

Inhaltsverzeichnis

<i>Tobias Lang, Moritz Stöß und Arnd Hartlieb</i>	1
Modellversuch für den geplanten Umbau der Hochwasserentlastungsanlage am Windachspeicher	
<i>Fabian Popp und Stephan Theobald</i>	11
Hybride Untersuchung zur Hydraulik und Morphodynamik an einem Laufwasserkraftwerk – Methodik und erste Ergebnisse	
<i>Maximilian Kastinger, Ismail Albayrak, Luiz G. M. Silva und Robert Boes</i>	21
Passage stromabwärts schwimmender Fische an einem Bypass-Einlauf mit bodennaher Öffnung	
<i>Werner Rehklau, Kai Deutschmann und Andreas Rimböck</i>	29
Naturnahe Deichpflege als Beitrag zur Steigerung der Biodiversität	
<i>Alpaslan Yörük, Hendrik Burkamp, Volker Mißler, Oliver Buchholz</i>	39
Starkregenvorsorge und Klimaanpassung – Entwicklung eines Vorhersage- und Warnsystems für Kommunen	
<i>Susanne Scherbaum, Michael Weber und Tobias Lang</i>	47
Vergleich verschiedener numerischer Modelle zur hydraulischen Überprüfung der Kanker-Teilüberleitung (GAP)	
<i>Fiona Maager, Benjamin Hohermuth, Volker Weitbrecht und Robert Boes</i>	57
Bemessungshilfe für gebaute Stufen-Becken-Abfolgen	
<i>Seline Frej, Robert Boes und David Vetsch</i>	67
Einfluss von Sohlenveränderungen auf den Abfluss bei seitlichen Entlastungsbauwerken	
<i>Jakob Siedersleben, Stefan Jocham, Arnd Hartlieb und Markus Aufleger</i>	77
Hybride Modellierung der Donau im Bereich Donauwörth	
<i>Barbara Stocker, Gabriel Zehnder und Volker Weitbrecht</i>	87
Optimierung der Einlaufsituation zum Entlastungsstollen Altbach, Kloten (CH) – Entwicklung einer geschiebedurchgängigen Tosbeckengeometrie	
<i>Dimitar Kisliakov und Ognyan Todorov</i>	97
Anwendung eines vereinfachten dynamischen Untersuchungsverfahrens auf einen Steinschüttdamm mit Lehmdichtungskern	
<i>Rick Crocoll, Eva Gerke und Anne Jakobs</i>	105
Einfluss der Vorfeuchte und Verschlammung auf die Starkregenmodellierung in Baden-Württemberg	

<i>Matthias Feldmann und Bernhard Ebner</i>	115
Wasserbauliche Herausforderungen beim Neubau des Wasserkraftwerkes Töging am Inn	
<i>Andreas Gorbauch, Jan Ulrich Job und Andreas Rimböck</i>	125
PRO Gewässer 2030 – Bayerns neue integrale Gewässerstrategie	
<i>Thomas Herrmann, Gerald Zauner und Roland Schmalfuß</i>	131
Stauraumentwicklung am Unteren Inn: Naturschutzfachliche und gewässer-ökologische Herausforderungen	
<i>Richard Huber und Jonas Pfeiffer</i>	141
Entwicklung von Betriebsvorgaben zur Reduzierung des Geschiebeeintrags in den Kraftwerkseinlauf des Eisenbahnerwehrs in einem physikalischen Modellversuch	
<i>Barbara Grüner, Walter Reckendorfer, Michael Schabuss und Horst Zornig</i>	151
Wirkung einer Zusatzdotation auf die Nutzung einer Fischwanderhilfe durch die Bachforelle	
<i>Andris Wyss, Florian Hinkelammert-Zens, Michael Auchli, Jana Hess, Rolf Künzi, Volker Weitbrecht</i>	161
Hochwasserschutz Frutigen (CH): Modellversuche zum Rückhalt von Schwemmholz in verzweigter Flussmorphologie	
<i>Leonie Koenders, Jelmer Cleveringa, Niels Nijborg, Niels Slik und Christoph Grass</i>	171
Erste Bewertung des Blue Carbon Potenzials in der Ems-Dollart- Region	
<i>Philipp Werner und Nicole Saenger</i>	181
Auswirkungen des anthropogenen Klimawandels auf die Passierbarkeit von Schlitzpässen	
<i>Josef Schneider, Hannes Badura und Franz Georg Piki</i>	191
Untersuchungen am physikalischen Modell zur Optimierung des neu zu errichtenden Kraftwerkes Stegenwald	
<i>Reinhard Schmid und Aitor Perez Suescun</i>	199
Bau eines Hochwasserschutzdamms in Maskat (Sultanat Oman)	
<i>Markus Müller, Christoph Werner und Anton Lüthi</i>	205
Resilienz durch Partizipation: Einsatzplanung für gravitative Naturgefahren	
<i>Antonia Dallmeier, Markus Reisenbüchler und Nils Rüter</i>	213
Ein integrativer Ansatz zur Optimierung hydrologischer Modelle anhand hydraulischer Simulationen	
<i>Julius Maier, Daniel Heim, Kevin Rieger, Martin Weber und Nicole Saenger</i>	223
Renaissance einer alten Technik: Leistungsanalyse eines halbseitig beplankten Zuppinger-Wasserrads	

<i>Yannick Marschall, Claudia Leuch, Ismail Albayrak, Robert Boes und David Vetsch</i>	233
Optimierung der Anströmbedingungen eines Fischleitrechens beim KW Herrentöbeli mittels 3D-numerischer Simulation	
<i>Niklas Schwiersch</i>	243
Risikobasiertes Planen von Maßnahmen des Hochwasserrisikomanagements mittels genetischer Algorithmen	
<i>Timo Heinisch und Claudia Urscheler</i>	253
Raumplanerische und organisatorische Maßnahmen als Ergänzung zur Bewältigung von Flutkatastrophen - ein Vergleich Schweiz, Deutschland, Österreich	
<i>Manuel Pirker, Josef Schneider und Gerald Zenz</i>	263
Modellversuch zur Untersuchung des Nachkolkbereichs einer Sohlrampe im Stauraum des KW Stegenwald	
<i>Georg Seidl, David Derflinger und Josef Schneider</i>	273
Einfluss von Sohlrauigkeit und Störsteinanordnungen auf die Fließgeschwindigkeitsverteilung im Beckenübergang von technischen Beckenpässen	
<i>Georg Seidl und Markus Haslwanger</i>	283
Videogestützte Versuchsreihen zur Untersuchung der Passage von Großfischen im Modifizierten Denilpass	
<i>Dominik Mayr und Nils B. Kerpen</i>	293
Numerische Simulation von windinduziertem Wellenüberlauf über Hochwasserentlastungen mit Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH)	
<i>Michael Neumayer, Marion Dziengel, Sina Saremi, Marco Lomazzi und Almut Windmuller</i>	303
Wasserbauliche Maßnahmenstudie zur Unterstützung einer natürlichen Tidedynamik im Bereich der Elbinsel Krautsand	

Modellversuch für den geplanten Umbau der Hochwasserentlastungsanlage am Windachspeicher

Tobias Lang, Moritz Stöß und Arnd Hartlieb

Zusammenfassung

Der Windachspeicher im Landkreis Landsberg am Lech wurde in den Jahren 1961-64 errichtet und schützt seitdem das Windachtal vor Hochwasser. Seine Hochwasserentlastungsanlage (HWE) springt bei sehr seltenen Hochwasserereignissen an. Sie ist bei extremen Hochwasserereignissen essentiell für die Standsicherheit des Bauwerkes und damit auch für den Schutz der Unterlieger. Das Einlaufbauwerk der HWE ist bis dato mit einer beweglichen Klappe ausgestattet. Gemäß der gültigen Talsperren-Norm (DIN 19700) werden an einen solchen „beweglichen Verschluss“ hohe Sicherheitsanforderungen gestellt. Da eine bewegliche Klappe versagensanfällig und zudem wartungsintensiv ist, plant die bayerische Wasserwirtschaftsverwaltung den Umbau der bestehenden Konstruktion in eine feste Überlaufschwelle. Damit können die Forderungen der Norm erfüllt und die Sicherheit des Absperrbauwerks und damit auch des Windachtals bei extrem seltenen Ereignissen weiter verbessert werden.

In einem physikalischen Modell (im Maßstab 1:15) der HWE des Windachspeichers wurden an der Versuchsanstalt Obernach (TU München) verschiedene Umbauvarianten getestet. Ziel war neben der Verbesserung der Anlagensicherheit auch die Leistungsfähigkeit der HWE zu optimieren. Der Ausführungsvorschlag für das Einlaufbauwerk sieht einige Veränderungen gegenüber dem Istzustand vor. Nach Abbruch des bestehenden Wehrhöckers mit der aufgesetzten Fischbauchklappe bis zur Höhe des Vorbodens wird eine feste Überlaufschwelle mit WES-Profil errichtet. Eine Herstellung aus Betonfertigteilen wäre möglich, die Sicherung gegen nach oben gerichtete Vertikalkräfte erforderlich. Darüber hinaus soll die Decke des Einlaufbauwerks rückgebaut werden, da so unkalkulierbare Pulsationen und Sogeffekte infolge mangelnder Luftzufuhr vermieden werden können. Die geneigten Seitenpfeiler und die Rückwand sollten senkrecht bis zur Dammkrone erhöht werden. So ist es möglich, klar definierte Anströmungssituationen der festen Überlaufschwelle ohne Störung durch die Überfallstrahlen über die Seitenpfeiler oder die Rückwand zu schaffen.

Durch eine Optimierung des Tosbeckens (Leitkeil) und den verbesserten Kolkschutz im Unterwasserbecken ist in allen Lastkombinationen eine sehr gute Energieumwandlung im Unterwasser des Windachspeichers gegeben. Die Versuchsläufe zeigten, dass der Windachspeicher nach den Umbaumaßnahmen für zukünftige Hochwasserereignisse mehr als gewappnet ist und die technischen Anforderungen deutlich übertroffen werden. Nach Abschluss der Planungen steht der Umbau der HWE voraussichtlich ab dem Jahr 2025 an.

1 Einleitung

Der Windachspeicher, eine Talsperre im oberbayerischen Alpenvorland westlich des Ammersees, wurde Anfang der 1960er Jahre errichtet. Er wird vom Wasserwirtschaftsamt Weilheim (WWA WM) betrieben und schützt das Windachtal vor Hochwasser [1]. Als Absperrbauwerk dient ein 241 m langer und 15,3 m hoher Erddamm. Zur Speicherbewirtschaftung standen ursprünglich ein Grundablass (Kegelstrahlschieber) und eine Hochwasserentlastungsanlage (HWE) mit aufgesetzter Fischbauchklappe zur Verfügung [2]. Diese beiden Abgabeorgane

besitzen ein gemeinsames Tosbecken. Anfang der 1990er Jahre wurde zur Erhöhung der Betriebssicherheit ein Betriebsauslass nachgerüstet [3]. Da damit zwei zuverlässige und leistungsfähige Auslässe zur Verfügung stehen, wäre die bewegliche Fischbauchklappe für die Speicherbewirtschaftung entbehrlich. Die Fischbauchklappe besitzt einen ungünstigen, einseitigen Antrieb, dessen Betrieb seit mehreren Jahren zu Problemen führt und seitdem als unzuverlässig eingeschätzt wird. Bei gelegter Fischbauchklappe gehen etwa 55% des gewöhnlichen Hochwasserrückhalterums (IGHR) verloren (siehe Abb. 1). Somit kann mit gelegter Klappe der Hochwasserschutz der Unterlieger nicht gewährleistet werden.

Würde die Klappe im Ereignisfall bei Vollstau versagen, würde schlagartig ein Abfluss von ca. 45 m³/s freigesetzt. Als Konsequenz des hohen Versagensrisikos wurde die Fischbauchklappe 2015 arretiert. Bei sehr seltenen Ereignissen könnte jedoch eine Absenkung der Klappe im Bereich des ZH erforderlich werden. Bei einem dann eintretenden Versagensfall (hoher Staudruck) würden bis zu 70% des Gesamt-Rückhaltevolumens (gewöhnlich + außergewöhnlich) unsteuerbar auslaufen und das Windachtal fluten. Das Wasserwirtschaftsamt Weilheim möchte daher diese provisorische Lösung (Arretierung) in eine DIN-konforme, langlebige Konstruktion umbauen, die nicht versagen kann.

