error minimization criterion. A validation process can be used during the training in order to prevent overfitting. Once the network has been trained to simulate the best response to input data, the configuration of the network is fixed and a test process is conducted to evaluate the performance of the ANN as a predictive tool. According to Shahin et al. (2003), the structure and process for node j of an ANN model can be illustrated in Fig. 1.

2.2. Ensemble learning

The ensemble consists of learning paradigm where multiple component learners are trained (Zhou et al. (2002)) for a same task, and the predictions of the component learners are combined for dealing with future instances (Chen and Zhang (2005)). Since an ensemble is often more accurate than its component learners, such a paradigm become a hot topic in recent years and has already been successfully applied to optical character recognition, face recognition, scientific image analysis, medical diagnosis, etc. (Zhou et al. (2002)).

2.3. Structure of the ensemble of ANN

In this paper, the proposed ensemble structure is illustrated in Fig. 2. This structure is divided into 5 parts, where the first part represents the database to simulate in the ensemble of ANN, which in our case is time series data generated by analytical solution of Exner equation. In the second part training and validation is done sequentially in each ANN, where the number of ANN to be trained can be from 1 to n depending on what the user wants to test, but in our case we are dealing with a set of 3 ANN in the ensemble. In the third part we have to generate the results of each ANN trained in the previous part and in the fourth part we integrate the overall results of each ANN and finally the outcome or the final prediction of the ensemble ANN learning is obtained.

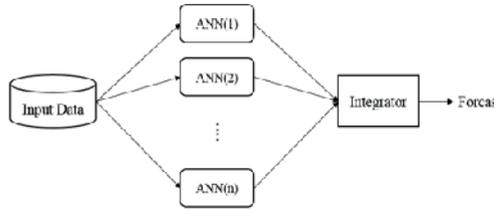


Fig. 2 The structure of the ensemble of ANN

The main idea of ensemble learning in ANN, is that each ANN has different ways to train and thus be simulated. This makes something like an expert system, i.e., give different viewpoints and then predict the time series, then take decisions based on the results of each ANN and reach some conclusion, then integrating the results and obtaining the best prediction of the time series being simulated, and then avoid future unexpected events.

3. Integration methods

There are diversity integration methods or aggregation of information. In this study, we use an integration in the form of the following:

$$Y_i = \text{Int}(Y_{i1}, Y_{i2}, \dots, Y_{in}; \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n) = \sum_{j=1}^n \beta_j Y_{ij} \quad [2]$$

Where $\text{Int}(\cdot)$ is the integration function, $Y = (Y_1, Y_2, \dots, Y_m)^T$ is the output vector of ensemble of ANN, m is the number of data set, Y_{ij} is the output of ANN(j) using data set i which is used as input for the integration function, and $\beta = (\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n)^T$ are parameters to be determined. Once having several ways to determine β achieving an optimal combination, we mention some of these methods below:

- Integration by average: this method is used in the ensemble of ANN. This integration method is the simplest and most straightforward and consists in the sum of results generated by each ANN divided by the sum of number of ANN, and the disadvantage is that there are cases in which the prognosis is not good.

$$\beta_i = \frac{1}{n} \quad [3]$$

- Integration by weighted average: this method is an extension of the integration by average, with the main difference that the weighted average assigns importance weights to each of the ANN models. These weights are assigned to a particular ANN

based on several factors; the most important is the knowledge product of experience. This integration method belongs to the well-known aggregation operators.

$$\begin{cases} \sum \beta_i = 1 \\ \beta_i = \beta_i(e_i) \end{cases} \quad [4]$$

- Where e_i is training error from ANN(j). Based on these errors weights are manually assigned to each β_i .
- Proposed integration method: in this section we propose linear regression as an integration method for the ensemble of ANN. The goal of this linear regression is to point out the relation between a dependent variable (target) and a great deal of independent variables (output of each ANN) to have minimum error. The general form of the error function is:

$$\varepsilon = Y^* - Y = \varepsilon(\beta) \rightarrow \min \quad [5]$$

- Where $Y^* = (Y_1^*, Y_2^*, \dots, Y_m^*)^T$ is target vector, $\varepsilon = (\varepsilon_1, \varepsilon_2, \dots, \varepsilon_m)^T$ is error vector which must be minimized. β can be calculated in a matrix form to minimize the error as follows:

$$\beta = (Y^T Y)^{-1} Y^T Y^* \quad [6]$$

4. Time series data generation

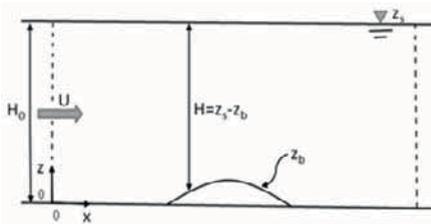


Fig. 3 Bathymetry and coordinate system for the test case

We consider a straight channel with a length of 1000m and a finite amplitude perturbation of the bed level near the center of the domain as illustrated in Fig. 3. In this case can represent a sand dune in a river flow. We assume that the bed elevation z_b is very small in comparison to the water free surface level z_s and the bed form movement is only due to bed load. Assuming a steady flow discharge throughout the channel with a rigid lid $H_0 = z_s = \text{const}$, we have

$$H \approx H_0 - Z_b \quad [7]$$

and

$$u \approx \frac{Q}{H} \quad [8]$$

Assuming that transport rate q is a power function of current speed u (Grass (1981); Van Rijn et al. (1993)), we have

$$q = au^m \quad [9]$$

Where a , is a given function and m is a given positive constant both of which are specific to the particular sediment transport formula. Note that a , is typically a function of the mean flow velocity u , the total height of the water column H , and a number of constants that are based on sediment properties (e.g. sediment type and grain size) and data fitting procedures. The constant m is typically in the range of $1 \leq m \leq 3$. The phase speed of bed form $C(z_b)$ can be now expressed as

$$C(z_b) = \frac{maq^m}{(1-n_p)(H_0 - z_b)^{m+1}} \quad [10]$$

The following quantities are specified according to similar setting in Hudson et al. (2005): $a = 0.001 \text{ s}^2/\text{m}$, $m = 3.0$, and $n_p = 0.4$. Three different initial conditions $z_b(x, 0)$ are given as Gaussian, Sinusoidal, and Fractional, respectively:

$$z_{b1}(x, 0) = Ae^{-W(x-400)^2} \quad [11]$$

$$z_{b2}(x, 0) = \begin{cases} A \sin^2\left(\frac{\pi(x-300)}{W}\right); & \text{if } 300 \leq x \leq 500 \\ 0; & \text{otherwise} \end{cases} \quad [12]$$

$$z_{b3}(x, 0) = \frac{AW}{(x-400)^2 + W} \quad [13]$$

Where W and A , are the width and height of each hump.

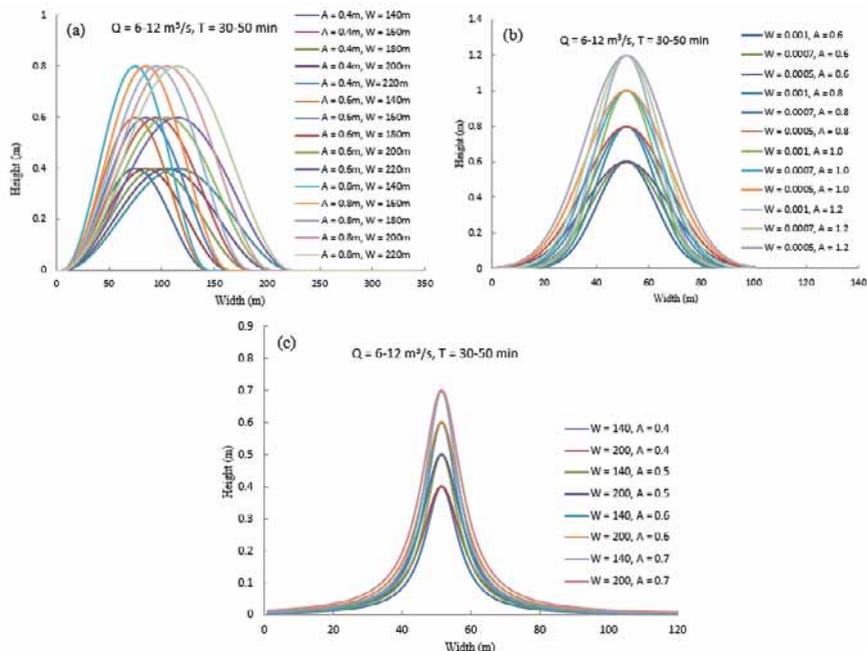


Fig. 4 Initial conditions with different width and height used for data generation: (a) Sinusoidal; (b) Gaussian; (c) Fractional

Fig. 4 shows every type of initial conditions with different width and height. Then Eq. (1) can be solved analytically for each initial condition by the method of characteristic with $0 \leq t \leq 60000s$ and different Δt to generate the data for ANN model (see Bui et al. (2015)). The quantities mentioned previously are specified for this part as well. Grid spacing is chosen to be $x = 2m$. Tab. 1 presents the ranges of changeable parameters used for data generation.

Tab. 1 Range of parameters used for data generation

Bed shape	Range	Discharge $Q(m^3/s)$	Time step $\Delta t(min)$	Width (W)	Height (A)
Gaussian	Lower limit	6.0	30	0.0005	0.6
	Upper limit	12.0	50	0.0010	1.2
Sinusoidal	Lower limit	6.0	30	180	0.6
	Upper limit	12.0	50	240	1.2
Fractional	Lower limit	6.0	30	140	0.6
	Upper limit	12.0	50	200	1.2

5. Design of each ANN model

As mentioned before the Eq. (1) is solved analytically for all initial conditions and for all different parameters described in section 4 by the method of characteristic to generate the data for each ANN model. In contrast to numerical schemes where a very small time step has to be chosen to satisfy stability conditions, for the ANN models, we use large time steps (see Bui et al. (2015)). To generate the data set, u has to be evaluated using Eq. (8) at all alternate grid points i at time level n (denoted by u_{in}). Then, z_b has to be similarly evaluated using an analytical solution at the same grid points and time level (denoted by z_{bi}^n). Once completed, the process is then repeated at time level $(n + 1)$ and so on. Finally, we have a data set which is then divided randomly into three subsets, whereby the biggest amount of data (70%) is added randomly to the training subset. The remaining data set samples are used for validating (15%) and testing the networks (15%). The training subset is used to design the weights. The validation subset is used additionally to monitor the accuracy of training, while training is ongoing. After each epoch, the validation subset acts as a barometer for determining when the accuracy of the multilayer perceptron is at an acceptable level. After the network is considered optimally trained, the test subset is used to verify its performance. Bui et al. (2015) carried out an investigation to find the optimum ANN model for morphological bed level calculation. Since the performance of ANN model is significantly related to the number of hidden layer nodes, they employed a trial and error approach to choose the appropriate number of nodes in the hidden layer. According to Bui et al. (2015) the ANN configuration with ten hidden neurons shows acceptable accuracy. Further tests have been carried out for different transfer functions used in the hidden layer and output one. As they concluded, applying the log-sigmoid transfer function for hidden layer and the linear function for the output one, can generate the best performance of the ANN model. In this paper, we use the same architecture for each ANN but with different transfer functions in their only hidden layer. They also designed ANN model with eight different inputs combination to find the best input combination. As it can be seen from Eq. (10), the phase speed of bed form is always positive. Hence, in this study case the morphological change at the point i depends mostly on the bed level and water velocity at this point and at the upstream neighbor point $(i - 1)$. It should be noted that in contrast with the study of Bui et al. (2015) where only one time step was used for data generation, in this study different time

steps are used, therefore the same input combination plus Δt was considered as input:

$$z_{bi}^n, z_{bi-1}^n, u_{bi}^n, u_{bi-1}^n, \text{ and } \Delta t$$

6. Simulation results

In this section we make use of the morphodynamic test cases to examine the efficiency of the approaches we outlined in previous sections. First we analyze the capability of the designed ensemble of ANN models for prediction of bed level changes in the new coupling model. To achieve this aim, three different test sets are considered. The test parameters are selected to be in the range of the training data but not the same as the parameters used for training. The characteristic of each test set is listed below:

Test case 1: Sinusoidal shape, $Q = 9 \text{ m}^3/\text{s}$, $\Delta t = 42 \text{ min}$, $W = 190$, and $A = 0.9$

Test case 2: Gaussian shape, $Q = 7 \text{ m}^3/\text{s}$, $\Delta t = 47 \text{ min}$, $W = 0.0009$, and $A = 0.7$

Test case 3: Fractional shape, $Q = 11 \text{ m}^3/\text{s}$, $\Delta t = 33 \text{ min}$, $W = 190$, and $A = 0.55$

In our ensembles we have a set of three ANN for learning, it is noteworthy that the type of transfer functions are assigned differently to each ANN and prediction error of each ANN is calculated by some statistical criteria resorting to R , MAE , and $RMSE$. In brief, the models predictions are optimal if R is found to be close to one, and MAE and $RMSE$ are close to zero.

6.1. Member networks

After Applying designed ANN models for training data set, the values of the weights and biases have been specified after a successful learning and validating process. They represent the stored knowledge of each ANN for bed level change modeling, which are separated in one input weight matrix $IW^{1,1}$, one hidden-layer weight matrix $LW^{2,1}$, one bias vector b^1 and one bias value b^2 for each data ANN. Using the designed network, we received the following equations for the bed level change:

$$(z_{bi}^{n+1})_1 = LW_1^{2,1} \times \log \text{sig} (IW_1^{1,1} \times \begin{bmatrix} z_{bi}^n \\ z_{bi-1}^n \\ u_{i-1}^n \\ \Delta t \end{bmatrix} + b_1^1) + b_1^2 \quad [14]$$

$$(z_{bi}^{n+1})_2 = LW_2^{2,1} \times \tan \text{sig} (IW_2^{1,1} \times \begin{bmatrix} z_{bi}^n \\ z_{bi-1}^n \\ u_{i-1}^n \\ \Delta t \end{bmatrix} + b_2^1) + b_2^2 \quad [15]$$

$$(z_{bi}^{n+1})_3 = LW_3^{2,1} \times radbas(IW_3^{1,1} \times \begin{bmatrix} z_{bi}^n \\ z_{bi-1}^n \\ u_i^n \\ u_{i-1}^n \\ \Delta t \end{bmatrix} + b_3^1) + b_3^2 \quad [16]$$

6.2. Ensemble ANN

This section presents the methods of integration of average, weighted average, and proposed linear regression which are used for simulation in our experiments of the ensemble of ANN in order to obtain a good forecast of simulated time series. In the case of integration by average, we added the result of each model and divided them by number of ANN models. For integrating the ensemble of ANNs using weighted average method, a weight was given depending on the results obtained from each ANN, these weights were assigned manually, where the lowest error between the ANN outputs had a weight of 0.50, the ANN that had an intermediate error 0.30 and the biggest error was assigned a weight of 0.20, thus obtaining 100 percent of the weights assigned among the models of the ANN ensemble. And finally for integrating the ensemble of ANN using linear regression the Eq. (6) is used to calculate integration weights.

6.3. Coupling flow and sediment computations

Since the characteristic time scale of bed-evolution and bed load transport processes is normally much greater than that of fluid flow, it can be assumed that changes in the bed elevation during one computational time step do not significantly influence the flow field. This assumption leads to the computationally attractive possibility of coupling flow and sediment computations in an iterative manner. Hereby, the flow and sediment-transport modules communicate through a quasi-steady morphodynamic time-stepping mechanism: during the flow computation, the bed level is assumed constant and during the computation of the bed level the flow and sediment transport are assumed invariant to the bed level changes. Based on this coupling concept, the main calculation procedure implemented in this study is shown in Fig. 5.

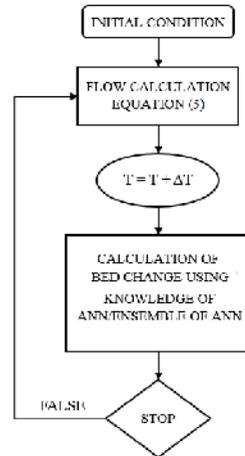


Fig. 5 Flow chart of the coupling system

First, the initial values (at time $t = 0$) are defined at every grid point i . The bed levels at one time step ahead are calculated using the ensemble of ANN (Eqs. (14), (15), and (16) and obtained weights and biases, then using integration method). The water velocities at this time step are updated using Eq. (8). This procedure is repeated until the last time step is reached ($t = 60000s$). Tab. 2 presents the statistical performances indices of different ANN models and ensemble of ANN based on a comparison between the predicted bed levels and analytical approximation at different time steps.

Tab. 2 Statistical performance of the designed ensemble of ANN models

Test case	Method	Type	<i>R</i>	<i>RMSE</i>	<i>MAE</i>
1	ANN	1	0.999938	0.004196	0.003382
		2	0.999929	0.004447	0.003523
		3	0.999826	0.006486	0.004511
1	Ensemble of ANN	Integration by average	0.999949	0.003700	0.003132
		Integration of weighted average	0.999954	0.003540	0.002984
		Integration by linear regression	0.999933	0.004663	0.003781
2	ANN	1	0.999946	0.002789	0.001772
		2	0.999873	0.003092	0.001373
		3	0.999984	0.001984	0.001225
2	Ensemble of ANN	Integration by average	0.999978	0.001584	0.001046
		Integration of weighted average	0.999960	0.001970	0.001281
		Integration by linear regression	0.999992	0.001002	0.000732
3	ANN	1	0.997888	0.008145	0.003714
		2	0.995977	0.010668	0.004672
		3	0.999120	0.005052	0.002254
3	Ensemble of ANN	Integration by average	0.998496	0.006513	0.002904
		Integration of weighted average	0.997926	0.007722	0.003432
		Integration by linear regression	0.998922	0.005481	0.002403

The results indicate that the designed ensemble of ANNs perform well the morphological change in the channel almost for all test sets with high values of *R* as well as small values of *RMSE* and *MAE*. Since the integrated ANN model uses the predicted values from the past, it can be shown empirically that multi stage prediction is susceptible to the error accumulation problem, i.e. error committed in the past are propagated into future predictions. According to this table, the ensemble of ANNs integrated by weighted average provides the best performance for first test case in comparison to other models. The values of *MAE* and *RMSE* for this model are significantly smaller than the values of these parameters for other models, especially in comparison with single ANNs. For the second test case, the *RMSE*, and *MAE* values for the ensemble of ANN model integrated with the proposed linear regression are 0.001002 and 0.000732, respectively which are significantly lower than other models. The mentioned statistical parameters are in the ranges of 0.001984 to 0.002789, and 0.001225 to 0.001772, respectively for single ANN models. According to Tab. 2, ANN3 using Radial basis transfer function in its only hidden layer is performing better than the proposed ensemble of ANN for test case 3. However, it should be noted that for this case all proposed ensemble of ANNs have more accuracy than ANN1 and ANN2. Fig. 6 (a), (b), and (c) show a comparison between the best predicted results for each test case with the analytical solution at time $t = 6000s$. As it can be seen from this figure, there is a good agreement between predicted results and analytical solution for all test cases.

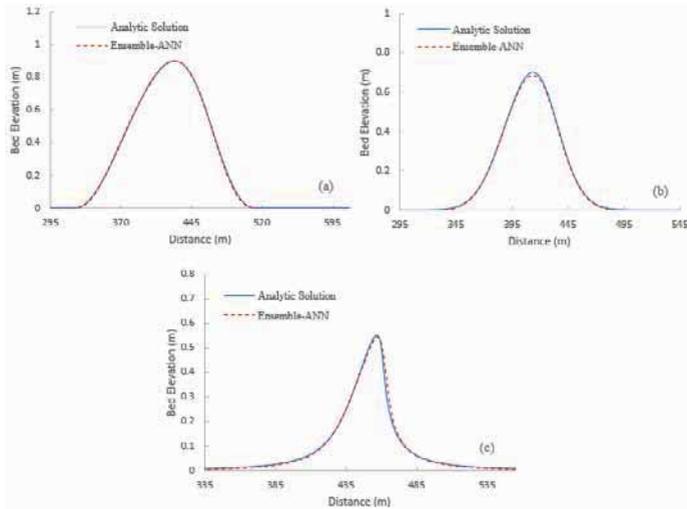


Fig. 6 Comparison of the best predicted results for each test case with analytical solution; (a) Sinusoidal; (b) Gaussian; (c) Fractional

7. Conclusions

The ensemble of artificial neural network was applied for time series morphological bed level changes prediction as an alternative to common ANN models. Three different integrating methods were also applied for the integration of ensemble of ANN. An analytical approximation based on the equation of conservation of sediment has been applied to generate data used for training and testing the proposed ensemble of ANN model. The predicted results showed that for the simple case of 1D morphological problems considered in this study, the proposed ensemble of ANN could provide a good performance for long term time series prediction. The calculated results also showed that the ensemble of ANN could perform better than single ANNs for time series bed level changes prediction in most test cases.

References

- Abbot, M. B. (1979). "Computational Hydraulics: Elements of the Theory of Free-Surface Flows", Pitman, London.
- Bui, M.D.; K. Kaveh, and P. Rutschmann. (2015). "Integrating artificial neural networks into hydromorphological model for alluvial channels", Proc. of the 36th IAHR World Congress, The Hague, the Netherlands.
- Chen, D.W; and J.P. Zhang. (2005). "Time series prediction based on ensemble ANFIS", Proceedings of International Conference on Machine Learning and Cybernetics. Vol. 6.
- Chesher, T.J.; H.M. Wallace, I. Meadowcroft, and H.N. Southgate. (1993). Pisces: A morphodynamic coastal area model first annual report.

- Grass, A. J. (1981). Sediment transport by waves and currents. (1981). University College, London, Dept. of Civil Engineering.
- Hudson, J. et al. (2005). "Numerical approaches for 1D morphodynamic modelling", Coastal Engineering, 52.8. 691-707.
- Johnson, H.K.; and J.A. Zyserman. (2002). "Controlling spatial oscillations in bed level update schemes", Coastal Engineering 46.2 (2002): 109-126.
- Kobayashi, N.; and B.D. Johnson. (2001). "Sand suspension, storage, advection, and settling in surf and swash zones", Journal of Geophysical Research: Oceans 106.C5 (2001): 9363-9376.
- Lax, Peter D. (1954). "Weak solutions of nonlinear hyperbolic equations and their numerical computation", Communications on pure and applied mathematics, 7.1, 159-193.
- Mc Cormack, R. (2003). "The effect of viscosity in hypervelocity impact cratering", Journal of spacecraft and rockets, 40.5, 757-763.
- Nicholson, J., et al. (1997). "Intercomparison of coastal area morphodynamic models", Coastal Engineering, 31.1, 97-123.
- Osher, S.; and F. Solomon. (1982). "Upwind difference schemes for hyperbolic systems of conservation laws", Mathematics of computation, 38.158, 339-374.
- Shahin, M. A.; H.R. Maier, and M.B. Jaksa. (2003). "Closure to "Predicting Settlement of Shallow Foundations Using Neural Networks", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129.12, 1175-1177.
- Van Rijn, L.C. (2002). Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas. Vol. 1006. Amsterdam: Aqua publications.
- Zhou, Z.H.; J. Wu, and W. Tang. (2002). "Ensembling neural networks: many could be better than all", Artificial intelligence, 137.1, 239-263.

Authors' addresses

Keivan Kaveh MSc.
 Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
 Arcisstraße 21, D-80333 München
 Keivan.kaveh@tum.de

Dr.-Ing., Dipl.-Math. Minh Duc Bui
 Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
 Arcisstraße 21, D-80333 München
 bui@tum.de

Prof. Dr. Peter Rutschmann
 Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
 Arcisstraße 21, D-80333 München
 peter.rutschmann@tum.de

Estimation of Sediment Yield for Dasu Hydropower Project Using Artificial Neural Networks

Sardar Ateeq Ur Rehman, Minh Duc Bui, Zeeshan Riaz and Peter Rutschmann

Abstract

Reservoir sedimentation of Dasu Hydropower Project (DHP) was analysed by developing three ANN architectures of data driven method. The inputs of the ANN model were daily data of the river inflow into the reservoir, river outflow from the reservoir and change in reservoir storage capacity, while the output of the model was the daily amount of sediment retention in the reservoir ponding area. For ANN model inputs, hydrological data of forty years were used in this study (70 % for training, 15 % for validation, and remaining 15 % for testing). The target of the model was estimated by using the HEC-RAS 1-D numerical model. The ANN architectures were created with the multilayer perceptron (MLP) using Marquardt Levenberg training method. In well performed ANN architectures, the transfer function in the hidden layers was 'logsig', while 'purelin' was used as transfer function in the output layer. Among well performed ANN architectures, ANN (4-14-1) performed well in the three layers neural network, ANN (4-8-10-1) performed well in the four layers neural network architecture while ANN (4-5-4-5-1) performed well in the five layers neural network architecture. The results showed that the ANN models selected captured the process of reservoir sedimentation very well in both ways, daily volume of sediment deposition and daily volume of sediment venting out of the reservoir during wettest and driest hydrological cycles. The results also showed that with an increase the length of data set of shorter intervals, the efficiency of the model can be improved. It was also noticed that the length of artificial neural network did not affect the statistical performance of the model when employing short-interval observational data of long period. It was concluded that the artificial neural network is a good tool for the estimation of reservoir sedimentation in the Dasu Hydropower Project.

1. Introduction

The challenge of reservoir sedimentation is depleting per capita availability of water in Pakistan. That is not only affecting agriculture crop water requirement only but also power generation, which it's already facing severe crisis. Per capita water availability in Pakistan has decreased from 5,000 in 1951 to 1100 cubic meter per annum in 2006. The increasing gap between water supply and demand has led to severe water shortage, in almost all sectors, (Martin et al. 2006). The present facts are just above the level of 1,000 m³ per capita per annum (Falkenmark 1989), the internationally recognized water scarcity rate. In Pakistan, water shortfall between requirement and availability will be 12% in 2025 (Ministry of Water and Power Pakistan 2003). At the moment, the country has only 30 days water storage capacity (Ministry of Water and Power Pakistan 2004). Around 92% of the country's area is classified as semi-arid to arid, facing extreme shortage of precipitation (Food and Agriculture Organization of the United Nations 2011). Under this scenario, the construction of mega multi-purpose storage dams is assuming highest priority to sustain irrigated agriculture which is the backbone of Pakistan's economy and to meet the growing power need of the country (Chaudhary et al. 2013).

Prediction of sedimentation is not an easy task due to its high complexity and non-linearity. In recent past, the artificial neural network (ANN) technique, is gaining popularity among the

hydrologic community due to its ability to identify a relationship from given patterns to solve large scale complex problems such as pattern recognition, non-linear modelling and classification (ASCE 2000; ASCE 2000). ANN provided many promising results in the field of hydraulic and civil engineering. For example its working style like human nervous system, to learn from data samples presented, proved it a highly tolerated against data simple errors (Bui et al. 2014). Compared to regression analysis with conventional stochastic dynamic programming, ANN showed superiority to tackle the nonlinearity problems as well as superior simulation model in deriving the operating policy for reservoir systems (Fayaed et al. 2015). (Boukhrissa et al. 2013) made a comparison between suspended sediment rating curves and artificial neural network (ANN) for El Kebir catchment in Algeria. Daily water discharge and daily suspended sediment data from the gauging station of Ain Assel were used as input and output parameter. The model was based on the cascade-forward and feed- forward back propagation using Levenberg-Marquardt and Bayesian regulation algorithms. It was found that ANN model efficiency to produce the daily sediment load and global annual sediment yield was the highest. (Jothiprakash et al. 2009) developed an artificial neural network (ANN) for reservoir sedimentation of Gobindsagar Reservoir at Bhakra Dam on Satluj River in India which is a tributary of Indus River Basin System. In the model, 32 years data of annual rainfall, annual inflow and annual capacity were used as input parameters. The pattern of sediment retained in the reservoir was well captured by the multi-layer perceptron (3-5-1) ANN model using back propagation algorithm with sigmoidal activation function. It was found that ANN estimated the reservoir sedimentation with better accuracy compared to conventional methods. (Rahim and Akif 2015) developed an artificial neural network to study the relationship between sediment yield and Indus river runoff during high flows for Tarbela Dam utilizing Besham Qila's gauge station data. In the three layers neural network with back propagation algorithm, weekly time series data of discharge and sediment load of 20 years was used as an input and output parameter, respectively. The correlation of 0.56 was found in observed and computed sediments for the ANN model. ANN model is also a very efficient tool for water level prediction especially when the duration of quick response components of individual events is less than 6 hours (Rezaeianzadeh et al. 2015).

In the present study, an ANN model has been developed by using 40 years hydrological data for the estimation of sediment load at the under constructed Dasu Hydropower Project. The input parameters such as river discharge into the reservoir, outflows from reservoir and reservoir capacity were decided on the basis of their influence in sedimentation process and sediment load retained in the dam ponding area was considered as the output parameter.

2. Study Area and Methodology

Dasu dam is a gravity dam currently being constructed on the Indus River near Dasu town in Khyber Pakhtunkhwa province of Pakistan (Fig. 1). Its design discharge is of 2,670 m³/s (Dasu Hydropower Consultants 2013) and one of the series of hydropower development projects included in the vision programme developed by Water and Power Development Authority of Pakistan. In feasibility studies of Dasu HPP, it was decided to construct after completion of an upstream Diamer Bhasha reservoir to provide regulated flows for energy generation and also to control downstream proposed projects reservoir sedimentation (Consultants 2009). Later, a detailed design of the project was conducted without considering any upstream reservoir which will definitely cause huge sedimentation within Dasu reservoir storage area and may be a danger for dam components (Rehman et al. 2015). Catchment area of Indus River at the dams site is 158,800 km². Mean annual runoff at dam site is 2,116 m³/s with lowest river flow of

291 m³/s. Annual flow volume at Dasu dam site is 66.7 bm³, 90% of these flows are generated from melting snow and glaciers. Hence nearly 80% of flows occur in summer months from June to September while from October to May is known as the low flow season. Gross storage capacity of reservoir at elevation of 950 masl is about 1.41 bm³ and operational storage capacity is 0.82 bm³. (Dasu Hydropower Consultants 2013). The project is going to be constructed with the help of World Bank funding and will operate under Water and Power Development Authority (WAPDA) Pakistan (Dasu Hydropower Consultants 2013). WAPDA is also controlling authority of Pakistan reservoirs, conduct reservoir thalweg surveys regularly to measure actual sediment deposited in the reservoirs. The Indus River originates from Tibetan plateau, to the North of Manasarowar Lake, at an elevation of about 5,500 masl. Operational Mete-Hydrological data stations along Indus River till Dasu site and nearby downstream are at Partab Bridge, Dasu Bridge, Kandia Bridge, Pattan, and Besham Qila.

2.1 Method

The ANN model developed by using simple mass balance equation for the estimation of sediment retained within the reservoir area;

$$\Delta s = q_{w(in)} - q_{w(out)} + q_{s(in)} - q_{s(out)} \quad (1)$$

$$\Delta s = q_{w(in)} - q_{w(out)} + q_{s(R)} \quad (2)$$

$$q_{s(R)} = \Delta s + q_{w(out)} - q_{w(in)} \quad (3)$$

$$\Delta s = s_t - s_{t-1} \quad (4)$$

where,

- Δs = change in reservoir capacity (m³)
- $q_{w(in)}$ = water inflow into reservoir (m³)
- $q_{w(out)}$ = water outflow from reservoir (m³)
- $q_{s(in)}$ = sediment incoming in reservoir (m³)
- $q_{s(out)}$ = sediment outgoing from reservoir (m³)
- $q_{s(R)}$ = sediment retained in the reservoir (m³)



Fig. 1 Location map of the study area, Dasu Hydropower Project on Indus River, Pakistan (Dasu Hydropower Consultants, 2013)

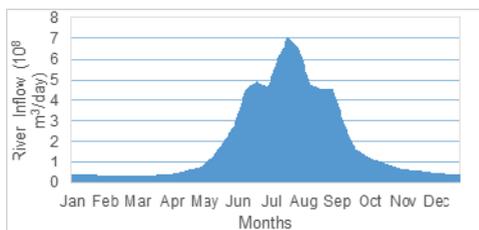


Fig. 2 ANN input, daily inflow hydrograph of moderate hydrological year (1999)

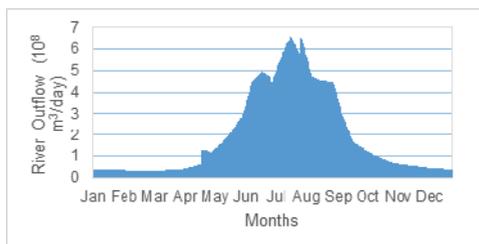


Fig. 3 ANN input, planned daily outflow hydrograph of moderate hydrological year (2057)

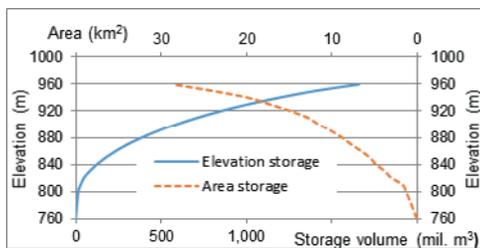


Fig. 4 Area-elevation-storage curve of Dasu HPP (Dasu Hydropower Consultants, 2013)

Assuming similar hydro-metrological conditions, daily river inflow at dam site from 1969-2008 was used as input parameter in the model for the period 2027-2066. In the inflow data, the moderate hydrological season was 1999 with peak daily discharge of $7.07 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{day}$ (Fig. 2). Just one year later, 2000 was the driest season with a peak daily discharge of $5.06 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{day}$. The year 2006 was the wettest season with a peak daily discharge of $9.04 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{day}$. The difference between peak flows of the wettest and driest season was $3.97 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{day}$. River outflow from the reservoir was calculated based on reservoir operation guidelines of Dasu Hydropower Project. In the outflow hydrograph, 2057 was the moderate hydrological season (Fig. 3). In the outflow hydrograph the wettest seasons were 2064, 2043, 2064, 2059, 2031, and 2038. The peak outflow discharge in 2064 was $9.04 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{day}$. The driest season in outflow hydrograph was 2058 with a peak outflow discharge of $4.8 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{day}$. The outflow of $4.8 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{day}$ is comparatively lower than the inflow at the same period, i.e. $5.06 \times 10^8 \text{ m}^3/\text{day}$. The difference in inflow and outflow hydrograph was due to filling of the dam to its full supply level after finishing the free flow flushing operation in monsoon at that

period. The reservoir capacity was calculated from the area-capacity and elevation curve of the reservoir operation (Fig.4). Target for subject ANN model was sediment retained in the reservoir ponding area during 2027-2066, which was estimated by using HEC-RAS-1D numerical model. In HEC-RAS model, daily inflow discharges and reservoir water levels (RWL) were used as upper and lower boundary conditions, respectively. Acker-White sediment transport formula was used for sediment simulations in this model. Acker-White sediment transport formula showed better results for Dasu Hydropower Project, in previous studies conducted by Rehman et al. (2015). Yang et al. (2009) evaluated total load sediment transport formulas using ANN technique and it was found that ANN model is a reliable and uncomplicated method to predict total sediment transport rate of total bed material load transport rate. It was also found that the accuracy of Ackers and White (1973) sediment transport formula showed some preference in the study results (Yang et al. 2009). In

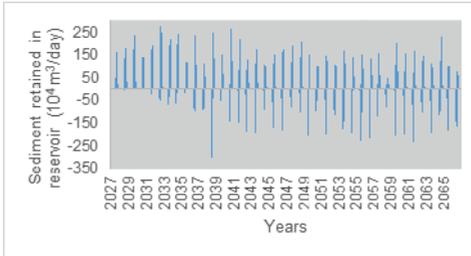


Fig. 5 ANN target, daily sediment retained in the reservoir ponding area (2027-2066)

June. Therefore, in 2066 the flushing of sediments out of the dam body was an average as of the other years. The flushing operation in the starting years of the project was planned for the shorter time due to less accumulation of sediments in the dam.