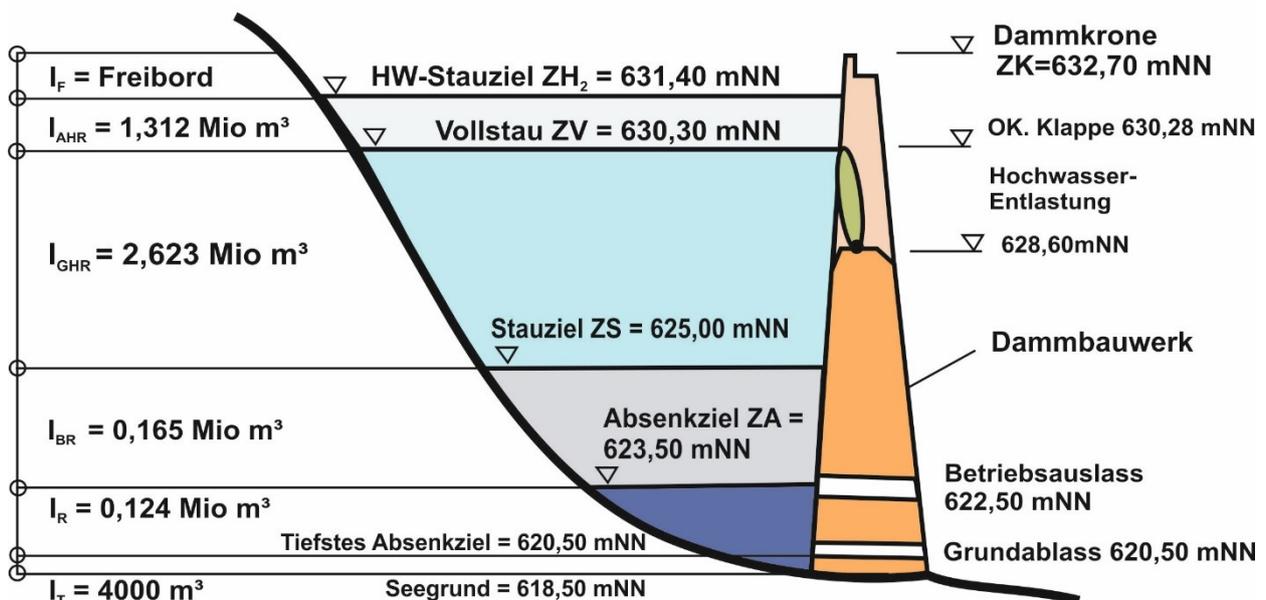


Abb. 1 HWE mit Klappe, Stauziele und Stauräume des Windachspeichers nach DIN 19700

2 Anforderungen an das neue Einlaufbauwerk der HWE

Das neue Einlaufbauwerk der HWE muss verschiedene Anforderungen erfüllen. Für Betreiber und Aufsichtsbehörde hat die Anlagensicherheit bei der Planung des neuen Einlaufbauwerks oberste Priorität. Damit gehen die Forderungen nach einer robusten, nicht versagensanfälligen Konstruktion sowie einer möglichst hohen hydraulischen Leistungsfähigkeit einher. Bei Planung und Bau von Stauanlagen gilt es, unkomplizierte und dauerhafte Lösungen für die konstruktive Gestaltung von Bauteilen und Betriebseinrichtungen zu finden [4]. Dieser Grundsatz gilt insbesondere für HWEs, die lediglich bei Extremereignissen mit außergewöhnlich hohen Speicherwasserständen betrieben werden. Durch den Verzicht auf steuerbare bzw. bewegliche Elemente in der HWE kann ein Versagen nahezu ausgeschlossen werden.

Es wurde deshalb im Konsens in der Wasserwirtschaftsverwaltung entschieden, die Fischbauchklappe in eine feste Überlaufschwelle umzubauen. Damit werden nicht nur Versagensfälle, sondern auch mögliche Fehlsteuerungen der beweglichen Klappe durch einen Ausfall des Antriebs (Strom bzw. Erreichbarkeit), falsche Zufluss-Prognosen (Niederschlagprognosen, Ausfall von Pegeln bei Extremabflüssen), Manipulationen durch Unbefugte sowie mögliche Fehlentscheidungen des Betriebspersonals ausgeschlossen.

Die Leistungsfähigkeit der HWE muss einerseits ausreichen, um im Zusammenwirken mit den anderen Abgabeorganen, die Hochwasserbemessungsfälle nach DIN 19700:2004-07 (Teile 10 und 11) nachweisen zu können [5]. Um größere bauliche Anpassungen am Absperrbauwerk zu vermeiden, wollte das Wasserwirtschaftsamt Weilheim weiterhin möglichst die wasserrechtlich genehmigten Stauziele einhalten. Andererseits sollte die HWE zur Reduktion des Risikos bei Überschreiten der hydrologischen Bemessungsannahmen (Restrisiko) eine möglichst große zusätzliche hydraulische Leistungsfähigkeit besitzen [4].

Um möglichst vorausschauend zu planen, wurde für den Nachweis der Bemessungshochwasserfälle nach DIN 19700:2004-07 im Jahr 2021 eine Überprüfung der Bemessungshochwasser des Windachspeichers (Vertiefte Überprüfung – Teil Hydrologie [6]) durchgeführt. Dabei konnten die bislang gültigen Scheitelzuflüsse bestätigt werden (Tab. 1). Für die Bemessungsereignisse wurden mit dem hydrologischen Modell LARSIM Zufluss-Ganglinien erzeugt, deren Füllen sich nur geringfügig von den Füllen der bisherigen Bemessungsereignisse unterscheiden. Die Simulation des Windachspeichers erfolgte mit dem zur Bewirtschaftung für Talsperren entwickelten Modul SPEMO. [6]

Tab. 1 Bemessungshochwasserereignisse für den Windachspeicher

Hochwasserbemessungsfall	Bemessungs-	Jährlichkeit	Scheitelzufluss
3: HWS der Unterlieger	BHQ3	100	50 m ³ /s
1: Dimensionierung HWE	BHQ1	1.000	70 m ³ /s
2: Anlagensicherheit Extrem-HW	BHQ2	10.000	105 m ³ /s

Zunächst erfolgte der Nachweis des Hochwasserschutzes für die Unterlieger (Hochwasserbemessungsfall 3). In Bayern sollen Siedlungen gemäß Landesentwicklungsplan [7] vor einem hundertjährlichen Hochwasserereignis geschützt werden. Das für diesen Schutz im (n-1)-Fall erforderliche Hochwasserrückhaltevolumen entspricht dem gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum, der zugehörige Speicherwasserstand entspricht dem Vollstau ZV. Die Simulationen zeigten, dass im Hochwasserbemessungsfall 3 das bestehende ZV von 630,30 mNN genau erreicht wird. Somit ist der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum des Windachspeichers weiterhin ausreichend dimensioniert. [6]

Aus dem Hochwasserbemessungsfall 3 ergibt sich die Höhe der Überfallkante der geplanten Überlaufschwelle zu 630,30 mNN und damit eine zentrale Randbedingung für die neue Überlaufschwelle des Einlaufbauwerks. Außerdem sollte unter Berücksichtigung der neuen hydrologischen Bemessungsereignisse das bestehende ZH von 631,40 mNN nicht überschritten werden. Bei Wasserständen über dem ZH soll die HWE eine möglichst hohe Leistungsfähigkeit besitzen [4].

3 Der Modellversuch an der Versuchsanstalt Obernach

Das geschlossene Transportgerinne weist eine komplexe Geometrie auf (Lageplan und Längsschnitt (vgl. Abb. 2)). Es besitzt im oberen Abschnitt die Form einer sich verengenden Verziehung in einer Kurve einschließlich einer mittigen Trennwand. Daran schließt ein gerader Abschnitt mit konstanter Breite an. Am Übergang zwischen Kurve und Gerade ist ein ausgerundeter Gefällewechsel von etwa 9% auf etwa 17% vorhanden. Es existieren zwei vertikale Belüftungsschächte, die sich kurz nach dem Ende der Trennwand und kurz nach dem Gefällewechsel befinden. Ein dritter Belüftungsschacht etwa 10 m vor dem Auslauf in das Tosbecken wurde in der Vergangenheit verplombt. Ein dritter Belüftungsschacht etwa 10 m vor dem Auslauf in das Tosbecken wurde in der Vergangenheit verplombt.

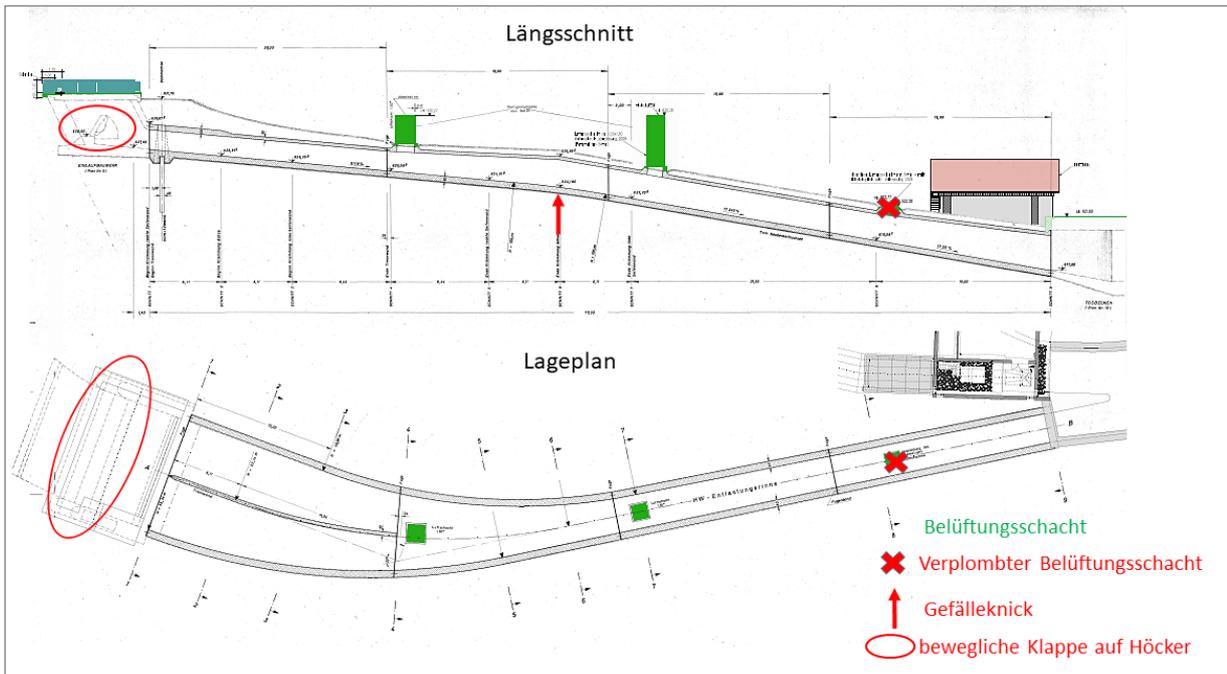


Abb. 2 Lageplan und Längsschnitt der HWE mit der beweglichen Fischbauchklappe im Einlaufbauwerk, dem Gefällewechsel und den beiden Belüftungsschächten im Transportgerinne (dritter Belüftungsschacht wurde verplombt)

Die Versuchsanstalt Obernach wurde vom WWA WM wegen der komplexen Randbedingungen mit der Durchführung eines hydraulischen Modellversuchs (Vollmodell, vgl. Abb. 3) zur Optimierung der Leistungsfähigkeit der HWE sowie zur Überprüfung und gegebenenfalls Optimierung der Energieumwandlung in den Tosbecken beauftragt.

Zunächst wurde basierend auf den hydraulischen Anforderungen eine mögliche Geometrie für die neue Überlaufschwelle erarbeitet (Ersatz für die bewegliche Klappe). Es zeigte sich, dass die erforderliche hydraulische Leistungsfähigkeit ohne Erweiterung des Einlaufbauwerks nur mit einer sehr strömungsgünstigen Form der Überlaufschwelle erreicht werden kann. Um die bestehenden Seitenpfeiler erhalten zu können, wurde deshalb ein WES-Profil gewählt. Die Design-Überströmungshöhe bei der gerade noch kein Unterdruck entsteht beträgt 1,10 m (ZH – ZV = 631,40 mNN - 630,30 mNN).

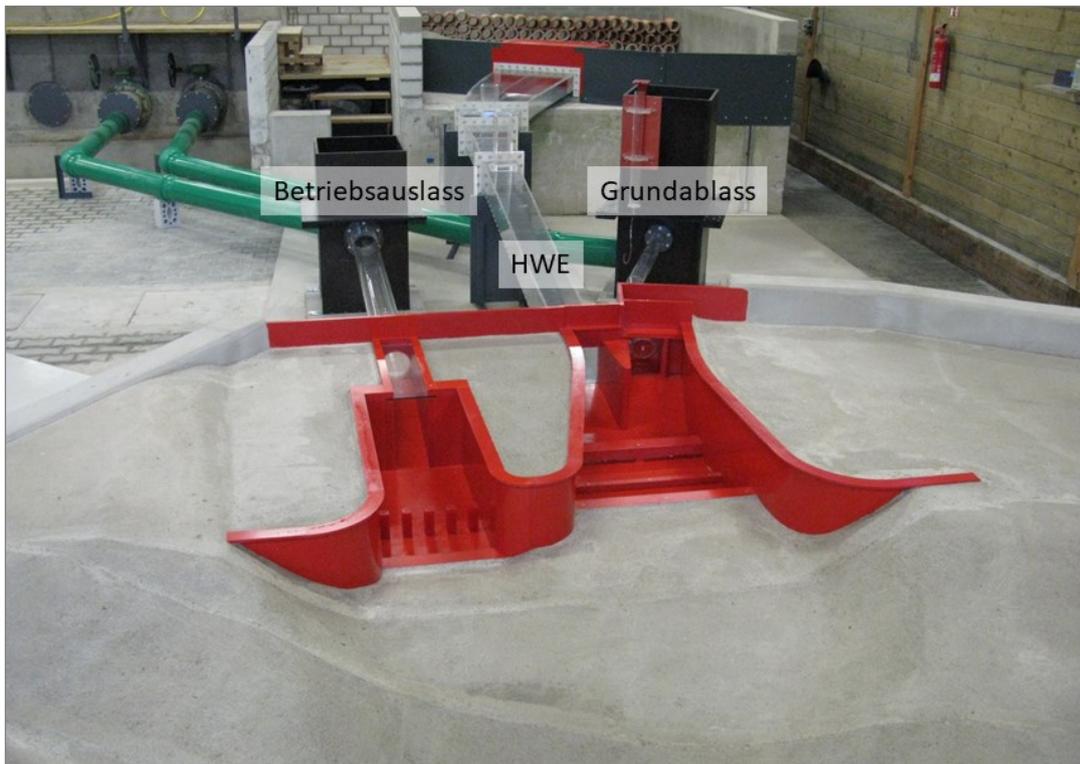


Abb. 3 Blick gegen die Fließrichtung auf das Vollmodell

Anschließend wurde ein Vollmodell im Maßstab 1:15 gebaut (vgl. Abb. 3). Für die HWE wurde für Sohle des Transportgerinnes graues PVC und für Seitenwände und Decke Plexiglas verwendet. Von Betriebs- und Grundauslass wurden ausgehend von versuchsbedingten Hochbehältern nur die Einmündungen in das Tosbecken in Form von maßstäblichen Rohrleitungen aus Plexiglas dargestellt. Der Zufluss des Betriebsauslasses in das Tosbecken erfolgt wie in der Realität im freien Ausfluss. Der Grundablass wurde an der Einmündung in das Tosbecken wie in der Realität mit einem Kegelstrahlschieber versehen. Der Ausschnitt des Stauraums wurde wie das Unterwasserbecken im Anschluss an die Tosbecken mit Beton modelliert. Die Leistungsfähigkeiten von Grund- und Betriebsauslass waren aus früheren Berechnungen und Modellversuchen ([2], [3] und [8]) bekannt.

4 Versuchsergebnisse und Empfehlungen

4.1 Einlaufbauwerk, feste Überfallschwelle und Transportgerinne

Aus mehreren Versuchsvarianten für die Einzelkomponenten wurde ein Ausführungsvorschlag für das Einlaufbauwerk entwickelt [9]. Dieser sieht folgende Veränderungen gegenüber dem Istzustand vor:

- Abbruch des bestehenden Wehrhöckers, an dem die Fischbauchklappe ansetzt, bis zur Höhe des Vorbodens.
- Errichtung einer festen Überfallschwelle mit WES-Profil, Oberkante auf der Höhe des Vollstaus $ZV = 630,30$ mNN, maßgebliche Überströmungshöhe für Formgebung $h_d = 1,1$ m. Exakte Erfüllung des maßgeblichen Kriteriums für die Abflussleistung mit einem Abfluss von $25 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einem Wasserstand im Stauraum auf Höhe des Hochwasserstauziels $ZH = 631,40$ mNN.

- Herstellung der festen Überlaufschwelle aus Betonfertigteilen möglich, Sicherung gegen nach oben gerichtete Vertikalkräfte erforderlich.
- Rückbau der Decke des Einlaufbauwerks: Vermeidung von unkalkulierbaren Sogeffekten infolge der Decke durch mangelnde Luftzufuhr bei Abflüssen zwischen etwa 40 und 69 m³/s, die ab 60 m³/s mit Pulsationen einhergehen; bei noch größeren Abflüssen ohne Decke höhere Abflussleistung.
- Senkrechte Erhöhung der geneigten Seitenpfeiler und der Rückwand parallel zur Überlaufschwelle bis zur Dammkrone ZK = 632,70 mNN: klar definierte Anströmungssituation der festen Überlaufschwelle ohne Störung durch die Überfallstrahlen über die Seitenpfeiler oder die Rückwand.

Mit dem Modell wurden Versuche bis zu Stauhöhen im Bereich der Dammkrone durchgeführt. Dabei zeigt sich, dass der „Flaschenhals“ der HWE im Transportgerinne kurz nach dem Gefällewechsel vor dem zweiten Belüftungsschacht liegt (vgl. Abb.2). Bei einem Abfluss von 70 m³/s stößt der schießende Strahl dort an die Decke und das Transportgerinne schlägt ausgehend von dieser Stelle mit einem rückschreitenden Wechselsprung bis zum oberen Ende des geschlossenen Gerinnes zu.

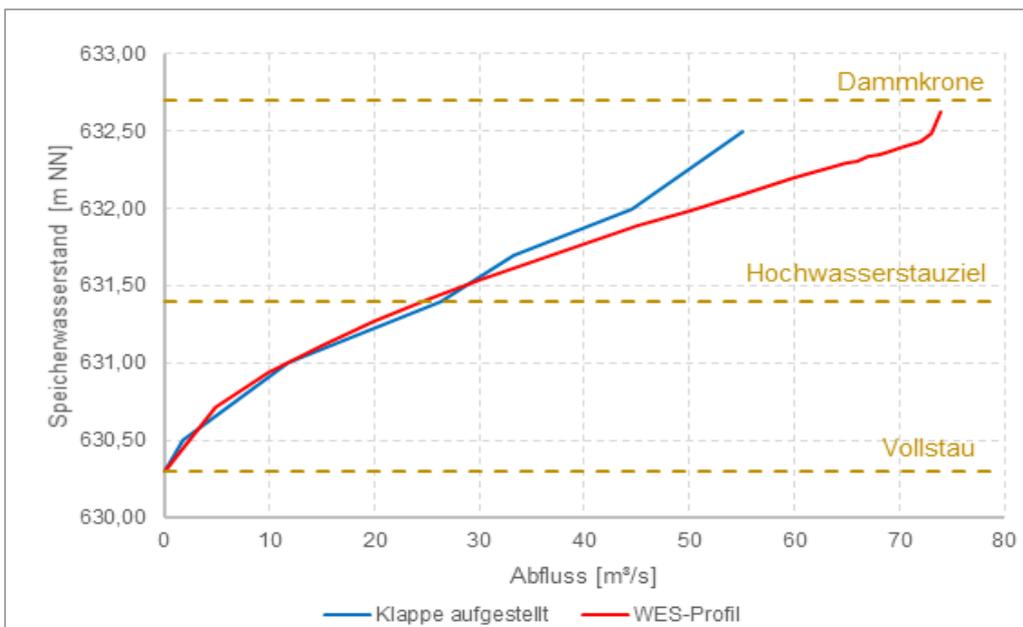


Abb. 4 Leistungskurven (Speicherwasserstand-Abfluss-Beziehungen) im Istzustand und beim Ausführungsvorschlag

Im oberen Belüftungsschacht (Wasserschloss) steht dann nach dem Erreichen eines stationären Abflusszustands eine Wassersäule mit noch ausreichendem Freibord zur Schachtoberkante (etwa 80 cm). Unterstrom des nicht eingestauten zweiten Belüftungsschachts bleibt der Freispiegelabfluss erhalten. Beide Belüftungsschächte besitzen eine große Bedeutung und müssen erhalten werden. An der festen Überlaufschwelle des Einlaufbauwerks ist immer noch ein rückstaufreier Überlauf gegeben. Der durch den Druckabfluss im geschlossenen Transportgerinne hervorgerufene Rückstau an der festen Überlaufschwelle setzt erst ab einem Abfluss von etwa 73 m³/s ein. Demzufolge steigt die Leistungskurve entsprechend der Druckabflussverhältnisse

im Transportgerinne nun deutlich steiler an (vgl. Abb. 4). Bis etwa $72 \text{ m}^3/\text{s}$ stellt die Überlaufschwelle im Einlaufbauwerk den abflusslimitierenden Faktor für die HWE dar, ab etwa $73 \text{ m}^3/\text{s}$ das geschlossene Transportgerinne. Der maximale Abfluss über die HWE bei Kronenstau beträgt etwa $74 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.2 Energieumwandlung in den Tosbecken und Kolkschutz

Grundsätzlich gilt, dass die Energieumwandlung im Unterwasser einer wasserbaulichen Anlage umso kritischer ist, je größer die spezifische Abflussbeaufschlagung der einzelnen Betriebseinrichtungen ist und je niedriger der Unterwasserstand. Dies hat sich auch für den Windachspeicher in zahlreichen Modellversuchen für die verschiedenen Lastkombinationen von HWE, Betriebsauslass (BA) und Grundablass (GA) bestätigt. Als maßgeblicher kritischer Lastfall wurde die alleinige Beaufschlagung der HWE bei Kronenstau mit einem Abfluss von $74 \text{ m}^3/\text{s}$ identifiziert. Die Energieumwandlung im Istzustand ist hier klar am schlechtesten und verbesserungsbedürftig. Die jeweils alleinige maximale Beaufschlagung des BA mit $25 \text{ m}^3/\text{s}$ und des GA mit $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$ sind dagegen als unkritisch zu beurteilen. Jede Kombination von zwei oder drei Betriebseinrichtungen hat durch den höheren Unterwasserstand eine bessere Energieumwandlung zur Folge.



Abb. 5 Optimierter Leitkeil (grau) im Tosbecken von HWE und GA (Blick in Richtung Unterwasser)

Bei der Optimierung des Tosbeckens von HWE und GA für den maßgeblichen kritischen Lastfall konnte in zahlreichen Versuchen mit Störkörperreihen auf oder zwischen den beiden bestehenden Schwellen im Tosbecken und mit einer Zahnreihe auf der Endschwelle keine signifikante Verbesserung der Energieumwandlung erzielt werden. Schließlich ergab sich durch einen eher unkonventionellen und vergleichsweise kleinen, ca. 1 m hohen wie breiten vertikalen „Leitkeil“ (vgl. **Abb.** 5) an der rechten Seitenwand des Tosbeckens unmittelbar oberstrom der ersten Schwelle eine völlig andere, hinsichtlich der Energieumwandlung deutlich bessere Strömungssituation im Tosbecken (vgl. Abb. 6).

Der Leitkeil verbessert deutlich die räumliche, dreidimensionale Wirkung des Tosbeckens. Dementsprechend turbulenzärmer und ruhiger erfolgt der Abfluss im Unterwasserbecken, so dass der Strömungsangriff auf Sohle und Ufer deutlich reduziert ist. Der Leitkeil stellt eine sehr effiziente Verbesserung der Energieumwandlung dar. Er hat auch in den anderen Lastfällen eine positive Wirkung.

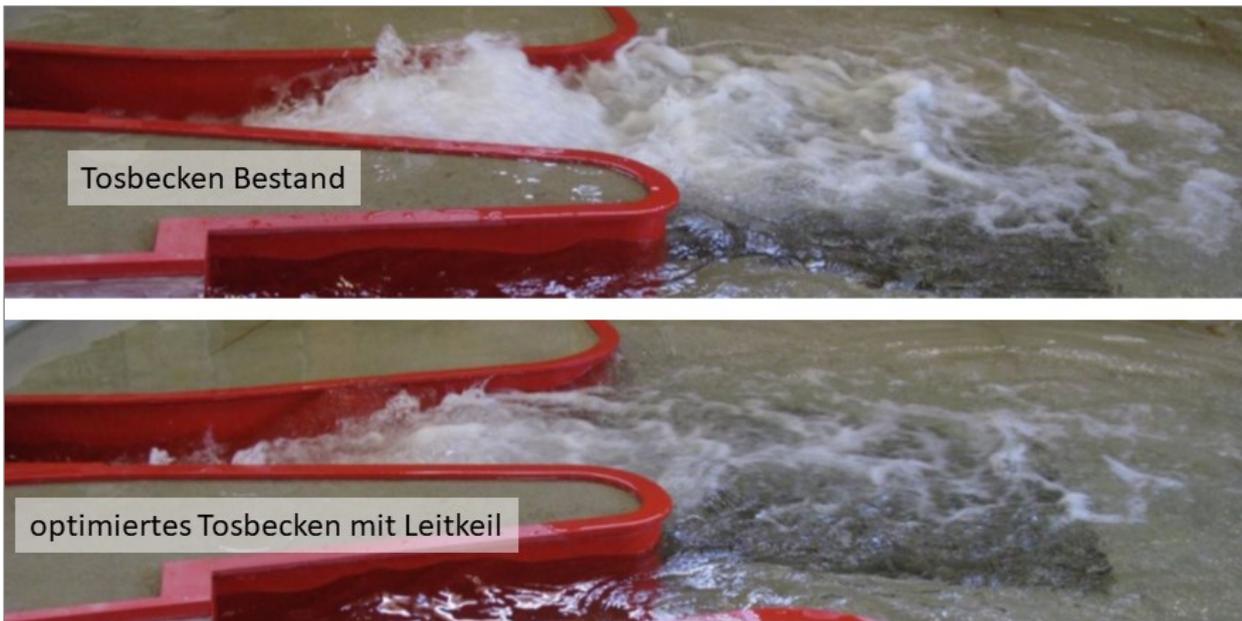


Abb. 6 Strömungssituation im Unterwasser im maßgeblichen kritischen Lastfall ohne (oben) und mit Leitkeil (unten) von der rechten Seite des Tosbeckens

Auf den Leitkeil wirken sehr große dynamische Kräfte, die eine entsprechende Verankerung erfordern. Eine Erhöhung der Begrenzungsmauern des Tosbeckens ist nicht erforderlich, ein besserer Kolkschutz im Unterwasserbecken allerdings schon. Der Kolkschutz sollte aus Wasserbausteinen mit Kantenlängen um die 50 cm bestehen (mindestens 45 cm) und auf einem etwa 20 m langen Abschnitt im unmittelbaren Anschluss an das Tosbecken von HWE und GA eingebaut werden. Die vorhandenen Kolkschutzsteine können verwendet werden. Der Kolkschutz ist aber mindestens zweilagig und der Übergang in den Untergrund filterstabil aufzubauen, dann kommt es auch bei einer länger anhaltenden Belastung des Kolkschutzes im maßgeblichen kritischen Lastfall zu keinen Erosionserscheinungen im Kolkschutz.