The combination of both ANN and HEC-RAS models is shown in Fig. 6. The input and output parameters of both models were correspond to the same period. The HEC-RAS model output of volume of sediment retained in the reservoir was used as target in the ANN model. The aim of using HEC-RAS output as target in ANN model was to observe the efficiency of ANN model to predict reservoir sedimentation.

constructed sediment retention graph (Fig. 5), the year 2038 was among the wettest seasons along with longer duration of high flows. In 2038, the monsoon started from the mid of April and ended in August. In normal years, the rotation of monsoon starts in the June and ended in August. The effect of longer duration high predicted more flushing of sediments from the dam (Fig. 5). The year 2066 showed highest peak of outflow but its duration of high flow event was only 20 days in

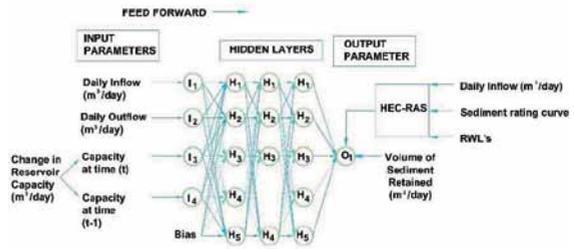


Fig. 6 ANN (4-5-4-5-1) architecture used in present study, with HEC-RAS output as target parameter.

2.2 ANN Model Development

The most commonly used artificial neural network in hydrological studies is feed forward neural network with back propagation (Agarwal et al. 2005). There is no fixed rule for the development of an ANN model, even though a general framework can be followed based on previous successful applications in engineering (Jothiprakash et al. 2009). In the present study of Dasu HPP, three types of multilayers perceptron (MLP) of ANN model architecture were developed to estimate reservoir sedimentation using 40 year’s data.

Trial and error method was used to select an appropriate ANN architecture. Input parameters such as river inflow, river outflow, and change in storage capacity of the reservoir, for the model, were decided on the basis of available data and possible factors which can affect sediment retention (Eq. 3). Number of hidden layers and size of hidden layers were selected on trial and error basis. The number and size of hidden layers affect the performance of ANN, significantly. Random, Levenberg-Marquardt ‘trainlm’, and means squared error functions were used for data division, training and performance of ANN algorithms.

The 'trainlm' training function was used as training function in the developed ANN architectures. Permutations of logsig, tansig, radbas and purelin transfer functions in hidden and output layers were used to obtain the best possible solution.

a. Training and Validation of an ANN

In multilayer perceptron, artificial neural network, connections exist between different nodes of different layers and there is no connection exists within the same layer. The inputs are fed through the input layer and the output layer produced output after going through different training, testing functions in the input, hidden and the output layers. Between different layers there is a connection which is updated during the learning process by bias and synaptic weights. At initially, networks use small random values for training. In gradient decent algorithm, learning process stops when network attained to a steepest decent approach. Once the training process is satisfactory completed, the network was saved, the test and validation data set recalled and values predicted by the model were compared with the targeted data. When a comparison is within the satisfied limit, the network than the network is considered to be a well-trained network. For training purposes Levenberg-Marquardt algorithm was used as it has been widely used in approximating a complicated non-linear function (Wang et al. 2008). In the present study, the model was used to test the statistical indicators of coefficient of regression (R), root mean-square error (RMSE) and mean absolute error (MAE). The RMSE of the training period was the deciding parameter for the selection of corresponding performance parameters and ANN architecture (Fig. 7). Block diagram of 3-D array ANN architecture with three hidden layers as an example with the input and the output parameters is as shown in Fig. 7. Furthermore, ANN model sediment estimation error, per km² of the catchment area was estimated by using error to catchment area relationship:

$$\text{Sediment estimation error, per km}^2 \text{ of cathment area} = \frac{\text{Error}}{\text{Catchment area}} \quad (5)$$

b. Model Setup

Multilayer perceptron of artificial neural network architectures were developed by using MATLAB tool. Three feedforward network architectures of ANN having one, two and three hidden layers were tested for the current simulations. Input data was allocated to the model according to default, i.e. in random basis. 70% of the data set ($\Delta s, q_{w(in)}$ and $q_{w(out)}$) was used for training, 15% for testing and the remaining 15% was used for validation. Trial and error method was used for selection of appropriate ANN architecture and number of neuron in the hidden layers. The one-hidden-layer ANN architecture was tested 100 times with 1 to 20 neurons in the hidden layer, the two-hidden-layers ANN architecture was tested 10 times with 1 to 10 neurons in the hidden layers, and the three-hidden-layers ANN architecture was tested 5

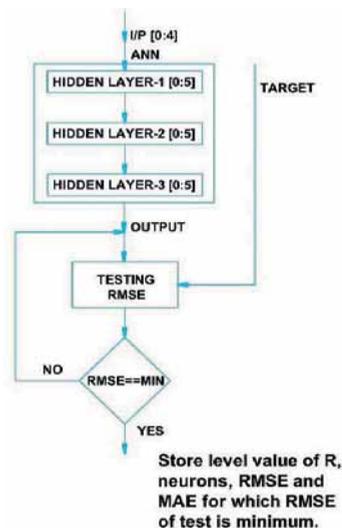


Fig. 7 ANN algorithm for correlation, RMSE and MAE.

times with 1 to 5 neurons in the hidden layers, respectively. The output for each simulation was daily volume of sediment retained in the reservoir. After specifying the whole arrangement, the programme was simulated to find out the best combinations of different performance statistics (R, RMSE & MAE). Statistical performance of respective ANN architectures output and used functions were stored after each simulation and best results were sorted out after finishing the whole simulation process as an example of the four layers ANN algorithm is shown in Fig. 7. To get visualization of the model performance, a comparison was made between the best performed ANN architecture for predicting the sediment retained.

3. Results and discussions

The results of the three tested architectural cases were categorised on the basis of number of layers in each architecture. Case-I contains the one-hidden-layer ANN architecture results, case-II contains the two-hidden-layers ANN architecture results, and case-III contains the three-hidden-layers ANN architecture results.

3.1 Case-I

The one-hidden-layer neural network architecture was tested with four permutations of 'logsig', 'tansig', 'radbas', and 'purelin' transfer functions in the hidden and the output layers. RMSE in the testing period was the deciding factor of selecting the suitable ANN architecture. For this case, the minimum RMSE was found by using 'logsig' and 'purelin' transfer functions in the hidden and the output layers, i.e. $1.86 \times 10^5 \text{ m}^3$. The value of RMSE $1.86 \times 10^5 \text{ m}^3$ was comparatively lower than the value of RMSE by using 'tansig' and 'radbas' transfer functions in the hidden layers. The 'tansig' and 'logsig' transfer functions showed maximum RMSE, i.e. $2.7 \times 10^5 \text{ m}^3$. Similarly 'logsig' transfer function in both, hidden and output layers also showed higher RMSE, i.e. $2.3 \times 10^5 \text{ m}^3$. Number of neurons in the hidden layer of the best performed ANN architecture were 14. This ANN provided correlations of 0.92 and 0.90 for the testing and training data set, respectively.

3.2 Case-II

The same procedure was repeated for the two hidden layers neural network and it was tested with permutation of 'logsig', 'tansig', 'radbas' and 'purelin' transfer functions in the hidden and the output layers. In this case using transfer functions of 'tansig', in both hidden layers and 'purelin' in the output layer predicted efficient results for RMSE of testing, i.e. $1.88 \times 10^5 \text{ m}^3$. In this ANN architecture combination, number of neurons in two hidden layers were 8 and 10. The correlation coefficients for testing and training periods were 0.92 and 0.91, respectively.

3.3 Case-III

The three hidden layers ANN architecture was simulated with 30 different combinations of transfer functions of 'logsig', 'tansig', 'radbas' and 'purelin'. The minimum RMSE of the testing period for case-III was obtained with 'logsig' transfer function in all three hidden layers and 'purelin' transfer function in the output layers ($1.86 \times 10^5 \text{ m}^3$). The numbers of neurons in the respective hidden layers were 5, 4, and 5. For the testing and training period, the correlation coefficients were 0.92 and 0.91, respectively.

In efficiently performed ANN architectures, the most common factor among all the results was the transfer functions (Tab. 1). The 'purelin' transfer function in output layers predicted efficient results of RMSE of testing in the three layers neural architecture ANN (4-14-1), four layers

neural architecture ANN (4-8-10-1), and the five layer neural network ANN (4-5-4-5-1): i.e. $1.86 \times 10^5 \text{ m}^3$, $1.88 \times 10^5 \text{ m}^3$, and $1.86 \times 10^5 \text{ m}^3$. The ANN (4-14-1) and the ANN (4-5-4-5-1) architecture used 'logsig' transfer functions in all hidden layers. Thus the RMSE of testing of these architectures is almost similar. The RMSE of three layers neural network with 'logsig' transfer function in both hidden layers and 'purelin' transfer function in the output layer was $1.93 \times 10^5 \text{ m}^3$. That is higher than RMSE with 'tansig' transfer function in the both hidden layers and 'purelin' transfer function in the output layer, i.e. $1.88 \times 10^5 \text{ m}^3$. Therefore, in four layers neural network, the best transfer function in hidden layer was 'tansig' while the best transfer function in three and five layers neural network was 'logsig'. Among the performance parameters of RMSE for testing and validation periods, ANN (4-14-1) performed better. Again, in MAE of training, ANN (4-14-1) performed better. ANN (4-5-4-5-1) performed better in MAE of testing, i.e. $8.17 \times 10^4 \text{ m}^3$. Although, RMSE of training as well as MAE of testing and validation were not the deciding parameters of selecting the appropriate neural network structure, these parameters reveal the performance of selected architectures. Among the best three selected architectures, ANN (4-14-1) performed better and ANN (4-8-10-1) was at the last in performance statistics. It may be possible that neural network architectures with one hidden layer and 1 to 20 neurons in the hidden layer were tested and recorded 100 times to get best results. The neural network architectures with two hidden layers and 1 to 10 neurons in the hidden layers were tested and recorded 10 times to get the best results. The neural network architectures with three hidden layers and 1 to 5 neurons in the hidden layers were tested and recorded only 5 times to get the best results. Thus, the two and the three hidden layers neural network predicted best results by utilizing the maximum allowed number of neurons, i.e. 8, 10 in the two hidden layers neural network and 5, 4, 5 in the three hidden layers neural network. Therefore, it could be possible that by increasing the number of neurons in the hidden layers of three and four layers neural network may improve the efficiency of these ANN architectures. However, increasing the number of neurons or size of neural networks utilize more power, time, and memory. In current simulations of three and four hidden layers neural network, the elapsed time was 7,322 and 17,238 seconds. Thus, selection of appropriate neural network architectures always require a compromise between cost and efficiency.

Tab. 1 Summary of performance statistics of efficient ANN architectures

ANN Architecture	Transfer Function in				Performance Parameters					
	Hidden Layer-1	Hidden Layer-2	Hidden Layer-3	Output Layer	R-tes.	R-val.	RMSE-tes. (10^5 m^3)	RMSE-val. (10^5 m^3)	MAE-tes. (10^4 m^3)	MAE-val. (10^4 m^3)
ANN(4-14-1)	logsig	No Layer	No Layer	purelin	0.926	0.905	1.860	2.146	8.224	9.259
ANN(4-8-10-1)	tansig	tansig	No Layer	purelin	0.924	0.909	1.884	2.159	8.299	9.347
ANN(4-5-4-5-1)	logsig	logsig	logsig	purelin	0.923	0.908	1.863	2.229	8.177	10.061

The study on reservoir sedimentation estimation by using the artificial neural network was conducted (Jothiprakash et al. 2009) for the Gobindsagar Reservoir on the Satluj River in India. The Satluj River is a tributary of the Indus River Basin System (Singh and Jain 1993). Jothiprakash et al. (2009) employed annual rainfall, inflow, and reservoir capacity of 1971 to 2003, as an input parameters in ANN (3-5-1) model and determining the volume of sediment retained in the reservoir was the target and the output of the model. The study results showed that the RMSE and MAE of the testing periods of ANN (3-5-1) for the Gobindsagar Dam, with a catchment area of $56,876 \text{ km}^2$, were $3.51 \times 10^6 \text{ m}^3$ and $3.14 \times 10^6 \text{ m}^3$, respectively. Per square kilometre catchment area RMSE and MAE of testing periods, for the Gobindsagar reservoir were about 61.76 m^3 and 55.26 m^3 . In the present study of Dasu HPP, RMSE and MAE of the testing periods of ANN (4-14-1) were $1.86 \times 10^5 \text{ m}^3$ and $8.22 \times 10^4 \text{ m}^3$. Similarly, catchment area

sedimentation estimation error per km² during the testing period, for RMSE and MAE were 1.17 m³/km² and 0.51 m³/km², respectively (Tab. 2)

Tab. 2 Comparison of ANN performance statistics of the Dasu HPP with the Gobindsagar Dam

Dam	RMSE-tes. (10 ⁶ m ³)	MAE-tes. (10 ⁶ m ³)	CA (km ²)	RMSE-test/CA (m ³ /km ²)	MAE-test/CA (m ³ /km ²)
Dasu	0.186	0.082	158,800	1.17	0.51
Gobindsagar	3.51	3.14	56,876	61.76	55.26

CA: catchment area

The model predictions of ANN (4-14-1) for Dasu Hydropower Project showed statistical preferences over ANN (3-5-1) model predictions of existing Gobindsagar Dam. It may possible due to differences in input parameters and time duration of input data sets. In Gobindsagar Dam (Jothiprakash et al. 2009) annual rainfall, annual inflow and annual capacity was used as input parameter while in the present study daily data of inflow, outflow and capacity was used as input parameter. The length of data sets in Gobindsagar Dam and Dasu HPP were 32 years and 40 years, respectively. The catchment area of Dasu is almost 2.8 times more than Gobindsagar Dam's catchment area. Therefore, it seems that the interval of data set and catchment area effects the efficiency of ANN.

A comparison of optimal performed ANN architecture predictions with target sediment volume retained in the reservoir ponding area showed that the model prediction in all three best ANN architectures, i.e. ANN (4-14-1), ANN (4-8-10-1) and ANN (4-5-4-5-1), captured well the sediment retention and flushing in the dam ponding. Comparison of targeted and best performed ANN (4-14-1) network model estimation for the testing period is shown in Figure 8. At the beginning, ANN model deviated from the target sediment retention. The possible reason behind deviated trend may be the training of ANN. The ANN model was trained with input data on randomly basis. Furthermore, there was no flushing operation planned in the initial five years of the project, the only sediment flushing was due to high flows in the river during monsoon period. After five years the flushing operation was repeated every year in the dam. After training well, the ANN predicted well the sediment retention and flushing operations in the dam as showed in both testing and all periods of Fig. 8 (a) and Fig. 8 (b). To visualize the sediment retention trend of ANN (4-14-1) model predictions in wettest and moderate hydrological seasons, a comparison of results is made in Fig. 9. It was noticed that ANN (4-14-1) captured well the overall trend of sediment retention in the reservoir and flushing out of the reservoir (Fig. 9 (a)). The year 2057 was the moderate hydrological year and in sectional view of Fig. 9 (b), the model predicted well both processes of sediment flushing and sediment retention during the filling of the reservoir. Similarly, the year 2064 was the wettest season with highest peak of discharge of 20 days, that high event was also well captured by the model as shown in Fig. 9 (c). The year 2038 was also wettest season with longer peaks of high flows due to pre start of monsoon and that trend was also captured well in the model. During these year more flushing was predicted both in target and ANN (4-14-1) as shown in Fig. 9 (d).

4. Conclusions

The developed artificial neural network could well capture the pattern of the volumes of sediment deposited in the reservoir and flushed out of the reservoir on a daily basis for Dasu

Hydropower Project (DHP). The best MPL of ANN (4-14-1) was with 'logsig' transfer function in the hidden layer and 'purelin' transfer function in the output layer. This ANN also captured well the events of sedimentation in wettest and driest hydrological seasons of the Project. It was observed that with longer length of data set of shorter intervals could improve the efficiency of the ANN model. Furthermore, the catchment area of the watershed also influenced the performance parameters of the model outcome. It was also observed that increasing the size of neural network for long duration data set of shorter intervals did not affect the statistical performance of the model. It was concluded that the artificial neural network is a good tool for the estimation of sediment deposition within the reservoir ponding area and estimation of sediment flushing out of the reservoir for the Dasu Hydropower Project.

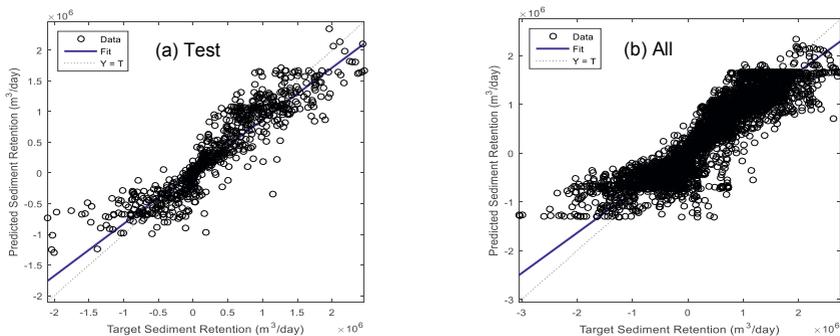


Fig. 8 Comparison of sediment estimation by ANN (4-14-1) model with the targeted data

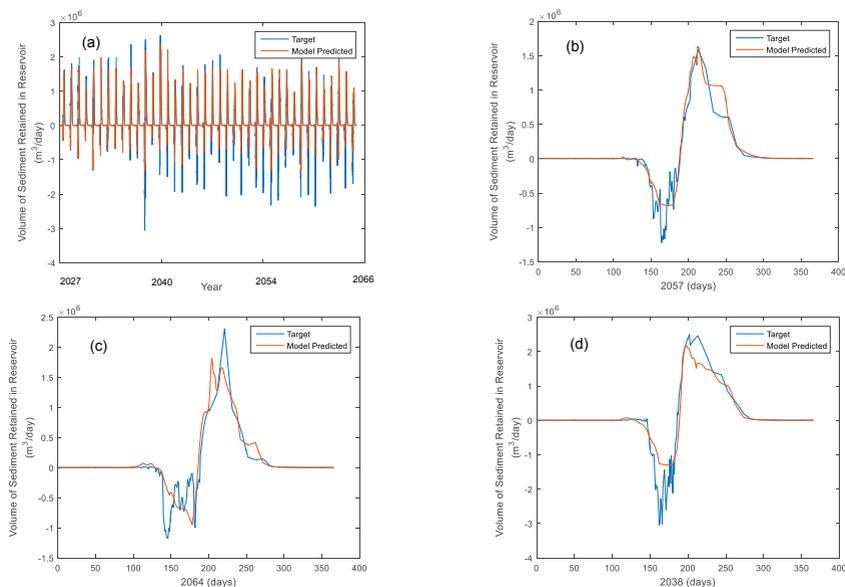


Fig. 9 Comparison of sediment estimation by ANN (4-14-1) model with the targeted data in (a) all, (b) moderate, (c) wettest with high peak, and (d) wettest with long duration, hydrological cycles.

Acknowledgments

The first writer is thankful to the Water and Power Development Authority, Pakistan and Dasu Hydropower Consultants for providing Indus River hydrological data for the study. The writer is also thankful to Ata Ul Manan, Master's student of Information and Communication Engineering, TU Darmstadt for helping out in MATLAB tool.

References

- Agarwal, A., Singh, R., Mishra, S., and Bhunya, P. (2005). ANN-based sediment yield models for Vamsadhara river basin (India), *Water SA*, 31(1), p. 95-100.
- ASCE (2000). Artificial Neural Networks in Hydrology. I: Preliminary Concepts, *Journal of Hydrologic Engineering*, 5(2), 115-123.
- ASCE (2000). Artificial Neural Networks in Hydrology. II: Hydrologic Applications, *Journal of Hydrologic Engineering*, 5(2), 124-137.
- Boukhrissa, Z. A., Khanchoul, K., Le Bissonnais, Y., and Tourki, M. (2013). Prediction of sediment load by sediment rating curve and neural network (ANN) in El Kebir catchment, Algeria, *J Earth Syst Sci*, 122(5), 1303-1312.
- Bui, M. D., Penz, P., and Rutschmann, P. (2014). Application of an Artificial Neuronal Network for Estimation of Contraction Scour, 3rd IAHR Europe Congress, Porto, Portugal, *Book of Proceedings*.
- Chaudhary, M. M., Hasan, Z., and Sufi, A. B. (2013). Addressing water and power needs of Pakistan through construction of major storage dams, 72nd annual session of Pakistan Engineering Congress(744), 235-258.
- Consultants (2009). Dasu Hydropower Project, Feasibility Report, Main Report, 1.
- Dasu Hydropower Consultants (2013). Detailed Engineering Design Report, Part A; Engineering Design, 1.
- Dasu Hydropower Consultants (2013). Detailed Engineering Design Report, Part A; Engineering Design, 7.
- Falkenmark, M. (1989). The Massive Water Scarcity Now Threatening Africa: Why Isn't It Being Addressed, *Ambio*, 18(2), 112-118.
- Fayaed, S. S., El-Shafie, A., Alsulami, H. M., Jaafar, O., Mukhlisin, M., and El-Shafie, A. (2015). Augmentation of an artificial neural network and modified stochastic dynamic programming model for optimal release policy
- Food and Agriculture Organization of the United Nations (2011). Pakistan, *Water Report 37*, 2012.
- Jothiprakash, V., Garg, V., and ASCE, S. M. (2009). Reservoir Sedimentation Estimation Using Artificial Neural Network, *Journal of Hydrologic Engineering*, 14(9), 1035-1040.
- Martin, P., Nishida, J., Afzal, J., Akbar, S., Damania, R., and Hanrahan, D. (2006). Pakistan strategic country environmental assessment, South Asia Region, World Bank, 1.
- Ministry of Water and Power Pakistan (2003). Pakistan's Vision of Water Resources Management .

- Ministry of Water and Power Pakistan (2004). Pakistan Water Vision 2025.
- Rahim, A., and Akif, A. (2015). Optimal Artificial Neural Network Modeling of Sedimentation yield and Runoff in high flow season of Indus River at Besham Qila for Terbel Dam, Int. J. of Science and Research, 4, 479-483.
- Rehman, S. A., Riaz, Z., Bui, M. D., and Rutschmann, P. (2015). Application of a 1-D numerical model for sediment management in Dasu Hydropower Project, Proceedings of the 14th International Conference on Environmental Science and Technology, Rhodes Greece.
- Rezaeianzadeh, M., Kalin, L., and Anderson, C. J. (2015). Wetland Water-Level Prediction Using ANN in Conjunction with Base-Flow Recession Analysis, Journal of Hydrologic Engineering, 0(0), D4015003.
- Singh, P., and Jain, S. K. (1993). Streamflow simulation of Satluj River in the Western Himalayas.
- Wang, Y.-M., Traore, S., and Kerh, T. (2008). Using artificial neural networks for modeling suspended sediment concentration, Proceedings of the 10th WSEAS International Conference on Mathematical Methods and Computational Techniques in Electrical Engineering, Sofia, Bulgaria.
- Yang, C. T., Marsooli, R., and Aalami, M. T. (2009). Evaluation of total load sediment transport formulas using ANN, International Journal of Sediment Research, 24(3), 274-286.

Authors' addresses

Sardar Ateeq Ur Rehman MSc.
 Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
 Arcisstraße 21, D-80333 München
 sardar.ateeq@tum.de

Dr.-Ing., Dipl.-Math. Minh Duc Bui
 Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
 Arcisstraße 21, D-80333 München
 bui@tum.de

Zeeshan Riaz
 National Development Consultants, 28-M, 54760 Lahore Pakistan
 hpls@yahoo.com

Prof. Dr. Peter Rutschmann
 Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
 Arcisstraße 21, D-80333 München
 peter.rutschmann@tum.de

Patrind Hydropower Project, Pakistan –

Physikalische Modellversuche zur Sedimentbewirtschaftung

Claudia Beck, Nicola Lutz, Adriano Lais und Robert Boes

Zusammenfassung

Die Wasserkraftanlage „Patrind Hydropower Project“ in Pakistan befindet sich zurzeit rund 120 km nordwestlich der Hauptstadt Islamabad im Bau.

Das Anlagenkonzept sieht die Durchleitung von hohen, quarzhaltigen Sedimentfrachten, welche im Himalaya typischerweise zu erwarten sind, als Lösungsansatz zur langfristigen Sedimentbewirtschaftung vor. Das Staubecken direkt vor der Triebwasserfassung, vom Oberwasser durch einen überströmten Kofferdamm abgetrennt, wird als natürliches Absetzbecken zur Entsandung des Triebwassers genutzt. Durchflüsse grösser als die Ausbauwassermenge werden über einen Sedimentumleitstollen flussaufwärts des Kofferdamms direkt ins Unterwasser der Stauanlage abgeleitet.

Die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich wurde im Herbst 2014 von der koreanischen Firma SAMAN Corporation beauftragt, physikalische Modellversuche (Massstab 1:45) zur projektierten Sedimentbewirtschaftung durchzuführen. Dieser Beitrag beschreibt die wichtigsten Eigenschaften der im Modellversuch optimierten Anlage. Dabei werden die Herausforderungen eines am Auslauf regulierten Umleitstollens aufgezeigt.

Weiter werden die Herausforderungen bei der Modellierung von Schwebstoffen diskutiert und die Resultate der Versuche aufgezeigt. Insbesondere wird auf die Wirksamkeit des Entsandungssystems eingegangen, für welches eine jährliche, sequentielle Spülung von Sedimenten durch den Umleitstollen und die Spülung des Absetzbeckens durch die Spüldurchlässe in der Hauptsperre vorgesehen sind.

Die Untersuchungen zeigen, dass das definierte Grenzkorn von 0.2 mm mit dem vorgeschlagenen Entsandungssystem von den Turbinen fern gehalten wird, solange eine ausreichende Speicherkapazität des Stauraums und des Absetzbeckens sichergestellt werden kann. Zusammen mit dem Bauherrn und dem zukünftigen Betreiber wurde ein Betriebskonzept erarbeitet, welches bei Hochwasser das Absenken des Speichers und die Durchleitung von Sedimenten durch den Umleitstollen vorsieht.

1 Projektbeschreibung

1.1 Anlage

Die Hochdruckanlage Patrind HPP ist als Laufwasserkraftwerk konzipiert und hat eine installierte Leistung von 150 MW. Das Kernstück des sich bereits im Bau befindenden Fassungsbauwerks bildet eine 44 m hohe und 115 m lange Gewichtsstaumauer, die mit zwei tief liegenden Spülschützen (1) sowie einem regulierten Überfallwehr mit zwei Wehrfeldern (2) ausgestattet ist (Abb. 1). Diese vier Felder bilden einerseits die Hochwasserentlastung der Stauanlage, gleichzeitig dienen die Spülschützen aber auch zur jährlichen Spülung von Feinsedimenten, welche sich im natürlichen Absetzbecken vor der Stauanlage (5) ablagern. Überfallklappen

erlauben den Durchlass von Schwemmholz sowie die Abgabe einer Dotierwassermenge. Der Betriebspegel liegt bei 765 m ü. M. und die Sperre wird den Fluss Kunhar zukünftig in einem rund 3.8 km langen, schmalen Stauraum mit einem anfänglichen Speichervolumen von 6 hm³ aufstauen. Die Triebwasserfassung (3) als Seitenentnahme links des Wehres ist auf eine Ausbaumwassermenge von 154 m³/s ausgelegt.

Der Stauraum unmittelbar vor der Stauanlage (5), der vom Oberwasser durch einen überströmten Kofferdamm (6) abgetrennt ist, wird aufgeweitet und als natürliches Absetzbecken genutzt. Ein rund 180 m langer, geradliniger Umleitstollen (7) mit Torbogenprofil verbindet den Speicher oberhalb des Kofferdamms mit dem Unterwasser. Er wird zur Ableitung kleinerer Hochwasser und zur Spülung von Sedimenten verwendet und wird mit einer Drucksegmentschütze am Stollenende reguliert (Abb. 2). Der leicht in den Strömungsquerschnitt ragende Einlauf des Umleitstollens befindet sich rund 300 m flussaufwärts der Mauer und 30 m flussaufwärts des Kofferdamms in der rechten Talflanke.



Abb. 1 Plan der Sperre mit den tief liegenden Spülschützen (1), dem regulierten Überfallwehr (2), der Seitenentnahme (3), dem Triebwasserstollen (4), dem natürlichen Absetzbecken (5), dem Kofferdamm (6) und dem Sedimentumleitstollen (7).

1.2 Ursprünglich vorgesehener Betrieb

Die Kraftwerksanlage wird bei einem Betriebspegel von 765 m ü.M. mit einer Wassermenge von 25-154 m³/s betrieben. Mittels Absetzbecken soll der Eintrag von Sedimentpartikeln grösser als ein definiertes Grenzkorn von 0.2 mm in das Triebwasser verhindert werden.

Bei Zuflüssen geringer als 25 m³/s wird der Turbinenbetrieb eingestellt und das Wasser über die Hochwasserentlastung ins Unterwasser abgeleitet. Bei Abflüssen grösser als die Ausbaumwassermenge von 154 m³/s wird der Umleitstollen bis zu einem 5-jährlichen Hochwasser (HQ₅)

von $800 \text{ m}^3/\text{s}$ bei laufendem Turbinenbetrieb als Hochwasserentlastung eingesetzt. Das überschüssige Wasser von bis zu rund $650 \text{ m}^3/\text{s}$ und die mittransportierten Sedimente werden durch den Stollen ins Unterwasser weitergeleitet, während der Betriebspegel von 765 m ü.M. durch Regulierung des Umleitstollens gehalten wird. Der Umleitstollen ist deshalb auf einen Abfluss unter Druck von $650 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgelegt.

Aufgrund der hohen Sedimentkonzentrationen bei höheren Abflüssen werden die Turbinen ab HQ_5 ausser Betrieb genommen, der Umleitstollen wird geschlossen und das gesamte Hochwasser mit hoher Schwebstofffracht wird über die Wehranlage abgeleitet. Der Stauspiegel wird dabei auf dem Betriebspegel von 765 m ü.M. gehalten. Das Bemessungshochwasser der Hochwasserentlastung von $2'799 \text{ m}^3/\text{s}$ entspricht einem 350-jährlichen Hochwasser (HQ_{350}), das Extremhochwasser (EHQ) beträgt $4'061 \text{ m}^3/\text{s}$.

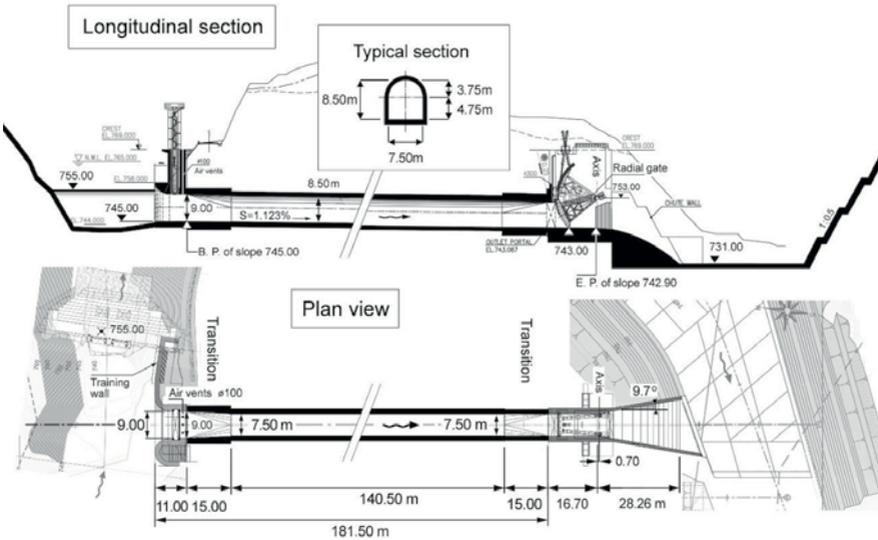


Abb. 2 Längsschnitt und Grundriss des am physikalischen Modell optimierten Umleitstollens

1.3 Sedimentbewirtschaftung

Aufgrund des im Vergleich zur mittleren Jahresabflussfracht von rund 4730 hm^3 geringen Speichervolumens mit einer Speicherkennziffer von $6/4730 = 0.0013$ eignet sich der Stauraum von Patrind für eine regelmässige Spülung mit Absenken des Wasserspiegels (Sumi 2000). Die mittlere Jahresedimentfracht beträgt 1.64 hm^3 . Das vorgesehene Sedimentbewirtschaftungskonzept beinhaltet daher die jährliche Spülung des Stauraums und des Absetzbeckens. Das Spülen erfolgt unter Freispiegelabfluss. Der Stauraum wird dazu jeweils in den Sommermonaten mit einem maximalen Abfluss von $400 \text{ m}^3/\text{s}$ komplett abgesenkt, gefolgt von einer Umlagerung und Spülung der groben Sedimente durch den Umleitstollen. Anschliessend wird der Stollen geschlossen und die Spülschützen der Wehranlage geöffnet, um den Wasserspiegel im Absetzbecken reguliert vollständig abzusenken. Die abgelagerten Feinsedimente werden anschliessend während rund 24 Stunden aus dem Absetzbecken ins Unterwasser gespült. Die

gegenseitige Lage und Ausrichtung von Triebwasserfassung und Spülschützen erlaubt eine Spülung des Stauraums unmittelbar vor dem Einlauf der Fassung.

Durch das jährliche, sequentielle Spülen von Stauraum und Absetzbecken soll ein Speichervolumen von 3 hm^3 langfristig erhalten bleiben. Die Effizienz der Spülung ist abhängig von der Beziehung zwischen Spüldurchfluss und minimalem Absenkspiegel. Mit einem zu kleinen Abfluss können die abgelagerten Sedimente nicht mobilisiert werden. Ein zu hoher Abfluss hingegen führt aufgrund der Abflusskapazität der Spülschützen resp. des Umleitstollens zu einem Rückstau und somit zu verminderten Transportkapazitäten. Berechnungen zeigen, dass der optimale Spülabfluss daher bei $150 - 200 \text{ m}^3/\text{s}$ liegt. Gleichzeitig liegt dieser Wert deutlich unter dem einjährigen Hochwasserabfluss (HQ_1) von rund $340 \text{ m}^3/\text{s}$ und kann daher auch über eine ausreichende Dauer für die Spülung genutzt werden.

2 Physikalische Modellversuche

2.1 Ziele

In einem ersten Teil sollten an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich mittels hydraulischen Versuchen ohne Sedimentzugabe die Pegel-Abfluss-Beziehung der verschiedenen Entlastungsbauwerke aufgezeigt, die Strömungsverhältnisse im Absetzbecken, im Ober- sowie im Unterwasser und die Anströmung zum Turbineneinlauf untersucht werden. Die Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten, die Druckverteilung über die Wehrrücken und das Kavitationsrisiko waren zu bestimmen. Die Strömungsverhältnisse im Umleitstollen bei Druckabfluss und Freispiegelabfluss sollten dokumentiert und optimiert werden. Das übergeordnete Ziel dieser Untersuchungen war die hydraulische Optimierung einzelner Anlageteile.