Durch das optimierte Tosbecken von HWE und BA (Leitkeil) und den verbesserten Kolkschutz im Unterwasserbecken ist selbst im maßgeblichen kritischen Lastfall sowie in allen anderen Lastfallkombinationen bei der Beaufschlagung von HWE, BA und GA eine sehr gute Energieumwandlung im Unterwasser des Windachspeichers gegeben. Das Tosbecken des BA funktioniert im Istzustand völlig problemlos und kann so belassen werden.

5 Wesentliche Erkenntnisse und weitere Schritte

Für den Windachspeicher als große Talsperre mit Hochwasserschutz-Funktion sind die in Tab. 1 aufgeführten hydrologisch-hydraulischen Bemessungsfälle nachzuweisen. Mit dem im hydraulischen Modellversuch getesteten WES-Profil mit Überfallkrone auf Höhe des ZV von 630,30 mNN wird das bestehende ZH von 641,40 mNN in den Hochwasserbemessungsfällen 1 und 2 knapp unterschritten, bzw. erreicht. Damit können mit der vorgeschlagenen Konstruktion alle drei Hochwasserbemessungslastfälle der DIN 19700:2004-07 (Teil 10&11) [5] ohne Änderung der Stauziele bzw. des Wasserrechtsbescheides nachgewiesen werden (Abb. 1).

Da mit den bestehenden Stauzielen der vorhandene Freibord von 1,3 m (BHQ2) bzw. 1,4 m (BHQ1) ausreichend ist [10], ergeben sich aus diesen Bemessungslastfällen keine zusätzlichen Anpassungsmaßnahmen am Dammbauwerk. Die DIN 19700:2004-07 [5] fordert darüber hinaus eine Beurteilung und gegebenenfalls Verminderung der Risiken für die Stauanlagensicherheit infolge Überschreitung des BHQ2 bzw. des ZH2. Das WWA WM versucht daher die DWA-Themen T1/2017 „Stauanlagensicherheit und Folgen bei der Überschreitung der Bemessungsannahmen nach DIN 19700“ [4] seit mehreren Jahren auf seine Anlagen anzuwenden.

Eine Überschreitung des ZH2 kann auch ohne Überschreitung des BHQ2 auftreten, wenn z.B. die hydraulische Leistungsfähigkeit der Abgabeorgane durch eine Verklausung (Schwemmholz, Schilf, Heu, Siloballen etc.) verringert wird. Obwohl Schwemmholz in den gut 60 Betriebsjahren des Windachspeichers bislang auch bei seltenen Hochwasserzuflüssen keine Rolle spielte, werden die Abgabeorgane seit 2022 mit einer am Sylvensteinspeicher erprobten Baumkette geschützt. Da ein Ausfall der steuerbaren Tiefauslässe jedoch auch technisch bedingt sein kann (Strom, Mechanik, Fehlsteuerung), wurde vom WWA WM das BHQ2 auch unter Berücksichtigung eines Ausfalls des Betriebsauslasses (n-1-Fall) sowie eines Ausfalls von Betriebsauslass und Kegelstrahlschieber (n-2-Fall) simuliert. Selbst in diesen Simulationsfällen verbleibt (nach Umbau der HWE) zur Bauwerkskrone ein Freibord von 0,9 m bzw. 0,8 m. Im n-Fall könnte bei Kronenstau der Scheitelzufluss des BHQ2 ohne Berücksichtigung der Retentionswirkung des Speichers (!) über die Abgabeorgane direkt weitergegeben werden. Ein mit dem Faktor 1,3 skaliertes BHQ2 (BHQ2+30%), könnte selbst im n-2-Fall ohne Überschreitung des Kronenstaus über die HWE abgeführt werden. Somit ist sogar bei Ereignissen, deren Spitze und Fülle das BHQ2 deutlich überschreiten, und einem gleichzeitigen Komplett-Ausfall der Tiefauslässe nicht mit einer Dammüberströmung zu rechnen.

Da das WES-Profil oberhalb des ZH deutlich leistungsfähiger ist als die gestellte Klappe (74 m³/s statt 55 m³/s bei Kronenstau), reduziert es damit das hydrologische Risiko bei Überschreitung der Bemessungsannahmen erheblich. Aufgrund des dann verbleibenden, sehr geringen Restrisikos sind außer dem Umbau des Einlaufbauwerks der HWE keine weiteren baulichen bzw. konstruktiven Maßnahmen zur Reduktion des hydrologischen Restrisikos vorgesehen. Um die Leistungsfähigkeit der HWE sicher nutzen zu können, sind jedoch der Einbau des Leitkeils im Tosbecken und die Verbesserung des Kolksschutzes eingeplant.

Da die Leistungsfähigkeit der gestellten Klappe und des WES-Profiles bis zum ZH annähernd gleich sind, sind kein neuer Wasserrechtsbescheid und auch keine Änderung der Hochwasserbewirtschaftung erforderlich. Für die Unter- und Oberlieger entstehen durch den Umbau des Einlaufbauwerks der HWE bis zum HQ10.000 keine Veränderungen. Der Umbau der versagensanfälligen Klappe in eine feste Überlaufschwelle sichert jedoch den gewöhnlichen sowie den außergewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum und ermöglicht damit einerseits den sicheren HQ100-Schutz der Unterlieger und erhöht andererseits maßgeblich (auch über den Hochwasserbemessungsfall 2 hinaus) die Anlagensicherheit.

Die Planungen zum Umbau der HWE sollen noch im Jahr 2023 begonnen werden und weitere Aspekte zur Anpassung der Talsperre an den heutigen Stand der Technik berücksichtigen. Die Nachversteinung des Kolksschutzes und der Einbau des Leitkeiles ins Tosbecken werden bis zum Beginn der Hochwassersaison 2024 abgeschlossen sein.

Literatur

- [1] Wasserwirtschaftsamt Weilheim: Windachspeicher, Weilheim, Juli 2014.
- [2] Wasserwirtschaftsamt Weilheim: „Hydrotechnische Berechnung zum Bauentwurf“; Juni 1960 und „Nachtrag zur hydrotechnischen Berechnung“; Februar 1962, unveröffentlicht.
- [3] Technische Universität München / Versuchsanstalt Obernach (Hrsg.): Windachspeicher, Neubau eines Betriebsauslasses: Überprüfung der Hydraulik und konstruktiver Details; Modellversuch, Juni 1988, unveröffentlicht.
- [4] Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. et al: DWA-Themen T1/2017, Stauanlagensicherheit und Folgen bei der Überschreitung der Bemessungsannahmen nach DIN 19700, Hennef, Februar 2017.
- [5] Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 19700 Stauanlagen - Teil 10 (Gemeinsame Festlegungen) + Teil 11 (Talsperren). Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2004.
- [6] Wasserwirtschaftsamt Weilheim: Hydrologische Planungsgrundlage, Überprüfung der Bemessungshochwasser für den Windachspeicher, Weilheim, 2021, unveröffentlicht.
- [7] Bayerische Staatsregierung, Landesentwicklungsprogramm Bayern (LEP), Januar 2020.
- [8] Technische Universität München / Versuchsanstalt Obernach (Hrsg.): Rechnerische Überprüfung der Entlastungsanlage des Windachspeichers; Februar 1983, unveröffentlicht.
- [9] Technische Universität München / Versuchsanstalt Obernach (Hrsg.): Hochwasserentlastungsanlage Windachspeicher, Versuchsbericht Nr. 444, Juni 2022, unveröffentlicht.
- [10] Überprüfung Freibord Windachspeicher. Wasserwirtschaftsamt Weilheim, Januar 2023, unveröffentlicht.

Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Tobias Lang
Wasserwirtschaftsamt Weilheim
Pütrichstraße 15, D-82362 Weilheim
tobias.lang@wwa-wm.bayern.de

Moritz Stöß, M. Sc.
Wasserwirtschaftsamt Weilheim
Pütrichstraße 15, D-82362 Weilheim
moritz.stoess@wwa-wm.bayern.de

Apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Arnd Hartlieb
Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München
Obernach 15, D-82432 Walchensee
arnd.hartlieb@tum.de

Hybride Untersuchung zur Hydraulik und Morphodynamik an einem Laufwasserkraftwerk – Methodik und erste Ergebnisse

Fabian Popp und Stephan Theobald

Zusammenfassung

In diesem Beitrag werden die methodische Vorgehensweise sowie erste Ergebnisse der hybriden Untersuchung von Verlandungsprozessen im Einlauf des Laufwasserkraftwerks Rheinfelden vorgestellt. Die übergeordneten Transportprozesse in der Stauhaltung werden abgeschätzt und eine bathymetrisch erfasste Anlandung am Kraftwerkseinlauf wird mithilfe verschiedener Modellverfahren nachgebildet. Aufbauend werden potentielle Maßnahmen zur Reduzierung der Verlandungstendenz der Einlaufplatte identifiziert und analysiert. Für die Untersuchungen kommen ein 2D- und ein 3D-hydrodynamisch-numerisches (HN)-Modell im Naturmaßstab sowie ein maßstäblich verkleinertes gegenständliches Modell in der Wasserbauhalle zum Einsatz. Dieses Labormodell wird zusätzlich in einem weiteren 3D-HN-Modell nachgebildet. Das 2D-HN-Modell umfasst die gesamte Stauhaltung und hat die Abschätzung der übergeordneten morphodynamischen Prozesse zum Ziel. Das Labormodell und die 3D-HN-Modelle bilden den Nahbereich der Stauanlage ab und dienen der Untersuchung der durch dreidimensionale Strömungseffekte dominierten Verlandung der Einlaufplatte. Die Komplexität der abzubildenden Prozesse macht einen eng verzahnten Einsatz der verschiedenen Modellverfahren unerlässlich.

Mithilfe des 2D-HN-Modells wurde ein rund 30 bis 40 Prozent der Gewässerbreite umfassender Längsstreifen entlang des Innenufers der gekrümmten Stauhaltung als bevorzugter Geschiebetransportweg identifiziert. Dieser zeigt sich im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse weitestgehend unabhängig von verschiedenen Korndurchmessern, Transportansätzen und Abflussverhältnissen. Es liegen keine Naturmessdaten zur Menge und Verteilung des Sedimenttransports in der Stauhaltung vor. Die mit dem 2D-HN-Modell abgeschätzten Werte dienen daher als Eingangsgrößen für das Labormodell und das 3D-HN-Modell. Um die weiteren Einstellungen und Vorgaben für das Labormodell (z.B. Modellgranulat) und das 3D-HN-Modell (z.B. Berechnungsnetz, Transportansatz und zugehörige Parameter) zu definieren, wurden umfangreiche Untersuchungen zur Nachbildung eines ausgewählten Naturzustandes durchgeführt. Beide Modelle zeigen bei der Nachbildung der Verlandung mit den erarbeiteten Parametern gute Ergebnisse. Der Anlandungskörper wird hinsichtlich Lage, Form und Größe gut abgebildet. Auch die Anlandungsvolumina stimmen mit einer Abweichung von weniger als fünf Prozent zwischen der Natur und den beiden Modellen gut überein.

1 Hintergrund und Einführung

Im Jahr 2010 wurde am Hochrhein bei Basel nach einer siebenjährigen Bauzeit das neu errichtete Laufwasserkraftwerk Rheinfelden in Betrieb genommen. Dieses ersetzt im Zuge der Neukonzessionierung des Kraftwerksstandorts das an dieser Stelle über nahezu 100 Jahre betriebene alte Laufwasserkraftwerk. Mit einer Ausbauwassermenge von $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ und einer installierten elektrischen Leistung von 100 MW gehört das neue Kraftwerk zu einem der größten Laufwasserkraftwerke Deutschlands. Die vier Kaplanrohrturbinen erzeugen jährlich rund 600 Mio. kWh Strom. Im Zuge des Neubaus wurde das Maschinenhaus auf der linksrheinischen Seite am Schweizer Ufer errichtet. Das angrenzende Stauwehr verläuft auf der gleichen Bauwerksachse bis zum deutschen Ufer (siehe Abb. 1). (Energiedienst Holding AG 2011)

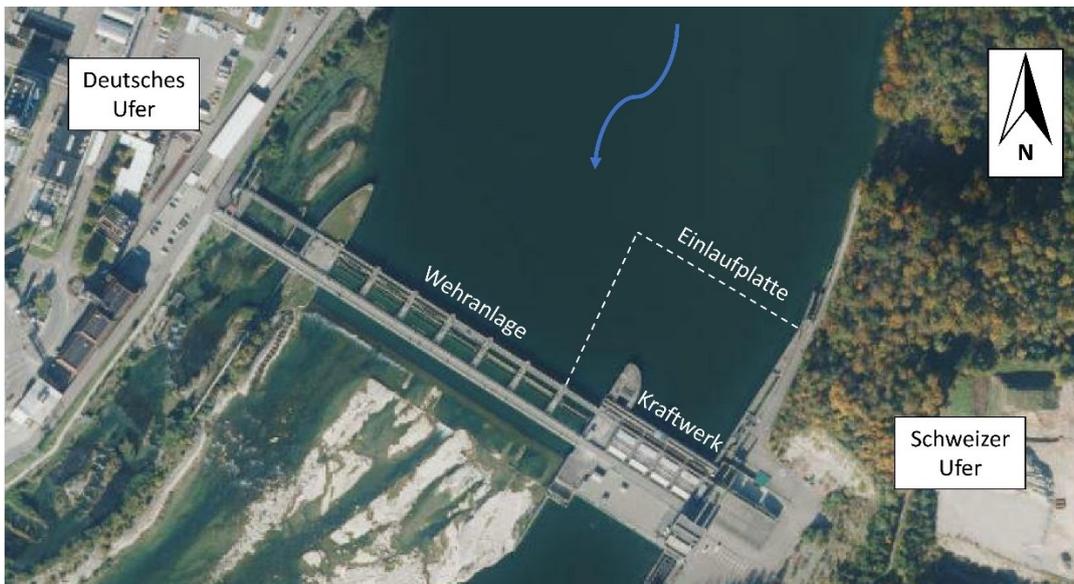


Abb. 1 Luftbild der Stauanlage Rheinfelden (Hintergrundbild: LUBW (2022), bearbeitet)

Kurz nach der Inbetriebnahme des neu errichteten Kraftwerks wurde im Juli 2013 bei einer Echolotvermessung im Anschluss an ein Hochwasserereignis eine größere Verlandung aus Sand auf der Einlaufplatte des Krafthauses festgestellt (siehe Abb. 2). Regelmäßige Kontrollen der Einlaufplatte zeigten bis in das Jahr 2017 keine größeren Änderungen dieser Anlandung. Bei einer Vermessung nach dem Juli-Hochwasser 2021 (Juli-HW 2021) wurde wieder eine starke Zunahme der Verlandung deutlich. Während des Hochwasserereignisses reichte die Verlandung zeitweise bis in den Bereich des Kraftwerksrechens.

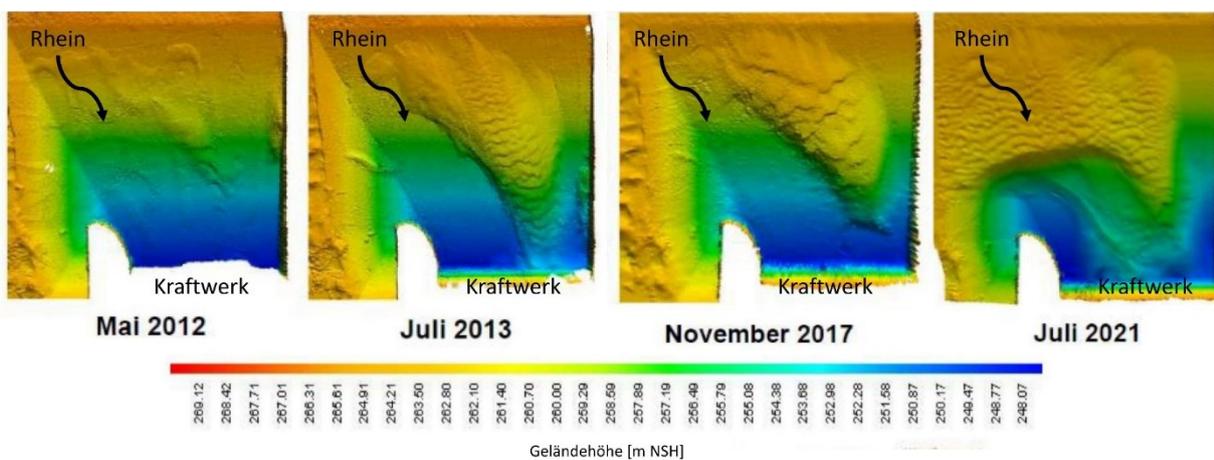


Abb. 2 Echolotvermessungen der Einlaufplatte zwischen dem Kraftwerksneubau und dem Juli-HW 2021 (IngenieurTeam Geo GmbH (2021), bearbeitet)

Vor diesem Hintergrund finden am Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kassel Untersuchungen zu den Ursachen und Auswirkungen der großflächigen Anlandung sowie zu potentiellen Verbesserungsmaßnahmen zur zukünftigen Reduzierung von Anlandungen auf der Einlaufplatte des Kraftwerks Rheinfelden statt. Dabei wird ein hybrider Untersuchungsansatz verfolgt, der den Einsatz von 2D- und 3D-HN-Modellen sowie eines gegenständlichen Modells vereint. Der Schwerpunkt der Untersuchungen liegt zunächst auf der Nachbildung der Anlandung. Darauf aufbauend finden weiterführende Untersuchungen zur Analyse möglicher Verbesserungsmaßnahmen statt. Die besondere Herausforderung liegt dabei auf der möglichst guten Abbildung der komplexen morphodynamischen Prozesse, bei der die zur Verfügung stehenden

Modellverfahren an ihre Einsatzgrenzen stoßen. Wie häufig bei praktischen morphodynamischen Fragestellungen steht zudem nur ein begrenzter Umfang an Eingangsdaten zur Verfügung. Die Vorgabe sinnvoller Annahmen sowie der eng verzahnte Einsatz verschiedener Modellverfahren ist aus den zuvor genannten Gründen unerlässlich.

2 Methodik und Modelle

2.1 Untersuchungskonzept

Das grundlegende Untersuchungskonzept und die vorgesehene Modellverzahnung sind schematisch in Abb. 3 dargestellt. Die Untersuchungen finden in zwei Maßstäben statt. Einerseits wird das Untersuchungsgebiet mit einem 2D-HN-Modell und einem 3D-HN-Modell im Naturmaßstab nachgebildet. Gleichzeitig finden Untersuchungen an einem gegenständlichen Modell statt. Hierfür kommt ein nicht überhöhtes Froude-Modell im Maßstab 1:50 zum Einsatz. Zusätzlich wird das Labormodell in einem weiteren numerischen Modell mit dem gleichen 3D-HN-Verfahren wie der Naturmaßstab simuliert. Dieser Arbeitsschritt wird nicht direkt für das Projekt benötigt, sondern dient dem vertiefenden Verständnis und der Analyse des eingesetzten numerischen Verfahrens bezüglich der grundlegenden Fragestellung.

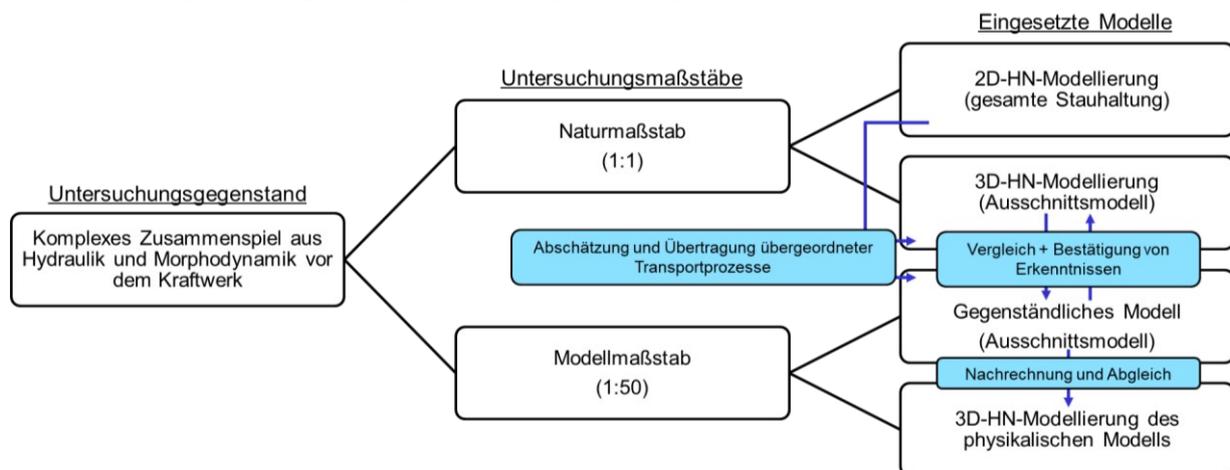


Abb. 3 Schematische Darstellung des Untersuchungskonzepts

Die großräumige 2D-HN-Modellierung erlaubt unter Einhaltung vertretbarer Rechenzeiten die Abschätzung der übergeordneten Transportprozesse im Untersuchungsgebiet. Dabei ist aufgrund der überschaubaren Rechenzeit die Abbildung der gesamten Stauhaltung sowie eine breitgestreute Sensitivitätsanalyse hinsichtlich verschiedener Parameter möglich. Die zur Verteilung des Geschiebetransports an Referenzquerschnitten gewonnenen Erkenntnisse werden dann auf das Labormodell und das naturmaßstäbliche 3D-HN-Modell übertragen. Dank dieser Vorgehensweise ist es möglich, diese beiden Modelle räumlich auf die Stauanlage und einen angrenzenden Oberwasserabschnitt von einigen 100 m zu begrenzen. Erst dadurch resultieren für das gegenständliche Modell realisierbare Flächenabmessungen und für das rechenaufwendige 3D-HN-Modell mit gekoppelter Sedimenttransportmodellierung praktikable Rechenzeiten bei ausreichend feiner Diskretisierung. Die 2D-HN-Modellierung lässt aufgrund der verfahrensbedingten Tiefenmittelung der Hydraulik keine verlässlichen Aussagen bezüglich der morphodynamischen Prozesse in Bauwerksnähe und somit bezüglich der Anlandung auf der Einlaufplatte zu. Hierfür ist wiederum der Einsatz des Labormodells und des naturmaßstäblichen 3D-HN-Modells unerlässlich, deren Ergebnisse durch einen Vergleich untereinander zusätzlich plausibilisiert werden. Der kombinierte Einsatz der Verfahren ermöglicht es, die Stärken der jeweiligen Modellansätze zu bündeln und gleichzeitig verfahrensbedingte Einschränkungen auszugleichen. Tab. 1 gibt einen

Überblick über die wesentlichen Untersuchungsanforderungen und die jeweilige Eignung der eingesetzten Modellverfahren.

Tab. 1 Untersuchungsanforderungen und Eignung der jeweiligen Modellverfahren

Anforderung	2D-HN-Modell	3D-HN-Modell	Labormodell
Nachbildung der großräumigen Stauhaltung (→ übergeordnete morphodynamische Prozesse)	+	- (Rechenzeit)	- (Maßstab)
Nachbildung der bauwerksnahen Morphodynamik (→ Verhalten der Anlandung auf Einlaufplatte)	- (Tiefenmittelung)	+	+
Nachbildung instationärer Hydraulik (→ HW-Ganglinien, Abflussumlagerungen etc.)	+	(+)	-

2.2 2D-HN-Modell

Für die hydraulische und morphodynamische 2D-Modellierung der Stauhaltung kommt die nicht kommerzielle Software BASEMENT zum Einsatz. Der implementierte Solver BASEplane löst die 2D-Flachwassergleichungen mittels Finite-Volumen-Methode. (Vetsch et al., 2022) Hierfür wird die untersuchte Stauhaltung durch ein unstrukturiertes Dreiecksgitter anhand von mehr als 90.000 Berechnungsknoten diskretisiert. Das Modell wurde mithilfe verschiedener Wasserspiegelfixierungen unter Vorgabe geeigneter Stricklerbeiwerte kalibriert.