In einer zweiten Phase waren im Rahmen von Sedimentversuchen die nachhaltige Sedimentbewirtschaftung mit Hochwasserganglinien und Spülsequenzen mit Feinsedimenten und Geschiebe nachzubilden, zu beurteilen und zu optimieren.

2.2 Modell

Im Herbst 2014 wurde an der VAW ein physikalisches Modell der Stauanlage Patrind im Massstab 1:45 erstellt. Dabei wurde das Ähnlichkeitsgesetz nach Froude angewendet. Das Modell bildet die Hauptsperre mit der Hochwasserentlastung und der Triebwasserfassung, das natürliche Absetzbecken, den Kofferdamm, den Sedimentumleitstollen, und den Flusslauf jeweils 300 m flussauf- und flussabwärts ab (Abb. 3). Die Topographie wurde in einem Mauertrug fest nachgebaut und entspricht dem ursprünglichen Zustand ohne Sedimentablagerungen. Der Umleitstollen ist aus Plexiglas gefertigt, sodass die verschiedenen Strömungszustände beobachtet und dokumentiert werden können.

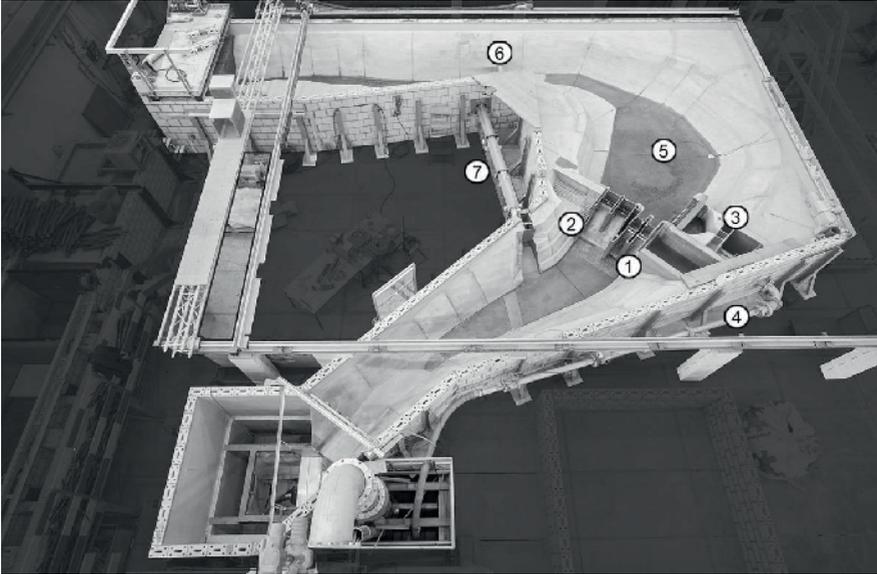


Abb. 3 Physikalisches Modell der Stauanlage im Massstab 1:45 an der VAW. (1) Spülschützen, (2) reguliertes Überfallwehr, (3) Seitenentnahme, (4) Triebwasserstollen, (5) natürliches Absetzbecken, (6) Kofferdamm, (7) Sedimentumleitstollen

2.3 Modellsediment

Die Transportprozesse von Geschiebe und Feinsedimenten werden bei der Wehranlage Patrind getrennt untersucht. Während der Fokus des Geschiebetransports bei der Deltabildung und der Umleitung durch den Stollen liegt, sind bei Feinsedimenten das Absetz- und Resuspensionsverhalten im natürlichen Absetzbecken die relevanten abzubildenden Prozesse. Da numerische Simulationen von HR Wallingford zeigen, dass Silt- und Tonpartikel in Schwebelage, ohne sich abzusetzen, durch den Stauraum transportiert werden, konzentrieren sich die Modellversuche mit Feinsedimenten ausschliesslich auf die Sandfraktion.

Geschiebe und Schwebstoffe können im Massstab 1:45 nicht mit demselben Material modelliert werden. Die charakteristischen Korndurchmesser des Geschiebes liegen bei $d_{m,Natur} = 71 \text{ mm}$ und $d_{90,Natur} = 150 \text{ mm}$. Die Kornverteilung dieses Sohlenmaterials kann modellähnlich gemäss der Umrechnung nach Zam (1992) mit Sand (Dichte: 2.65 t/m^3) nachgebildet werden.

Feinsedimente hingegen fallen bei einer Verkleinerung mit Massstab 1:45 in den kohäsiven Korngrössenbereich und verhalten sich daher nicht mehr modellähnlich. Für die Sedimentations- und Spülversuche ist es essentiell, das Absetz- und Resuspensionsverhalten, d.h. die Sinkgeschwindigkeit sowie die kritischen Schubspannungen nach Shields (1936) korrekt abzubilden. Die Feinsedimente werden daher mithilfe eines Ersatzmaterials mit verzerrtem Grösse-Dichte-Verhältnis modelliert. In diesem Fall werden gemahlene Walnusschalen verwendet, welche bereits bei anderen Modellversuchen erfolgreich eingesetzt wurden (Kantoush 2008, Jenzer Althaus 2011). Das Granulat hat mit 1.15 t/m^3 eine deutlich geringere Dichte als Sand, sodass der Durchmesser des einzelnen Korns grösser gewählt werden kann (0.2 - 0.45 mm im Modell), um die benötigte Sinkgeschwindigkeit zu erreichen. Mit diesem Ersatzmaterial gelingt

es, das physikalische Verhalten des 0.2 mm-Grenzkorns im hydraulischen Modellversuch abzubilden.

3 Turbinenbetrieb

Der Turbinenbetrieb wird bis zu einem HQ₅ aufrechterhalten, indem der Betriebspegel bei 765 m ü. M. gehalten und Abflüsse grösser als die Ausbauwassermenge von 154 m³/s reguliert durch den Umleitstollen abgeleitet werden.

Während des HQ₅ bildet sich ein ausgeprägter Einlaufwirbel vor dem Umleitstollen, der zu Luft-einträgen in den Stollen führt. Durch Teilöffnung der Schütze am Ende des Stollens kann das intermittierende Ausblasen solcher Luft-einschlüsse unerwünschte Druckschläge am Segment-schütz verursachen. Aufgrund des Baufortschritts und den topographischen Gegebenheiten können keine Wirbelunterdrückungsmassnahmen in Betracht gezogen werden. Deshalb werden die notwendigen Entlüftungsvorrichtungen an der Stollendecke vor der Schütze aufgrund des berechneten Luft-eintrags dimensioniert.

Die Anordnung der Hauptsperre am Ende einer ausgeprägten Rechtskurve bewirkt grossräumige Zirkulationen im Staubereich des Absetzbeckens. Der Pfeiler am linken Widerlager der Triebwasserfassung, welcher in der Optimierungsphase am physikalischen Modell seitens VAW anstelle einer scharfkantigen Seitenwand vorgeschlagen wurde, führt zu einer gleichmässigen Anströmung der Seitenentnahme.

Durch die Messung der Fliessgeschwindigkeiten und der turbulenten Geschwindigkeitsschwankungen, kann die Sinkgeschwindigkeit und der zurückgelegte Weg des zulässigen Grenzkorns ($d = 0.2$ mm) abgeschätzt werden. Dabei gilt gemäss Bagnold (1966), dass sich ein Korn absetzt, falls $w' = v_z + w - v_z' > 0$, wobei v_z die Fliessgeschwindigkeit in vertikaler Richtung, w die Sinkgeschwindigkeit nach Zanke (1982) und v_z' die Standardabweichung der Geschwindigkeitsschwankungen darstellen.

Die durchgeführten Untersuchungen und Messungen zeigen, dass die Fliessgeschwindigkeiten im natürlichen Absetzbecken im Fall des Normalbetriebs sowie während des HQ₅ ausreichend gering sind, sodass sich das Grenzkorn von 0.2 mm über die Länge des Absetzbeckens absetzen kann. Die Sedimentuntersuchen haben zudem gezeigt, dass sich die in der Strömung mittransportierten Sedimente im Rotationszentrum in der Mitte des Absetzbeckens ablagern.

4 Strömungsverhältnisse und Deltabildung bei grossen Hochwassern

Die Querschnittsverengung im Bereich des Umleitstolleneinlaufs und des Kofferdamms führt im Hochwasserfall zu einem Rückstau im Oberwasser von rund 2 m. Am Kofferdamm bildet sich ein unvollkommener Überfall aus. Die Zirkulationsströmung im Absetzbecken führt zu einer asymmetrischen Anströmung der Hochwasserentlastung, deren Kapazität jedoch ausreicht, um das EHQ problemlos durchzuleiten.

Das ursprünglich angedachte Betriebskonzept sah vor, den Betriebspegel von 765 m ü.M. bei jedem Hochwasserereignis durch Regulierung der Spülschützen und des Überfallwehrs zu halten, um die Triebwasserfassung nach dem Ereignis möglichst rasch wieder in Betrieb nehmen zu können. Die physikalischen Modellversuche haben gezeigt, dass die geringen Transportkapazitäten bei diesem Konzept zu hohen Auflandungen und Deltabildung führen. Gelangt das vorstossende Delta in die Nähe des Kofferdamms, liegt die Höhe des Deltas deutlich über der Kofferdammkrone. Grobes Geschiebe wird über den Kofferdamm ins Absetzbecken transpor-

tiert, wo es nur mittels Baggerung wieder entfernt werden kann (Abb. 4, oben). Aufgrund der grossen Fliesstiefen setzt sich beim geplanten Betriebskonzept das Grenzkorn von 0.2 mm sowohl oberhalb des Kofferdamms als auch im Absetzbecken ab (Abb. 4, unten). Die Ablagerungen sind im Zentrum der Rotationsströmung in der Mitte des Absetzbeckens am höchsten.

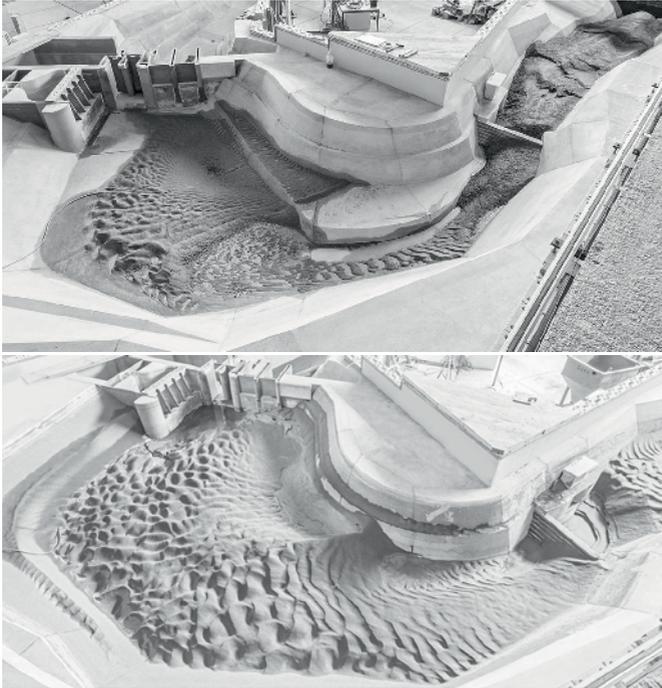


Abb. 4 Oben: Verlandungsmuster von Geschiebe nach dem Bemessungshochwasser (HQ_{350}). Unten: Verlandungsmuster des Grenzkorns ($d = 0.2 \text{ mm}$) im natürlichen Absetzbecken nach einem HQ_{20} , modelliert mit gemahlene Walnusschalen.

5 Stauraumpülung

Die Modellversuche des jährlichen Spülprozesses im Stauraum zeigen bei hohen Ablagerungen nach Hochwasserereignissen eine grosse Spülwirkung im Modellperimeter. Das resultierende Verlandungsmuster nach der Spülung der in Abb. 4 gezeigten Ablagerungen nach Hochwasserereignissen ist in Abb. 5 dargestellt. Ausgehend vom Einlauf des Umleitstollens bildet sich durch Rückwärtserosion eine Erosionsrinne, welche sich durch Seitenerosion verbreitert. Die Sohlenlage am Ende der Spülung wird durch die Kapazität des Umleitstollens bestimmt, sodass alle Spülversuche in einem Gleichgewichtsgefälle im Speicher von rund 0.6% resultieren (siehe Abb. 6), was ungefähr dem heutigen durchschnittlichen Sohlgefälle des Flusses Kunhar entspricht.

Der Spülprozess und die Spülwirkung der Feinsedimente im Absetzbecken hängen von dem vorliegenden Verlandungsmuster ab. Durch die grossräumige Zirkulationsströmung im Absetzbecken, entstehen die grössten Ablagerungen im Zentrum des Absetzbeckens. Hohe Turbulenzen unterhalb des Kofferdamms führen zu Resuspension (Abb. 5, unten). In den Bereichen

entlang des rechten Ufers, wo die Ablagerungen im natürlichen Absetzbecken am geringsten sind, bildet sich gleich zu Beginn der Spülung durch die Spülschützen eine Erosionsrinne aus. Durch die vorgegebene Kurvenströmung und die hohen Geschwindigkeiten an der Kurvenaußenseite der Erosionsrinne verbreitert sich diese zum linken Ufer hin. Sobald die Seitenerosion das linke Ufer erreicht hat, nimmt die Spülwirkung schlagartig ab. Eine initiale Erosionsrinne am rechten Ufer des Absetzbeckens begünstigt somit die Mobilisierung der Ablagerungen im gesamten Absetzbecken.



Abb. 5 Verbleibende Verlandung nach der jährlichen Spülung mit $Q = 150 - 200 \text{ m}^3/\text{s}$. Oben: Spülung der Geschiebeablagerungen durch den Umleitstollen nach einem HQ_{350} . Unten: Spülung der Feinsedimente durch die Spüldurchlässe nach einem HQ_{20} , modelliert mit gemahlene Walnusschalen.

6 Optimierung des Betriebs

Der Modellperimeter deckt nur 300 m des insgesamt 3800 m langen Speichers ab. Es ist daher nicht trivial, aus den Resultaten der Modellversuche auf die langfristigen Auswirkungen des Betriebskonzepts auf die Entwicklung des aktiven Speichervolumens zu schliessen. Aus diesem Grund hat die VAW zusätzlich Simulationen mit einem 1-D numerischen Modell durchgeführt. Wie sich in den physikalischen Modellversuchen bzw. in den begleitenden numerischen Simulationen gezeigt hat, führt das angedachte Betriebskonzept zu hohen Auflandungen im Bereich der Stauwurzel und zu einer Verminderung der aktiven Speicherkapazität im Fall eines grossen Hochwasserereignisses. Die VAW hat dem Betreiber daher ein angepasstes Betriebskonzept empfohlen, welches die unregulierte Durchleitung von Hochwassern durch die voll-

ständig geöffneten Entlastungsbauwerke (Spülschützen, Überfallwehr und insbesondere Umleitstollen) vorsieht. Damit einhergehend wird der Wasserspiegel im Speicher während des Hochwassers abgesenkt, sodass die Bildung eines mächtigen Deltas verhindert wird. Die hohen Transportkapazitäten an der Stauwurzel können genutzt werden, um grosse Sedimentfrachten weiterzuleiten und vorgängig abgelagerte Sedimente zu mobilisieren. Mit diesem Konzept werden die natürlichen Strömungsverhältnisse und der Geschiebehalt im Fluss für die kurze Dauer des Hochwasserereignisses wieder hergestellt. Gleichzeitig wird mit der Durchleitung von grossen Sedimentfrachten das Erosionspotential im Unterwasser reduziert. Ein weiterer Vorteil besteht darin, dass lufteinziehende Wirbel vor dem Umleitstollen durch die hohen, transversalen Fließgeschwindigkeiten unterdrückt und Teilöffnungen der Segmentschütze verhindert werden können. Ungünstige Luft einschüsse vor der teilgeöffneten Schütze werden somit minimiert. Mit einem angepassten Betrieb des Stollens und der Hochwasserentlastungen können zudem transiente Strömungsverhältnisse im Stollen beim Übergang von Freispiegel zu Druckabfluss reduziert werden.

Mit Modellversuchen verschiedener Hochwasserereignisse wurde aufgezeigt, dass die Ablagerungen mit dem angepassten Betriebskonzept aufgrund des abgesenkten Wasserspiegels auf einem deutlich tieferen Niveau gehalten werden können (Abb. 6). Die erhöhte Transportkapazität über dem Geschiebedelta führt dazu, dass das im Modell zugegebene Geschiebe über den Verlandungskörper weitertransportiert wird. Sobald die Sedimente den Umleitstollen erreichen, sind sie durch den vollständig geöffneten Stollen ins Unterwasser gespült.

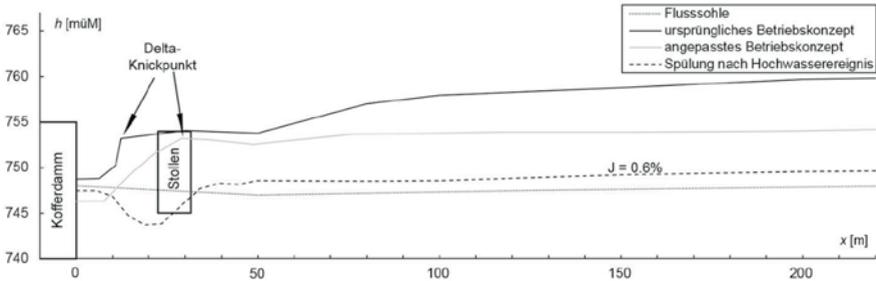


Abb. 6 Längsprofil der Verlandung im Modellperimeter flussaufwärts des Kofferdamms nach dem Bemessungshochwasser ($HQ_{350} = 2'799 \text{ m}^3/\text{s}$) und nach der jährlichen Spülung anschliessend an das Ereignis.

Die numerischen Simulationen bestätigen die Ergebnisse der Modellversuche. Vor allem an der Stauwurzel können die Ablagerungen mit dem angepassten Betriebskonzept auf einem tieferen Niveau gehalten werden. Insbesondere wird verhindert, dass das Geschiebedelta in das aktive Speichervolumen vorrückt. Der jährliche Spülvorgang, der nach wie vor empfohlen wird, unterstützt die Umlagerungen der Sedimente im Speicher, sodass sich vom Delta-Knickpunkt ausgehend ein konstantes Sohlgefälle ähnlich dem heutigen, mittleren Gefälle des Flusses einstellt. Der definierte, optimale Spüldurchfluss von $150 - 200 \text{ m}^3/\text{s}$ legt den Knickpunkt des Geschiebedeltas fest, welcher sich langfristig vor dem Umleitstollen einstellen wird (Abb. 6).

7 Schlussfolgerungen

In Regionen mit besonders hohen, quarzhaltigen Sedimentfrachten zeigen gewöhnliche Entsanderbauwerke insbesondere bei hoher Ausbaumassmenge häufig unzureichende Resulta-

te. Aufgrund der Erfahrungen und dem enormen Turbinenverschleiss bei bereits in Betrieb stehenden Kraftwerken hat deshalb bei Projekten im Himalaya ein Umdenken stattgefunden. Der Bereich direkt vor dem Einlauf zur Triebwasserfassung wird als natürliches Entsanderbecken genutzt. Idealerweise wird die Bauumleitung so konzipiert, dass sie später zu einem Umleitstollen umfunktioniert werden kann. Insgesamt lassen sich dadurch signifikant Kosten einsparen. Gleichzeitig wird die Geschiebedurchgängigkeit sichergestellt, ohne dass das Geschiebe in den Nahbereich der Triebwasserfassung gelangt, wo es nur mit hohen Spülabflüssen wieder zu remobilisieren wäre.

Mithilfe der physikalischen Modellversuche an der VAW konnten die hydraulischen Kapazitäten und Strömungsbedingungen an der Stauanlage Patrind bestätigt und optimiert werden. Weiter wurden die Vorteile der Durchleitung von hohen Sedimentfrachten während Hochwasserereignissen aufgezeigt. Das Konzept der Kombination aus natürlichem Absetzbecken und Umleitstollen erweist sich dafür aus den oben genannten Gründen als besonders geeignet. Mit dem optimierten Betriebskonzept, welches während Hochwassern die Absenkung des Speichers durch den vollständig geöffneten Umleitstollen vorsieht, kann die Höhenlage des Geschiebedeltas im Stauwurzelbereich herabgesetzt und die hohen Sedimenteintragsfrachten direkt ins Unterwasser gespült werden. Dank des im Vergleich zum Abfluss geringen Speichervolumens ist der Betriebspegel nach einem Hochwasser schnell wieder erreicht, sodass keine massgeblich längeren Betriebsausfälle zu verzeichnen sind als mit dem ursprünglich angeordneten Konzept. Mit dem optimierten Betriebskonzept können ungünstige Strömungsverhältnisse im Umleitstollen, die eine Folge der Anordnung der Schütze am Ende des Stollens sind, reduziert werden.

Literatur

Bagnold, R.A. (1966): An approach to the sediment transport problem from general physics, Prof. Paper 422-1, U.S. Geological Survey, Washington

Jenzer Althaus, J. (2011): Sediment Evacuation from Reservoirs through Intakes by Jet Induced Flow. Thesis 4927, Communication N°45 (A. Schleiss, ed.), LCH, EPF Lausanne

Kantoush, S.A. (2008): Experimental study on the influence of the geometry of shallow reservoirs on flow patterns and sedimentation by suspended sediments, PhD thesis 4048, Communication N°37 (A. Schleiss, ed.), LCH, EPF Lausanne

Shields, A. (1936): Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung; Mitteilung 26, Preussische Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau.

Sumi T. (2000): Flushing efficiency on sediment flushing operation in Reservoirs, Journal of Japan Society of Dam Engineers, Kyoto

Zanke, U. (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung; Springer-Verlag, Berlin

Zarn, B. (1992): Lokale Gerinneaufweitung - eine Massnahme zur Sohlenstabilisierung der Emme bei Utzenstorf; VAW-Mitteilung 118 (D. Vischer, ed.), VAW, ETH Zürich

Anschrift der Verfasser

Claudia Beck (korrespondierende Autorin, beck@vaw.baug.ethz.ch)

Nicola Lutz (lutz@vaw.baug.ethz.ch)

Adriano Lais (lais@vaw.baug.ethz.ch)

Robert Boes (boes@vaw.baug.ethz.ch)

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich

Zusammenfassungen der nicht vorgetragenen Beiträge

Themenbereich Flussbau

ab Seite 345

Ottfried Arnold

Hydrodynamisches Stauwehr zur Verhinderung der Sohlenerosion in Flüssen und zur Erhaltung der Schifffbarkeit bei Niedrigwasser

Barbara Brinkmeier, Markus Aufleger, Ralf Klocke, Sebastian Blass, Roland Stiegeler, Norbert Vogt und Bernd Cyffka

Innovative Ansätze zur Dammsanierung und der ökologischen Verbesserung der Uferbereiche (Projekt INADAR)

Benjamin Hohermuth, Lukas Hunzinger, Volker Weitbrecht

Naturnahe Wildbachverbauung mittels Stufen-Becken-Abfolgen

Gerald Jäger und Markus Moser

Optimierung von Schutzbauwerken zur Geschiebe- und Wildholzbewirtschaftung auf Basis von physikalischen Modellversuchen

Matteo Paternolli, Corrado Lucarelli, Walter Gostner und Robert Schifferegger

IDRAIM – ein neuer Ansatz zur morphologischen Zustandserhebung und Maßnahmendefinition, aufgezeigt anhand einer Fallstudie an Südtiroler Fließgewässern

Klaus Piroth, Bettina Starke, Marianne Glanzer und Stefan Fach

Deichrückverlegung und Grundwasserbeweissicherung: Einsatz eines Grundwassermodells am Beispiel der Isar südlich von Freising

Patricia Requena, Axel Pohle und Uwe Ross

Morphologische Entwicklung der Ruhr bei Hattingen

Isabella Schalko, Lukas Schmocker, Volker Weitbrecht, Robert Boes

Schwemmholtzrisiko und Massnahmenplanung am Fallbeispiel Renggbach

Daniel Skublics, Michael von Berg, Tilmann Zinsser, Johannes Steinkellner, Florian Pfleger

Hydromorphologische Uferentwicklung an Inn und Salzach - wie weit können wir gehen?

Duong Tran Anh, Long Phi Hoang, Minh Duc Bui, and Peter Rutschmann

Effects of Upstream Discharge and Climate Change on Hydraulic Regime in the Vietnamese Mekong Delta

Philemon Diggelmann, Sven Kamer und Martin Aemmer

Hochwasserschutz Stadt Winterthur – Bauen in urbanem Raum

Sylvia Durrer Freimoser, Jörn Heilig und Claudio Derungs

Hochwasserschutz für die Altstadt von Sursee

Gernot Ebert und Donat Job

Untersuchung von Hochwassergefahren in kleinen Einzugsgebieten

Reto Flury, Elias Winz

Integrale Maßnahmenplanung Hochwasser Melchnau BE (Schweiz)

Susanne Haas und Wolfgang Rieger

Zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modellierung von Maßnahmen in der Aue im Einzugsgebiet der Mangfall

Ronald Haselsteiner

Urbaner Hochwasserschutz – Anforderungen, Schwierigkeiten und praktische Lösungen

Timo Heinisch, Sandro Ritler und Roland Hollenstein

Murgang- und Hochwasserschutz für den Altdorfbach in Vitznau

Rudolf Hornich, Gerald Zenz, Alfred Hammer, Manuela Reischl

HORST – Hochwasserrisikomanagement in der Steiermark

Natascha Korecky, Susanne Haidinger, Matthias Haselbauer, Georg Fröschl

Methode zur Bewertung der Abfluss- und Rückhalteräume in Niederösterreich

Markus Moser, Susanne Mehlhorn, Daniel Kurz

Abfluss- und Geschiebesimulation am Beispiel Alperschonbach unter Berücksichtigung des Vorfluters Lech

Andreas Niedermayr

Ein Ansatz zur Ermittlung von Abflussdauerlinien in Einzugsgebieten ohne Abflussmessungen

Heiko Nöll, Benedikt Hoch und Thorsten Schüürmann

Fassung eines Wildbachs und Ableitung des Hochwasserereignisses mittels eines Überleitungskanals in die Isar - Ausführungsplanung und Bau der Maßnahme

Daniela Nussle, Albert Dillier, Mario Koksich und Roland Hollenstein

Hochwasserschutz unter Berücksichtigung seitlicher Rutschungen in die Luthern

Andreas Rimböck, Martin Schmid und Christina Kreim

„Erweitertes Rückhaltekonzept“ = „Erweiterter Hochwasserschutz“?

Thomas Scheuner, Severin Schwab, Demian Schneider, Christoph Graf

Extremes Hochwasserereignis 2014 in Schangnau: Ereignisanalyse und Planung von Schutzmassnahmen mit Hilfe von numerischen Modellen

Susanne Vogel

Hochwassergefahrenkarten und die Folgen für die Bevölkerung – Praktische Fallbeispiele

Themenbereich Ökohydraulik

ab Seite 365

Ismail Albayrak, Robert Kriewitz, Claudia Beck, Armin Peter und Robert Boes

Hydraulics and Guidance Efficiency of Fish Guidance Structures

Pia Anderer, Rob Gubbels, Barend van Maanen, Anne Reitz, Inge Schugard,

Guido Verschoor

Gewässerökologische Bewertung eines Gewässersystems vor und nach Inbetriebnahme von Wasserkraftanlagen am Beispiel der Geul (NL)

Jürgen Eberstaller, Roland Schmalfuß, Thomas Kaufmann, Helmut Wimmer, Doris Eberstaller-Fleischanderl, Hannes Gabriel & Mathias Jungwirth

LIFE+ Projekt "Lebensraum im Mündungsabschnitt des Flusses Traisen"

Franz Geiger, Albert Sepp und Peter Rutschmann

Fischabstiegsuntersuchungen am Schachtkraftwerk

Ulf Helbig, Detlef Aigner, Jürgen Stamm, Rocco Zimmermann

Untersuchungen zur Hydraulik in Rundbeckenpässen

Tanja Janisch, Gian-Andri Tanno und Christian Buser

Fischauf- und Abstiege in der Schweiz – Entwicklung und Monitoring aufgezeigt Anhand von aktuellen Projekten

Rita Keuneke, Monika Donner, Christoph Linnenweber

Erarbeitung von Klassifizierungsschemata für die Bewertung der Durchgängigkeit von Fließgewässern für Fische und Sedimente

Georg Möller und Peter Billeter

Ursachenanalyse und Erfolgskontrolle am Beispiel von Pegel- und Abflussschwankungen an Limmat und Aare

Severin Stähly, Pierre Bourqui, Christopher T. Robinson, Anton J. Schleiss

Numerische Modellierungen zur Bestimmung der Habitatvielfalt an einem mäandrierenden wasserkraftbeeinträchtigten Fließgewässer

Themenbereich Sediment

ab Seite 371

Hannes Badura, Gabriele Harb und Christian König

Wendepegelkonzept zur dynamische Sedimentbewirtschaftung von Flusstauhaltungen am Beispiel Kraftwerk Leoben

Stephan Kammerer, Lukas Vonwiller, Daniel Ehrbar, David Vetsch, Robert Boes

Numerische 1D Modellierung des Geschiebehaushaltes an der Öztaler Ache

Christopher Paschmann, João Fernandes, David F. Vetsch und Robert Boes

Messungen von Strömungsfeld und suspendierten Sedimenten an Entsandern von Wasserkraftanlagen

Thomas Scheuner, Barbara Wegmann, Severin Schwab, Adrian Schertenleib

Strategien zur Geschiebebewirtschaftung im Zusammenhang mit dem Klimawandel

Themenbereich Wasserkraft

ab Seite 374

Rudolf Bachert und Robert Hofmann

Elektromechanische Antriebstechnik in der Wasserkraft Chancen - Potentiale - Technologien

Ivo Baselt

Und am Anfang war das Experiment ...- Die Entwicklung der physikalischen Theorie zur Steffturbine -

Franz Gappmaier und Robert Achatz

Gemeinschaftskraftwerk Inn - ein neues Ausleitungskraftwerk im Entstehen

Marko Hočevar, Tine Cencič, Matevž Dular

Data acquisition and processing system for small hydro power plants

Stephan Hötzl, Tobias Schechtl, Wilfried Knapp

Development of a turnable turbine for use in barrage type tidal power plants

Jens Metzger, Jessica Schmidt, Jörg Wieland, Hans-Ludwig Stiller, Jürgen Jensen

Optimierung der Schaufelruderform der neuartigen Wasserkraftmaschine StECon zur Nutzung der Strömungsenergie

Johann Neuner, Michael Holzmann, Gerald Zenz, Alfred Hammer, Simone Zechner

Erweiterung KW Kirchbichl

Stefan Reil

Wasserkraftwerke als Stromspeicher – Ein Auslaufmodell?

Wolfgang Richter, Helmut Knoblauch und Gerald Zenz

Wasserschlossdesign für Stollenspeicher

Sebastian Roenneberg

Wasserkraftwerke an Bundeswasserstraßen – Eine Datenstudie

Josef Schneider, Gabriele Harb und Gerald Zenz

Neubau des KW Töging und des Wehres Jettenbach – physikalische und numerische Untersuchungen

Georg Schober und Julian Schneider

Numerische Analyse und Optimierung einer 2-stufigen diagonalen Pump-Turbine

Olivier Schwyzer, Matthias von Harten, Shakun Paudel und Nicole Saenger

Alte Energiewandler: Wasserräder und ihre Herausforderung für Forschung und Praxis

Albert Sepp, Franz Geiger, Peter Rutschmann

Schachtkraftwerk – Konzept und Funktionskontrollen

Daniel Strupler, Renato Vassella, Claudio Rüesch, Remo Baumann

Wirtschaftliche Variante bei Druckerhöhungsprojekten

Adrian Stucki, Martina Friedrich, René Hediger und Hans Bless

Teilabdichtung Glattalpsee

Themenbereich Sonstiges

ab Seite 385

Marius Bühlmann, Marco Gerber, David F. Vetsch und Robert Boes

Statistische Analyse des Verhaltens von Talsperren mit der Software DamBASE

Martin Detert und Volker Weitbrecht

Quadrokoptergestütztes Oberflächen-PIV an der Töss

Felix Eberl, Peter Muckenthaler, Theodor Strobl

Sanierung und Ertüchtigung Stauanlage Kibling

Helge Fuchs

Einfluss verstellbarer Klappen auf die Surfbarkeit stehender Wellen

Sebastian Hackl und Martin Tschannen

Wasserbau als Win-Win-Situation: Wo zum Teufel steckt MEIN "Win"?

Dimitar Kisliakov und Ognyan Todorov

Nichtlineare dynamische Untersuchung einer 70 Jahre alten Gewichtsstaumauer in Bulgarien

Andreas Rudolf

Umsetzung von Wasserbauvorhaben aus Sicht des Auftraggebers – Bewältigung der Schwierigkeiten oder Verzicht

Athanasia Tatiana Stamou and Peter Rutschmann

Optimization of Water Resource Use within the Blue Nile River basin, Ethiopia

Themenbereich Flussbau

Hydrodynamisches Stauwehr zur Verhinderung der Sohlenerosion in Flüssen und zur Erhaltung der Schiffbarkeit bei Niedrigwasser

Ottfried Arnold

Es wird ein hydrodynamisch wirkendes Stauwehr vorgestellt, mit dessen Hilfe die Erosion der Flusssohle gestoppt werden kann. Seine Wirkungsweise erlaubt es, den Erosionsschutz von der Grundwasseranhebung, wie sie bei stark eingetieften Flüssen oft erforderlich wird, zu entkoppeln. Beide Aufgaben lassen sich daher getrennt voneinander lösen und zwar „maßgeschneidert“, so dass der bisherige Kompromiss zwischen Grundwasseranhebung und Erosionsschutz nicht mehr nötig ist. Das Wehr hat eine Vielzahl von ökologischen und wasserbaulichen Vorteilen, welche die wasserrechtliche Genehmigung erleichtern. Es wird eine kostengünstige Kombination von Schlauchwehren und beweglichen stählernen Wehrkörpern vorgeschlagen, welche auch geeignet ist, die Schiffbarkeit selbst bei ausgeprägtem Niedrigwasser aufrecht zu erhalten.

Innovative Ansätze zur Dammsanierung und der ökologischen Verbesserung der Uferbereiche (Projekt INADAR)

Barbara Brinkmeier, Markus Aufleger, Ralf Klocke, Sebastian Blass, Roland Stiegeler, Norbert Vogt und Bernd Cyffka

Viele Dämme an Staustufen sind inzwischen sanierungsbedürftig und müssen aufgrund der verstärkten Anforderungen an die Hochwassersicherheit erhöht werden. Bei Dammerhöhungen wird der Damm meist auf der Luftseite verbreitet, was zu einem höheren Flächenverbrauch und Eingriffen in den Auwald führt (häufig FFH-Gebiete). Insgesamt sind aufwendige Genehmigungsverfahren notwendig und es entstehen hohe Kosten für die Sanierungen.

Der Beitrag beschreibt die Vorhaben des von der Europäischen Kommission im Rahmen des LIFE+ Programmes geförderten Projekts INADAR, bei dem ein innovativer Ansatz zur ökologischen Dammsanierung entwickelt und umgesetzt wird. Die Sanierung bzw. Erhöhung der Dämme und die Verbesserung der ökologischen Situation im Sinne der Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) soll so in einem Arbeitsgang effektiv und wirtschaftlich erfolgen. Im Mittelpunkt steht der Einbau sogenannter „Öko-Bermen“, die sowohl die Dammstabilität gewährleisten als auch die ökologische Situation in den Uferzonen erheblich verbessern. Aufgrund der ausschließlich auf der Wassenseite umgesetzten Maßnahmen kann ein Eingriff auf den Auwald vollständig vermieden werden.