Für die Modellierung des Geschiebetransports stehen in BASEMENT verschiedene empirische Transportansätze zur Verfügung. Hierzu zählen die Ansätze nach Meyer-Peter und Müller, Engelund-Hansen und Van Rijn, mit denen anhand der vorgegebenen Korneigenschaften sowie der berechneten Strömungsparameter der Transport entlang der Hauptströmungsrichtung ermittelt wird. In Ergänzung hierzu stehen verschiedene Ansätze zur Verfügung, die einer Korrektur der Transportrichtung aufgrund von Einflussfaktoren wie lokalen lateralen Sohlgefällen oder topographiebedingten Krümmungseffekten dienen. (Vetsch et al., 2022)

Das 2D-HN-Modell wird im Zuge stationärer und instationärer Simulationen für die Abschätzung der übergeordneten morphodynamischen Prozesse innerhalb des Untersuchungsgebiets eingesetzt. Da wiederholte Vermessungen der Stauhaltung nahezu keine Veränderungen der Sohle außerhalb der Einlaufplatte gezeigt haben, wird für die Sedimentmodellierung eine feste Modellsohle vorgegeben. Das transportierte Material wird am oberen Ende der Stauhaltung in das Modell eingetragen. Zu den ausgewerteten Parametern zählt der mittlere breitenspezifische Geschiebetransport, über den einerseits übergeordnete Transportwege innerhalb der Stauhaltung identifiziert und andererseits die Verteilung des Geschiebetransports im Gewässerquerschnitt abgeschätzt werden können. Die Aussagekraft der Ergebnisse wurde im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse für verschiedene Transportansätze, Korneigenschaften und hydraulische Randbedingungen geprüft. Die Erkenntnisse hinsichtlich der Transportmenge und -verteilung werden in Referenzquerschnitten als Eingangsgröße sowohl auf das Labormodell als auch auf das naturmaßstäbliche 3D-HN-Modell übertragen.

2.3 3D-HN-Modelle

Die dreidimensionale Modellierung des Untersuchungsgebiets wird mit der kommerziellen Software FLOW-3D des Herstellers Flow Science (2019) durchgeführt. Die verwendete Software ist in der wasserbaulichen Forschung weit verbreitet und hat sich bei der Modellierung verschiedenster hydraulischer Fragestellungen (z.B. Kostić und Theobald 2021a, Chauhan et al. 2022,

Kammerer et al. 2021) bewährt. Auch im Bereich der Morphodynamik findet FLOW-3D zunehmend Anwendung (z.B. Kostić und Theobald 2021b, Samma et al. 2020, Fox 2019). Für die Modellierung des Sedimenttransports stehen mit den Formeln nach Meyer-Peter und Müller, Nielsen und Van Rijn drei empirische Transportansätze zur Verfügung.

Sowohl das 3D-HN-Modell im Naturmaßstab als auch das 3D-HN-Modell des Labormodells dienen der Untersuchung der hydraulischen und morphodynamischen Prozesse im Nahbereich der Stauanlage. Aufgrund der stark dreidimensionalen Strömungseffekte in diesem Bereich ist der Einsatz eines dreidimensionalen Modellansatzes unbedingt notwendig. Für die Modellierung mit FLOW-3D wird das Untersuchungsgebiet mithilfe eines strukturierten Rechteckgitters diskretisiert. Hierbei spielt eine geeignete Diskretisierung für die belastbare Modellierung eine entscheidende Rolle. Eine Verfeinerung der Diskretisierung führt zu präziseren Ergebnissen. Gleichzeitig steigt aufgrund der exponentiell zunehmenden Anzahl an Rechenzellen sowie der Abnahme des Rechenzeitschritts die Rechenzeit deutlich an. Um für die vorliegenden Untersuchungen einen geeigneten Kompromiss aus Rechenzeit und Netzauflösung zu ermöglichen, wurde bei der 3D-HN-Modellierung deshalb je eine Modellgruppe bestehend aus einem grob diskretisierten Gesamtmodell (GM) und zwei zunehmend feiner diskretisierten und gleichzeitig kleinräumigeren Detailmodellen 1 (DM1) und 2 (DM2) verwendet (siehe Abb. 4).

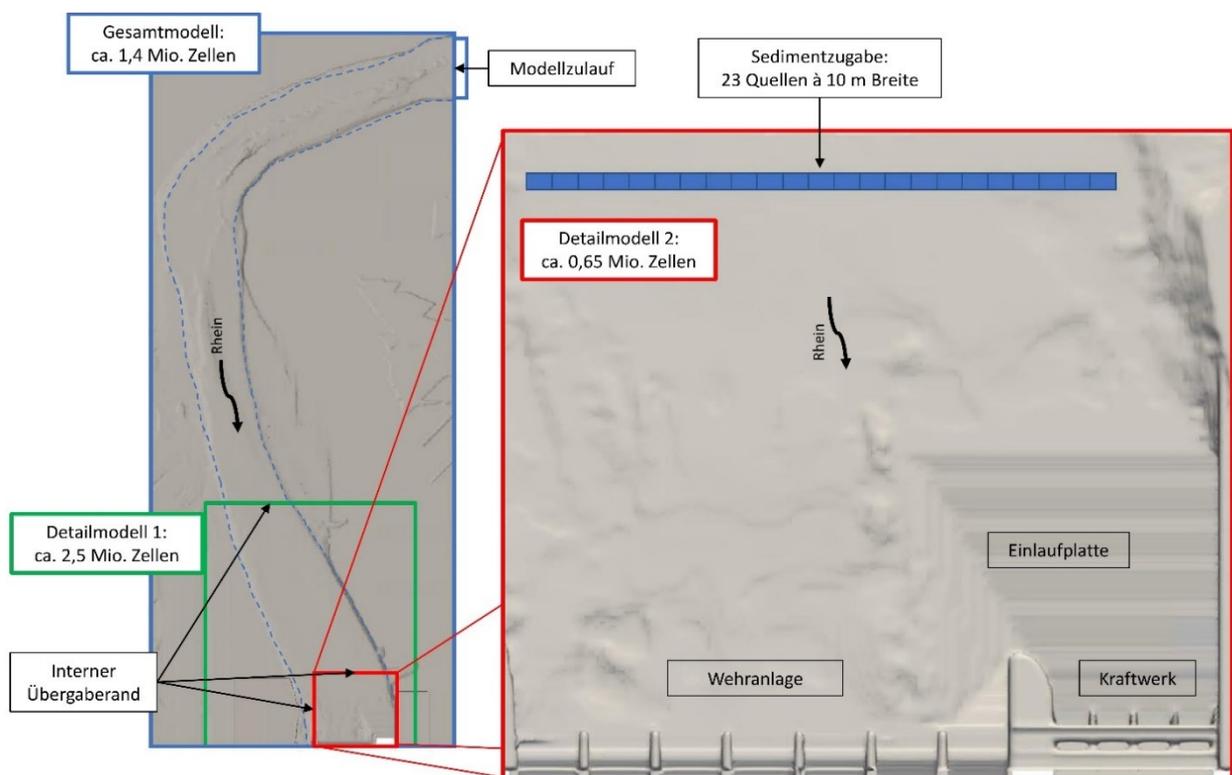


Abb. 4 Modellgruppe für die 3D-HN-Modellierung des Untersuchungsgebiets

Für jedes Modell einer Modellgruppe findet eine eigenständige Berechnung statt. Die Anströmung der Detailmodelle wird mit den jeweils übergeordneten, großräumigeren Modellen ermittelt und an den Modellgrenzen (interne Übergaberänder) in Form von Wassertiefen und Geschwindigkeiten übergeben. Die beiden gröber diskretisierten Modelle (GM und DM1) dienen somit ausschließlich der Ermittlung möglichst realistischer Anströmungsbedingungen an der oberen Modellgrenze sowie Anfangsbedingungen für das DM2. Die eigentliche Sedimentmodellierung findet ausschließlich im kleinräumigen DM2 statt und startet mit einer festen Sohle und geräumter

Einlaufplatte. Die Sedimentzugabe orientiert sich hinsichtlich transportierter Menge und Verteilung an den Ergebnissen der 2D-HN-Modellierung. Für eine möglichst präzise Nachbildung der morphodynamischen Prozesse wurde das Berechnungsgitter im sohlennahen Bereich von DM2 durch zusätzliche Berechnungsebenen verfeinert. Die Eignung des Modells zur Nachbildung der Anlandung auf der Einlaufplatte und die dafür notwendigen Einstellungen werden anhand eines Vergleichs mit einem Naturereignis ermittelt.

2.4 Gegenständliches Modell

Parallel zur 3D-HN-Modellierung kommt ein nicht überhöhtes Froude-Modell im Maßstab 1:50 zum Einsatz. Das Modell mit einer Länge von rund 18 m und einer Breite von rund 10 m umfasst die Stauanlage sowie einen etwa 450 m langen Abschnitt des Oberwassers. Die Teilkomponenten von Krafthaus und Wehranlage sind mittels 3D-Druck-Elementen detailgetreu nachgebildet. Der Gewässerlauf wurde aus lageorientierten Querprofilen entsprechend der Natursohle als feste Modellsohle modelliert, die Einlaufplatte wurde wie in den numerischen Modellen ohne Anlandungskörper abgebildet. Mit dem Modell können Abflussereignisse bis zu einem HQ_{40} ($Q_{\text{Natur}} \approx 4000 \text{ m}^3/\text{s}$) nachgefahren werden. Die Beaufschlagung der Stauanlage kann je Wehrfeld und Turbine variiert werden. Ein Überblick über das Modell gibt Abb. 5.

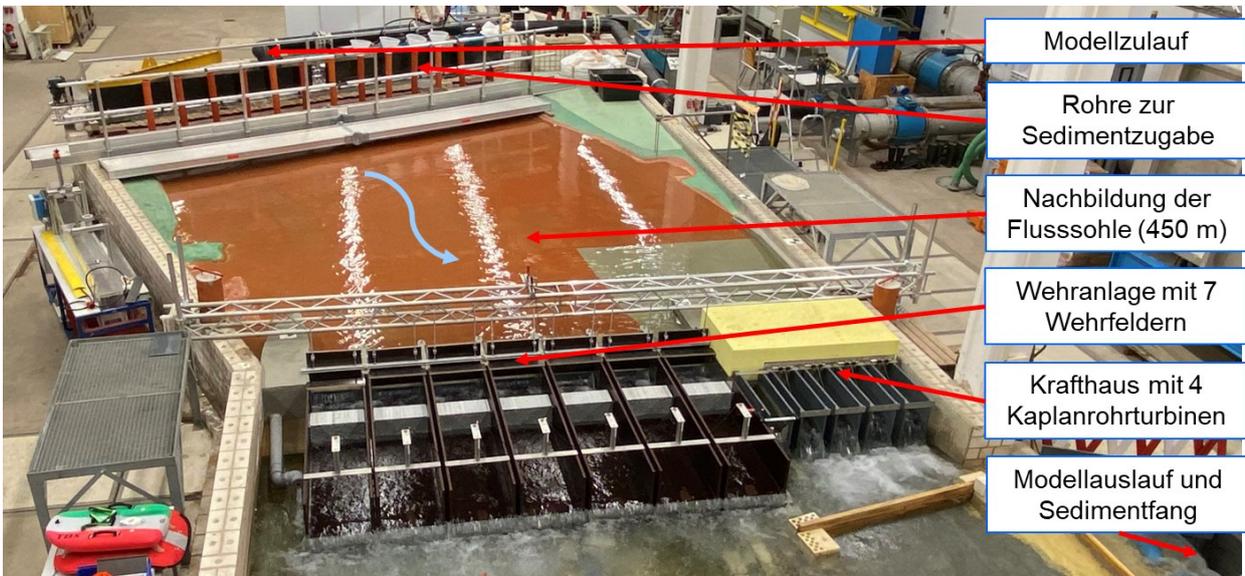


Abb. 5 Gesamtansicht des gegenständlichen Modells (Blick vom unteren Modellrand)

Zur Erfassung der Strömungsverhältnisse sowie der morphodynamischen Prozesse verfügt das gegenständliche Modell über eine umfangreiche messtechnische Ausstattung. Hierzu zählen neun Ultraschallabstandssensoren (UAS) zur Erfassung der Wasserstände, ein magnetisch-induktives Durchflussmessgerät (MID), eine Akustik-Doppler Sonde (ADV) zur Erfassung von Fließgeschwindigkeiten sowie ein etwa 5 m über dem Modell montierter Laserscanner zur Vermessung der Modellsohle, wobei eine Vermessung sowohl im trockenen Zustand als auch im laufenden Modellbetrieb möglich ist. Die Entwicklung der Modellsohle wird zusätzlich in kurzen zeitlichen Abständen mithilfe einer neben dem Scanner installierten Kamera erfasst.

Die Eigenschaften des Natursediments wurden anhand von zehn Proben aus der Anlandung nach dem Juli-HW 2021 bestimmt. Alle Proben zeigen eine sehr ähnliche Sieblinie im Bereich von Mittelsand mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_m \approx 0,3 \text{ mm}$. Die Verwendung eines maßstäblich skalierten Naturmaterials ist für die Laborversuche aufgrund des feinen Ausgangsmaterials somit nicht möglich. Im Modell wird die Anlandung auf der Einlaufplatte daher mittels

Kunststoffgranulat nachgebildet. Hierfür wurde die Eignung verschiedener Granulate untersucht. Neben den Korneigenschaften lag der Fokus dabei auf der Nachbildung der Anlandung des Juli-HW 2021. Für die Untersuchungen wurde ein Polystyrol-Granulat mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_m \approx 2,1 \text{ mm}$ und einer Dichte von $\rho_K \approx 1055 \text{ kg/m}^3$ gewählt.

3 Ergebnisse

3.1 Abschätzung der großräumigen Transportprozesse mittels 2D-HN-Modell

Für die Untersuchung der großräumigen Transportprozesse in der Stauhaltung kommt das in Abschnitt 2.2 erläuterte 2D-HN-Modell zum Einsatz. Aus den Ergebnissen werden die Verteilung des Geschiebetransports über den Gewässerquerschnitt sowie die transportierte Menge an Sediment als Eingangsdaten für das 3D-HN-Modell und das Labormodell abgeschätzt. Abb. 6 zeigt im linken Teilbild den breitenspezifischen Geschiebetransport in der Stauhaltung mittels Farbskala als Momentaufnahme während der Hochwasserspitze aus der instationären 2D-HN-Simulation des Juli-HW 2021 (Engelund-Hansen, $d_m = 0,3 \text{ mm}$, $t = 5 \text{ d}$). Es wird deutlich, dass der Transport größtenteils in der Schweizer Flusshälfte stattfindet. Im rechten Teilbild ist der über den Simulationszeitraum gemittelte breitenspezifische Transport am eingezeichneten Referenzquerschnitt für verschiedene Untersuchungsszenarien graphisch abgetragen. Unabhängig vom untersuchten Szenario findet der Hauptteil des Geschiebetransports in einem 30 bis 40 Prozent der Gewässerbreite umfassenden Abschnitt zwischen 50 m und 175 m vom Schweizer Ufer entfernt statt. Die Gegenüberstellung der zehnfach überhöhten Darstellung für den Ausbaudurchfluss mit den Graphen für die verschiedenen Hochwasserereignisse zeigt, dass auch die Verteilung des Transports über die Gewässerbreite zwischen den verschiedenen Szenarien nur wenig variiert. Diese grundsätzlichen Aussagen wurden im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse unter Variation der in Tab. 2 aufgeführten Parameter geprüft und bestätigt.

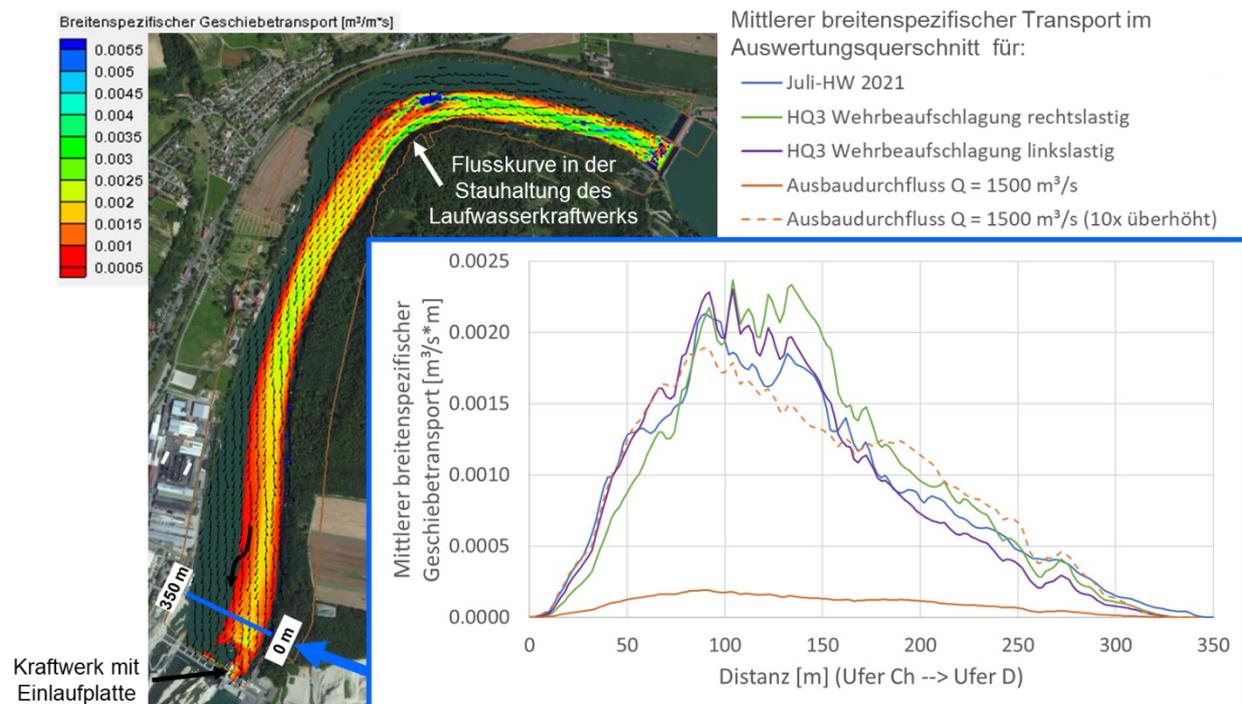


Abb. 6 Simulierter Geschiebetransport in der Stauhaltung (Luftbild: Esri World Imagery)
Links: Momentaufnahme aus der Simulation des Juli-HW 2021
Rechts: Mittlerer Transport im Referenzquerschnitt für verschiedene Abflussszenarien

Tab. 2 Variierte Parameter bei der Sensitivitätsanalyse für das 2D-HN-Modell

Parameter	Szenarien
1. Sedimentzugabeort	linke Flusshälfte, rechte Flusshälfte, gesamte Flussbreite
2. Beaufschlagung der Stauanlage	Wehrbeaufschlagung links- und rechtslastig sowie ausgeglichen, Kraftwerk voll- und teilgeöffnet
3. Mittlere Korngröße d_m	$d_m = 0,3 \text{ mm} - 2 \text{ mm}$
4. Rheinabfluss	$Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ (Ausbaudurchfluss) – $Q = 3500 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ10)
5. Transportansatz	Meyer-Peter und Müller, Engelund-Hansen

Anders als die Verteilung des Transports über den Gewässerquerschnitt ändert sich die transportierte Sedimentmenge in Abhängigkeit des gewählten Transportansatzes teils deutlich. Für die weiterführenden Untersuchungen im Labormodell und im 3D-HN-Modell wird die zugegebene Sedimentmenge daher in Vergleichsuntersuchungen in einem gewissen Spektrum (z.B. $\pm 30 \%$) variiert. In beiden Fällen wird zunächst eine Sedimentmenge im oberen Bereich des mit dem 2D-HN-Modell ermittelten Spektrums angesetzt, um so die Simulationszeiten und Versuchszeiten möglichst kurz zu halten.

3.2 Hybride Nachbildung eines ausgewählten Naturzustandes

Um die jeweils notwendigen Einstellungen und Vorgaben für die beiden Ausschnittsmodelle (Labormodell: z.B. Modellgranulat, 3D-HN-Modell: z.B. Berechnungsnetz, Transportansatz und zugehörige Parameter) zu definieren, wird zunächst ein ausgewählter Naturzustand nachgebildet. Hierfür wurde das gut dokumentierte Juli-HW 2021 gewählt, für das Aufzeichnungen über die Hydraulik sowie die Form und Beschaffenheit der Ablagerung auf der Einlaufplatte vorliegen. Da die Nachbildung einer instationären HW-Ganglinie insbesondere im Labormodell nicht praktikabel ist, wurde die Hydraulik des Hochwassers hinsichtlich Gesamtabfluss und Durchfluss je Bauwerkskomponente in stationäre Abflüsse überführt. Die Sedimentzugabe orientiert sich in Menge und Verteilung an den Ergebnissen der zugehörigen 2D-HN-Modellierung.

Die mit den Modellen erzeugten Anlandungen im Bereich der Einlaufplatte sind in Abb. 7 der zugehörigen Echolotvermessung in einer einheitlichen Farbskala gegenübergestellt. Die Anlandung aus dem Labormodell wurde zu diesem Zweck mit dem Laserscanner erfasst und auf den Naturmaßstab skaliert. Für das Labormodell kam das bereits unter 2.4 beschriebene Polystyrol-Granulat zum Einsatz. Die dargestellte Anlandung im 3D-HN-Modell resultiert für den Transportansatz nach Nielsen zusammen mit dem RNG-Turbulenzmodell nach einem Simulationszeitraum von fünf Tagen. Es wird deutlich, dass beide Modelle mit den genannten Einstellungen in der Lage sind, die in der Natur aufgetretene Anlandung nachzubilden. Die drei abgebildeten Anlandungen stimmen in Lage, Form und Größe gut überein. In allen drei Teilabbildungen fallen gleichermaßen die folgenden drei markanten Merkmale auf:

1. Vor dem Trennpfeiler zwischen Kraftwerk und Wehr verbleibt ein großflächiger Bereich ohne Ablagerung.
2. Vor der linken Krafthaushälfte tritt eine Sedimentzunge auf, deren Ausläufer sich bis in den direkten Einlaufbereich der Turbinen erstreckt.
3. An der linken Ufermauer verbleibt ein rund 10 – 20 m breiter Streifen ohne Sedimentablagerung.

Auch das Ablagerungsvolumen stimmt für die Echolotvermessung mit rund 21.300 m³, die 3D-HN-Simulation mit rund 22.300 m³ und das Labormodell mit rund 22.200 m³ (skaliert) gut überein.

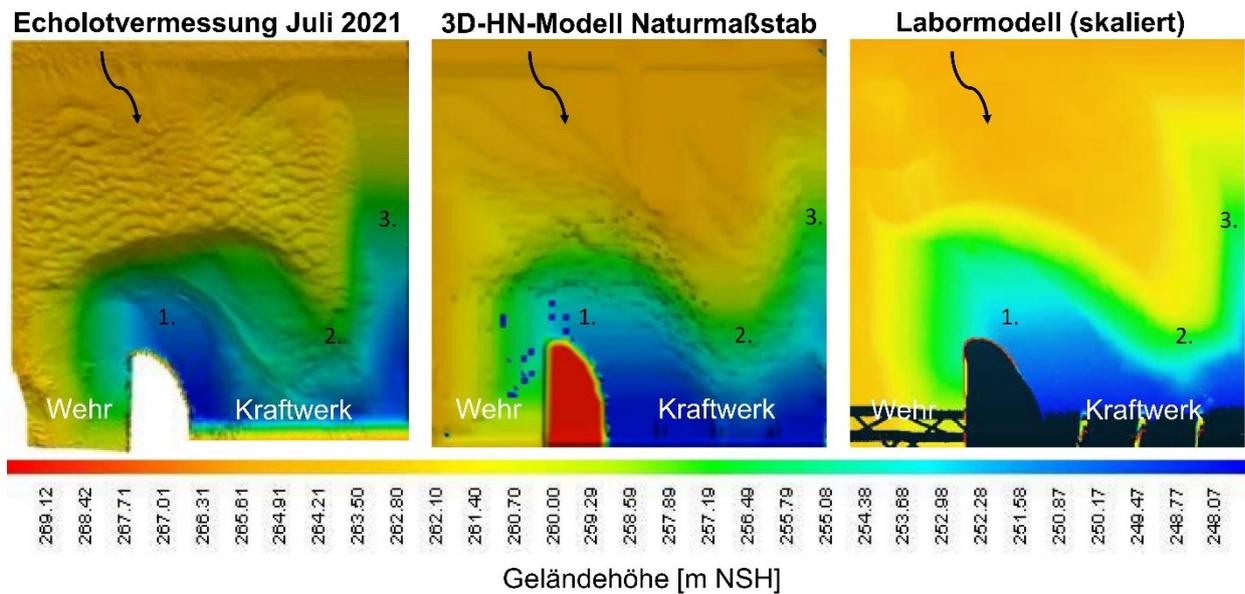


Abb. 7 Anlandung auf der Einlaufplatte des Kraftwerks (Echolotvermessung (links): Ingenieur-Team Geo GmbH (2021), bearbeitet)

4 Fazit und Ausblick

Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über die methodische Vorgehensweise sowie erste Ergebnisse der hybriden Untersuchung von Verlandungsprozessen im Einlaufbereich des Laufwasserkraftwerks Rheinfelden. Die Komplexität der abzubildenden Prozesse macht einen eng verzahnten Einsatz verschiedener Modellverfahren unerlässlich.