Öko-Bermen eignen sich für alle Dämme, bei denen der Flussquerschnitt für den Hochwasserschutz keine entscheidende Rolle spielt, z. B. im Staubereich von Kraftwerken und Schleusen oder bei Wasserstraßen. Für den Aufbau der Öko-Berme wird in der Regel eine Schutz- und Dichtungsschicht aus einer Bentonit-Wurzelschutzmatte eingesetzt. Darüber folgt eine Deckschicht aus Wasserbausteinen und Kies, die einen zusätzlichen Schutz darstellt. Mit Strukturelementen wie Totholz, Buhnen oder Inseln können wichtige Schlüsselhabitate geschaffen werden. Diese werden durch im Stauraum abgelagerte Sedimente ergänzt.

Für die Pilotvorhaben an der Oberen Donau werden unter Federführung der BEW (Bayerischen Elektrizitätswerke GmbH) zwei Pilotprojekte gemeinsam mit den regionalen Akteuren entwickelt

und von der Universität Innsbruck, dem Aueninstitut Neuburg/Donau und der TU München wissenschaftlich begleitet und evaluiert.

Naturnahe Wildbachverbauung mittels Stufen-Becken-Abfolgen

Benjamin Hohermuth, Lukas Hunzinger, Volker Weitbrecht

Die Stabilisierung des Wildbachs Betelriedgraben in den Berner Alpen mittels naturnaher Stufen-Becken-Abfolgen wurde in Modellversuchen untersucht. In den ersten Versuchen wurde ermittelt, welche Blockverteilung nötig ist, damit sich stabile Stufen-Becken-Abfolgen eigen-dynamisch bilden können. Die Versuche haben gezeigt, dass bei einem Blockdurchmesser von 1.8 m (rund 5 t Blockgewicht) selbst im Überlastfall (HQ_{300}) die mittlere Sohlenlage stabil bleibt. Aus diesen Versuchen und mit Hilfe bestehender Bemessungsansätze wurden Bauweisen für künstlich gebaute, naturnahe Stufen-Becken-Abfolgen abgeleitet. Die Tests der künstlichen Bauweisen zeigen, dass 2-lagige Stufen mit einer Absturzhöhe von 1.2 m eine höhere Stabilität aufweisen als 1.8 m hohe 3-lagige Stufen, welche teilweise ein sehr abruptes Versagen zeigen. Für den Stufenabstand konnte im Bereich von 1.4 – 4.4 Gerinnebreiten kein eindeutiger Einfluss auf die Stabilität ermittelt werden. Massgebend für die Stabilität ist der Abstand zur Gegenschwelle respektive zur nächsten Stufe, welcher die Kolkentiefe begrenzt und so ein schlagartiges Abrutschen der Stufen in den Kolk verhindert. Es wurde eine Bauweise gefunden, die bei 8% Neigung selbst im HQ_{300} stabil bleibt. Bei 15% Neigung bleibt die gleiche Bauweise im Bemessungsfall (HQ_{100}) stabil und versagt erst bei Überlast (HQ_{300}) graduell. Das Erhöhen der Gerinnebreite ist trotz reduzierter spezifischer Belastung nicht in jedem Fall empfehlenswert.

Optimierung von Schutzbauwerken zur Geschiebe- und Wildholzbewirtschaftung auf Basis von physikalischen Modellversuchen

Gerald Jäger und Markus Moser

Die Sediment- und Geschiebebewirtschaftung in alpinen Einzugsgebieten in den Alpen liegt schon 500 Jahre zurück und konzentrierte sich auf den Unterlauf der Gebirgsbäche, durch die Errichtung von Mauern (sogenannte Archen), der Ableitung der Bäche aus dem Gefährdungsbereich oder der Errichtung von Geschiebestausperren. Doch die Schutzbauten am Unterlauf der Bäche allein brachten nicht immer den gewünschten Erfolg. Neue Konzepte in geschiebeführenden Wildbächen zielen auf eine Bewirtschaftung des Geschiebes hin. In den siebziger Jahren entwickelte man die ersten Sortiersperren mit dem Ziel der Ausfilterung und Ablagerung von unerwünschtem Grobgeschiebe während des Hochwasserereignisses, aber kein Deponieren des ungefährlichen Geschiebekorns. Die Geschiebebewirtschaftung erfolgt in Österreich mittels Schlitzsperrern, Balken- und Sortiersperren mit Schrägrechenkonstruktionen als funktioneller Teil der Sperre. Aufgrund der Erfahrungen in der Praxis wurde die Konstruktion des Rechens - vor allem mit dem Ziel der Ausfilterung des unerwünschten Wildholzes - optimiert. Mehrere Varianten von Balkenkonstruktionen bis hin zu mehrfach geknickter Rechen mit einem abschließenden horizontalen Teil sollen eine gezielte Geschiebe- und Wildholzbewirtschaftung ermöglichen, sodass einerseits das schadhafte Wildholz ausgefiltert und andererseits der Feingeschiebetransport im Ereignisfall möglichst lange erhalten bleibt. In sensiblen Wildbachunterläufen, in denen eine Anlandung von Feingeschiebe nicht stattfinden soll, ist die Dimensionierung der lichten Weiten des Sortierwerkes von besonderer Bedeutung. In diesem Fall

können nach derzeitigem Wissensstand nur grobe Abschätzungen der Transportkapazität des Unterlaufgerinnes zur Dimensionierung der Öffnungen herangezogen werden. In diesen Abschätzungen ist jedoch der Einfluss des Wildholzes nicht berücksichtigt. Nicht berücksichtigt sind auch hydraulische Rückstauereffekte infolge der Querschnittsreduktion durch die Balken oder den Sortierteil des Bauwerkes. Zur Festlegung der Geschiebeeinträge in die Vorflut ist nicht nur die Kenntnis des Geschiebetransportes am funktionellen Teil der Sperre notwendig, sondern auch der Transport über das Unterlaufgerinne (meist Wildbachschwemmkegel) bis zum Vorfluter. Besonders problematisch wird es dann, wenn in den schon knapp dimensionierten Unterlaufgerinnen Sohleineigungsknicke vorhanden sind und sich an diesen Stellen im Falle von Geschiebetransport Anlandungen einstellen und diese Anlandungen eine Querschnittsreduzierung hervorrufen und es zu einer Überbordung kommt. Im Rahmen des EU-Projektes „SedAlp“ erfolgte eine gesamtheitliche Betrachtung des Sediment- und Wildholzmanagement in Alpinen Flüssen und Bächen unter ökologischen, ökonomischen und risikorelevanten Gesichtspunkten. Zur Optimierung von Schutzbauwerken in Bezug auf eine Geschiebe- und Wildholzbewirtschaftung wurden physikalische Modellversuche durchgeführt und Vorschläge zur Verbesserung erarbeitet.

IDRAIM – ein neuer Ansatz zur morphologischen Zustandserhebung und Maßnahmendefinition, aufgezeigt anhand einer Fallstudie an Südtiroler Fließgewässern

Matteo Paternolli, Corrado Lucarelli, Walter Gostner und Robert Schifferegger

Der ökologische Zustand von Fließgewässern ist in vielen Fällen unzureichend. Die EU hat dieser Tatsache Rechnung getragen und in der Wasserrahmenrichtlinie unter anderem den guten hydromorphologischen Zustand als Ziel definiert. In Italien hat das nationale Institut für den Schutz und die Erforschung der Umwelt (ISPRA) unter dem Akronym IDRAIM eine Methode entwickelt, welche die Analyse des hydromorphologischen Zustandes der Fließgewässer erlaubt (Rinaldi et al., 2014). Dieses Instrument dient als Unterstützung für eine integrale Planung von hydromorphologischen Sanierungsmaßnahmen an Fließgewässern. Eines der wichtigsten Teilmodule stellt dabei der Index für die morphologische Qualität (IQM) dar. Die Autonome Provinz Bozen hat eine Studie zur Erhebung des IQM mit der dazugehörigen Defizitanalyse an insgesamt 420 km Flusslänge in Auftrag gegeben. Dabei wurden Oberläufe in relativ unberührten Systemen als auch Talflüsse in anthropogen stark beeinflussten Abschnitten untersucht. Es konnte festgestellt werden, dass ca. die Hälfte der untersuchten Abschnitte einen guten bis ausgezeichneten morphologischen Zustand aufweist. Die restlichen Abschnitte sind von einer schlechten bis mittleren Qualität gekennzeichnet.

Für die Abschnitte mit nicht befriedigender Qualität wurde daraufhin eine Ursachenanalyse durchgeführt, um die Gründe für die Beeinträchtigung zu erkennen. Als wichtigste Einflussfaktoren für die morphologische Qualität wurden Schutzwasserbauten, große Stauanlagen zur Wasserkraftnutzung, verschiedene Verkehrsinfrastrukturen und spärlich vorhandene Ufervegetation festgestellt. Für diese Abschnitte wurde ein Maßnahmenkatalog mit morphologischen Verbesserungsmaßnahmen ausgearbeitet. Die vorgeschlagenen Maßnahmentypen bestehen im Wesentlichen in der Anpassung der Betriebsmodalitäten der Wasserkraftwerke, in der Geschiebezugabe unterstrom der großen Stauanlagen, im Rückbau von nachweislich nicht mehr benötigten Wasserschutzbauten und in der Verbreiterung der aktiven Bach- und Flussbetten.

Deichrückverlegung und Grundwasserbeweissicherung: Einsatz eines Grundwassermodells am Beispiel der Isar südlich von Freising

Klaus Piroth, Bettina Starke, Marianne Glanzer und Stefan Fach

Im Gewässerabschnitt der Isar von Gut Erching (Fluss-km 127) bis Freising (Fluss-km 116) verlaufen die bestehenden Deiche beidseitig mit ca. 100 m bis 150 m Abstand zum Ufer weitgehend parallel zum Flusslauf durch den Auwald. Im Zuge der Wiedergewinnung von Retentionsraum an der Mittleren Isar sind Deichrückverlegungen an den Rand bzw. jenseits des Auwalds vorgesehen. Die vorhandenen Deiche werden dann teilweise „gelegt“ oder „offen gelassen“, um eine verbesserte hydraulische Anbindung der Altarme und Auenbereiche zu erzielen. Daraus resultieren hydraulische und vor allem ökologische Verbesserungen im gesamten betrachteten Isarabschnitt. Die Vorlandbreiten werden zukünftig ca. 800 m bis 1200 m betragen. Nach aktueller Planung sind dazu ca. 21 km Deich zu verlegen. Im Umfeld der neuen Maßnahmen befinden sich u.a. 4 geschlossene Ortschaften und Einzelanwesen, naturschutzfachlich relevante und landwirtschaftlich genutzte Flächen. Das Vorhaben gehört zum Hochwasserschutzprogramm Isar 2020 und wird anteilig mit Mitteln aus dem Nationalen Hochwasserschutzprogramm des Bundes finanziert.

Durch die Deichrückverlegungen werden die bestehenden Grundwasserverhältnisse im Vergleich zum heutigen Zustand beeinflusst, da bisher durch die Deiche geschützte Flächen je nach Abflussereignis eingestaut werden. Die Isar ist im betrachteten Abschnitt sehr gut an den oberflächennahen Grundwasserleiter angebunden und die Isarwasserstände haben einen bedeutenden Einfluss auf die Grundwasserströmung und die daraus resultierenden Grundwasserstände. Erfahrungen aus vielen Deichrückverlegungsmaßnahmen und Poldermaßnahmen z.B. in Bayern, an Rhein und Elbe zeigen, dass die größte Besorgnis der Anwohner im Zusammenhang mit den Auswirkungen der Maßnahmen sich auf das Grundwasser konzentriert. Man befürchtet höhere Grundwasserstände, die dann die Gebäude (Keller) oder die Felder (Landwirtschaft) oder den Naturraum negativ beeinflussen. Diese Besorgnisse sind ernst zu nehmen und müssen im Zuge des Genehmigungsverfahrens berücksichtigt werden. Ein zentrales Werkzeug zur Ermittlung solcher Beeinflussungen und Ableitung geeigneter Gegenmaßnahmen ist ein Grundwasserströmungsmodell. Es bildet die physikalischen Vorgänge der Wechselwirkung Oberflächengewässer und Grundwasser näherungsweise mathematisch ab und kann nach Kalibrierung anhand vorhandener geologischer und hydrologischer Informationen zur Prognose des Grundwasserverhaltens nach Durchführung der Deichrückverlegungsmaßnahmen eingesetzt werden. Durch Vergleichsrechnungen bei Hochwasserabflüssen zwischen Bestand und Planung können so ungünstige Beeinflussungen der Grundwasserstände ermittelt und lokalisiert und Gegenmaßnahmen empfohlen werden. Die Wirksamkeit dieser Gegenmaßnahmen kann dann wiederum mittels Modellrechnungen nachgewiesen werden.

Im vorliegenden Fall wurden zur Ermittlung der durch die Deichrückverlegung bedingten Auswirkungen auf die Grundwassersituation ein großräumiges, 3-dimensionales Finite-Elemente-Grundwasserströmungsmodell erstellt und anhand realer Messwerte zunächst stationär und anschließend instationär kalibriert. In dem 7-schichtigen Modell mit insgesamt ca. 380.000 Modellknoten und einer Fläche von ca. 60 km² sind u.a. 5 maßgebliche Oberflächengewässer sowie die im Modellraum vorhandenen Grundwasserentnahmen abgebildet. Als Grundlage für die Modellerstellung ist zuvor anhand der vorhandenen Datenbasis ein konzeptionelles hydrogeologisches Standortmodell entwickelt worden. Das kalibrierte Grundwasser-

strömungsmodell wurde anschließend für Prognoserechnungen bei Isarhochwasserabflüssen HQ_{10} , HQ_{50} und HQ_{100} jeweils für den Bestand und den geplanten Zustand mit rückverlegten Deichen angewendet und hinsichtlich der Auswirkungen auf die Grundwassersituation ausgewertet. Besonderes Augenmerk wurde auf die instationäre Kalibrierung des Modells verbunden mit der Ableitung der instationären Randbedingungen auf der Basis der vorhandenen Datenlage gelegt. Im vorliegenden Vortrag wird die methodische Herangehensweise vorgestellt und die Auswertungen hinsichtlich der Ermittlung der maximalen Grundwasserstände und der Wassermengen, die in Entwässerungsgräben abgeführt werden müssen. Parallel mit der Modellerstellung wurden Standsicherheitsberechnungen für die Deiche durchgeführt und so die Einflüsse von Spundwänden und Deichausbildung direkt im Grundwassermodell berücksichtigt. Umgekehrt wurden die mit dem Grundwassermodell für den Bestand ermittelten ungünstigsten Grundwasserständen in Deichnähe in die geotechnische Bemessung der Deiche einbezogen.

Morphologische Entwicklung der Ruhr bei Hattingen

Patricia Requena, Axel Pohle und Uwe Ross

Der Unterlauf der Ruhr ist stark eingeeengt und mit Bühnen querverbaut. Die zu dem vorhandenen und aus heutiger Sicht unveränderbaren Stauwehre bedingen die für den gesamten Unterlauf fast durchgehend anthropogene Veränderung des Fließverhaltens. Einzige Ausnahme ist der hier betrachtete Flussabschnitt bei Hattingen mit einer freien Fließstrecke von rd. 3 km. Der Abschnitt ist vor diesem Hintergrund für die Entwicklung eines Strahlursprunges vorgesehen.

Die bis heute zugehörigen Planungen zur Umgestaltung der Ruhr sehen die deutliche Aufweitung des Ruhrprofils vor. Dabei sollen vornehmlich laterale Massenumlagerungen im Querprofil vorgenommen werden, wobei insbesondere im heute rückgestauten Flussabschnitt die Flusssohle angehoben werden soll, um eine schwach geneigte, jedoch frei fließende Gewässerstrecke zu erhalten. Für den zudem erforderlichen Umbau der vorhandenen Bühnen wird unterschieden zwischen vollständigem Rückbau und teilweisem Erhalt, wobei die Bühnen vom Ufer abgetrennt und hinterfahren werden. Hierbei bleibt die oberflächige Befestigung bereichsweise erhalten.

Die weiteren hydraulischen und morphologischen Betrachtungen erfolgten vor dem Hintergrund der Auslotung des Spannungsverhältnisses zwischen baulicher Herrichtung und morphodynamischer Entwicklung. Anhand eines detaillierten, hydraulischen 2 di-Modells wurden die maßgeblichen Parameter ν und τ sowie die Breiten-Tiefenverhältnisse b/h für den geplanten Ausbauzustand berechnet. Die daraus abgeleitete Entwicklungsprognose lässt erwarten, dass

- die geplanten Maßnahmen eine zielgerichtete Ausgangssituation für eine vielfältige Gewässerstruktur darstellen und
- die positive Entwicklung im Sinne der Ziele der WRRL initiiert wird.

Weiteres Ergebnis der Untersuchungen ist die Erkenntnis, dass der Umfang der baulichen Herrichtung wie jetzt geplant notwendige Voraussetzung ist, da bei geringerem Maßnahmenumfang die Fließdynamik aufgrund der unveränderbaren Randbedingungen weiterhin eingeschränkt bleibt. Die avisierten Ziele (Strahlursprung etc.) sind demnach nur durch die bauliche Unterstützung erreichbar.

Offene Fragen, wie beispielsweise zum Geschiebehaushalt bzw. Geschiebetransport auch im regionalen Verbund der weiterhin staugeregelten Ruhrabschnitte ober- und unterhalb sind Gegenstand der weiteren Untersuchungen.

Schwemmholzrisiko und Massnahmenplanung am Fallbeispiel Renggbach

Isabella Schalko, Lukas Schmocker, Volker Weitbrecht, Robert Boes

In steilen und bewaldeten Einzugsgebieten können im Hochwasserfall erhebliche Schwemmholzmengen mobilisiert werden, die an Querbauwerken, wie zum Beispiel Wehren oder Brücken, zu Verklausungen führen können. Die damit einhergehende Reduktion des Fließquerschnitts führt zu einem Aufstau des Wasserstands flussaufwärts und kann somit die Hochwassersituation verschärfen. Die Hochwasserereignisse der letzten Jahre haben gezeigt, dass in Kombination mit ausgeprägtem Schwemmholztransport das Überflutungsrisiko aufgrund von Verklausungen deutlich steigen kann.

Der Renggbach befindet sich in der Nähe der Stadt Luzern (Kanton LU) und wird durch eine Vielzahl von Querbauwerken charakterisiert. Bei einer Ausuferung in Richtung Luzern besteht ein Schadenpotential von rund 200 Mio. CHF. Am Beispiel des Renggbachs werden im vorliegenden Beitrag die erforderlichen Schritte zur Schwemmholzrisikoabschätzung und Massnahmenplanung vorgestellt:

1. Definition und Analyse der massgebenden Prozesse im Einzugsgebiet
2. Abschätzung potentieller Gefährdungsflächen zur Ermittlung des Schwemmholzpotentials mit Hilfe einer GIS-basierten Analyse und Vergleich mit Ergebnissen empirischer Schätzformeln aus der Literatur
3. Gefahrenbeurteilung der massgebenden Brückenbauwerke
4. Planung geeigneter Massnahmen für den Schwemmholzurückhalt oder ein schadloses Durchleiten

Die vorliegende Fallstudie soll die Schwemmholzrisikoabschätzung in der Praxis vereinfachen und mit dem aktuellen Forschungsstand hinsichtlich Schwemmholzverklausung und Aufstau verknüpfen.

Hydromorphologische Uferentwicklung an Inn und Salzach - wie weit können wir gehen?

Daniel Skublics, Michael von Berg, Tilmann Zinsser, Johannes Steinkellner, Florian Pflieger

Seit der Erstellung des Gewässerentwicklungsplans für die Innausleitungsstrecke zwischen Jettenbach und Töging im Jahr 2000 wurden zahlreiche Massnahmen zur Förderung einer dynamischen morphologischen Entwicklung durchgeführt. Im Wesentlichen handelt es sich dabei um die bereichsweise Entfernung von Ufersicherungen und die Errichtung von bisher 18 schrägen Schüttsteinschwellen. Die Schüttsteinschwellen, deren Kronen in etwa auf Niveau des Wasserspiegels bei Restwasserabgabe liegen, haben zwei Funktionen. Zum einen wird der Wasserspiegel gestützt, um bei Niedrigwasser die frostempfindliche Sohle zu schützen und zum anderen wird durch die schräge Anordnung Ufererosion initiiert und gefördert. Dadurch

soll bereichsweise wieder eine gewisse morphologische Dynamik zugelassen werden (Ufererosion, Kiesbänke, hydromorphologische Strukturen).

Auch an der Salzach werden im Rahmen der Salzachsaniebung bereichsweise eigendynamische Uferentwicklungen zugelassen. Oberhalb der Stadt Laufen wurden hierzu auf einer Länge von 2,4 Kilometern die Ufersicherungen entfernt. Hier ist die Hauptintention durch die Gewässeraufweitung und den Geschiebeeintrag die Tiefenerosion zu verlangsamen oder zu stoppen.

Am Inn wurde bisher allerdings noch keine systematische Quantifizierung der initiierten Entwicklungen durchgeführt. An der Salzach sind die prognostizierten Aufweitungen nahezu erreicht. Für beide Gewässer gilt es, ein nachhaltiges Konzept zu entwickeln, zum einen, um die Breitenentwicklungen abschätzen zu können und zum anderen, um einen dynamischen aber stabilen Zustand zu erreichen.

Die Breitenentwicklung von Flüssen ist bereits seit längerem Gegenstand der Forschung. Neue Erkenntnisse helfen, dabei wieder mehr natürliche Dynamik zuzulassen und gleichzeitig die notwendige Sicherheit zu gewährleisten (Zarn 1997, Hunziker 1998, Requena 2008)

Themenbereich Hochwasserschutz

Effects of Upstream Discharge and Climate Change on Hydraulic Regime in the Vietnamese Mekong Delta

Duong Tran Anh, Long Phi Hoang, Minh Duc Bui, and Peter Rutschmann

The Mekong delta is one of the most complex river deltas in the world. This is due to its large area, crisscrossed network of rivers, canals, streams and ditches. This study quantifies the response of hydraulics in the Vietnamese Mekong Delta (VMD) to upstream discharge changes at Kratie and climate change variabilities of rainfall pattern as well as sea level rise. The 1D hydrodynamic model MIKE 11 is applied to simulate the discharge and the water level at certain number of main stations in the delta. Four scenarios of changing upstream boundary conditions with the predicted precipitation for the 2035–2065 period and sea level rise are employed. We downscaled and applied three bias-correction methods for five General Circulation Models (GCM) including ACCESS 1.0, CCSM4, CSIRO-Mk 3.6, HadGEM and MPI. The results showed that all precipitation projections of GCMs have similar trends of an increase in wet seasons and a decrease in dry seasons. For the hydrological assessment, the flow discharge at Kratie changes from +10% to -20% associated with precipitation variances, the discharge at four considered stations of the VMD will alter significantly for different scenarios. Furthermore, the predicted seasonal discharges of four main stations reduce substantially in the dry season in all scenarios while those increase in large range to smaller one in Hau River in the wet season.

Hochwasserschutz Stadt Winterthur – Bauen in urbanem Raum

Philemon Diggelmann, Sven Kamer und Martin Aemmer

Im Raum Winterthur entsteht derzeit ein Hochwasserrückhalteraum, mit welchem zukünftig das Stadtzentrum vor Hochwasser aus dem Einzugsgebiet der Eulach geschützt und das Schadenpotenzial um 300 Mio. CHF reduziert wird.

Der Rückhaltedamm wird aus einem ab dem gewachsenen Terrain maximal 3.5 m hohen und rund 1440 m langen homogenen Schüttdamm gebildet. Er liegt im Raum Hegmatten im direkten Einzugsgebiet des im Zuge des Dammbaus umzulegenden Riedbachs, wohin zudem zukünftig die Hochwasserspitzen der Eulach im Nebenschluss über einen unterirdischen Zuflusskanal übergeleitet werden. Dieser Kanal ist ca. 390 m lang und durchquert das dazwischenliegende Siedlungsgebiet des Stadtteils Hegi. Das mit diesem Hochwasserschutzprojekt geschaffene Rückhaltevolumen beträgt rund 570'000 m³.

Der zukünftige Rückhalteraum wird sowohl landwirtschaftlich wie auch als Naherholungsgebiet für verschiedene Freizeitaktivitäten einschliesslich einem Sportplatz und Segelfluggeld intensiv genutzt. Dementsprechend sind die Anforderungen an den Bau des Rückhaltedammes und des Zuflusskanals durch das benachbarte Siedlungsgebiet hoch. Um diesen vielfältigen Ansprüchen gerecht zu werden und die teilweisen komplexen Randbedingungen fachgerecht anzugehen, ist eine transparente und allumfassende Projektierung sowie eine umsichtige Bauausführung zwingend erforderlich.

In der seit anfangs 2015 bis Ende 2017 dauernden Realisierungsphase werden die Anwohneranliegen konsequent ernst genommen sowie die Logistikkonzepte und Bauprogramme laufend dem aktuellen Baufortschritt angepasst, um die Gesamtbeeinträchtigung durch das Bauen im urbanen Raum möglichst minimal zu halten. Anhand von exemplarischen Beispielen werden die logistischen Herausforderungen sowie der Umgang mit verschiedenen Einflussfaktoren der am Projekt beteiligten Interessengruppen aufgezeigt.

Hochwasserschutz für die Altstadt von Sursee

Sylvia Durrer Freimoser, Jörn Heilig und Claudio Derungs

Die Sure entspringt beim Ausfluss aus dem Sempachersee, führt durch das Siedlungsgebiet von Oberkirch und weiter durch das mittelalterliche Städtchen von Sursee. In diesem Abschnitt ist der Hofbach der wichtigste Zufluss in die Sure. Hohe Abflüsse des Hofbaches führten aufgrund der geringen Abflusskapazität der Sure in den letzten Jahren immer wieder zu Überflutungen im Siedlungsgebiet der Stadt Sursee. In der Gemeinde Oberkirch ist die Hochwassergefahr gering, hingegen liegt im Kernbereich von Sursee ein hohes Schadenspotential vor. Die Altstadt von Sursee ist im Bundesinventar der schützenswerten Ortsbilder der Schweiz von nationaler Bedeutung (ISOS) eingetragen und hat in fast allen Kategorien eine sehr hohe Schutzbewertung. Die beiden Flussläufe der kanalisierten Sure (Neue Sure und Alte Sure) sind ebenfalls wichtige Elemente des Ortsbildes. Die Stadt wurde 2003 mit dem Wakkerpreis für eine qualitätsvolle Stadtentwicklung gewürdigt. Der Stadt ist es gelungen den historischen Kern zu bewahren und den umliegenden Siedlungsraum aufzuwerten. Eingriffe in das empfindliche Stadtbild stellen somit hohe Anforderungen an Massnahmen. Mit einem integralen Hochwasserschutzkonzept soll auf der einen Seite der Hochwasserschutz für die Stadt sichergestellt werden, andererseits aber auch bestmöglich die Belange des Stadtbildes berücksichtigt werden. Darüber sind umfangreiche Massnahmen zur ökologischen Aufwertung der Sure vorgesehen.

Verschiedene Schutzkonzepte wurden im Variantenstudium untersucht. Hierbei wurden die Prinzipien „Retention wo möglich“ und „Aufweitung wo nötig“ berücksichtigt. Die Varianten wurden nach den Kriterien Hochwasserschutz, Natur und Landschaft (inkl. Stadtbild) und sozio-ökonomischen Aspekten, nach einem bewährten Verfahren bewertet. Darüber hinaus wurde auch die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Varianten geprüft. Für die Gesamtbewertung wurden die Bewertungskriterien gewichtet. Die Resultate des Variantenstudiums wurden anschliessend mit Vertretern von Bund, Kanton Luzern und den beteiligten Standortgemeinden diskutiert.

Die Bestvariante zeichnet sich durch besondere Retentionsmassnahmen aus. Im Hochwasserfall wird der Sempachersee als Retentionsbecken verwendet. Mit einem regulierbaren Wehr beim Auslauf aus dem Sempachersee kann der Zufluss in der Sure gedrosselt werden. Mit einem Rückhaltebecken in unmittelbarer Nähe zum Siedlungsgebiet wird der Abfluss der Sure soweit reguliert, dass im Hochwasserfall keine Schäden mehr zu erwarten sind. Damit kann grösstenteils auf uferflankierende Massnahmen in der denkmalgeschützten Altstadt verzichtet werden.

Um den komplexen Anforderungen von Hochwasserschutz, Denkmalpflege, Ökologie, Naherholung, etc. gerecht zu werden, wurden verschiedene betroffene Interessensgruppen im Projekt berücksichtigt, insbesondere der Bund, der Kanton Luzern und der Standortgemeinden. Durch Einbezug der Betroffenen und der Erarbeitung von individuellen Lösungen wurde die

Akzeptanz des Projekts erhöht. Der partizipative Weg hat sich in der Vergangenheit bei komplexen Projekten bewährt und ist einer der fundamentalen Ansätze im Gefahrenmanagement der Schweiz.

Das Bauprojekt wurde erarbeitet und zurzeit läuft das Baubewilligungsverfahren. Die Realisierung des Projekts startet aus heutiger Sicht frühestens im Jahr 2017.

Untersuchung von Hochwassergefahren in kleinen Einzugsgebieten

Gernot Ebert und Donat Job

Die beschriebenen Erfahrungen aus der Praxis der Hochwassergefahrenkartierung beruhen auf Projektbearbeitungen an kleinen Fliessgewässern in der Schweiz. Vom kantonalen Auftraggeber wurde eine parzellenscharfe Abgrenzung der Gefahrenbereiche verlangt. An sehr kleinen Fliessgewässern gibt es in der Regel jedoch weder Abflussmesspegel zur Kalibrierung der hydrologischen Modelle noch terrestrische Vermessungsdaten der Bachprofile für eine hydraulische Berechnung.

Um das geforderte Qualitätsziel zu erreichen, wurde zunächst eine Schwachstellenanalyse durchgeführt, die durch Ortsbegehungen ergänzt wurde. Dabei wurden hydraulische Engstellen und verklausungsgefährdete Bauwerke identifiziert. Bei der anschliessenden hydrologischen Berechnung der Hochwasserabflüsse für alle massgebenden Punkte mit dem Modell HAKESCH des schweizerischen Bundesamts für Umwelt (BAFU) konnte eine flächendeckend vorhandene Kartierung der Abflussprozesse herangezogen werden.

Zur Ermittlung der Überschwemmungsflächen wurde jede hydraulische Schwachstelle (z.B. vollständige Verklausung eines Durchlasses) separat betrachtet. Für jede Ausuferung wurde die resultierende Überschwemmungsfläche GIS-gestützt mittels des 2m-Raster-Höhenmodells (Laserscan-DGM) als Wassertiefen-Grid berechnet. Durch Überlagerung aller Einzelflächen mit dem Max-Kriterium wurde für jedes Gewässer pro Szenario ein zusammenhängendes Fliesstiefen-Grid erzeugt. Vor der weiteren Bearbeitung wurden die berechneten Überschwemmungsflächen selektiv durch Ortsbegehungen überprüft, da Mauern und andere bauliche Kleinstrukturen im Laserscan-DGM nicht repräsentiert sind.

Zur Herstellung der Wassertiefenkarten und der Hochwassergefahrenkarten wurden die Fliesstiefen-Rasterdaten in Polygone umgewandelt und gemäss Pflichtenheft attribuiert. Dieser komplexe und mehrstufige Prozess konnte nur teilautomatisiert mit Hilfe eines Geodatenmodells (Model Builder) bewältigt werden, um topologisch einwandfreie Ergebnisse

Integrale Maßnahmenplanung Hochwasser Melchnau BE (Schweiz)

Reto Flury, Elias Winz

Ausgangslage

Die Gemeinde Melchnau liegt im Hügelland des schweizerischen Mittellandes. Das Siedlungsgebiet wird vom stark verbauten Dorfbach und sechs weitgehenden eingedolten Seitenbächen durchflossen. Die Gemeinde war in den vergangenen Jahren wiederholt von schweren Hochwasserereignissen betroffen, welche erheblichen Schaden an Liegenschaften sowie an

Infrastrukturanlagen anrichteten. Die Hochwasser wurden sowohl durch mehrtägige Dauerregen als auch durch ausserordentliche Regenintensitäten in Gewitterstürmen verursacht.

Gefahren- und Risikobeurteilung

Eine Häufung schwerer Schadenereignisse in den Jahren 2007 bis 2010 hat die Notwendigkeit einer integralen Massnahmenplanung für den Hochwasserschutz der Gemeinde Melchnau aufgezeigt. Die signifikante Zunahme häufiger Starkregenereignisse in den letzten 20 Jahren konnte mit einer Auswertung langjähriger Regendaten von Messstationen im betroffenen Gebiet bestätigt werden.

Für die Bestimmung der Hochwassergefährdung wurde ein Niederschlags-Abflussmodell (MOUSE, Modell B) mit einem 2D-Simulationsmodell des Gewässernetzes (Hydro_AS_2D / SMS) kombiniert. Das Gesamtmodell konnte mit Hilfe von zwei historischen Hochwasserereignissen unter Berücksichtigung des Regenverlaufes und des Aufnahmevermögens des Bodenspeichers verifiziert und kalibriert werden.

Integrale Massnahmenplanung im Wasserbauplanverfahren

Im Rahmen eines im Kanton Bern gesetzlich vorgegebenen Wasserbauplanverfahrens wurden bauliche, raumplanerische und organisatorische Massnahmen für die Sicherstellung des Hochwasserschutzes auf Stufe Bauprojekt dimensioniert. Iterative Berechnungen mit dem Simulationsmodell des Gewässernetzes haben gezeigt, dass die Hochwassergefährdung in Melchnau mit verhältnismässigem Aufwand nur mit einer Kombination baulicher, planerischer und organisatorischer Massnahmen reduziert werden kann:

- Rückhalt von Wassermengen oberhalb des Siedlungsgebietes durch vier Retentionsdämme
- Moderater Gerinneausbau im Siedlungsgebiet durch Verbreiterung und Sohlenabsenkung
- Schaffung von zwei Hochwasserkorridoren auf Strassenflächen
- Erstellung eines Unterhaltskonzeptes für die Dammbauwerke und Gerinne
- Erstellung eines Notfallkonzeptes in Zusammenarbeit mit den Wehrdiensten

Wichtige Bestandteile des Wasserbauplanverfahrens sind die Berücksichtigung von ökologischen Entwicklungszielen, die Partizipation der betroffenen Bevölkerung und der involvierten Fachstellen sowie ein integraler Ansatz für das Risikomanagement (Notfallkonzept, Unterhaltskonzept). Die Berücksichtigung dieser Aspekte bei der Planung der wasserbaulichen Massnahmen wird durch Erhöhung der Subventionssätze von Kanton und Bund honoriert.

Die ökologischen Entwicklungsziele werden mit einer Aufwertung des Dorfbachgerinnes und mit Ersatzmassnahmen im Bereich der Retentionsdämme erreicht.

Zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modellierung von Massnahmen in der Aue im Einzugsgebiet der Mangfall

Susanne Haas und Wolfgang Rieger

Nach dem Hochwasserereignis im Jahr 1999 wurde in Bayern das Aktionsprogramm2020 für den Hochwasserschutz ins Leben gerufen, das nach dem Ereignis 2013 erweitert wurde. Die bayerische Staatsregierung führt darin den „Natürlichen Rückhalt“ als eines der Handlungsfelder auf. Massnahmen an Gewässern und in der Aue können ihren Teil zum Hochwasserschutz beitragen. Durch Erhöhung der Rauheit mit Bewuchs im Vorland, durch Veränderung

des Fließgewässerquerschnitts und durch Verlagerung des Flusslaufs kann das Retentionspotential erhöht werden. Um die Wirksamkeit dieser Maßnahmen zu quantifizieren, sind zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modelle derzeit Stand der Forschung. Sie können die Interaktion zwischen Fließgewässer und Vorland abbilden. Die in bisherigen Studien teilweise getroffenen Vereinheitlichungen in Bezug auf die Vegetation und die verwendeten Extremszenarien bezüglich Fließgewässerbett werden in diesem Beitrag detaillierter betrachtet. In einem Modell der Oberen Mangfall in den Voralpen werden die drei Maßnahmen abgestufte Auenvegetation, Querprofiländerung und Laufverlängerung in zwei Renaturierungsabschnitten umgesetzt, die sich in ihrer Morphologie bezüglich Gefälle, Gewässertiefe und Gewässerbreite sowie Steigung des Vorlandes unterscheiden. Insbesondere die Auenvegetation soll realitätsnah abgebildet werden. Dafür erfolgt eine Einteilung in gehölzfreie Zone, Weichholzaue und Hartholzaue, die unterschiedlich im Modell klassifiziert sind. Die drei Maßnahmentypen werden zum Teil einzeln, aber auch in Kombination miteinander untersucht. Die Wirksamkeit der Maßnahmen wird anhand eines hundertjährigen und eines fünfjährigen Hochwasserereignisses quantifiziert. Die Ganglinien am Ende der beiden Renaturierungsabschnitte sowie am Ende des gesamten Flussabschnitts ermöglichen den Vergleich zwischen den Maßnahmenszenarien. Die Auswirkungen der Einzelmaßnahmen in den beiden Abschnitten unterscheiden sich deutlich. Im flacheren ersten Abschnitt wird durch Auenvegetation eine größere Scheitelabminderung erreicht. Im zweiten Abschnitt mit tieferem Bett und steilen Ufern hat die Querprofiländerung die größeren Auswirkungen. In beiden Bereichen sowie im gesamten Flussabschnitt zeigen sich jedoch kombinierte Maßnahmen als das wirkungsvollste Instrument.

Urbane Hochwasserschutz – Anforderungen, Schwierigkeiten und praktische Lösungen

Ronald Haselsteiner

Nach Erstellung der Risikomanagementpläne sind nach den großen Städten auch kleinere Kommunen auf die Hochwasserrisiken aufmerksam gemacht worden. Im Unterschied zu Hochwasserschutzmaßnahmen, welche im ländlichen Raum umgesetzt werden, obliegen urbane Hochwasserschutzmaßnahmen zahlreichen Randbedingungen und Restriktionen. Die Umsetzung von Maßnahmen, welche über den rein technisch notwendigen Hochwasserschutz hinausgehen, ist mit Mehrkosten verbunden. Die Entscheidung zur Ausgabe dieser Mehrkosten als eine Art Investition für weitere Belange ist einem interdisziplinären Abwägungsprozess unterworfen, der nicht selten subjektiven Kriterien unterliegt.

Begrenzte Platzverhältnisse, Querungen und Leitungen sowie Naturschutz und Umweltbelange spielen ebenso wie Denkmalschutz, Städtebild und Landschaftsästhetik gewichtige Rollen, welche im Einzelfall zu sehr spezifischen und teuren Lösungen führen.

Die Maßnahmen zur Integration von Hochwasserschutzmaßnahmen im urbanen Raum führen von simplen Anstrichen von offen stehenden Spundwänden bis hin zu integralen Lösungen, in denen die Freiraumplanung und die technische Ausgestaltung des HWS-Bauwerks einen gleichen Stellenwert einnehmen. Während sich Großstädte, wie z. B. Köln, sich die Integration in das Stadtbild leisten wollen, stehen kleinere Kommunen finanziell oft auf verlorenem Posten. Die landesweiten Förderungen reichen hier oft nicht aus, um sich einen technischen und zugleich „schönen“ Hochwasserschutz leisten zu können.

Murgang- und Hochwasserschutz für den Altdorfbach in Vitznau

Timo Heinisch, Sandro Ritler und Roland Hollenstein

Die Gefahrenkarte von Vitznau (Kt. Luzern, CH) zeigt im Siedlungsgebiet erhebliche Gefahrenbereiche (rote Zonen). Daher hat der Kanton Luzern ein integrales Schutzkonzept (ISK) für alle 8 Bäche der Gemeinde Vitznau erarbeiten lassen. Die grössten Risiken weisen der Altdorfbach, der Kalibach, der Widibach und der Plattenbach auf. Für alle Bäche wurden mögliche Massnahmenkonzepte erarbeitet und das jeweilige Bestkonzept aus fachlicher Sicht bestimmt. Der Kanton Luzern hat für die Bäche Kalibach, Widibach, Altdorfbach und Plattenbach die prioritären Massnahmenkonzepte auf Stufe Vorprojekt ausarbeiten lassen. Vorliegender Bericht umfasst das Vorprojekt zum Altdorfbach.

Am Altdorfbach stellt der Prozess Murgang die grösste Gefährdung dar. Die potentiellen Murgangkubaturen ($G_{300} = 80'000 \text{ m}^3$) würden im Ereignisfall zu enormen Schäden in Vitznau führen. Das Schadenpotential liegt bei rund 870'000 CHF/a. Basierend auf den vorhandenen Varianten aus dem integralen Schutzkonzept wurde ein vertieftes Variantenstudium durchgeführt. Es wurden alle denkbaren Lösungen geprüft und die Vor- und Nachteile unter Berücksichtigung der verschiedenen Inventare und Randbedingungen aufgezeigt.

Für die baulichen Massnahmen wurden die Konzepte Durchleiten, Umleiten, Rückhalten und auch Objektschutzmassnahmen geprüft, wobei sich herausstellte, dass das Rückhalten die einzig zweckmässige Lösung darstellt. Bei den Rückhaltmassnahmen wurden Massnahmen im Einzugsgebiet, im Transitgebiet und im Siedlungsgebiet geprüft. Es zeigte sich, dass weder Massnahmen im Einzugsgebiet noch im Siedlungsgebiet effektiv und robust umgesetzt werden können. Folgende Kriterien wurden dabei bewertet: Erfüllung Schutzgrad, Robuste Lösung, Überlastfall, Inventare und Landschaft, Bestehende Verbauungsstrukturen und Nutzen/Kosten-Verhältnis. Letztendlich stellte sich als Bestvariante der Bau eines neuen, massiven Rückhalte-raums im Transitgebiet heraus. Der Ausbau erfolgt dabei auf ein G_{300} Ereignis mit einer Feststofffracht von $80'000 \text{ m}^3$. Als Bauwerkstyp wird eine Plattensperre aus Beton mit Grunddole und vertikalem Entwässerungsschlitz vorgeschlagen. Der Standort des neuen Rückhaltebauwerks wurde so gewählt, dass im Überlastfall durch die Ausbildung einer horizontalen Überfallkante ein Grossteil des Überlastfalls nicht weiter in den Altdorfbach geführt wird, sondern aufgrund der Fliessdynamik über die linke Hangschulter in weniger überbautes Gebiet entlastet. Zur Bestätigung dieses Lösungsvorschlages wurden aufwendige numerische Simulationen mit dem Programm RAMMS durchgeführt.

Nach Realisierung des Projektes ist die Gemeinde Vitznau somit vor einem 300-jährlichen Murgangereignis vollständig geschützt und der Überlastfall ($> G_{300}$) würde geringere Schäden verursachen, als es im heutigen Zustand der Fall wäre. Für den Prozess Reinwasser ($HQ_{100} = 57.0 \text{ m}^3/\text{s}$) sind lediglich kleinere Geländeanpassungen an lokal begrenzten Stellen erforderlich. Zur ökologischen Verbesserung wird der im heutigen Zustand stark verbaute und kanalisierte Mündungsbereich aufgeweitet, die Sohle angepasst und der Bachlauf naturnah gestaltet. Dadurch ist zukünftig die Anbindung des Altdorfbachs an den Vierwaldstättersee sichergestellt. Die Kosten für die Realisierung der Bestvariante (exklusive Landerwerb) belaufen sich auf rund 22 Mio. CHF bei einer Genauigkeit von $\pm 20\%$. Das Nutzen/Kosten-Verhältnis beträgt 1.5 womit das Projekt als wirtschaftlich einzustufen ist. Das Vorprojekt wurde im Oktober 2015 dem Kanton Luzern zur Vernehmlassung vorgelegt.

HORST – Hochwasserrisikomanagement in der Steiermark

Rudolf Hornich¹, Gerald Zenz², Alfred Hammer², Manuela Reischl³

Verheerende Hochwasserereignisse in den letzten Jahren verursachten in weiten Bereichen Europas massive Schäden. Dies veranlasste die Europäische Union zur Erstellung einer Richtlinie zum Hochwasserrisikomanagement. Im Rahmen der Umsetzung der EU-Hochwasserrichtlinie (RL 2007/60/EG), die im November 2007 in Kraft getreten ist und im Dezember 2011 mit der Novelle zum Wasserrechtsgesetz 1959 (BGBl I Nr. 14/2011) in das österreichische Wasserrecht übernommen wurde, waren bis Ende 2015 für die signifikanten Risikogebiete Hochwasserrisikomanagementpläne auszuarbeiten. In der Steiermark wurden im Zuge der vorläufigen Bewertung 55 Gebiete mit potentiell signifikantem Hochwasserrisiko ausgewiesen, für die im Zuge der Erstellung der Managementpläne spezifische bauliche und nicht bauliche Maßnahmen zur Reduktion des Hochwasserrisikos erarbeitet wurden.

Im vorliegenden Beitrag wird eine Studie zum Thema Hochwasser präsentiert, die vom Amt der Steiermärkischen Landesregierung und vom Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz im Jahre 2014 fertiggestellt wurde: **HORST**.

Ziel dieser Studie war es, die aktuelle Situation (2013) in der Steiermark im Umgang mit der Gefahr „Hochwasser“ zu analysieren und Verbesserungspotential aufzuzeigen. Schwerpunkte dabei waren u.a. die Entwicklung eines „**Steirischen Risikokreislaufes**“ und - in Abstimmung mit den Vorgaben der EU-Hochwasserrichtlinie - die Erarbeitung von „**Strategien**“ in Kombination mit „**Maßnahmen**“, die die Steiermark in Zukunft „Hochwasserfit“ machen.

Methode zur Bewertung der Abfluss- und Rückhalteräume in Niederösterreich

Natascha Korecky, Susanne Haidinger, Matthias Haselbauer, Georg Fröschl

In Zusammenarbeit mit der niederösterreichischen Landesregierung, Abteilung Wasserwirtschaft, wurde eine Methodik zur einheitlichen Kategorisierung und Bewertung von Hochwasserabflussräumen an niederösterreichischen Flüssen auf Basis von 2D-Modellen entwickelt.

Nach festgelegten Parametern sind die entlang eines Flusses zu bewertenden Überflutungsräume abzugrenzen. Untersucht werden drei grundsätzliche Wirkungen der Überflutungsräume: Hochwasser-Spitzenreduktion, Wellenlaufzeit und Abflusswirkung.

Die unterschiedlichen Wirkungen werden für die folgenden sechs Abflussszenarien HQ1, HQ5, HQ10, HQ30, HQ100 und HQ300 untersucht.

Im Rahmen von Vergleichsberechnungen werden die Ergebnisse von jeweils 2 Modellen eines betrachteten Gewässers bei gleichem Abflussszenario verglichen - vom Bestandsmodell und von einem Flussschlauchmodell. Ein Flussschlauchmodell stellt dabei einen theoretischen Extremfall dar, bei dem die hydraulische Wirkung aller Vorländer deaktiviert wurde. Durch einen Vergleich der Ergebnisse der beiden Modelle wird zunächst die Wirkung des gesamten Gewässerabschnitts auf die Hochwasserwelle ermittelt.

Nachfolgend wird die Wirkung der einzelnen Überflutungsräume entlang des Gewässers über die für den Hochwasserrückhalt maßgeblichen Parameter wie beispielsweise Wasservolumen,

Fließtiefe, Fließgeschwindigkeiten, etc. im Überflutungsraum bestimmt und in Relation zur Gesamtwirkung gesetzt.

Zur übersichtlichen Darstellung der Ergebnisse werden die Überflutungsräume für alle drei untersuchten Wirkungen kategorisiert.

Die Einstufung erfolgt anhand von Schwellenwerten in vier Kategorien (1 - geringe Wirkung bis 4 – hohe Wirkung). Die Schwellenwerte wurden vorab auf Grundlage einer statistischen Auswertung von 780 Datensätzen festgelegt.

Als Basis für Flächenvorsorgemaßnahmen und Planungen werden die Überflutungsräume anhand ihrer Wirkung auf die Spitzenreduktion abschließend in „Sehr bedeutende“, „Bedeutende“ und „Gering bedeutende“ Überflutungsräume eingeteilt. Als an die österreichische Rechtsprechung angelehntes Beurteilungskriterium dient dabei die in den flussab gelegenen Siedlungsgebieten bei Ausschaltung des jeweiligen Überflutungsraumes entstehende Wasserspiegelerhöhung. Der Grenzwert zwischen „Sehr bedeutenden“ und „Bedeutenden“ Überflutungsräumen ist hierbei mit 1 cm festgelegt.

Abfluss- und Geschiebesimulation am Beispiel Alperschonbach unter Berücksichtigung des Vorfluters Lech

Markus Moser, Susanne Mehlhorn, Daniel Kurz

Fast jedes Hochwasser in alpinen Einzugsgebieten ist begleitet von einem Anteil an Feststoffen und deren Berücksichtigung erfolgt meist gutachterlich durch Abschätzungen im Gelände oder aus jahrelanger Erfahrung und Gebietskenntnis. Auswirkungen verschiedenster Ereigniskombinationen werden meist in einem Art „Expertenmodell“ subsummiert und darauf aufbauend ein maßgeschneidertes Schutzkonzept entwickelt. Neuartige Methoden auf Basis einer numerischen Modellierung von Feststoffen wie Sediment (Schwebstoff)-, Geschiebe- und Wildholztransport kommen vermehrt zur Anwendung, die dafür notwendigen Eingangsdaten sind oftmals schwer zu bestimmen. Am Alperschonbach wurden zum Beispiel Sohllagen über mehrere Jahre dokumentiert und vermessen, verschiedene Orthophotos über mehrere Jahre zeigen die Entwicklung von Feststoffablagerungsflächen (Schotterbänke) in der Aufweitungsstrecke. Das gut dokumentierte Hochwasserereignis im Jahr 2005 lieferte zudem Ablagerungshöhen und Informationen zum Ereignishergang inklusive Mündungsbereich. Im vorliegenden Projekt geht es um die Grundlagenermittlung für die Abgrenzung der Gefahrenzonen am Schwemmkegel unter Zuhilfenahme einer numerischen Modellierung inklusive Feststofftransport. Dem Stand der Technik entsprechend, hat man im Zuge dieses Projektes versucht, zur Beurteilung der oben beschriebenen Situation, 1- sowie 2D-Simulationsmodelle mit Feststofftransport einzusetzen. Die berechneten Varianten reichen von kurzen sowie langen Hochwasserganglinien, Geschiebezugaben als prozentueller Anteil der Ganglinie bis zu Einträgen aus einer Großrutschung. Die Ergebnisse der Szenarien geben eine Bandbreite hinsichtlich Anschlaglinien (Wassertiefen), Geschiebetransport (Anlandungen und Erosionen) sowie Sohlschubspannungen und Einfluss des Vorfluters auf den direkten Mündungsbereich an.

Ein Ansatz zur Ermittlung von Abflussdauerlinien in Einzugsgebieten ohne Abflussmessungen

Andreas Niedermayr

Im Rahmen eines Auftrags des schweizerischen Bundesamtes für Umwelt (BAFU), bei dem es um die Erarbeitung einer Praxishilfe zur „Abschätzung der mittleren jährlichen Geschiebe-lieferung in Vorfluter“ ging, wurde durch das Ingenieurbüro Hunziker, Zarn & Partner ein Ansatz entwickelt, mit dem mittlere jährliche Überschreitungsdauerlinien in Einzugsgebieten ohne Abflussmessungen bestimmt werden können.

Für die Entwicklung des Ansatzes wurden langjährige Datenreihen von 76 Abflussmessstationen, welche über die ganze Schweiz verteilt sind, ausgewertet. Die berücksichtigten Messstationen erfassen Einzugsgebiete von 10 bis 700 km² Fläche, zwischen 450 und 2660 m ü.M. mittlerer Höhenlage und von 0 % bis 36 % Vergletscherungsanteil.

Mit der gewählten Formfunktion der Dauerlinie werden u.a. die Fläche und Form des Einzugsgebiets, der Abflussregimety (glazial, nival, pluvial), die mittlere jährliche Niederschlagshöhe und die Starkniederschlagshöhen berücksichtigt. Mit dem Verfahren können aus Messwerten generierte Überschreitungsdauerlinien mit einer hohen Genauigkeit reproduziert werden. In 50 % der Fälle weicht die berechnete Abflussdauerlinie weniger als 10 % von den Messwerten ab.

Fassung eines Wildbachs und Ableitung des Hochwasserereignisses mittels eines Überleitungskanals in die Isar - Ausführungsplanung und Bau der Maßnahme

Heiko Nöll, Benedikt Hoch und Thorsten Schürmann

Vorhabensträger für die Hochwasserschutzmaßnahme und den Ausbau des Gewässers III.Ordnung den Lahngraben ist die Gemeinde Lenggries. Der Lahngraben ist im Oberlauf ein Wildbach, der die Nordostflanke des Braunecks entwässert.

Im oberen Bereich ist der Lahngraben bis zu einem Geschiebefang ausgebaut. Vor seiner Mündung in die Isar fließt der Lahngraben durch den westlichen Ortsbereich der Gemeinde Lenggries und richtig bei Hochwasserereignissen enorme Schäden in der Bebauung an.

Das Wasserwirtschaftsamt Weilheim hat für den Lahngraben bis zur Mündung in die Isar eine Fläche eine Einzugsgebietsfläche von ca. AE, ges. = 2.0 km² definiert und mit Hilfe eines Niederschlags-Abfluss-Modells ein Bemessungshochwasserabfluss von HQB = 10.4 m³/s ermittelt. Bereits 1987 wurde eine Variante in einem physikalischen Modellversuch an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München in Oberrach zur Ableitung zur Ableitung des Hochwasserabflusses untersucht.

12 Jahre später hat die Gemeinde Lenggries von 1999 bis 2005 verschiedene weitere Varianten zur Ertüchtigung des Lahngrabens oberhalb der Bebauung untersucht. Bei diesen Untersuchungen hat sich gezeigt, dass der Ausbau des Lahngrabens zwischen dem Geschiebefang und der Bebauung, sowohl aus Gründen des Naturschutzes als auch wegen den unüberwindbaren Widerständen einiger Anlieger und Grundstückseigentümern nicht bzw. nur äußerst schwierig realisierbar ist. Dies gilt sowohl für das im Bereich der alten Talstation

der Brauneckbahn vorgesehene Einlaufbauwerk der Verrohrung als auch für den erforderlichen technischen Ausbau des Lahngrabens bzw. die Fassung des Oberflächenwassers.

Die gewählte Lösung sieht vor den Lahngraben direkt unterhalb der Sperre des Geschiebefangs am Ende der bereits vorhandenen Schwelle mit einem Einlaufbauwerk 1 zu fassen und im Extremfall dort einen Teil des Hochwasserabflusses von HQB, Teil = $7.0 \text{ m}^3/\text{s}$ über eine unterirdisch verlegte Rohrleitung, DN 1800 abzuleiten. Im weiteren Verlauf soll ein weiteres Einlaufbauwerk 2 mit einem Fangdamm gefasstes Oberflächenwasser einleiten. Ab hier verläuft eine Rohrleitung DN 2000 in der Bergbahnstraße, die die einzige Zufahrt zur Bergbahn und dem Naherholungsgebiet Brauneck darstellt. Im weiteren Verlauf verringert sich Gefälleneigung zur Isar und es wird ein Kastenprofil mit den Abmessungen $2,3\text{m} \times 2,0\text{m}$ (B*H) erforderlich. Das Auslaufbauwerk in die Isar befindet sich in einen bereits durch das WWA Weilheim realisierten Altarmanschluss.

Neben den technischen Herausforderungen sind vor allem in der Ausführung der Maßnahme die Aufrechterhaltung der Erreichbarkeit der Bergbahn Brauneck und die beengten Verhältnisse zu erwähnen. Die Baukosten liegen bei ca. 5.3 Mio. Euro brutto.

Die Maßnahme befindet sich aktuell in der Umsetzung. Der erste Bauabschnitt wird 2016 fertiggestellt und erreicht bereits ein Teilschutz für die Anwohner bei einem Hochwasserereignis. Die vollständige Fertigstellung der Hochwasserschutzmaßnahme erfolgt 2017.

Hochwasserschutz unter Berücksichtigung seitlicher Rutschungen in die Luthern

Daniela Nussle, Albert Dillier, Mario Koksch und Roland Hollenstein

Die Luthern entspringt im Napfgebiet und mündet bei Nebikon (Kanton Luzern, Schweiz) in die Wigger. Zusätzlich zur Gefährdung durch Hochwasser besteht die Gefahr, dass Rutschungen aus den seitlichen steilen Hängen in die Luthern gelangen und den Abflussquerschnitt verlegen könnten. Die Erarbeitung eines Integralen Schutzkonzeptes soll Aufschluss darüber geben, welches die optimale Lösung für den Hochwasserschutz aus ökologischer, sozio-ökonomischer und wirtschaftlicher Sicht ist, welche auch die Rutschgefahren mit einbezieht.

Die Schutzziele werden differenziert. Für geschlossene Siedlungsgebiete gilt für den Prozess Wasser das HQ100 als Dimensionierungsereignis. Zudem wird das gleichzeitige Auftreten eines HQ100 und eines 100-jährlichen Rutschereignisses (G100) angenommen.

Als Grundlage für das Integrale Schutzkonzept wurden vertiefte Abklärungen für eine fundierte neue Gefahrenbeurteilung getroffen. So wurde der Prozess Rutschung neu beurteilt, die Hydraulik mit einer Staukurvenberechnung überprüft sowie der Aufbau des rechtsseitigen Lutherndammes mittels Sondierbohrungen und Rammsondierungen untersucht und darauf aufbauend die Dammstabilität beurteilt. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Gerinnekapazität auch ohne Berücksichtigung der Rutschszenarien in mehreren Abschnitten zu klein ist. So ist in mehreren Profilen der Abflussquerschnitt für das Abführen eines HQ100 unter Berücksichtigung des Freibordes von 0.7 m nicht ausreichend. Unter Berücksichtigung des Rutschszenarios G100 ist bei einem gleichzeitig auftretenden HQ100 an mehreren Stellen ein Überströmen des Dammes, und somit ein Dambruch, zu erwarten. Auch die Dammstabilität ist in einigen Bereichen kritisch.

Basierend auf einem Massnahmenpool wurden insgesamt 6 Massnahmenvarianten auf Stufe Vorstudie ausgearbeitet. Die Bestvariante wurde auf Grundlage einer fundierten Bewertung, welche die Aspekte Hochwassersicherheit, Natur und Landschaft, Sozio-Ökonomie und Wirtschaftlichkeit umfasst, eruiert. Diese Bewertung zeigt, dass die Variante „Gerinneverbreiterung und Neubau des Lutherndammes“ am besten abschneidet. Die Variante sieht auf einer Länge von ca. 1'400 m eine Verbreiterung des heutigen Lutherngerinnes um etwa 10 m vor. Ausserdem wird der rechtsseitige Damm neu gebaut. Mit diesen Massnahmen kann der Abflussquerschnitt soweit vergrössert werden, dass das Bemessungsereignis HQ100 / G100 mit einem Freibord vom 0.7 m abgeführt werden kann. Mit der Gerinneverbreiterung ist auch eine ökologische Aufwertung der heute monotonen und kanalisierten Luthern möglich.

„Erweitertes Rückhaltekonzept“ = „Erweiterter Hochwasserschutz“?

Andreas Rimböck, Martin Schmid und Christina Kreim

Mit der Fortschreibung des Hochwasserschutz Aktionsprogramms 2020 zu einem Aktionsprogramm 2020plus wurden auch einige technisch-strategische Neuausrichtungen vorgenommen. Unter anderem sollen die Anstrengungen in allen Bereichen der Hochwasserrückhaltung verstärkt und in einem sogenannten „Erweiterten Rückhaltekonzept“ als bayernweite Gesamtstrategie zusammengeführt werden.

Dazu gehören technische Massnahmen ebenso wie der natürliche Rückhalt, aber auch Massnahmen für den Überlastfall und zur Steuerungsoptimierung von Staustufen oder Stauseen. Ziel des Erweiterten Rückhaltekonzepts ist es, weitere Retentionspotenziale systematisch zu erheben, ihre Wirkungen zu analysieren und geeignete Massnahmen verstärkt umzusetzen. Die Arbeiten am Rückhaltekonzept ruhen daher auf zwei Säulen:

1. Grundlagenuntersuchungen
2. Pilothafte Studien für ganze Flusseinzugsgebiete

Um die Wirkungsweise der verschiedenen Rückhaltmassnahmen fachlich untermauern und sie somit optimal einsetzen zu können, finden im Rahmen des Erweiterten Rückhaltekonzepts derzeit folgende Grundlagenuntersuchungen statt:

- ProNaHo: Potenzial- und Wirkungsanalyse für natürliche und dezentrale Rückhaltmassnahmen
- Auenprogramm: Bayernweite systematische Ermittlung der Möglichkeiten für die Wiederherstellung von Auen
- Donau-Studie: Identifizierung von größeren Rückhaltepotenzialen an der bayerischen Donau mit Wirkungsanalyse; Ermittlung des Potenzials einer Hochwasserbewirtschaftung der Staustufenkette
- Inn-Studie: Identifizierung von größeren Rückhaltepotenzialen am bayerischen Inn und an der Salzach mit Wirkungsanalyse; Ermittlung des Potenzials einer Hochwasserbewirtschaftung der Staustufenkette; Untersuchungen zum Sedimentmanagement

Aufbauend darauf sollen in flussgebietsweiten Studien größere Retentionspotenziale im gesamten Einzugsgebiet identifiziert und deren Wirkung analysiert und bewertet werden. In einer Gesamtschau ist geplant, auch die Ergebnisse der dezentralen bzw. natürlichen Massnahmen

in geeigneter Form in ein Konzept mit einfließen zu lassen, um eine Vernetzung und Nutzung der Synergien der einzelnen Rückhaltebausteine zu erreichen.

Extremes Hochwasserereignis 2014 in Schangnau: Ereignisanalyse und Planung von Schutzmassnahmen mit Hilfe von numerischen Modellen

Thomas Scheuner, Severin Schwab, Demian Schneider, Christoph Graf

Infolge des schweren Unwetters vom 24. Juli 2014 traten in der Gemeinde Schangnau (Kanton Bern, Schweiz) ausserordentlich seltene und intensive Hochwasser und Murgänge auf. Die Abflüsse entsprachen statistisch einem 300-jährlichen Hochwasserereignis. Nebst Siedlungsgebiet und Infrastruktur wurden vielerorts auch bestehende Schutzbauten stark beschädigt oder zerstört. Im Rahmen der bereits durchgeführten und der noch laufenden Instandstellungsarbeiten sollte der Schutz vor Hochwasser- und Murgangereignissen wiederhergestellt bzw. erhöht werden. Um dieses Ziel zu erreichen, wurden in einem ersten Schritt eine umfassende Ereignisanalyse sowie eine Geschiebestudie erarbeitet. Auf deren Basis wurden in einem zweiten Schritt die wasserbaulichen Schutzmassnahmen definiert und dimensioniert.

Insgesamt wurden rund 40 wasserbauliche Massnahmen geplant und umgesetzt. Neben der Instandstellung bestehender Schutzbauwerke entstanden auch zahlreiche neue Bauwerke. Das Massnahmenspektrum reichte dabei von Schutzdämmen, Geschiebesammlern, Gerinneverlegungen, Geschiebeentnahmen und Wildbachsperrern bis zu Uferverbauungen mit Blocksatz oder Holzkästen. Aufgrund der komplexen Prozessinteraktionen zwischen Seitenbächen und Vorflutern sowie als Basis für eine gezielte Dimensionierung der Schutzbauwerke kamen numerische Modelle zum Einsatz. Für die murfähigen Wildbäche wurden Murgangsimulationen mit der Software RAMMS::Debrisflow durchgeführt. Dabei wurden die geplanten Schutzdämme sowohl direkt im Höhenmodell eingebaut als auch mit Hilfe von sog. NoFlux-Zellen in der Modellierung berücksichtigt. Für die Modellierung der Hochwasserprozesse wurde die Software Hydro_AS-2D verwendet, wobei die Resultate der Murgangmodellierungen, insbesondere die Geschiebeablagerungen, mitberücksichtigt wurden.

Es hat sich gezeigt, dass numerische Modelle einen wertvollen Beitrag zur Planung von Schutzmassnahmen darstellen. Diese ermöglichen die effiziente Berücksichtigung von komplexen Szenarien und Prozessinteraktionen und stellen eine wertvolle Ergänzung für den Gefahrgutachter dar. Unsicherheiten in der Gefahrenbeurteilung können damit verringert werden.

Hochwassergefahrenkarten und die Folgen für die Bevölkerung – Praktische Fallbeispiele

Susanne Vogel

Die Arbeiten an den Hochwassergefahrenkarten der letzten Jahre sind flächendeckend erstellt und fürs erste abgeschlossen. Nun entwickelt sich der in den Gefahrenkarten abgebildete Ist-Zustand aber ständig weiter. Was bedeutet das für die Bevölkerung, die innerhalb der Gefahrenflächen lebt?

Kollidieren neue Bauvorhaben mit den festgesetzten Überschwemmungsgebieten, so kommt §78 des Wasserhaushaltsgesetzes (WHG) zum Tragen. Darin ist unter anderem die Ausweisung neuer Baugebiete und die Errichtung oder Erweiterung baulicher Anlagen in den festgesetzten Überschwemmungsgebieten untersagt. Die zuständigen Behörden können allerdings Ausnahmegenehmigungen erteilen, wenn bestimmte Rahmenbedingungen eingehalten werden.

Beispielsweise muss der Verlust von verloren gehendem Rückhalteraum umfang-, funktions- und zeitgleich ausgeglichen werden, um die Hochwasserrückhaltung nicht zu beeinträchtigen. Es dürfen keine nachteiligen Auswirkungen auf Oberlieger und Unterlieger entstehen, etc.

Was heißt umfang-, funktions- und zeitgleich? Was sind nachteilige Auswirkungen?

Im folgenden Beitrag werden anhand unterschiedlicher Fallbeispiele aus der Praxis die Möglichkeiten zur Problemlösung geschildert und die Herangehensweise aufgezeigt.

Themenbereich Ökohydraulik

Hydraulics and Guidance Efficiency of Fish Guidance Structures

Ismail Albayrak, Robert Kriewitz, Claudia Beck, Armin Peter und Robert Boes

Die Hydraulik und Fischleiteffizienz von modifizierten *bar racks*, einem vielversprechenden vertikalen Fischleitrechentyp, wurden für verschiedene Konfigurationen und Fischarten in einem 1:1 Froude-Modell in ethohydraulischen Laborversuchen systematisch untersucht. Dabei fanden u.a. Konfigurationen mit zwei Rechenwinkeln, $\alpha = 15^\circ$ und 30° , und mit Sohlleitwand Anwendung, an denen fünf Fischarten getestet wurden. Der Rechenwinkel hatte einen signifikanten Einfluss auf das Strömungsbild. Die Fließgeschwindigkeit in Längsrichtung war vor dem Bypasseinlauf sowohl mit als auch ohne Sohlleitwand deutlich grösser beim Leitrechen mit $\alpha = 15^\circ$ als für $\alpha = 30^\circ$. Bei ersterer Konfiguration wurde zudem am Bypasseinlauf eine starke Querströmung in Richtung Rechen festgestellt, welche bei letzterer nur wenig ausgeprägt war. Die Installation einer Sohlleitwand verbesserte die Strömungsbedingungen nahe des Bypasseinlaufs, indem sohnah keine Strömungsablenkung in Richtung Leitrechen mehr stattfand. Die Ergebnisse zeigen unter Beachtung der methodischen Besonderheiten der Studie keine wesentlichen Unterschiede zwischen den untersuchten Konfigurationen hinsichtlich der über alle verwendeten Fischarten gemittelten Fischleiteffizienz, jedoch kann eine Sohlleitwand die Effizienz deutlich erhöhen. Die Resultate der vorliegenden Studie stellen eine wichtige Grundlage zur Weiterentwicklung von Fischleitrechen dar, mit denen zukünftig abwandernde Fische an mitteleuropäischen Wasserkraftwerken erfolgreich zu Bypässen geleitet werden sollen.

Gewässerökologische Bewertung eines Gewässersystems vor und nach Inbetriebnahme von Wasserkraftanlagen am Beispiel der Geul (NL)

Pia Anderer, Rob Gubbels, Barend van Maanen, Anne Reitz, Inge Schugard, Guido Verschoor

Das Geul Einzugsgebiet verfügt über eines der ökologisch wertvollsten Bachsysteme in den Niederlanden, da es Heimat für besondere, bachgebundene Arten und FFH-Lebensraumtypen ist, für die spezielle Zielsetzungen gelten.

Im Geultal existieren aber auch Wassermühlen, die ein wichtiges kulturhistorisches Erbe darstellen und die mittlerweile zum Teil restauriert und wieder in Betrieb genommen wurden. Es besteht von einigen Eigentümern und Interessenten der Wunsch, an weiteren Mühlenstandorten Wasserkraftanlagen zur Stromerzeugung zu installieren.

Ziel der Untersuchung war, auf der Grundlage der Bestandsaufnahme der gewässerökologischen Gegebenheiten des Gebietes, eine praktische Entscheidungshilfe bei der Bewilligung zusätzlicher Wasserkraftnutzung zu entwerfen, in der sowohl die von der EG-WRRL als auch die in der Natura 2000 Richtlinie vorgegebenen Naturschutzanforderungen berücksichtigt werden.

Es wurde ein Bewertungssystem und ein entsprechendes, visuell aufbereitetes Prüfschema entwickelt, mit dessen Hilfe ein Vergleich möglich ist zwischen dem aktuellen ökologischen Zustand eines Gewässers und dem Zustand nach hypothetischer Inbetriebnahme aller

vorhandenen Wasserkraftanlagen. Als Bewertungsparameter wurden die flussaufwärts und flussabwärts gerichtete Durchgängigkeit für Fische und Makrozoobenthos genutzt und die absolute und relative Größe des unbeeinträchtigten Lebensraumes für die Zeigerarten Rheingröppe und Bachneunauge, sowie die relative unbeeinträchtigte Fließstrecke für die potenziell natürlich Fischfauna und die Makrofauna.

Das Prüfschema zeigt, dass schon im aktuellen Zustand einzelne Streckenabschnitte stark überformt sind und somit eine relativ schlechte Bewertung erhalten. Werden Mühlen reaktiviert, oder neue Bauwerke errichtet, ist in weiteren Abschnitten der Geul mit einer zunehmenden Verschlechterung des Zustands zu rechnen.

LIFE+ Projekt “Lebensraum im Mündungsabschnitt des Flusses Traisen”

Jürgen Eberstaller, Roland Schmaufuß, Thomas Kaufmann, Helmut Wimmer, Doris Eberstaller-Fleischanderl, Hannes Gabriel & Mathias Jungwirth

Die Traisen ist einer der größten Zubringerflüsse der Donau in Niederösterreich. Die Mündung der Traisen wurde beim Bau des Donaukraftwerkes Altenwörth rund 7,5 km flussab verlegt und der Fluss dadurch verlängert. Die Traisen verläuft in diesem Abschnitt als reguliertes, geradliniges Gerinne durch das Natura 2000 Gebiet "Tullnerfelder Donauauen", das größte zusammenhängende Auwaldgebiet Österreichs. Im Zuge des LIFE+Projekts wird ein ca. 10 km langer, pendelnd-mäandrierender Flussabschnitt neu angelegt, der sich bei Hochwasser dynamisch verändern soll. In den angrenzenden Umlandabsenkungen entstehen vielfältige Standorte für einen durch natürliche Sukzessionsprozesse geprägten Auwald und Augewässer. Etwa ab HQ1 trägt auch das bisherige Flussbett zur Hochwasserabfuhr bei. Damit verbleibt bei bettbildenden Hochwässern (HQ₁-HQ₂) fast der gesamte Abfluss im neuen Flussbett und stellt ausreichende Dynamik sicher.

Durch die großräumige Geländeabsenkung bei der Errichtung des Flussbettes und seines angrenzenden Umlandes ergibt sich ein Materialüberschuss von rd. 1,9 Millionen m³. Diese Kieskubatur wird einerseits für die Geschiebewartung im Bereich der Unterwassersicherung des Donaukraftwerkes Wien-Freudenau verwendet, andererseits auch der Bauwirtschaft zugeführt. Der Abtransport erfolgt in großen Teilen per Schiff über die Wasserstraße Donau. Rd. 800.000 m³ Feinsediment (Aulehm und Ausand) werden nach der Kiesentnahme innerhalb des Projektgebietes im Bereich der Umlandabsenkungen wieder eingebaut, in geringem Umfang auch für randliche Vorschüttungen im alten Traisenbett genutzt.

Neben der Schaffung von rd. 30 ha fließgewässertypischen Lebensraumes als Beitrag zur Erreichung des guten ökologischen Potenzials im angrenzenden Wasserkörper der Donau (d.i. der Stauraum des Donaukraftwerkes Greifenstein) liegen die Schwerpunkte des Projektes in der Herstellung der Durchgängigkeit des Mündungsabschnittes der Traisen für Fische und in der großflächigen Neuschaffung flussbegleitender Überflutungszonen (rd. 60 ha) mit der für das Europaschutzgebiet typischen Silberweidenau. Damit stellt dieses Projekt sowohl hinsichtlich Planungsraum als auch Bauvolumen das größte LIFE+-Natur Projekt Österreichs dar und ist zugleich eines der größten Revitalisierungsvorhaben in Mitteleuropa.

Mit der Projektumsetzung wurde 2013 begonnen, die Fertigstellung ist für 2017 zu erwarten. Erste Monitoringergebnisse in den bereits fertig gestellten und gefluteten Bauabschnitten belegen deutliche Verbesserungen der gewässerökologischen Verhältnisse

Fischabstiegsuntersuchungen am Schachtkraftwerk

Franz Geiger, Albert Sepp und Peter Rutschmann

Zusammenfassung

Bei der Entwicklung des Wasserkraftkonzeptes Schachtkraftwerk stellte des Themenfeld Fischabstieg einen wesentlichen Schwerpunkt dar. Hierzu wurde bereits im eigentlichen Anlagenkonzept entsprechend den bestehenden Kenntnissen zu Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen ein effizienter und erfolgversprechender Ansatz integriert. Er basiert auf einer großen Rechenfläche mit entsprechend geringen Anströmgeschwindigkeiten, geringen lichten Rechenstabweiten und einem Abstiegskorridor in unmittelbarer Rechennähe durch Öffnungen, welche eine schadlose Passage in das Unterwasserpolster ermöglichen. Mittels umfassenden hydraulischen Messreihen an einem physikalischen Modellversuch und einem Großversuchsstand wurden die Bemessungsregeln abgeleitet, welche eine gezielte Anlagengestaltung zur Einhaltung standortspezifischer Fischschutzaufgaben erlauben, insbesondere hinsichtlich der auftretenden maximalen Anströmgeschwindigkeiten des Rechens.

Um das tatsächliche Fischverhalten in der spezifischen Strömungssituation und die Effizienz des Konzeptes für Fischschutz und Fischabstieg zu klären, wurden am Großversuchsstand umfangreiche Fischverhaltensuntersuchungen durchgeführt. Versuchsreihen mit nicht-rechengängigen Bachforellen, Aitel und Barben belegten funktionierenden Fischschutz und Fischabstieg unter den gegebenen Bedingungen. Die entsprechenden Untersuchungen mit rechengängigen Bachforellen, Äschen, Barben, Koppen und Elritzen an der voll-funktionsfähigen 35 kW Anlage zeigten ebenfalls ein problemloses Durchschwimmen des Einlaufbereiches ohne erkennbare Meidreaktionen. Für die rechengängigen Fische konnte eine anteilige Wirkung des Rechens als Verhaltensbarriere und ein damit verbundener anteiliger Fischschutz und Fischabstieg bestätigt und quantifiziert werden. Ebenso passierten Anteile der rechengängigen Fische den Rechen und gelangten durch die Turbine ins Unterwasser, wobei sie den turbinenspezifisch typischen Schädigungsraten unterworfen waren. Wie diese Schädigungsraten hingen auch die Passageverteilungen zwischen Bypass und Rechen/Turbine in Detail stark von Fischart, Fischlänge, Anströmgeschwindigkeit bzw. Turbinenabfluss und Bypassgestaltung ab.

Die erhaltenen Resultate ermöglichen eine Bewertung des Wasserkraftkonzeptes Schachtkraftwerk bezüglich Fischschutz und Fischabstieg. Beide Aspekte konnten hinsichtlich nicht-rechengängiger Fische für die untersuchten Arten und Bedingungen voll bestätigt werden. Durch die Wirkung des Rechens als Verhaltensbarriere wurden sie für die untersuchten rechengängigen Fische anteilig erreicht. Die Schädigungsraten beim Fischabstieg rechengängiger Fische über die Anlage fallen durch gegenläufige Abhängigkeiten von Passageverteilung und turbinenbedingter Mortalität von Fischlänge und Betriebszustand vergleichsweise moderat und homogen aus. Die abgeleiteten Beziehungen können Anhaltspunkte für die gezielte Bemessung und Betriebsweise von Anlagen zur Reduzierung der Schädigungsraten geben.

Untersuchungen zur Hydraulik in Rundbeckenpässen

Ulf Helbig, Detlef Aigner, Jürgen Stamm, Rocco Zimmermann

Der Schlitzpass als Vertreter von beckenartigen Fischaufstiegsanlagen wird oft beim Bau von Fischaufstiegsanlagen eingesetzt. Der Rundbeckenpass als Sonderbauweise des Schlitzpasses ist seit Mitte der 1990er Jahre am Markt. Die Technologie des Rundbeckenpasses wurde seitdem erfahrungsbasiert weiterentwickelt. Die für die hydraulische Berechnung zu Grunde gelegten Verfahren entsprachen Standardanwendungen und wurden nun im Rahmen von untersuchungstechnisch begründeten Kriterien verbessert. Typisch sind die mäandrierende Linien- und Strömungsführung mit den charakteristischen Strömungsmustern sowie die Durchströmung der sohlengleichen Schlitzöffnung. Hydraulisch ist eine solche Schlitzdurchströmung eine Einengung des Fließquerschnitts bei gleichzeitigem Rückstau aus dem Unterbecken. Der Beitrag zeigt die Bauformen von Rundbeckenpässen, die aktuellen hydraulischen Untersuchungen sowie die Strömungscharakteristika. Es werden dazu allgemein gültige Ansätze für die Bestimmung der Maximalgeschwindigkeiten sowie des Durchflusses bei Schlitzpässen und somit auch für Rundbeckenpässe angegeben.

Fischauf- und Abstiege in der Schweiz – Entwicklung und Monitoring aufgezeigt Anhand von aktuellen Projekten

Tanja Janisch, Gian-Andri Tanno und Christian Buser

In den letzten Jahrzehnten gab es zahlreiche Entwicklungen, die die Qualität der Fischaufstiegshilfen immer weiter verbesserten, so dass wir heute einen Stand erreicht haben, an dem die Passage von Querbauwerken für aufstiegswillige Fische gelöst werden kann. Dem gegenüber steht der Fischabstieg noch in der Anfangsphase. Europaweit wurden erst wenige Anlagen realisiert. In der Erfolgskontrolle steckt man noch in den Kinderschuhen. Um der Änderung des Gewässerschutzgesetzes Rechnung zu tragen, wird in der Schweiz seit einigen Jahren das Augenmerk vor allem auf Neu- und Umbauten von kleineren und mittleren Wasserkraftanlage gelegt, indem bei den Anlagen die Längsvernetzung in beiden Richtungen wiederhergestellt wird. 2014 endete die erste Phase der Gesetzesumsetzung und ermöglichte mit der Ausarbeitung der strategischen Planung das vorhandene Defizit in den einzelnen Kantonen zu erkennen und das Umsetzungspotential in der Schweiz zu erfassen. Die Autoren durften bisher einige Projekte von der Planung bis zur Realisierung betreuen. Die oft längere Zeitspanne zwischen den einzelnen Phasen von der Planung bis zur Umsetzung erforderten mehrmalige Anpassungen in den einzelnen Projekten und stellten die Projektverfasser aufgrund der immer wieder neuen Randbedingungen vor neue Anforderungen. Als Planer ist man nicht nur rein technisch gefordert, vielmehr ist die Koordinierung der zum Teil vielen unterschiedlichen, manchmal divergierenden Anforderungen aller Projektbeteiligter eine grosse Herausforderung. Die beiden Kraftwerke Tuurau an der Thur und Turgi an der Limmat zeigen beispielhaft die unterschiedlichen An- und Herausforderungen in der Planungsphase. Die bisherigen Erfahrungen sind als Lessons learned, sowohl für den Fischauf- als auch den – abstieg, zusammengefasst. Auch wird über die zukünftigen und bereits realisierten Vorgehensweisen für das Monitoring an den Fischwandereinrichtungen und bisherige Ergebnisse durchgeführter Erfolgskontrollen bei der bestehenden Anlage beim Kraftwerk Stroppel berichtet.

Erarbeitung von Klassifizierungsschemata für die Bewertung der Durchgängigkeit von Fließgewässern für Fische und Sedimente

Rita Keuneke, Monika Donner, Christoph Linnenweber

Die Bestandsaufnahme zur Wasserrahmenrichtlinie hat gezeigt, dass wegen der engen Bindung der biologischen Komponenten an die Hydromorphologie, ein großer Teil der erforderlichen Maßnahmen zur Erreichung des guten Zustands auf die Verbesserung der Hauptkomponenten Morphologie, Durchgängigkeit und Wasserhaushalt zielen muss (LAWA 2014).

Für jede dieser drei Komponenten werden spezifische Klassifizierungsregeln benötigt. Aus diesem Grund ist die Ingenieurbüro Floecksmühle GmbH, Aachen, von der Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) mit dem Länderfinanzierungsprogramm (LFP) Projekt „Bewertung der Durchgängigkeit von Fließgewässern für Fische und Sedimente“ beauftragt worden. Es sollen Regeln zur Klassifikation der Durchgängigkeit von Fließgewässern bestimmt werden, die einerseits als Grundlage zur Bewertung der Durchgängigkeit für die Bewirtschaftungsplanung und andererseits das Ausfüllen der „reporting sheets“ für die Berichterstattung an die EU geeignet sind. Das Klassifikationsschema soll für drei verschiedene räumliche Einheiten (Standort, Wasserkörper und Gewässersystem) jeweils für die Durchgängigkeit hinsichtlich des Fischeaufstiegs, Fischabstiegs und der Sedimentdurchgängigkeit erstellt werden und jeweils eine Einteilung in fünf Stufen aufweisen.

Ursachenanalyse und Erfolgskontrolle am Beispiel von Pegel- und Abflussschwankungen an Limmat und Aare

Georg Möller und Peter Billeter

Wenn lange Datenreihen von Pegelständen oder Abflüssen mit guter zeitlicher Auflösung verfügbar sind, können die Ursachen von Pegel- und Abflussschwankungen in Flüssen mit den Instrumenten der digitalen Signalanalyse untersucht werden. Nach einer kurzen methodischen Einführung wird die Analyse von Schwankungen an den Schweizer Flüssen Aare und Limmat vorgestellt. Die auftretenden Schwankungen erreichten teilweise Werte die aus gewässerökologischer Sicht nicht mehr zulässig waren. Beide Flüsse werden über zahlreiche Kraftwerksstufen mit teilweise direkt zusammenhängenden Stauräumen genutzt. Es galt deshalb abzuklären, ob die Schwankungen primär durch einzelne Betriebsereignisse bei den Kraftwerksanlagen erzeugt wurden (Laständerungen und/oder Interventionen an einzelnen Anlagen) oder sie sich durch eine systematische regeltechnische Amplifikation bzw. ein nicht optimale Funktionieren der Wasserhaushaltsregelungen (WHR) über die Staukette einstellen. Aufgrund der differenzierten Ursachenanalyse konnten die massgebenden Einflüsse der Schwankungen festgestellt werden. Die Ursachen sind in beiden Fällen verschieden. Die Analyse an der Aare zeigt einen Zusammenhang mit kraftwerksbedingten Regelungen. Mit einer Optimierung der Kraftwerksregulierung und der Modifikation der WHR der einzelnen Kraftwerksstufen konnten die Schwankungen in der Aare deutlich reduziert werden. Mittels Erfolgskontrolle wurde die Reduktion der Schwankungen nachgewiesen und quantifiziert. An der Limmat zeigt die Analyse eine völlig andere Einflussgrösse. Regeltechnisch bedingte Schwankungen liegen praktisch nicht vor. Einzelne Betriebsereignisse wurden als ursächlich identifiziert. Die wesentlichen Erkenntnisse zweier Projekte werden vorgestellt und die Methoden der Ursachenanalyse und deren Anwendbarkeit in der Praxis diskutiert.

Numerische Modellierungen zur Bestimmung der Habitatvielfalt an einem mäandrierenden wasserkraftbeeinträchtigten Fließgewässer

Severin Stähly, Pierre Bourqui, Christopher T. Robinson, Anton J. Schleiss

Die Sanierung von Schwall/Sunk- als auch Restwasserstrecken in Fließgewässern in den vergangenen Jahren eine erhöhte Priorität in der Schweiz nicht zuletzt im Rahmen der Revision des Gewässerschutzgesetzes. Dabei wird unter anderem auf die Reaktivierung der Sedimentdynamik unterhalb von Speicherkraftwerken geachtet. Eine vielfältige Gewässermorphologie ist unabdingbar für die aquatische und terrestrische Ökologie. Die Präsenz unterschiedlicher Flusshabitats bietet Lebensräume, welche sowohl für Juvenile als auch laichende Fische essentiell sind. Im Rahmen einer interdisziplinären Forschungsarbeit, wird die Saane im Kanton Fribourg, eine mäandrierende Restwasserstrecke, welche als Auenebene nationaler Bedeutung geschützt ist, geomorphologisch und gewässerökologisch untersucht. Gewässermorphologie respektive die Habitatvielfalt wird mit dem Hydromorphologischen Index der Variabilität (HMID) quantitativ bewertet. Dafür wurden Fließgeschwindigkeit und Abflusstiefe mittels ADCP und ADV sehr detailliert gemessen. Die Resultate des HMID ergeben einen naturnahen Gewässerabschnitt. Da der HMID eine Momentaufnahme repräsentiert, ist seine Aussage betreffend der Sedimentdynamik begrenzt. Der HMID ist jedoch ein einfaches Instrument, mit welchem sich in Kombination mit einem numerischen Modell, nicht nur die aktuelle Situation beurteilen, sondern auch den Effekt von Hochwasserereignissen oder Revitalisierungsmaßnahmen objektiv quantifizieren lässt. Ein Ausblick auf ein künstliches Hochwasser zeigt die Überflutung von trockengelegten Flussabschnitten, deren Auswirkungen in zukünftigen Analysen zu untersuchen sind.

Themenbereich Sediment

Wendepiegelkonzept zur dynamische Sedimentbewirtschaftung von Flusstauhaltungen am Beispiel Kraftwerk Leoben

Hannes Badura, Gabriele Harb und Christian König

Von der Inbetriebsetzung des KW Leoben im Jahr 2006 bis 2010 konnte aufgrund fehlender Hochwasserereignisse bei gleichzeitig hoch angesetzter Mindestspülwassermenge keine Spülung des Stauraumes durchgeführt werden. Durch die Lage im Stadtgebiet stellte dieser Verlandungszustand ein zunehmendes Problem für den Hochwasserschutz im Stadtgebiet Leoben dar. Die Sohllagen und damit die Hochwassersicherheit auf Höhe der Stauwurzel konnten zu diesem Zeitpunkt nicht mehr vollständig gewährleistet werden und es bestand die Notwendigkeit der Anpassung der Entlandungsstrategie des Stauraums KW Leoben.

Mit Hilfe einer 2D Feststoffmodellierung wurde die Hochwassersituation für die verlandete Sohle bei unterschiedlichen Stauspiegel- und Hochwasserspiegellagen analysiert. Die Untersuchungen bildeten die Basis für die Entwicklung eines Wendepiegel- oder Kippegelkonzepts, dass nach wasserrechtlicher Bewilligung am Kraftwerk Leoben umgesetzt wurde. Der Wendepiegel trägt zur dynamischen Sedimentbewirtschaftung des Stauraums bei; die geplante Funktionsweise wurde nach mehreren Hochwasserdurchgängen bestätigt. Gleichzeitig lässt der Wendepiegel qualitative Aussagen über den Verlandungszustand des Stauraums zu. Der Wendepiegel ist vollständig in die Kraftwerksleittechnik integriert, was einen einwandfreien Turbinenbetrieb bei teilabgesenktem Stauspiegel ermöglicht.

Numerische 1D Modellierung des Geschiebehaushaltes an der Ötztaler Ache

Stephan Kammerer, Lukas Vonwiller, Daniel Ehrbar, David Vetsch, Robert Boes

Im Rahmen des Ausbauprojekts Kraftwerk Kaunertal sollen an den beiden Hauptzubringern der Ötztaler Ache die Wasserefassungen Vent und Gurgl realisiert werden. In den geplanten Wasserefassungen werden sich die aus dem Einzugsgebiet mobilisierten Feststoffe ablagern, weshalb pro Jahr 1-3 Stauraumspülungen vorgesehen sind.

Anhand numerischer 1D Simulationen wurden die langfristigen Auswirkungen der Stauraumspülungen auf den Geschiebehaushalt der Venter-, Gurgler- und Ötztaler Ache untersucht. Für die numerischen Simulationen wurde die Software *BASEMENT* verwendet. Zur Modellierung des Geschiebetransportes wurde die Transportformel nach Smart & Jäggi auf einen Mehrkornansatz erweitert. Die verwendeten Modellansätze kommen verbreitet zur Anwendung und haben sich für vergleichbare Fragestellungen bewährt.

In einem ersten Schritt wurde das Modell des Istzustandes für den Zeitraum 1997-2012 erstellt. Die Geschiebeentnahmen entlang der Ötztaler Ache, welche zum Teil aus Hochwasserschutzgründen getätigt werden, spielen dabei eine wichtige Rolle. Im numerischen Modell wurden die Entnahmemengen an den bekannten Baggerstellen als Zeitreihe vorgegeben. In einem zweiten Schritt wurden die geplanten Stauraumspülungen (Planzustand) für denselben Zeitraum simuliert. Durch einen Vergleich der Resultate im Ist- und Planzustand sollte beurteilt werden,

inwiefern sich die Reduktion der Schleppkraft auf der Restwasserstrecke bis zur Mündung in den Inn auf die beobachteten Auflandungen, vor allem in den Beckenstrecken der Öztaler Ache, auswirkt. Ausserdem war zu untersuchen, ob und in welchem Masse die heutigen Baggerungen erhöht werden müssen, um unerwünschte Ablagerungen infolge der Stauraumspülungen zu vermeiden. Die schrittweise Vorgehensweise ist entscheidend für die Qualität und Belastbarkeit der Resultate. Die Ergebnisse konnten den Istzustand widerspiegeln und den Planzustand aussagekräftig darstellen.

Messungen von Strömungsfeld und suspendierten Sedimenten an Entsandern von Wasserkraftanlagen

Christopher Paschmann, João Fernandes, David F. Vetsch und Robert Boes

In diesem Beitrag wird die Messung von Strömungsfeld und suspendierten Sedimenten an drei schweizerischen Entsandern von Wasserkraftanlagen vorgestellt. Die untersuchten Anlagen weisen verschiedene Geometrien sowie Zu- und Auslaufbedingungen auf. Die Messungen wurden derart konzipiert, dass Fliessgeschwindigkeiten und Schwebstoffkonzentration (SSC) in den Absetzbecken der Anlagen aufgezeichnet bzw. charakterisiert werden konnten. Die Messtechnik umfasste *Acoustic Doppler Velocimeter* (ADV) und Trübungssonden. Für die zeitlich und örtlich auf die ADV-Messungen abgestimmte Wasserprobenentnahme an zahlreichen Beckenpositionen wurde eine mobile Pumpe eingesetzt. Von den Wasserproben wurde im Labor die gravimetrische SSC und Korngrössenverteilung der suspendierten Partikel bestimmt. Es wurden lineare Korrelationen zwischen Trübung und Schwebstoffkonzentration erstellt. Zur Charakterisierung anlagenspezifischer Absetzmuster wurden ergänzende Proben der abgesetzten Sedimente entnommen und ebenfalls hinsichtlich Korngrössenverteilung untersucht.

Jede der untersuchten Anlagen weist im ersten Beckendrittel ausgeprägt inhomogene Strömungsverhältnisse auf. Dies ist einerseits auf die nicht homogene Zuströmung zum Becken, andererseits auf die vorhandenen Beruhigungsrechen zurückzuführen. Erst in den letzten Messquerschnitten lassen sich gleichmässige Strömungsverhältnisse über den Fliessquerschnitt feststellen. Für eine der Anlagen konnte aufgrund der geringen absoluten SSC und deren kleiner Varianz keine zufriedenstellende Korrelation von Trübung und SSC gefunden werden. In den anderen Fällen ermöglichten belastbare Korrelationen die Berechnung von querschnittweisen Sedimentmassenströmen. Diese erlauben vereinfachte Abschätzungen zum anlagenspezifischen Transport suspendierter Sedimente. Der verwendete Messaufbau erwies sich als geeignet zur Messung der Fliessgeschwindigkeiten und SSC an Entsandern. Es konnten dadurch wertvolle anlagenspezifische Erkenntnisse zum Strömungsbild und zum Transport suspendierter Sedimente gewonnen werden.

Strategien zur Geschiebebewirtschaftung im Zusammenhang mit dem Klimawandel

Thomas Scheuner, Barbara Wegmann, Severin Schwab, Adrian Schertenleib

In der Schweiz sind die Jahresdurchschnittstemperaturen in den letzten 150 Jahren deutlich angestiegen. Je nach Klimaszenario ist bis 2060 mit einem weiteren Temperaturanstieg von bis zu 4 °C zu rechnen. Gleichzeitig wird eine tendenzielle Zunahme von Starkniederschlägen

erwartet. Diese Veränderungen haben für die Schweiz unter anderem aufgrund der grossflächigen glazialen und periglazialen Gebiete spezifische Konsequenzen. So resultiert beispielsweise aus Gletscherrückzug, Auftauprozessen in Permafrostgebieten sowie vermehrten Unwetterereignissen eine erhöhte Mobilisierung von Geschiebemassen, welche zu vielfältigen Auswirkungen in den Talböden führt.

Im Rahmen des hier vorgestellten Projektes werden praxistaugliche Lösungskonzepte zur Geschiebebewirtschaftung im Rahmen eines sich ändernden Klimas präsentiert.

In drei Fallstudiengebieten wurde in einem ersten Schritt das zu erwartende Geschiebeaufkommen unter Einfluss der Klimaerwärmung quantifiziert. In einem zweiten Schritt wurden die relevanten Akteure identifiziert und in den Lösungsfindungsprozess miteinbezogen. Darauf aufbauend wurden integrale Lösungskonzepte in den Kategorien „Organisation“, „Vermeiden“, „Verwerten“ und „Entsorgen“ erarbeitet.

Verschiedene Bestandteile einer möglichen neuen Strategie zur Geschiebebewirtschaftung liegen in den Bereichen prospektive Gefahrenanalyse, Raumplanung, Massnahmen- und Interventionskonzepte sowie Kommunikation. Diese sollen Bund, Kantone und Gemeinden auf der Ebene der strategischen Planung sowie bei der operativen Umsetzung von entsprechenden Massnahmen unterstützen.

Themenbereich Wasserkraft

Elektromechanische Antriebstechnik in der Wasserkraft Chancen - Potentiale - Technologien

Rudolf Bachert und Robert Hofmann

Die elektromechanische Antriebstechnik, zur Betätigung von Komponenten im Stahlwasserbau und in der Turbinentechnik, hat ihre Ursprünge in den Anfängen des letzten Jahrhunderts. Der zunehmende Umgang mit der Ölhydraulik und das nicht vorhandene Verständnis für Ökologie und Ökonomie etablierte dann jedoch die Ölhydraulik zunehmend in den Anwendungen der Wasserkraft und des Stahlwasserbaus. In anderen Bereichen dagegen, wie der Wassergewinnung und der Wasserversorgung als Lebensmittel, behauptete sich die Elektromechanik, da hier der Zusammenhang von Wasser und Öl eine wichtige Rolle einnahm. In den vergangenen Jahren erfolgte ein großer Technologieschub, der die Anforderungen wie auch die damit gegebenen Möglichkeiten für elektromechanische Stellgeräte komplett veränderte.

Zur detaillierten Betrachtung erscheint die Definition von Schnittstellen sinnvoll, von denen die Randbedingungen, welche die Aktoren erfüllen müssen, ausgehen. Hierbei lassen sich drei grundsätzliche Schnittstellen definieren:

- die mechanische Verbindung zur zu betätigenden Komponente, wie Armatur, Schütz, Turbinenleitschaufel, Düsenadel, etc.
- die Anbindung an eine Leittechnik, z.B. via paralleler oder digitaler Technik
- die Energieversorgung

Jede dieser Schnittstellen umfasst ein komplexes System von Randbedingungen. Zusätzlich ergibt sich die von außen aufgeprägte Randbedingung der Umwelteinflüsse als Umgebungsbedingungen.

Die technische Entwicklung der elektromechanischen Antriebstechnik lässt heute Kombinationen zu und ergibt Einsatzmöglichkeiten, die vor wenigen Jahren noch nicht vorstellbar waren. So lassen sich z.B. über die Verwendung von USV-Anlagen (Unterbrechungsfreie Stromversorgung) und Solarpanels betriebssichere energieautarke Inselösungen realisieren, die dennoch komplexe Steuer- und Regelaufgaben gewährleisten. Bei der Leittechnik gibt es nahezu keine technischen Grenzen. Z.B. sind die drahtlose Übertragung von Steuer- und Regelsignalen oder die Übertragung von Betriebszuständen etc. ohne die Notwendigkeit einer komplexen externen Steuerung problemlos möglich. Fail-Safe-Anforderungen lassen sich auf traditionelle Art, z.B. unter Verwendung eines Fallgewichtes oder durch Federlösungen, wie auch mit neuen Technologien, z.B. USV-Anlagen, realisieren. Die Betriebssicherheit steht oft an erster Stelle, so dass die Komponenten beispielsweise in entsprechender Ausstattung und mit SIL-Kennzahlen zur funktionalen Sicherheit zur Verfügung stehen. Hierbei finden Verfahren und Techniken Anwendung, wie sie u.a. in der Konzeption von Chemieanlagen mit ihren hohen Sicherheitsanforderungen verwendet werden. Ebenso stehen zur Erhaltung der Betriebssicherheit vorbeugende Wartungskonzepte mit selbstdiagnostischen Methoden zur Verfügung, wobei die Antriebstechnik im Allgemeinen für entsprechende Zeitintervalle wartungsfrei ausgelegt wird. In diesem Zusammenhang sei auch auf das Thema Industrie 4.0 verwiesen, das neue Denkansätze zu Verfügbarkeit, vorbeugender Wartung, Nachhaltigkeit, Energieeffizienz, etc. beinhaltet. Die Umgebungsbedingungen bzw. Umwelteinflüsse stellen nahezu

keine Einschränkung dar. Bei Hochtemperatureinsätzen bis 120 °C oder im Tieftemperaturbereich bis -60 °C, dauerhaftem Unterwassereinsatz (aktuell bis 15 m Wassertiefe) oder im Offshorebereich mit speziellen Anforderungen an den Korrosionsschutz sind keine Grenzen gesetzt.

Bei aller Komplexität der Bedingungen durch die Anwendung und die dadurch sich ergebenden Randbedingungen, bleibt die elektromechanische Antriebstechnik sehr einfach und kompakt im Aufbau. Es bieten sich durch die Einfachheit und Kompaktheit Vorteile in der Wartung und Instandhaltung, wie auch bei der Ersatzbeschaffung. Außerdem bestehen ökologische wie auch ökonomische Vorteile im Betrieb.

Und am Anfang war das Experiment ...- Die Entwicklung der physikalischen Theorie zur Steffturbine -

Ivo Baselt

In den vergangenen Jahrzehnten haben viele veröffentlichte Energieszenarien und Studien gezeigt, welches Ausbaupotential noch in unseren Gewässern verborgen liegt. Viele Standorte sind wieder für Kleinwasserkraftwerke attraktiv geworden. Moderne Wasserräder, Wasserschnecken und andere neuartige Technologien haben sich auf dem Markt etabliert und leisten einen wichtigen Beitrag zur elektrischen Versorgungssicherheit. Die Steffturbine ist eine dieser Kleinwasserkraftturbinen, welche besonders im Leistungsbereich um 10kW eingesetzt wird. Seit 2010 wurde die Steffturbine in einem knapp 5-jährigen Forschungsprojekt wissenschaftlich an der Universität der Bundeswehr München untersucht und weiterentwickelt. Die in diesem Artikel präsentierten Ergebnisse entstammen der dort abgeschlossenen Dissertation mit dem Thema: „Die Steffturbine – experimentelle und theoretische Untersuchungen zu einer Kleinwasserkraftanlage mit Bindegliedfunktion zwischen ober- und unterschlächtiger Wirkungsweise“ [BASELT 2016].

Mit Hilfe von vielfältigen Experimenten sollte eine Kalibrierungsgrundlage für eine geschlossene physikalische Turbinentheorie gelegt werden. Dazu wurden zunächst Labordaten zu Leistung und Wirkungsgrad erhoben. Zusätzlich dazu war der messtechnische Nachweis des Teilfüllungsgrades im Kropfgerinne notwendig. Das Antreiben der Turbine in Form eines Trockenlaufes ermöglichte es die neigungs- und drehzahlabhängigen Verlustmomente aus mechanischer Reibungsbelastung zu quantifizieren. Es zeigte sich, dass entgegen der Annahmen in der Literatur die mechanischen Verluste sich nicht konstant gegenüber der Drehzahl verhalten, sondern proportional zu ihr steigen.

Zur Vertiefung der Kenntnisse zum Funktionsprinzip der Steffturbine und für die Weiterentwicklung der Konstruktion wurde ein physikalisch-theoretisches Turbinenmodell erstellt. Die Experimentdaten dienten dabei als Kalibrierungsgrundlage. Aufbauend auf einem Fortschrittschema konnte der anfänglich sehr einfache Ansatz zu einem komplexen Turbinenmodell entwickelt werden, welcher die experimentell bestimmten Wirkungsgradkurven mit sehr guter Übereinstimmung wiedergibt. Bekannte Verfahren für Verlusteffekte wurden dazu auf den Charakter der Steffturbine angepasst. Für andere Effekte mussten neue Ansätze entwickelt werden, welche über die in der Literatur bekannten Ansätze hinausgehen.

In diesem Artikel sollen speziell die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zum Teilfüllungsgrad und den mechanischen Verlusten präsentiert werden. Mit diesen wird der

theoretische Ansatz zum Turbinenwirkungsgrad weiterentwickelt, sodass schlussendlich eine geschlossene Turbinentheorie zur Steffturbine präsentiert werden kann.

Gemeinschaftskraftwerk Inn - ein neues Ausleitungskraftwerk im Entstehen

Franz Gappmaier und Robert Achatz

Das Gemeinschaftskraftwerk Inn wird derzeit am oberen Inn zwischen Prutz /Ried in Österreich und Martina in der Schweiz gebaut. Das Projekt, das sich sowohl auf österreichischem als auch auf Schweizer Territorium befindet, wird gemeinsam von den österreichischen Stromversorgern TIWAG und VERBUND sowie von den Schweizer Engadiner Kraftwerken realisiert. Der Bau wurde im Sommer 2014 begonnen, die Inbetriebnahme ist für 2018 vorgesehen. Mit einem Investitionsvolumen von rund 460 Mio. Euro und einer jährlichen Energieerzeugung von mehr als 414 GWh handelt es sich um das größte seit vielen Jahren im Alpenraum neu gebaute Laufwasserkraftwerk.

Data acquisition and processing system for small hydro power plants

Marko Hočevár, Tine Cencič, Matevž Dular

Contrary to large hydro power plants, small hydro power plants often operate without crew and with little or no instrumentation. This allows for increased probability for increased vibrations, increased wear, decreased availability, life span decrease etc. A data acquisition and processing system was built, that enables relatively easy installation and analysis for periodic checks and checks after revisions and upgrades. It consists of sensing, data acquisition and data processing parts. Sensing part enables installations of a wide range of sensors. The data acquisition part enables logging of average values, data streaming to disk and pre/post trigger acquisition. Data analysis part enables online and offline analysis. An example of measurements on small hydro power plant is presented.

Development of a turnable turbine for use in barrage type tidal power plants

Stephan Hötzl, Tobias Schechtl, Wilfried Knapp

The paper presents a novel design approach for a low-head hydro turbine to be used in barrage-type tidal power plants. For maximum production, the turbines of such plants need to be capable of four quadrant operation, i.e. turbine mode in both ebb and flood power generation as well as pumping mode in both flow directions. Conventional Kaplan bulb turbines suffer from an inherently reduced efficiency in those two operational quadrants where the flow is reversed in respect of the normal flow direction. The turnable turbine concept presented herein avoids this disadvantage by allowing the turbine to be swiveled around an axis perpendicular to the rotation axis of the runner.

A turbine based on this concept is being designed and model tested within the Safe*Coast research project. As a first step in this process, the main boundary conditions were identified. The two major approaches of exploiting tidal energy, barrage type tidal power plants and tidal

current turbines, are described, and a review of the characteristics of turbines in existing barrage type tidal power plants is given.

Subsequently, a concept study for the new turbine was conducted, the main aspects and conclusions of which are presented in this paper. First, operational strategies for tidal power plants and their influence on turbine operation modes are presented. Modes where a turnable turbine is beneficial are identified and laid out. Then, the resulting design demands for the turbine are derived and outlined in a short summary. Following the systematic analysis of different turbine configurations is described. In the concept study turnable and non turnable versions of conventional bulb turbines with fixed or adjustable runner blades and guide vanes and counter rotating turbines were assessed. The resulting constraints and demands for the guide vane and runner blade shapes were determined by performing a systematic analysis of the flow kinematics based on studying the velocity triangles in the different operational modes. Possible configurations of guide vane and runner blade shapes and edges were evaluated. The results of this study were compiled in a comparative evaluation matrix, which will be given in the paper along with an excerpt explaining the methodology used.

The investigations performed show that a turnable turbine has a high potential for tidal applications which rely on four quadrant operation. The concept study confirms that the technology of the proposed new turbine concept is feasible and that additional development could lead to an innovative and promising product.

Optimierung der Schaufelruderform der neuartigen Wasserkraftmaschine StECon zur Nutzung der Strömungsenergie

Jens Metzger, Jessica Schmidt, Jörg Wieland, Hans-Ludwig Stiller, Jürgen Jensen

Der von Hans-Ludwig Stiller entwickelte und patentierte StECon (Stiller-Energy-Converter) nutzt die kinetische Energie von Fließgewässern. Im Vergleich zu anderen unterschlächtigen Wasserradtechniken bietet der StECon mit seiner kompakten Bauweise mehrere Vorteile. Durch seinen dem Kirsten-Boeing-Propeller gleichenden Bewegungsablauf und sein spezielles Planetengetriebe mit dreifachem Zahneingriff ist dieser Wasserkraftwandler vollständig eingetaucht funktionsfähig, läuft vorwärts wie rückwärts und ermöglicht den Einsatz mit horizontaler und vertikaler Radachse sowie mit einer ein- oder zweiseitigen Lagerung. Das im Planetengetriebe mittig gelegene Sonnenrad ermöglicht durch Phasenverstellung der Schaufelruder eine optimale Ausrichtung des Rades zur Strömungsrichtung.

An einem Testmodell wurden im Rahmen des vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) geförderten Forschungsvorhabens zur wissenschaftlichen Erschließung der Leistungsmerkmale des StEwaKorades zur Gewinnung von regenerativer Energie aus Fließgewässern erste Erfahrungen für den Bau eines Prototyps gesammelt (StEwaKorad – Stiller Energiewandler Kompaktwasserrad heute als StECon bezeichnet). Im Rahmen der Konzeptionierungsphase des optimierten StECon-Prototyps wurde zunächst an einem Testmodell das Leistungsverhalten bei Variation des Durchflusses, der Drehzahl und des Unterwasserstands untersucht und unterschiedliche Schaufelruderformen eingesetzt. Aufgrund des hohen Optimierungspotentials sowie der Vielzahl von möglichen Formen wurden in einer kleineren Messrinne unterschiedliche Schaufelruderformen hinsichtlich ihres Strömungswiderstands untersucht. Die Schaufelruder wurden im Maßstab von 1:2,5 hergestellt und untersucht. Durchgeführt wurden die Messungen an neun unterschiedlichen Schaufelruderformen durch

die Verwendung von Wägezellen, welche die auf das Schaufelruder einwirkenden Strömungskräfte in x- und y-Richtung erfassen. Aus den Untersuchungen konnte der Strömungswiderstand der einzelnen Schaufelruder bei unterschiedlichen Anstellwinkeln ermittelt und somit die Anzahl der zu untersuchenden Formen begrenzt werden. Da sich die Bewegungen der einzelnen Blätter im Verbund überlagern, kommt es zu einer gegenseitigen Beeinflussung der Schaufelruder. Bei einem Einbau des Rades in einem begrenzten Gerinne entstehen zudem Wechselwirkungen mit den Rinnenwandungen. Aus diesen Gründen ist die Untersuchung aller Kräftewirkungen unerlässlich und führt zur optimalen Schaufelruderform, die eine deutliche Leistungssteigerung erwarten lässt.

Erweiterung KW Kirchbichl

Johann Neuner, Michael Holzmann, Gerald Zenz, Alfred Hammer, Simone Zechner

Die TIWAG – Tiroler Wasserkraft AG betreibt das Kraftwerk Kirchbichl am Inn seit dessen Errichtung in den 40er Jahren des vorigen Jahrhunderts. Aufgrund geänderter rechtlicher sowie hydrologischer Rahmenbedingungen (Wasserrahmenrichtlinie, neue Bemessungsabflüsse), und betriebsbedingter Erfordernisse, sind eine Reihe von Maßnahmen geplant.

Mit dem Projekt Kraftwerk Kirchbichl – Erweiterung wird der rund ein Kilometer lange Triebwasserkanal saniert, das Hochwasserabfuhrvermögen der bestehenden Wehranlage an die aktuellen erhöhten Hochwasserabflüsse angepasst und die Ausbauwassermenge von 250 m³/s auf 484 m³/s erhöht. Die Erweiterung erfolgt über den Zubau eines 4. Maschinensatzes und einer Verbesserung des Schluckvermögens der Bestandsmaschinen. Gleichzeitig wird ein zusätzliches Entlastungsbauwerk zur Abdeckung des HQ₁₀₀ (n-1) Falles am Ende des Triebwasserweges errichtet. Die Ausbauleistung erhöht sich von rund 19,4 MW auf 38 MW, das Jahresarbeitsvermögen kann um etwa 35 GWh, von 130 GWh auf 165 GWh, gesteigert werden.

Zusätzlich wird die Fischdurchgängigkeit der Gesamtanlage durch Aufwertung der Kirchbichler Innschleife mit einem Fischwanderkorridor unter gleichzeitiger Errichtung eines Dotierkraftwerks erreicht.

Zur Abklärung hydraulisch-wasserbaulicher Fragestellungen wurde das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz mit der Durchführung von hydraulischen Modellversuchen an zwei Vollmodellen (M 1:40) beauftragt:

Modell 1 wird als „Kirchbichl 1“ bezeichnet und umfasst das Oberwasser mit dem Beginn des Triebwasserkanals, das Dotierkraftwerk als Verbindung zwischen Triebwasserkanal und Unterwasser der Wehranlage, Fischwanderhilfe als Vertical Slot, die Wehranlage sowie einen Teil des Unterwassers (Inn Fluss-Km 232,040 – 233,731, Triebwasserkanal Km 0,000 – 0,546).

Modell 2 wird als „Kirchbichl 2“ bezeichnet und umfasst einen Teil des Triebwasserkanals (Km 0,740 – 1,034), das Krafthaus mit allen relevanten Details sowie den Bereich des Zusammenflusses Triebwasserkanal und Inn (Fluss-Km 229,508 – 230,327).

Wasserkraftwerke als Stromspeicher – Ein Auslaufmodell?

Stefan Reil

Die Ergebnisse zahlreicher Studien für den zukünftigen Bedarf an Stromspeicher streuen stark. Einigkeit besteht in den Annahmen, dass die Anforderungen an Stromspeicher mit steigendem Anteil an Erneuerbaren Energien (EE) größer werden. Zusätzliche Bedeutung zum klassischen Tagesspeicher gewinnen einerseits die vermehrte Bereitstellung von Regelenergie, und andererseits auch ein erhöhter Bedarf an Langzeitspeichern.

In Deutschland existiert bereits ein großer Bestand an Stromspeichern, der zum überwiegenden Anteil aus Pumpspeicherkraftwerken (PSW) besteht. Diese sind nach wie vor neben Druckluftspeichern die einzige ausgereifte, großmaßstäbliche Technologie zur Speicherung von Strom und durch neuere Entwicklungen auch für die zukünftigen Anforderungen an Stromspeicher gut gerüstet. Als alternative Speicher werden Batteriespeicher bei gleichbleibender Kostendegression auch in mehreren Jahren wirtschaftlich noch nicht zu den PSW aufgeschlossen haben. Power to Gas kann trotz der enormen Speicherkapazitäten wegen technischer Restriktionen und naturgesetzlichen Grenzen die technisch wirtschaftlichen Kennzahlen der PSW nicht erreichen.

Veröffentlichte Potenzialstudien für PSW in mehreren Bundesländern haben gezeigt, dass in Deutschland genügend technisches Potenzial für neue PSW vorhanden ist.

PSW wurden bisher zumeist über den Intraday oder Day-ahead Markt betrieben. Zum Teil wird heute bereits verstärkt auf das Angebot von Regelenergie gesetzt. Wegen der marktverzerrenden Wirkung der vorrangigen Einspeisung der EE zu einer festen Vergütung sind die Erlöse aus den bisherigen Geschäftsmodellen stark gesunkenen. Daher ist es notwendig, die wirtschaftlichen Rahmenbedingungen zu modifizieren, um die Marktverzerrung auszugleichen oder zu beseitigen.

Eigene Erfahrungen haben gezeigt, dass das Thema PSW stark emotional aufgeladen wird, sobald sich eine gefühlte persönliche Betroffenheit einstellt. Dabei kann eine nicht immer neutrale Berichterstattung in den Medien die Polarisierung der Meinungen fördern. Auf politischer Ebene haben die PSW bei der Energiewende derzeit eine geringe Priorität. Aufgrund der erwarteten hohen Widerstände in der Bevölkerung fehlt neuen Pumpspeichersprojekten oft der politische Rückhalt. Der Focus der Bundesregierung bei Speichern liegt aktuell eher bei der Entwicklung von neuen Speichertechnologien.

Es gibt starke Indizien dafür, dass mit dem weiteren Ausbau der EE auch die Stromversorgung insgesamt umgebaut werden muss. Neben dem Netzausbau und Lastmanagement werden auch mehr Speicherkapazitäten benötigt, um die Versorgungssicherheit mit Strom in Deutschland auf dem bisherigen, hohen Niveau halten zu können. Damit die Strompreise international wettbewerbsfähig bleiben, ist zusätzlich zu neuen Batteriespeichern sicher auch das ein oder andere neue PSW erforderlich. Dazu ist es notwendig, dass die Politik verlässliche wirtschaftliche Rahmenbedingungen schafft und sich auch in der Öffentlichkeit klar zu den notwendigen Maßnahmen bei der Umsetzung der Energiewende bekennt.

Wasserschlossdesign für Stollenspeicher

Wolfgang Richter, Helmut Knoblauch und Gerald Zenz

Bei Ausleitungskraftwerken mit Triebwasserstollen weisen diese einen oftmals nicht zu vernachlässigenden Volumenanteil auf.

Die hydraulische Nutzung ist in den meisten Fällen rein auf den Transport von Wasser aus dem Stauraum zum Wasserschloss und dann über den Druckschacht zu den Turbinen beschränkt. Da der Stollen ein Drucksystem darstellt, erfolgt die Kommunikation des Druckausgleichs sehr effizient und schnell mittels Druckwellen.

Eine mögliche Nutzung des Triebwasserwegs als zusätzlicher Speicherraum für Kurzzeitspeicherung wie Tagesspeicher kann das nutzbare Volumen je nach Anlage signifikant erhöhen und gerade bei alpinen Einzugsgebieten die Betriebsweise einer Kraftwerksanlage flexibler gestalten. Auch kann ein Stollen als Schwall-Sunk Ausgleich herangezogen werden. Dadurch verändern sich allerdings das hydraulische Verhalten des Stollens und die Anforderungen an das Wasserschloss. Der Triebwasserweg wechselt somit den Abfluss zwischen Druckabfluss und Freispiegelabfluss. Diese Randbedingungen, sowie eine erforderliche Entlüftung beeinflussen die Auslegung des Wasserschlosses und die nötige Neigung des Triebwasserweges. Besonders bei großen Durchflüssen und mittleren Fallhöhen erfordert das Stabilitätskriterium für den Wasserschlossschacht einen sehr großen Querschnitt. Dieses Kriterium wird üblicherweise nach Thoma oder Svee berechnet (Thoma, 1910 und Jaeger C. , 1949) bzw. (Svee, 1972 und Leknes, 2016). Der flache Stollen mit den geneigt angeordneten Wasserschloss-Kammern im Fallhöhenbereich des Kraftwerks weist sehr große Querschnitte auf welche somit das Stabilitätskriterium für die ausreichende Regelfähigkeit erfüllen.

Dieser Artikel hebt die Gesichtspunkte der Wasserschlossauslegung und der hydraulischen Parameter des Stollens hervor. Die Untersuchungen werden mittels 1D-numerischer Strömungssimulationen durchgeführt, welche durch physikalische Modellversuche und Messungen an Prototypen kalibriert sind.

Zusammenfassend wird ein prinzipieller hydraulisch-konstruktiver Vorschlag für die Ausführung von Stollenspeichersystemen dargelegt. Insbesondere die Auslegung eines Wasserschlosses zur idealen Kombination der Stabilitäts herausforderungen mit einer ungestörten Betriebsweise wird erörtert. Für die hydraulische Auslegung für spezifische Kraftwerksanlagen sind transiente Simulationen erforderlich und es physikalische Modellversuche empfehlenswert.

Wasserkraftwerke an Bundeswasserstraßen – Eine Datenstudie

Beschreibung der Technik und der Anlagen an Staustufen mit Wasserkraftnutzung

Sebastian Roenneberg

Der Beitrag befasst sich mit der Auswertung einer Erhebung zur maschinentechnischen Ausstattung und baulichen Gestaltung der Wasserkraftwerke an großen Bundeswasserstraßen.

Hintergrund dieser Studie ist ein Forschungsvorhaben im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau. Es soll mit Hilfe der Datenstudie erfasst werden welche Randbedingungen an Kraftwerken an Bundeswasserstraßen bestehen – dies geschieht im Hinblick auf eine spätere Kategorisierung der Anlagen. Diese wiederum soll den damit beschäftigten Stellen helfen, der

großen Anzahl an Anlagen Herr zu werden und für diese effizient und präzise Empfehlungen für die Realisierung der Durchgängigkeit im Rahmen der Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie [WHG & WRRL] geben zu können.

In der Untersuchung wurden 88 Kraftwerke an 8 Flüssen (Donau, Fulda, Main, Mosel, Neckar, Saar, Werra, Weser) analysiert. Dies entspricht einer Abdeckung von ca. 50% aller Anlagen mit Wasserkraftnutzung an Bundeswasserstraßen [BfG]. Zieht man den mittleren Abfluss MQ als Maß für die „Größe“ des Kraftwerks heran, konnte eine Abdeckung von ca. 75% der Kraftwerke mit einem $MQ > 60\text{m}^3/\text{s}$ erreicht werden. Im Hinblick auf bereits zahlreich vorhandene Studien an kleineren Standorten war das erklärte Ziel der Erhebung die Erfassung der Charakteristika von „großen“ Anlagen – diese Anforderung der Studie ist somit als erfüllt zu betrachten.

Es wurden hydrologische und allgemeine charakteristische Größen erfasst, sowie Daten zur Turbinentechnik und -ausstattung, Betriebsmanagement und insbesondere Saugrohr und Unterwassergeometrie erhoben.

Von den 64 abgefragten Kriterien konnten für jedes Kraftwerk durchschnittlich 80% aufgenommen werden, wodurch eine in dieser Ausführlichkeit einmalige Datengrundlage für statistische Untersuchungen der Wasserkraftanlagen an Bundeswasserstraßen zur Verfügung steht.

In diesem Beitrag sollen nun einige Auswertungen vorgestellt werden, welche exemplarisch für die umfassende Datenmenge stehen und aufzeigen, welche Informationstiefe die Datenstudie enthält. Weitergehende statistische Auswertungen, sowie der Versuch einer Kategorisierung bzw. Klassifizierung der Anlagenstandorte für spezielle Fragestellungen erfolgen beim Auftraggeber.

Neubau des KW Töging und des Wehres Jettenbach – physikalische und numerische Untersuchungen

Josef Schneider, Gabriele Harb und Gerald Zenz

Die VERBUND Innkraftwerke GmbH plant im Rahmen des Projektes der „Erneuerung Kraftwerk Töging“ den Neubau des Wehres Jettenbach und des Krafthauses Töging am Inn. Das neue Krafthaus soll neben dem bestehenden Kraftwerk errichtet werden. Das neue Wehr Jettenbach soll im Unterwasser der bestehenden Wehranlage Jettenbach am Inn entstehen. Die Gesamtanlage besteht derzeit aus einem 6-feldrigen Wehr mit Doppelhakenschützen, einem unmittelbar an das Wehr linksufrig anschließenden, 0,4 MW Wasserkraftwerk Jettenbach 1 mit $7,3\text{ m}^3/\text{s}$ Ausbaudurchfluss, dem 2004 errichteten, 5 MW Restwasserkraftwerk mit $75\text{ m}^3/\text{s}$ Ausbaumassermenge auf der rechten Flussseite sowie dem Einlaufbauwerk zum Innanal Jettenbach - Töging.

Das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz wurde im Jahr 2014 beauftragt, sowohl für den Neubau des Kraftwerkes aber auch für die Neuerrichtung der Wehranlage Untersuchungen durchzuführen. Neben der Errichtung eines Schnittmodelles der neuen Wehranlage im Maßstab 1:30 wurden Vollmodelle der Wehranlage Jettenbach im Maßstab 1:40 sowie des neuen Kraftwerkes Töging ebenfalls im Maßstab 1:40 gebaut. Daneben wurden mehrdimensionale numerische Untersuchungen der Bauphasen beider Anlagenteile aber auch die Betriebsphasen durchgeführt.

Der vorliegende Beitrag soll die umfangreichen Untersuchungen zusammenfassend darstellen und somit einen Einblick in die physikalische und numerische Modellierung für größere Bauprojekte im alpinen Raum gewähren.

Numerische Analyse und Optimierung einer 2-stufigen diagonalen Pump-Turbine

Georg Schober und Julian Schneider

In diesem Beitrag werden die Ergebnisse einer numerischen Untersuchung an einer 2-stufigen Diagonalen-Pump-Turbine aus den 1960er Jahren dargestellt. Im Zuge der Gesamterneuerung des Kraftwerksparks wollte der Betreiber eine Überarbeitung seiner bestehenden Maschine. Durch geänderte Betriebsweisen kam es zu massiver Kavitationserosion am Laufrad der 1. Stufe sowie signifikanten Vibrationen in beiden Betriebsweisen. Im Extremfall besaßen die Laufräder nur mehr eine Einsatzzeit von 2000 Betriebsstunden. Mit Hilfe von CAD-Verfahren zur Aufbereitung der Maschinengeometrie anhand der technischen Zeichnungen sowie moderner CFD-Simulationen konnten die Ursachen für die Kavitation und die hohen Druckpulsationen in der Maschine numerisch nachgewiesen werden. Basierend auf diesen Erkenntnissen und entsprechenden Vorgaben seitens des Betreibers wurde für die Laufräder beider Stufen ein neues hydraulisches Design entwickelt. Der Optimierungsprozess umfasste mehrere Varianten mit unterschiedlichen Schaufelwinkeln sowie Schaufelzahlkombinationen. Neben der Vermeidung von Kavitationserosion konnte eine Wirkungsgradsteigerung für den Pump- und Turbinenbetrieb erreicht werden.

Alte Energiewandler: Wasserräder und ihre Herausforderung für Forschung und Praxis

Olivier Schwyzer, Matthias von Harten, Shakun Paudel und Nicole Saenger

An der Hochschule Darmstadt werden unterschiedliche Wasserräder zu Nutzung geringer Fallhöhen an Modellen unter Laborbedingungen untersucht. Dabei wird ein Rad mit offener Nabe (Zuppinger-Wasserrad) und zwei Wasserräder mit geschlossener Nabe (Dethridge Wheel und Wasserdruckmaschine) hinsichtlich ihrer Leistung analysiert und optimiert. Die Untersuchung macht deutlich, dass mit dem seit dem 19. Jh. bekannten Zuppinger-Wasserrad ein Wirkungsgrad von ca. 80 % erzielt werden kann. Neue Entwicklungen von Wasserrädern mit geschlossener Nabe erzielen Wirkungsgrade von knapp 60 % und haben somit einen ca. 20 % niedrigeren Wirkungsgrad als Räder mit offener Nabe. Wasserräder mit geschlossener Nabe müssen im Gegensatz zu Rädern mit offener Nabe zwingend mit variabler Drehzahl betrieben werden, um ein breites Abflussspektrum effizient nutzen zu können. Zudem ist durch die geringe Anzahl Schaufeln bei Rädern mit geschlossener Nabe die Drehbewegung sehr ungleichmäßig. Für diese Räder ist die Realisierung einer drehzahlvariablen Lastabnahme die maßgebende Herausforderung für die Zukunft. Beim Zuppinger-Wasserrad kann mit einer drehzahlvariablen Lastabnahme der hohe Wirkungsgrad von 80 % über ein größeres Abflussspektrum genutzt werden, beim Dethridge Wheel und der Wasserdruckmaschine mit geschlossener Nabe ist sie zwingende Voraussetzung zur Nutzung unterschiedlicher Abflüsse.

Schachtkraftwerk – Konzept und Funktionskontrollen

Albert Sepp, Franz Geiger, Peter Rutschmann

Am Lehrstuhl für Wasserbau der TU München wurde ein innovatives Wasserkraftkonzept „Schachtkraftwerk“ (SKW) entwickelt, bei dem die gesamte Kraftwerkseinheit vollständig unter Wasser in einem Schacht angeordnet ist und die Triebwasserzuführung über eine horizontale Einlaufebene erfolgt. Mit Hilfe eines physikalischen Modells sowie in einer 35 kW Prototypanlage wurden von 2010 bis 2015 die Anlagenelemente dimensioniert und die Anlagentechnik so entwickelt, dass alle hydraulischen und betriebstechnischen Zielvorgaben erfüllt werden können. Mit umfangreich durchgeführten Untersuchungen zum Fischschutz und –abstieg sowie zum Geschiebedurchgang wurde der vollständige Funktionsnachweis mit einer kleinen Wasserkraftanlage unter naturähnlichen bzw. realen Verhältnissen erbracht.

Auf das Basissystem „Einzelschachtkraftwerk“ aufbauend wurde der Wasserkrafttyp „Mehrschachtanlage“ konzipiert, bei dem in der Stauhaltung ein naturähnliches Gerinne integriert ist, wodurch zusätzlich eine hochwertige Durchgängigkeit zwischen dem Ober- und Unterwasserbereich geschaffen wird.

Das Einzelschachtkraftwerk eignet sich für kleinere Querbauwerke, für Standorte mit hohen Ausbaubläufen ist das Konzept für Mehrschachtkraftanlagen ausführbar. Durch die direkte Anordnung im Fließkörper ist für das Kraftwerkssystem nur ein geringes Bauvolumen erforderlich, weil aufwändige Einlauf- und Auslaufbauwerke entfallen. Vorteilhaft sind außerdem die einfache geometrische Kontur sowie die Unterwasseranordnung, wodurch das Kraftwerk hochwassersicher ist. Durch die spezielle Ausstattung der Anlagentechnik wird Geschiebe durch und über den Schacht abgeführt, so dass keine Geschiebebauwerke erforderlich sind.

Wirtschaftliche Variante bei Druckerhöhungsprojekten

Daniel Strupler, Renato Vassella, Claudio Rüesch, Remo Baumann

Der Artikel enthält keine Zusammenfassung.

Teilabdichtung Glattalpsee

Adrian Stucki, Martina Friedrich, René Hediger und Hans Bless

Der Glattalpsee stellt das Speicherbecken des 1970 in Betrieb genommenen Wasserkraftwerks Glattalp - Sahli des Elektrizitätswerks des Bezirks Schwyz AG (EBS) dar und weist ein natürliches Speichervolumen von rund 7 Mio. m³ auf. Die geomorphologischen Verhältnisse im Bereich des Glattalpsees führen dazu, dass je nach Wasserstand Sickerverluste von bis zu 700 l/s auftreten. Mit dem bisherigen Kraftwerksbetrieb des Elektrizitätswerkes des Bezirks Schwyz AG (EBS) betragen die jährlichen Sickerverluste knapp 50 % des Wasserdargebotes. Generell führt dies zu Produktionseinbußen und im Besonderen dazu, dass der Glattalpsee in den Wintermonaten trocken fällt und erst im Frühling wieder durch die Schneeschmelze aufgefüllt wird. Die natürliche Versickerung des Wassers im Glattalpsee hat bereits vor der hydroelektrischen Nutzung des Glattalpsees diverse Fachleute beschäftigt. In der

Vergangenheit wurden unterschiedliche Abdichtungsmaßnahmen vorgeschlagen und teilweise auch umgesetzt, wobei diese nur eine geringe Wirkung gezeigt haben.

Anhand von geologischen Untersuchungen wurden in den vergangenen Jahrzehnten die Hauptversickerungsstellen lokalisiert. Diese gilt es durch entsprechende Maßnahmen abzudichten, um somit eine deutliche Reduktion der Sickerverluste zu erreichen. Hierdurch soll die nachhaltige Verlagerung der Sommerenergieproduktion in die Wintermonate ermöglicht werden. Es ist geplant, die Hauptversickerungsstellen etappenweise mit geosynthetischen Tondichtungsbahnen abzudecken. Mit der geplanten Teilabdichtung des Glattalpsees sollen Versickerungsflächen in der Größenordnung von ca. 64'000 m² abgedichtet werden. Dies entspricht ungefähr 12 % der Seeoberfläche.

Themenbereich Sonstiges

Statistische Analyse des Verhaltens von Talsperren mit der Software DamBASE

Marius Bühlmann, Marco Gerber, David F. Vetsch und Robert Boes

Die Überwachung von Talsperren soll die frühzeitige Erkennung eines abnormalen und potenziell sicherheitsrelevanten Verhaltens ermöglichen. Zur Beurteilung wird unter anderem ein Vergleich zwischen dem erwarteten und dem tatsächlichen Verhalten der Talsperre erstellt. Dabei wird ein gemessener Verhaltensindikator (z.B. Kronenverformung) mit einem vorausgesagten Wert verglichen. Die Voraussage wird mit einem Modell basierend auf den Umweltbedingungen (z.B. Seestand, Betontemperatur, Alter der Sperre) berechnet. Es gibt zwei grundsätzlich unterschiedliche Ansätze, um solche Modelle zu erstellen: einerseits die deterministische Methode, welche die Verhaltensindikatoren und die Umwelteinflüsse aufgrund von physikalischen Gesetzen verbindet, andererseits die statistische Methode, welche diese Größen empirisch verbindet. Wegen ihrer Einfachheit und Effizienz wird in der Praxis häufig die statistische Methode angewendet. Für das Erstellen eines statistischen Modells muss eine Modellgleichung, welche die Beziehung zwischen dem Verhaltensindikator und den Umweltbedingungen beschreibt, gewählt werden. Die Wahl der einzelnen Einflüsse kann aufgrund von statistischen Kenngrößen und Hypothesentests erfolgen.

Die Software DamBASE unterstützt mit ihrer grafischen Benutzeroberfläche den Arbeitsablauf für das Erstellen solcher Modelle. Mit DamBASE können die Daten visuell analysiert und multiple lineare Regressionsmodelle kalibriert, validiert und auf die jeweiligen Bedürfnisse angepasst werden. Des Weiteren gibt es diverse Analysewerkzeuge, welche den Benutzer unterstützen, statistisch signifikante Einflussgrößen zu finden, die Residuen zu analysieren und Autokorrelation sowie Multikollinearität zu detektieren. Als Berechnungskern für die statistischen Verfahren werden hier die Bibliotheken der Software R verwendet. Die entsprechende Schnittstelle ist in DamBASE direkt zugänglich, wodurch der Benutzer R Skripts implementieren und so selber Erweiterungen für die Software schreiben kann. Die Software ist zudem quelloffen und frei verfügbar. Im Beitrag werden nach einer kurzen Einleitung zu den verwendeten Verfahren die Möglichkeiten und die Funktionsweise der Software anhand eines Fallbeispiels aufgezeigt.

Quadroptergestütztes Oberflächen-PIV an der Töss

Martin Detert und Volker Weitbrecht

Dieser Beitrag zeigt beispielhaft das hohe Anwendungspotential der luftgestützten Particle Image Velocimetry. Dokumentiert wird die Strömungssituation des voralpinen Mittellandflusses Töss auf low-cost Basis mittels handelsüblichem Quadroptter und Actioncam. Diese Technik ermöglicht einen ausgezeichneten qualitativen Überblick auf ein zusammenhängendes Gesamtvektorfeld der Oberfläche eines längeren Flussabschnitts, was mit herkömmlichen punktuellen Mess-Verfahren kaum erreichbar ist. Die Genauigkeit der Geschwindigkeitsangaben für die hier dargestellte Anwendung kann etwa auf ± 0.1 m/s geschätzt werden. In Bereichen mit homogenem Seeding und geringen Störungen durch Vegetation oder Reflektionen von Sonnenlicht ist die Streuung deutlich kleiner. Die Entzerrung der Einzelbilder

bzw. deren Rektifizierung erfolgt mit Hilfe der Structure-from-Motion Technik. Die dazu notwendigen Bodenreferenzpunkte sind mit einer mittleren Genauigkeit von ± 0.33 m bzw. ± 1.4 m in zwei zugehörigen digitalen Oberflächenmodellen wiedergegeben. Hinsichtlich einer genaueren Quantifizierung dieser Angaben besteht Forschungsbedarf.

Sanierung und Ertüchtigung Stauanlage Kibling

Anpassung der hydraulischen Leistungsfähigkeit an die aktuelle Normung und Verbesserung der Bausubstanz sowie der Standsicherheit

Felix Eberl, Peter Muckenthaler, Theodor Strobl

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der Konzeption, Planung und Realisierung zur Ertüchtigung und Sanierung der Flusssperre Kibling. Dabei werden Fragen der normkonformen Auslegung der Stauanlage zur Hochwasserableitung, der Grundsanierung einer sehr alten Bausubstanz mittels Betoninjektionen und zusätzliche zeitgemäße Kolk-sicherungsmaßnahmen beschrieben. Besonderes Augenmerk liegt dabei auch auf wasserbaulichen und bautechnischen Fragestellungen im Zusammenhang mit einer allgegenwärtigen Hochwassergefahr während der technisch aufwändigen Sanierung innerhalb kurzer Bauzeitfenster in den hochwasserärmeren Wintermonaten.

Einfluss verstellbarer Klappen auf die Surfbarkeit stehender Wellen

Helge Fuchs

Wellenreiten als Surfsport ist insbesondere in Urlaubsdestinationen mit Meeresanschluss eine beliebte Freizeitbeschäftigung. In Binnenländern bleibt Interessierten oft nur das gefährliche Wellenreiten auf stehenden Wellen bei Hochwasser. Aufgrund der hohen Fließgeschwindigkeiten sowie der Schwimmstoffe im Wasser birgt dies jedoch ein hohes Gefahrenpotenzial für Surfende.

Am Eisbach in München (Abb. 1a) wird seit den 1980er Jahren eine stehende Welle durch Surfende genutzt, welche sich zufällig aufgrund der gegebenen Randbedingungen gebildet hat. Mit diesem Vorbild gibt es vereinzelte Bestrebungen, durch gezielte Einbauten in Flussabschnitten kontrollierte surfbare Wellen zu erzeugen. Diese sollen möglichst ganzjährig und ungefährlich nutzbar sein. Während dies bei der Eisbachwelle gut funktioniert, konnte beispielsweise an der Sillmündung in Innsbruck keine zufriedenstellende Welle erzeugt werden. Der zum Surfen genutzte Wechselsprung ist örtlich sehr labil und kann sich bereits bei kleiner Variation der Zuflussbedingungen oder der Unterwassertiefe negativ verändern. Eine gezielte Regulierung der Durchflussbedingungen mittels verstellbarer Einbauten hat sich beispielsweise bei der Almwelle in Salzburg als positiv erwiesen (Abb. 1b).

In Rahmen von physikalischen Modellversuchen an der VAW in einem 6.0 m langen, 0.3 m breiten und 0.5 m tiefen Kanal wurde der Einfluss einer verstellbaren Klappe auf die Ausbildung eines surfbaren Wechselsprungs untersucht. Bei einer Sohlstufe mit einer Höhe von $s = 0.1$ m wurde der Durchfluss von $Q = 20 - 40$ l/s variiert, die Zufluss-Froude-Zahlen lagen im Bereich von $F_o = 2.0 - 4.0$. Zusätzlich wurde das Strömungsbild mithilfe von Particle Image Velocimetry (PIV) visualisiert. Im vorliegenden Beitrag werden ausgewählte Resultate vorgestellt.

Wasserbau als Win-Win-Situation: Wo zum Teufel steckt MEIN "Win"?

Sebastian Hackl und Martin Tschannen

Der Kanton Aargau ist das Wasserschloss der Schweiz. Er liegt im Schweizer Mittelland und verfügt über ein Gewässernetz von rund 3'000 km Länge. Geprägt wird das Landschaftsbild durch das Jura-Gebirge und die Folgen eiszeitlicher Gletscherbewegungen, sowie durch die grossen Flüsse (Aare, Reuss, Limmat und Rhein).

In diesem dicht besiedelten, stark strukturierten und intensiv genutzten Raum gilt es die verschiedenen Ansprüche hinsichtlich Hochwasserschutz, Revitalisierung oder Geschiebehaushalt mit einer grossen Anzahl an Akteuren und ihren divergierenden Interessen abzugleichen. Die Kunst ist es die betroffenen Stakeholder einzubinden, zu begleiten und zu informieren, dass sie den Mehrnutzen für sich erkennen und in der Folge auch das wasserbauliche Vorhaben unterstützen.

Analog zur Verschiedenartigkeit der einzelnen Gewässer gibt es auch für Wasserbauprojekte nicht das ideale und immer richtige Vorgehen. Es gibt nicht DEN partizipativen Planungsprozess, der für alle Projekte gilt. Vielmehr ist der jeweilige Lösungsansatz den Bedingungen und Interessen entsprechend zu wählen, um den Nutzen des Projekts und die daraus entstehenden Win-Win-Situationen aus einer abstrakten Ebene mit gut klingenden Schlagworten wie Naherholung, Biodiversität oder Eigendynamik auf eine greifbare und allgemeinverständliche Ebene zu bringen. Das Ziel erachten wir als erreicht, wenn die Stakeholder überzeugt sind, dass das Projekt für sie einen Mehrwert (Win) hat. Wie sich dies in der Praxis widerspiegelt, wird anhand verschiedener Beispiele erläutert.

Ausgelöst durch die energetische Wasserkraftnutzung ist die Geschiebedurchgängigkeit der Reuss heute nicht mehr gegeben. Die aus hochwasserschutztechnischen Gründen notwendige Entnahme von Kies wird mitunter von Naturschutz- oder Fischereiseite kritisch beurteilt. Grundsätzlich sehen wir uns vermehrter Kritik durch ökologische Bedenkenräger bei Eingriffen in unter Schutz stehenden Landschaften ausgesetzt – unabhängig von der durch Monitoring und Messreihen unterstützten Faktenlage.

Die Renaturierung der Bünz in Henschiken zeigt exemplarisch auf, wie sich der Charakter einer Renaturierung basierend auf neuen gesellschaftlichen Zielsetzungen ändert. Auch die schönste und beste Planung verbessert den Zustand des Bachs nicht, wenn die finanzielle Belastung einer Gemeinde für ein nicht zwingend erforderliches Projekt sehr hoch ist. Auch wenn Investitionen in Infrastrukturbauten (Strassenbau, Hochwasserschutz) vom Stimmbürger grundsätzlich stärker unterstützt werden.

Der Hochwasserschutz im Surbtal ist ein länger dauerndes Projekt, das einer Erinnerung von Mutter Natur bedürfte, um die Bedeutsamkeit für die Region wieder in die Wahrnehmung zu rücken. Wie so oft sinkt das Gefahrenbewusstsein nach einigen Jahren ohne Ereignis wieder und die Umsetzung der Massnahmen, die im Zeitplan weiter hinten angesiedelt sind, wird durch die Überlagerung anderer Interessen, wie beispielsweise Ortsbildschutzüberlegungen, erheblich aufwändiger.

Nichtlineare dynamische Untersuchung einer 70 Jahre alten Gewichtsstaumauer in Bulgarien

Dimitar Kisliakov und Ognyan Todorov

Die Schwergewichtsmauer „Beli Iskar“ in Bulgarien wurde im Zeitraum 1936 – 1945 im Rila Gebirge zur Trinkwasserversorgung der Hauptstadt Sofia errichtet. Sie stellt ein typisches Beispiel für die s.g. Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) dar, die zu einer starken Beeinträchtigung der Eigenschaften des Staumauerbetons durch das Schneeschmelzwasser in der vergangenen Betriebszeit geführt hat. In letzter Zeit war die Staumauer wegen ihrer höchsten Werkklasse Gegenstand zahlreicher Untersuchungen sowie mancher Reparaturen – vor etwa 13 Jahren wurde die wasserseitige Oberfläche mit einer Kunststoffdichtungsbahn aus PVC als erste Phase ihrer konstruktiven Renovierung verkleidet, und der Kontaktbereich des Felsuntergrundes wurde injiziert. Die gestellten dabei Ziele wurden erreicht, aber der allgemeine Zustand der Staumauer erfüllt leider noch nicht die heutigen dieser Werkklasse zugehörigen Anforderungen bezüglich der Talsperrensicherheit. Der Hauptpunkt dabei besteht in der Erdbebengefährdung, die zur Planungs- und Bauzeit gar nicht berücksichtigt wurde.

In der zweiten Phase der geplanten Sanierungsaktivitäten soll auch die Erdbebensicherheit der Staumauer auf den heutigen Stand gebracht werden. In diesem Jahrhundert wurden aufgrund der verfügbaren Eingabeinformation über die konkrete Staumauer umfangreiche dynamische Untersuchungen durchgeführt, allerdings mit dem Ziel, ihre Tragfähigkeit und Standsicherheit (inkl. seismisches Risiko) in Bezug auf die aktuellen Regelwerksanforderungen in Bulgarien abzuschätzen. Aufgrund der erhaltenen Ergebnisse wurden Varianten zur konstruktiven Befestigung der Mauer vorgeschlagen. Neulich wurde schon auch die konzeptuelle Planung zu diesem Zweck abgeschlossen, in der aufgrund rigoroser Berechnungen zwei konstruktive Lösungen erarbeitet wurden. In allen diesen Jahren haben die durchgeführten Untersuchungen vor allem für die Anforderungen der gültigen Regelwerken Rechnung getragen. Als Ergebnis ist bisher eigentlich keine nichtlineare Untersuchung der Staumauer auf Erdbebeneinwirkung unseres Wissens durchgeführt worden. Wir haben uns aber die Frage gestellt, wie das dynamische Staumauerverhalten der bestehenden Staumauer ausschauen würde, wenn sie einem gerade für ihre Stelle ermittelten Bemessungsbeben ausgesetzt wird.

Im Vortrag wird aufgrund eines physikalisch nichtlinearen Rechenmodells diese Frage beantwortet. Das Modell, die Einwirkungsparameter und die Ergebnisse werden ausführlich vorgestellt. Die letzteren zeigen deutlich, daß bei den getroffenen relativ konservativen Modellannahmen die Staumauer auch bei Wiederholperioden von 1000 und 10000 Jahren entsprechenden seismischen Einwirkungen (bezüglich Höchstbodenbeschleunigung), trotz intensiver Rißbildung in der Kontaktfuge doch ihre Standfestigkeit nicht verliert. Die erarbeitete Konstruktion zur Mauerbefestigung wird auch vorgestellt, ihr wird aber weniger Aufmerksamkeit gewidmet, da sie ihre Aufgabe vollständig erfüllt, was für zwei konkret definierte Erdbebeneinwirkungen auch überprüft wurde.

Umsetzung von Wasserbauvorhaben aus Sicht des Auftraggebers – Bewältigung der Schwierigkeiten oder Verzicht

Andreas Rudolf

Der Beitrag beleuchtet die Veränderungen und die Anforderungen eines Bauherrn bei der Projekt-abwicklung von Wasserbauvorhaben in den letzten 15 Jahren. Dabei wird an einem aktuellen Planungsbeispiel für ein Hochwasserrückhaltebecken im Harz die Komplexität aufgezeigt, mit denen heute der Bauherr bei der Umsetzung von Maßnahmen, insbesondere schon bei der Planung konfrontiert wird. Die Ergebnisse des Vergleiches der vorhandenen Randbedingungen mit den Anforderungen führen dann zu Vorschläge und Denkansätze für die Verbesserung der Situation. Als Fazit bleibt festzuhalten, dass es zunehmend schwieriger wird, überhaupt noch Projekte zu realisieren. Die Gesetzgebung der Europäischen Union, des Bundes und der Länder und die gesellschaftlichen Randbedingungen schaffen immer wieder neue Herausforderungen, denen sich Bauherren, Ingenieurbüros aber auch Genehmigungs-behörden stellen müssen. Es ist und bleibt schwierig, weiterhin Vorankommen und Entwicklung zu gewährleisten.

Optimization of Water Resource Use within the Blue Nile River basin, Ethiopia

Athanasia Tatiana Stamou and Peter Rutschmann

The Nile River is a source of fresh water for millions of people. The continuously growing water demand in combination with the population growth have led to enormous water scarcity in the Nile River basin. Among the countries that share the Nile's water, this study is concentrating on Ethiopia and more specifically on the Blue Nile River basin. Different aspects of the Blue Nile River basin as well as information on the current and future water resource development of the basin will be discussed.

The NIMA-NEX project (Nile Management Nexus Expert tool) was developed with the aim to optimize the use of water resources along the Blue Nile River. The optimization will be achieved in terms of a nexus approach (nexus: the act of binding together). MA-NEX, comprising a part of the NIMA-NEX project, is concentrating on the reservoir and energy management as well as on the water allocation among the competing users. Consequently, MA-NEX will result in the optimization of the water resource use within the Blue Nile River basin, so as to maximize the ecological, economic and social benefits. In the present study, three main parts of MA-NEX will be discussed, namely the model selection and description, data collection and analysis as well as the development of the Blue Nile River system in the selected model.

Bisher erschienene Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München

- Nr. 1 **Häusler Erich:** Energieumwandlung bei einem frei fallenden, kreisrunden Strahl in einem Wasserpolster, 1962, *vergriffen*
- Nr. 2 **Spiekermann, Günter:** Instabile Formen des Schußstrahles beim Abfluß unter Schützen und seine Kraftwirkungen auf die Schützenkonstruktion, 1962, *vergriffen*
- Nr. 3 **Linder Gaspar:** Über die Gestaltung von Durchlaßausläufen, 1963, *vergriffen*
- Nr. 4 **Knauss Jost:** Modellversuche über die Hochwasserentlastungsanlagen an kleinen Rückhaltespeichern in Südbayern, 1963, *vergriffen*
- Nr. 5 **Mahida Vijaysinh:** Mechanismus der Schnellsandfiltration, 1964, *vergriffen*
- Nr. 6 **Rothmund, Hermann:** Energieumwandlung durch Strahlumlenkung in einer Toskammer, 1966, *vergriffen*
- Nr. 7 **Häusler Erich:** Luftsiphons für den pneumatischen Verschluss von Wassereinflauffnungen, 1966, *vergriffen*
- Nr. 8 **Seus Günther J.:** Die Anfangskavitation, 1966, *vergriffen*
- Nr. 9 **Knauss Jost:** Schießender Abfluß in offenen Gerinnen mit fächerförmiger Verengung, 1967, *vergriffen*
- Nr. 10 **Häusler Erich; Bormann Klaus:** Schießender bzw. strömender Abfluß in Bächen
Schultz Gert A.: Die Anwendung von Computer-Programmen für das Unit-Hydrograph-Verfahren am Beispiel der Iller
Bauch Wolfram: Untersuchungen über Wasserstandsvorhersagen an einem 600 m langen Modell der Donaustrecke Regensburg-Straubing, 1967, *vergriffen*
- Nr. 11 **Schultz Gert A.:** Bestimmung theoretischer Abflußganglinien durch elektronische Berechnung von Niederschlagskonzentration und Retention (Hyreun-Verfahren), 1968, *vergriffen*
- Nr. 12 **Raumer Friedrich von:** Verteilung von Bewässerungswasser in Kanälen - Eine Systematik großer Kanalsysteme zur Verteilung von Bewässerungswasser unter besonderer Berücksichtigung von Regulier- und Meßvorgängen, 1968, *vergriffen*
- Nr. 13 **Bormann Klaus:** Der Abfluß in Schußrinnen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme, 1968
- Nr. 14 **Scheuerlein Helmut:** Der Rauherinneabfluß, 1968, *vergriffen*
- Nr. 15 **Koch Kurt:** Die gegenseitige Strahlableitung auf horizontaler Sohle, 1968
- Nr. 16 **Bauch Wolfram:** Die Hochwasserwelle im ungestauten und gestauten Fluß, 1968
- Nr. 17 **Marr Gerhard:** Vergleich zweier Differenzenverfahren in einem mathematischen Modell zur Berechnung von instationären Abflußvorgängen in Flüssen, 1970, *vergriffen*
- Nr. 18 **Herbrand Karl:** Der räumliche Wechselsprung, 1970, *vergriffen*
- Nr. 19 **Seus Günther J.:** Betrachtungen zur Kontinuitätsbedingung der Hydromechanik;
Zielke Werner: Zur linearen Theorie langer Wellen in Freispiegelgerinnen, 1971
- Nr. 20 **Häusler Erich:** Entnahmetürme mit Luftsiphons, 1971, *vergriffen*
- Nr. 21 **Herbrand Karl:** Das Tosbecken mit seitlicher Aufweitung, 1971
- Nr. 22 **Knauss Jost:** Hydraulische Probleme beim Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen an großen und kleinen Staudämmen, 1971, *vergriffen*
- Nr. 23 **Zielke Werner:** Berechnung der Frequenzganglinien und Eigenschwingungen von Rohrleitungssystemen
Zielke Werner; Wylie E. Benjamin: Zwei Verfahren zur Berechnung instationärer Strömungen in Gasfernleitungen und Gasrohrnetzen, 1971
- Nr. 24 **Knauss Jost:** Wirbel an Einläufen zu Wasserkraftanlagen, 1972, *vergriffen*
- Nr. 25 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 1, 1972, *vergriffen*
- Nr. 26 **Keller Andreas:** Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Problem der modellmäßigen Behandlung von Strömungskavitation, 1973, *vergriffen*
- Nr. 27 **Horn Heinrich:** Hochwasserabfluß in automatisch geregelten Staustufen, 1973
- Nr. 28 **Bonasoundas Markos:** Strömungsvorgang und Kolkproblem am runden Brückenpfeiler, 1973
- Nr. 29 **Horn Heinrich; Zielke Werner:** Das dynamische Verhalten von Flußstauhaltungen, 1973

- Nr. 30 **Uslu Orhan**: Dynamische Optimierung der Fließbeiwerte in mathematischen Flußmodellen und Berücksichtigung der Vorlandüberströmung - Eine Anwendung des Operations Research im theoretischen Flußbau, 1974
- Nr. 31 **Kotoulas Dimitrios**: Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 2, 1975, *vergriffen*
- Nr. 32 **50 Jahre Versuchsanstalt Oberrach**
Hartung Fritz: Einführung: Was treiben eigentlich die Oberracher?
Knauss Jost: Strategien und Entscheidungshilfen beim Hochwasserschutz in Städten, dargestellt am Beispiel der Hochwasserfreilegung der Stadt Harburg an der Wörnitz
Häusler Erich: Abstürze und Stützschnellen in hydraulischer und konstruktiver Betrachtung (Mindestfallhöhen zur Erzielung einer genügenden hydraulischen Wirksamkeit)
Seus Günther J.; **Hack Hans-Peter**: Erster Vergleich der Ergebnisse des physikalischen Modells in Oberrach mit denen des neuen mathematischen Modells
Uslu Orhan; **Schmitz Gerd**: Parameteridentifikation und Sensitivitätsanalyse bei mathematischen Modellen in der Hydrologie
Keller Andreas; **Zielke Werner**: Veränderung des freien Gasgehaltes in turbulenten Rohrströmungen bei plötzlichen Druckabsenkungen
Herbrand Karl: Zusammenführung von Schußstrahlen. Zwei praktische Beispiele konstruktiver Lösungen aus Modellversuchen
Zielke Werner: Grenzen der deterministischen Betrachtungsweise in der Strömungsmechanik, 1976
- Nr. 33 **Probleme der Arbeit des beratenden Ingenieurs in der Wasserwirtschaft der Entwicklungsländer**. Symposium am 13.10.1976 in Wallgau, 1977
- Nr. 34 **50 Jahre Versuchsanstalt Oberrach**, Feierstunde am 14.10.1976 in Wallgau
Hartung Fritz: Die Wasserbauversuchsanstalt Oberrach im Strom der Zeit
Bischofsberger Wolfgang: Laudatio für Professor Dr.-Ing. E. Mosonyi
Mosonyi Emil: Wasserbau, Technik oder Kunst? 1977
- Nr. 35 **50 Jahre Versuchsanstalt Oberrach**,
Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, Seminar am 15.10.1976 in Oberrach
Cecen Kazim: Die Verhinderung des Geschiebeeinlaufes zu Wasserfassungsanlagen
Midgley D.C.: Abstraction of water from sediment-laden rivers in Southern Africa
Jacobsen J.C.: Geschiebefreie Triebwasserfassungen - Modellversuche am Beispiel des sogenannten Geschiebeabzuges
Scheuerlein Helmut: Die Bedeutung des wasserbaulichen Modellversuchs für die Gestaltung von Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, 1977
- Nr. 36 **Hack Hans-Peter**: Luftpfeilzug in Fallschächten mit ringförmiger Strömung durch turbulente Diffusion, 1977
- Nr. 37 **Csallner Klausotto**: Strömungstechnische und konstruktive Kriterien für die Wahl zwischen Druck- und Zugsegment als Wehrverschluß, 1978
- Nr. 38 **Kanzow Dietz**: Ein Finites Element Modell zur Berechnung instationärer Abflüsse in Gerinnen und seine numerischen Eigenschaften, 1978
- Nr. 39 **Keller Andreas**; **Prasad Rama**: Der Einfluß der Vorgeschichte des Testwassers auf den Kavitationsbeginn an umströmten Körpern - Ein Beitrag zur Frage der Rolle der Kavitationskeime bei Strömungskavitation, 1978
- Nr. 40 **Hartung Fritz**: 75 Jahre Nilstau bei Assuan - Entwicklung und Fehlentwicklung, 1979, *vergriffen*
- Nr. 41 **Knauss Jost**: Flachgeneigte Abstürze, glatte und raue Sohlrampen
Scheuerlein Helmut: Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen
Häusler Erich: Unkonventionelle neuere Stauhaltungswehre an bayerischen Flüssen als gleichzeitige Sohlsicherungsbauewerke, 1979, *vergriffen*
- Nr. 42 **Seus Günther J.**; **Joeres Erhard P.**; **Engelmann Herbert M.**: Lineare Entscheidungsregeln und stochastische Restriktionen bei Bemessung und Betrieb von Speichern, 1979, *vergriffen*
- Nr. 43 **Meier Rupert C.**: Analyse und Vorhersage von Trockenwetterabflüssen - Eine Anwendung der Systemhydrologie, 1980, *vergriffen*
- Nr. 44 **Treske Arnold**: Experimentelle Überprüfung numerischer Berechnungsverfahren von Hochwasserwellen, 1980, *vergriffen*
- Nr. 45 **Csallner Klausotto**; **Häusler Erich**: Abflußinduzierte Schwingungen an Zugsegmenten - Ursachen, Sanierung und allgemeine Folgerungen
Herbrand Karl; **Renner Dietrich**: Aufnahme und Wiedergabe der Bewegung von Schwimmkörpern mit einem Video-Meßsystem

- Keller Andreas:** Messungen des Kavitationskeimspektrums im Nachstrom eines Schiffes - die ersten Großausführungsmessungen mit der Laser-Streulichtmethode
- Knauss Jost:** Neuere Beispiele für Blocksteinrampen an Flachlandflüssen
- Scheuerlein Helmut:** Der gelbe Fluß - nach wie vor Chinas Sorge oder die Unerbittlichkeit der Natur gegenüber 4000 Jahren menschlicher Bemühungen
- Seus Günther J.:** Nochmals: Das Muskingum-Verfahren. Fingerübungen zu einem bekannten Thema als "gradus ad parnassum" sowie neue Gedanken zur Interpretation des Anwendungsbereiches und eine Lösung des Problems der Nebenflüsse
- Treske Arnold:** Hochwasserentlastung an Dämmen. Zwei konstruktiv ähnliche Lösungen im Modellversuch, 1981, *vergriffen*
- Nr. 46 **Schmitz Gerd:** Instationäre Eichung mathematischer Hochwasserablauf-Modelle auf der Grundlage eines neuen Lösungsprinzips für hyperbolische Differentialgleichungs-Systeme, 1981, *vergriffen*
- Nr. 47 **Scheuerlein Helmut:** Der wasserbauliche Modellversuch als Hilfsmittel bei der Bewältigung von Verlandungsproblemen in Flüssen
- Knauss Jost:** Rundkronige und breitkronige Wehre, hydraulischer Entwurf und bauliche Gestaltung
- Keller Andreas:** Maßstabeffekte bei der Anfangskavitation, 1983, *vergriffen*
- Nr. 48 **Renner Dietrich:** Schifffahrtstechnische Modellversuche für Binnenwasserstraßen - Ein neues System und neue Auswertungsmöglichkeiten, 1984, *vergriffen*
- Nr. 49 **Sonderheft: Erhaltung und Umbau alter Wehre** (Wasserbau im historischen Ensemble, drei Beispiele aus dem Hochwasserschutz bayerischer Städte), 1984, *vergriffen*
- Nr. 50 **Knauss Jost; Heinrich B.; Kalcyk H.:** Die Wasserbauten der Minyer in der Kopais - die älteste Flußregulierung Europas, 1984, *vergriffen*
- Nr. 51 **Hartung Fritz; Ertl Walter; Herbrand Karl:** Das Donaumodell Straubing als Hilfe für die Planung und Bauausführung der Staustufe Straubing, 1984
- Nr. 52 **Hahn Ulrich:** Luftertrag, Lufttransport und Entmischungsvorgang nach einem Wechselsprung in flachgeneigten, geschlossenen Rechteckgerinnen, 1985
- Nr. 53 **Bergmann Norbert:** Entwicklung eines Verfahrens zur Messung und Auswertung von Strömungsfeldern am wasserbaulichen Modell, 1985
- Nr. 54 **Schwarz Jürgen:** Druckstollen und Druckschächte - Bemessung und Konstruktion, 1985, *vergriffen*
- Nr. 55 **Schwarz Jürgen:** Berechnung von Druckstollen - Entwicklung und Anwendung eines mathematischen Modells und Ermittlung der felsmechanischen Parameter, 1987
- Nr. 56 **Seus Günther J.; Edenhofer Johann; Czirwitzky Hans-Joachim; Kiefer Ernst-Martin; Schmitz Gerd; Zunic Franz:** Ein HN-Modellsystem für zweidimensionale, stationäre und instationäre Strömungen beim Hochwasserschutz von Städten und Siedlungen, 1987
- Nr. 57 **Knauss Jost:** Die Melioration des Kopaisbeckens durch die Minyer im 2. Jt.v.Chr.; Kopais 2 - Wasserbau und Siedlungsbedingungen im Altertum, 1987
- Nr. 58 **Mtalo Felix:** Geschiebeabzug aus Kanälen mit Hilfe von Wirbelröhren, 1988
- Nr. 59 **Yalin M. Selim; Scheuerlein Helmut:** Friction factors in alluvial rivers
- Yalin M. Selim:** On the formation mechanism of dunes and ripples
- Keller Andreas:** Cavitation investigations at one family of NACA-hydrofoils at different angles of attack, as a contribution to the clarification of scale effects at cavitation inception, 1988
- Nr. 60 **Schmitz Gerd H.:** Strömungsvorgänge auf der Oberfläche und im Bodeninneren beim Bewässerungslandbau. Grundlagen, Kritik der herkömmlichen Praxis und neue hydrodynamisch-analytische Modelle zur Oberflächenbewässerung, 1989
- Nr. 61 **Muckenthaler Peter:** Hydraulische Sicherheit von Staudämmen, 1989, *vergriffen*
- Nr. 62 **Kalenda Reinhard:** Zur Quantifizierung der hydraulischen Versagenswahrscheinlichkeit beweglicher Wehre, 1990
- Nr. 63 **Knauss Jost:** Kopais 3, Wasserbau und Geschichte, Minysche Epoche - Bayerische Zeit (vier Jahrhunderte - ein Jahrzehnt), 1990
- Nr. 64 **Kiefer Ernst-Martin, Liedl Rudolf, Schmitz Gerd H. und Seus Günther J.:** Konservative Strömungsmodelle auf der Basis krummliniger Koordinaten unter besonderer Berücksichtigung von Wasserbewegungen im ungesättigt-gesättigten Boden, 1990
- Nr. 65 **Hartung Fritz:** Der ägyptische Nil 190 Jahre im Spiel der Politik (1798-1988)
- Hartung Fritz:** Gedanken zur Problematik der Nilwehre

Döscher Hans-Dieter und Hartung Fritz: Kritische Betrachtungen zum Stützwehr im Toschka-Entlastungsgerinne des Assuan-Hochdammes, 1991

- Nr. 66 **Schmitz Gerd H., Seus Günther J. und Liedl Rudolf:** Ein semi-analytisches Infiltrationsmodell für Füllung und Entleerung von Erdkanälen
Keller Andreas P.: Chinese-German comparative cavitation tests in different test facilities on models of interest for hydraulic civil engineering, 1991
- Nr. 67 **Liedl Rudolf:** Funktionaldifferentialgleichungen zur Beschreibung von Wasserbewegungen in Böden natürlicher Variabilität - Beiträge zur Theorie und Entwicklung eines numerischen Lösungsverfahrens, 1991
- Nr. 68 **Zunic Franz:** Gezielte Vermaschung bestehender Kanalisationssysteme - Methodische Studien zur Aktivierung freier Rückhalteräume unter besonderer Berücksichtigung der Abflusssteuerung, 1991
- Nr. 69 **Eickmann Gerhard:** Maßstabseffekte bei der beginnenden Kavitation - Ihre gesetzmäßige Erfassung unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußgrößen, 1991
- Nr. 70 **Schmid Reinhard:** Das Tragverhalten von Erd- und Steinschüttdämmen mit Asphaltbeton-Kerndichtungen, 1991
- Nr. 71 **Kiefer Ernst-Martin:** Hydrodynamisch-numerische Simulation der Wasserbewegung im ungesättigten und gesättigten Boden unter besonderer Berücksichtigung seiner natürlichen Variabilität, 1991
- Nr. 72 **Strobl Th., Steffen H., Haug W. und Geiseler W.-D.:** Kerndichtungen aus Asphaltbeton für Erd- und Steinschüttdämme, 1992
- Nr. 73 **Symposium: Betrieb, Unterhalt und Modernisierung von Wasserbauten**
Garmisch-Partenkirchen, 29. - 31. Oktober 1992
- Nr. 74 **Heilmair Thomas und Strobl Theodor:** Erfassung der sohnlahen Strömungen in Ausleitungsstrecken mit FST-Halbkugeln und Mikro-Flowmeter - ein Vergleich der Methoden, 1994
- Nr. 75 **Godde Dominik:** Experimentelle Untersuchungen zur Anströmung von Rohrturbinen. Ein Beitrag zur Optimierung des Turbineneinlaufs, 1994
- Nr. 76 **Knauss Jost:** Von der Oberen zur Unteren Isar: Alte und neue Wasserbauten rund um die Benediktenwand. Sohlensicherung an der Unteren Isar., 1995
- Nr. 77 **Knauss Jost:** Argolische Studien: Alte Straßen - alte Wasserbauten. Talsperre von Mykene; Flußumleitung von Tiryns; Hydra von Lerna; Küstenpass Anigraia, 1996
- Nr. 78 **Aufleger Markus:** Ein Beitrag zur Auswertung von Erddruckmessungen in Staudämmen, 1996
- Nr. 79 **Heilmair Thomas:** Hydraulische und morphologische Kriterien bei der Beurteilung von Mindestabflüssen unter besonderer Berücksichtigung der sohnlahen Strömungsverhältnisse, 1997
- Nr. 80 **Maile Willibald:** Bewertung von Fließgewässer-Biozöosen im Bereich von Ausleitungskraftwerken (Schwerpunkt Makrozoobenthos), 1997
- Nr. 81 **Knauss Jost:** Olympische Studien: Herakles und der Stall des Augias. Kladeosmauer und Alpheiosdamm, die Hochwasserfreilegung von Alt-Olympia, 1998
- Nr. 82 **Symposium: Planung und Realisierung im Wasserbau - Vergleich von Zielvorstellungen mit den Ergebnissen**, Garmisch-Partenkirchen 15. - 17. Oktober 1998
- Nr. 83 **Hauger Stefan:** Verkehrssteuerung auf Binnenwasserstraßen – Ein Beitrag zur Optimierung der Schleusungsreihenfolge in Stillwasserkanälen und staugeregelten Flüssen, 1998
- Nr. 84 **Herbrand Karl:** Schiffahrtstechnische Untersuchungen der Versuchsanstalt Obernach; Ein Rückblick auf ein traditionelles Untersuchungsgebiet der VAO, 1998
- Nr. 85 **Hartlieb Arnd:** Offene Deckwerke – Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flußabschnitte, 1999
- Nr. 86 **Spanning Michael:** Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers: Parameterstudie an einem numerischen Modell, 1999
- Nr. 87 **Kleist Frank:** Die Systemdurchlässigkeit von Schmalwänden. Ein Beitrag zur Herstellung von Schmalwänden und zur Prognose der Systemdurchlässigkeit, 1999
- Nr. 88 **Lang Tobias:** Geometrische Kriterien zur Gestaltung von Kraftwerkseinläufen. Experimentelle Untersuchungen an Rohr-S-Turbine und Durchströmturbine, 1999
- Nr. 89 **Aufleger Markus:** Verteilte faseroptische Temperaturmessungen im Wasserbau, 2000
- Nr. 90 **Knauss Jost:** Späthelladische Wasserbauten. Erkundungen zu wasserwirtschaftlichen Infrastrukturen der mykenischen Welt, 2001

- Nr. 91 **Festschrift** aus Anlass des 75-jährigen Bestehens der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München in Oberrach;
Oskar v. Miller-Institut, 2001
- Nr. 92 **Wildner Harald:** Injektion von porösem Massenbeton mit hydraulischen Bindemitteln, 2002
- Nr. 93 **Wildbach Naturversuche**
Loipersberger Anton und Sadgorski Constantin: Schwemmholz in Wildbächen: Problematik und Abhilfemaßnahmen; Geschiebeuntersuchungen; 1D und 2D Abflussmodelle in einem Wildbach
Rimböck Andreas: Naturversuch Seilnetzsperrern zum Schwemmholzurückhalt in Wildbächen: Planung, Aufbau, Versuchsdurchführung und Ergebnisse
Hübl Johannes und Pichler Andreas: Zur berührungslosen Erfassung der Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit in einem Wildbachgerinne zum Zeitpunkt des Durchganges der Hochwasserwelle, 2002
- Nr. 94 **Rimböck Andreas:** Schwemmholzurückhalt in Wildbächen – Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperrern, 2003
- Nr. 95 **Nothhaft Sabine:** Die hydrodynamische Belastung von Störkörpern, 2003
- Nr. 96 **Schmautz Markus:** Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke: Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell, 2003
- Nr. 97 **Neuner Johann:** Ein Beitrag zur Bestimmung der horizontalen Sicherheitsabstände und Fahrrinnenbreiten für Wasserstraßen, 2004
- Nr. 98 **Göhl Christian:** Bypasseinrichtungen zum Abstieg von Aalen an Wasserkraftanlagen, 2004
- Nr. 99 **Haimerl Gerhard:** Groundwater Recharge in Wadi Channels Downstream of Dams: Efficiency and Management Strategies, 2004
- Nr. 100 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 1;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 101 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 2;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 102 **Huber Richard:** Geschwindigkeitsmaßstabeffekte bei der Kavitationserosion in der Scherschicht nach prismatischen Kavitatoren, 2004
- Nr. 103 **Exposed Thermoplastic Geomembranes for Sealing of Water Conveyance Canals,** Guidelines for Design, Supply, Installation, 2005
- Nr. 104 **Workshop „Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau“.** Wallgau, Oberbayern, 29. und 30. September 2005
- Nr. 105 **Conrad Marco:** A contribution to the thermal stress behaviour of Roller-Compacted-Concrete (RCC) gravity dams – Field and numerical investigations, 2006
- Nr. 106 **Schäfer Patrick:** Basic Research on Rehabilitation of Aged Free Flow Canals with Geomembranes, 2006
- Nr. 107 **Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern.** Beiträge zur Fachtagung am 13. und 14. Juli 2006 in Wallgau, Oberbayern, 2006
- Nr. 108 **Porras Pablo:** Fiber optic temperature measurements – Further Development of the Gradient Method for Leakage Detection and Localization in Earthen Structures, 2007
- Nr. 109 **Perzlmaier Sebastian:** Verteilte Filtergeschwindigkeitsmessung in Staudämmen, 2007
- Nr. 110 **Wasserbau an der TU München – Symposium zu Ehren von Prof. Theodor Strobl** am 16. März 2007 in Wallgau, Oberbayern, 2007
- Nr. 111 **Haselsteiner Ronald:** Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung, 2007
- Nr. 112 **Schwarz Peter und Strobl Theodor:** Wasserbaukunst - Oskar von Miller und die bewegte Geschichte des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Oberrach am Walchensee (1926-1951). 120 Seiten, Preis: 9,80 €, 2007
- Nr. 113 **Flutpolder: Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss.** Beiträge zur Fachtagung am 19. und 20. Juli 2007 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-03-6, 240 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 34,80 €, 2007
- Nr. 114 **Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees.** Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD. ISBN 978-3-940476-04-3, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2007

- Nr. 115 **14. Deutsches Talsperrensymposium** (14th German Dam Symposium) and **7th ICOLD European Club Dam Symposium**. Beiträge zur Tagung am 17. bis 19. September 2007 in Freising (Contributions to the Symposium on 17 - 19 September 2007 in Freising, Germany). ISBN 978-3-940476-05-0, 570 Seiten, Preis: 49,80 €, 2007
- Nr. 116 **Niedermayr Andreas**: V-Rampen – Ökologisch weitgehend durchgängige Querbauwerke. ISBN 978-3-940476-06-7, 240 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 117 **Hafner Tobias**: Uferückbau und eigendynamische Gewässerentwicklung – Aspekte der Modellierung und Abschätzungsmöglichkeiten in der Praxis. ISBN 978-3-940476-07-4, 206 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 118 **Wang Ruey-wen**: Aspects of Design and Monitoring of Nature-Like Fish Passes and Bottom Ramps. ISBN 978-3-940476-10-4, 280 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 119 **Fischer Markus**: Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern: Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch-numerischer Modellierung. ISBN 978-3-940476-11-1, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 120 **Fiedler Katharina**: Erfassung hydromorphologischer Vorgänge in Fließgewässern mit Hilfe von ADCP-Messungen. ISBN 978-3-940476-12-8, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 121 **Hoepffner Roland**: Distributed Fiber Optic Strain Sensing in Hydraulic Engineering. ISBN 978-3-940476-13-5, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 122 **Gewässermorphologie und EU-WRRL**: Beiträge zur Fachtagung am 24. und 25. Juli 2008 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-15-9, 230 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 34,80 €, 2008
- Nr. 123 **Zukunftsfähiger(s) Wasserbau und Flussgebietsmanagement – Wasser- und Feststofftransport in Fläche und Fluss**. Beiträge zur Fachtagung am 30. und 31. Juli 2009 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-19-7, 104 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 9,80 €, 2009
- Nr. 124 **Rutschmann Peter (Hrsg.): Wasserbau in Bewegung ... von der Statik zur Dynamik**. Beiträge zum 15. Gemeinschafts-Symposium der Wasserbau-Institute TU München, TU Graz und ETH Zürich vom 1. bis 3. Juli 2010 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-22-7, 624 Seiten, teils farbige Abbildungen, Preis: 59,00 €, 2010
- Nr. 125 **14. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten**. Beiträge zum JuWi-Treffen am 25. und 26. Juni 2012 an der Technischen Universität München. ISBN 978-3-940476-23-4, 220 Seiten, Preis: 14,80 €, 2012
- Nr. 126 **Efthymiou Nikolaos**: Transient Bedload Transport of Sediment Mixtures under Disequilibrium Conditions - An Experimental Study and the Development of a New Dynamic Hiding Function. ISBN 978-3-940476-24-1, 300 Seiten, Preis: 29,80 €, 2012
- Nr. 127 **Contributions on Sediment Transport**
Hutter Kolumban: Tutorial on Prograding and Retrograding Hypo- and Hyper-pycnal Deltaic Formations into Quiescent Ambients
Hutter Kolumban anf Luca Ioana: A Global View of Sediment Transport in Alluvial Systems
Vetsch David: Force-coupled Lagrangian Approach for Numerical Modelling of Bed-load Transport, ISBN 978-3-940476-25-8, 202 Seiten, Preis: 19,80 €, 2013
- Nr. 128 **Ökohydraulik - Leben im, am und mit dem Fluss**. Beiträge zur Fachtagung am 27. und 28. Juni 2013 in Obernach. ISBN 978-3-943683-04-2, 300 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 29,80 €, 2013, *vergriffen*
- Nr. 129 **Shokry Mohamed Ahmed Abdelaziz**: Numerical Simulation of Fish Behaviour and Fish Movement Through Passages. ISBN 978-3-943683-05-9, 130 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 24,80 €, 2013
- Nr. 130 **Hochwasser und kein Ende! Statusberichte, aktuelle Vorhaben, neue Planungswerkzeuge**. Beiträge zur Fachtagung am 3. und 4. Juli 2014 in Obernach. 978-3-943683-06-6, 200 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 29,80 €, 2013
- Nr. 131 **Skublics Daniel Alexander**: Großräumige Hochwassermodellierung im Einzugsgebiet der bayerischen Donau. Retention, Rückhalt, Ausbreitung. ISBN 978-3-940476-07-3, 200 Seiten, Preis: 19,80 €, 2014
- Nr. 132 **Cuchet Mathilde**: Fish Protection and Downstream Migration at Hydropower Intakes: Investigation of Fish Behavior under Laboratory Conditions. ISBN 978-3-940476-08-0, 145 Seiten, Preis: 19,80 €, 2014

- Nr. 133 **Hartlieb Arnd:** Schwemmholtz in Fließgewässern - Gefahren und Lösungsmöglichkeiten.
ISBN 978-3-940476-09-7, 165 Seiten, Preis: 19,80 €, 2015
- Nr. 134 **Rutschmann Peter (Hrsg.): Wasserbau – mehr als Bauen im Wasser.**
Beiträge zum 18. Gemeinschafts-Symposium der Wasserbau-Institute TU München,
TU Graz und ETH Zürich vom 29. Juni bis 1. Juli 2016 in Wallgau, Oberbayern.
ISBN 978-3-940476-10-3, 400 Seiten, Preis: 39,00 €, 2016

Die Berichtsbände können beim Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft bestellt werden:
E-Mail: sigrid.machauer@tum.de - Telefon: +49 89 289 23174

ISBN 978-3-943683-10-3
ISSN 1437-3513