Die Verteilung des Geschiebetransports über den Gewässerquerschnitt kann mittels 2D-HN-Modell plausibel abgeschätzt werden. Anders als die Verteilung ändert sich die Transportmenge in Abhängigkeit des gewählten Transportansatzes teils deutlich. Für die Menge an transportiertem Sediment ist daher nur eine Abschätzung möglich. Für die weiterführenden Untersuchungen wird deshalb zunächst eine Sedimentmenge im oberen Ergebnisspektrum angesetzt, um so kurze Versuchs- und Simulationszeiten zu ermöglichen.

Sowohl mit dem 3D-HN-Modell als auch mit dem Labormodell gelingt die Nachbildung der nach dem Juli-HW 2021 erfassten Sedimentation der Einlaufplatte sehr gut. Die Anlandungen stimmen in Lage, Form und Größe gut überein. Auch die zugehörigen Anlandungsvolumina weichen nur geringfügig voneinander ab.

Die bisherigen Ergebnisse deuten darauf hin, dass sich die angewandte Methodik gut eignet, um übergeordnete Transportprozesse in der Stauhaltung abzuschätzen sowie Aussagen bezüglich der Anlandungslage, -form und -größe zu ermitteln. Aussagen bezüglich der Dauer der zugehörigen Prozesse sind aufgrund der Unsicherheiten hinsichtlich der Menge an transportiertem Sediment bisher jedoch nur begrenzt möglich.

Aktuell finden mit dem erarbeiteten Modellkonzept Untersuchungen zu potentiellen betrieblichen Maßnahmen zur Verbesserung der Anlandungssituation im Einlaufbereich des Kraftwerks statt, die zu einem späteren Zeitpunkt dargestellt werden.

Dank

Das in diesem Beitrag beschriebene Forschungsprojekt wird durch die Energiedienst Holding AG unterstützt und finanziert, wofür an dieser Stelle ausdrücklich gedankt sei. Unser besonderer Dank gilt zudem allen Beteiligten der Energiedienst Holding AG für die gute und konstruktive Zusammenarbeit. Die Verantwortung für die dargestellten Inhalte liegt bei den Autoren.

Literatur

Chauhan, V.; Chavan, R.; Singhal, G. D. (2022): Numerical Modeling for Optimization of the Aspect Ratio of Submerged Vanes for the Purpose of Sediment Deflection in Rivers. In: 9th IAHR International Symposium on Hydraulic Structures (9th ISHS).

Energiedienst Holding AG (2011): Energie für die Zukunft. Das neue Wasserkraftwerk Rheinfelden. Verfügbar unter <https://www.energiedienst.de>. [03.04.2023].

Flow Science Inc. (Hrsg.) (2019): FLOW-3D v12.0 User Manual.

Fox, B. (2019): CFD Analysis of Local Scour at Bridge Piers.

Kammerer, S.; Vetsch, D.; Kriewitz, R. (2021): 3D Simulationen zur Fischdurchgängigkeit am Flusskraftwerk Bannwil. In: Boes, Robert (Hg.): Wasserbau-Symposium 2021. Wasserbau in Zeiten von Energiewende, Gewässerschutz und Klimawandel. Band 1. VAW Mitteilungen 262. Zürich: ETH Zürich, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie. S. 155 - 163.

Kostić, T.; Theobald, S. (2021a): 3-D-hydrodynamisch-numerische Analyse der Strömungsverhältnisse in Verzweigungsgerinnen. In: WasserWirtschaft 111, Heft 12, S. 36 - 42.

Kostić, T.; Theobald, S. (2021b): Simulation des Geschiebetransports in Verzweigungsgerinnen mit 3-D-Morphodynamik. In: WasserWirtschaft 111, Heft 12, S. 43 - 49.

Samma, H.; Khosrojerdi, A.; Rostam-Abadi, M.; Mehraein, M.; Cataño-Lopera, Y. (2020): Numerical simulation of scour and flow field over movable bed induced by a submerged wall jet. Journal of Hydroinformatics; 22 (2). S. 385 – 401.

Vetsch, D.; Siviglia, A.; Bürgler, M.; Caponi, F.; Ehrbar, D.; Facchini, M.; Faeh, R.; Farshi, D.; Gerber, M.; Gerke, E.; Kammerer, S.; Koch, A.; Mueller, R.; Peter, S.; Rousselot, P.; Vanzo, D.; Veprek, R.; Volz, C.; Vonwiller, L.; Weberndorfer, M. (2022): System Manuals of BASEMENT, Version 2.8.2. Laboratory of Hydraulics, Glaciology and Hydrology (VAW). ETH Zurich. Verfügbar unter <http://www.basement.ethz.ch>. [14.02.2023].

Anschrift der Verfasser

Fabian Popp, M. Sc.

Univ. Prof. Dr.-Ing. Stephan Theobald

Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, Universität Kassel

Kurt-Wolters-Straße 3, 34125 Kassel

f.popp@uni-kassel.de

s.theobald@uni-kassel.de

Passage stromabwärts schwimmender Fische an einem Bypass-Einlauf mit bodennaher Öffnung

Maximilian Kastinger, Ismail Albayrak, Luiz G. M. Silva und Robert Boes

Zusammenfassung

Infolge gesetzlicher Grundlagen (EU-Wasserrahmenrichtlinie, Schweizer Gewässerschutzgesetz) haben der Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen (WKA) in den letzten Jahren in Mitteleuropa stark an Bedeutung gewonnen. In der Schweiz müssen bis 2030 an rund 700 WKA Fischabstiegsanlagen saniert oder neu errichtet werden (Baumgartner *et al.*, 2020). Fischleitrechen (FLR) mit anschließendem Bypass-System (BS) sind für viele Fischarten ein wirkungsvolles System für die sichere Passage stromabwärts. Für eine hohe Akzeptanz des BS ist unter anderem ein ausreichender Bypass-Durchfluss erforderlich, welcher jedoch bei WKA in der Regel für die Stromproduktion verloren geht. Daher wird zur Regulierung des Bypass-Durchflusses häufig eine vertikalachsige Klappe mit lokalen Öffnungen beim Bypass-Einlauf installiert. Durch die räumliche Konzentration des Durchflusses kommt es jedoch in diesen Öffnungen zu hohen Fließgeschwindigkeiten und Geschwindigkeitsgradienten, die zu Vermeidungsreaktionen bei sich nähernden Fischen führen können. Um die Akzeptanz einer bodennahen Bypass-Einlauföffnungen zu untersuchen, wurden ethohydraulische Laborversuche mit Bachforellen (*Salmo trutta*) und Barben (*Barbus barbus*) durchgeführt. Messungen der Geschwindigkeitsfelder bestätigten die starke Beschleunigung der Strömung unmittelbar vor und in der Einlauföffnung, welche bei beiden Fischarten häufig zu einem Vermeidungsverhalten führte. Barben zeigten dabei im Vergleich zu Bachforellen eine größere Sensibilität gegenüber hoher Geschwindigkeitsgradienten. Die maximale Bypass-Passage-Effizienz betrug für Bachforellen 59 % und für Barben 52 %. Diese wurde für Bachforellen bei einer Anströmgeschwindigkeit von $U_0 = 0.4$ m/s erreicht, während Barben für $U_0 = 0.3$ m/s die höchste Bypass-Akzeptanz aufwiesen. Die Versuchsergebnisse verdeutlichen, dass Bypass-Einlaufklappen zur Regulierung des Durchflusses die Bypass-Akzeptanz und somit die Fischleiteffizienz des gesamten FLR-BS beeinträchtigen können. Um die Gestaltung des Bypass-Einlaufs zu optimieren und dessen Akzeptanz zu verbessern, sind weitere ethohydraulische Untersuchungen erforderlich.

1 Einleitung

Wasserkraftanlagen (WKA) und andere Barrieren unterbrechen die Längsvernetzung in Flüssen und behindern unter anderem die Fischwanderung stromabwärts. Bei der Passage durch Turbinen oder Wehranlagen können Fische schwer oder sogar tödlich verletzt werden (Coutant & Whitney, 2000; Brown *et al.*, 2014). Derartige Mortalitätsereignisse sind weltweit dokumentiert und stellen eine große Bedrohung für die Fischbestände dar. Für viele Arten sind Fischleitrechen (FLR) mit anschließendem Bypass-System (BS) eine wirksame Lösung für die sichere Passage stromabwärts (Larinier & Travade, 2002; Lehmann *et al.*, 2016; Albayrak *et al.*, 2020; Beck *et al.*, 2020; Meister *et al.*, 2022; Tutzer *et al.*, 2022). Während der FLR die Fische am Eindringen in die nachgeordneten Turbinen hindert und sie zum Bypass-Einlauf leitet, besteht die Funktion des BS darin, die Fische durch bzw. um die Barriere zu leiten und ihnen einen sicheren Abstieg in das Unterwasser zu ermöglichen (Abb. 1). Effektive BS gewährleisten eine schnelle Auffindbarkeit und Akzeptanz des Bypass-Einlaufs sowie eine kontinuierliche und ungefährliche Passage des Bypasses.

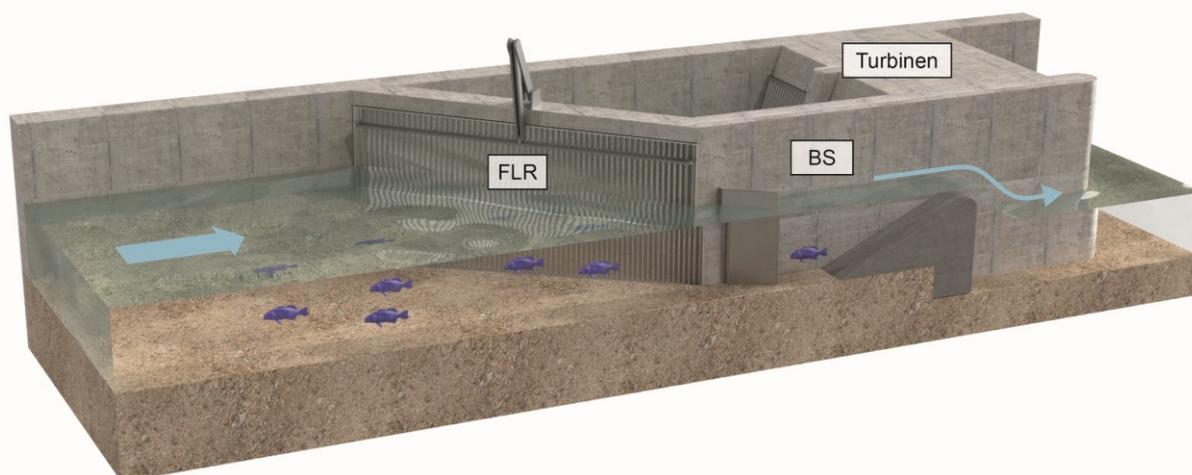


Abb. 1 Schematische Darstellung eines Fischleitsystems bestehend aus Fischleitrechen (FLR) und Bypass-System (BS) (Visualisierung: Beck, 2020).

Bisherige Untersuchungen mit verschiedenen Fischarten zeigten, dass eine kontinuierliche Zunahme der Fließgeschwindigkeit in den Bypass zu einer erhöhten Akzeptanz führt. Zu hohe Geschwindigkeitsgradienten oder abrupt abnehmende Fließgeschwindigkeiten direkt vor dem Bypass können hingegen eine Vermeidungsreaktion auslösen (Haro *et al.*, 1998; Enders *et al.*, 2012; Albayrak *et al.*, 2020; Beck *et al.*, 2020; Meister *et al.*, 2022). Für die Gestaltung von BS sind verschiedene internationale Richtlinien verfügbar (USBR, 2006; Courret & Larinier, 2008; Ebel, 2018; NMFS, 2022; Dönni *et al.*, 2022). So empfiehlt beispielsweise Ebel (2018) für das Verhältnis der mittleren Bypass-Einlaufgeschwindigkeit $U_{by,in}$ und der mittleren Anströmgeschwindigkeit U_o für alle Fischarten $1.0 \leq U_{by,in}/U_o \leq 2.0$. Die mittlere Bypass-Einlaufgeschwindigkeit $U_{by,in}$ sollte je nach Fischart Werte zwischen 0.3 und 1.5 m/s nicht überschreiten (Ebel, 2018).

Um den Bypass-Durchfluss zu regulieren, kann beim Bypass-Einlauf eine vertikalachsige Klappe zur Begrenzung des durchströmten Querschnitts installiert werden. Die verbleibende Öffnung kann sich über die gesamte Wassertiefe erstrecken (Abb. 1), oder in mehrere Teilöffnungen gegliedert sein. Durch die räumliche Konzentration des Durchflusses kommt es jedoch in den Öffnungen zu hohen absoluten Fließgeschwindigkeiten $U_{by,in}$ und Geschwindigkeitsverhältnissen $U_{by,in}/U_o$, welche die oben genannten Empfehlungen deutlich übersteigen können. Zudem treten um die Öffnungen hohe räumliche Geschwindigkeitsgradienten (Spatial Velocity Gradient, SVG) auf. Enders *et al.* (2009) untersuchten für Königslachssmolts die Akzeptanz einer Barriere mit bodennaher Öffnung bei unterschiedlichen Anströmgeschwindigkeiten und stellten eine Vermeidungsreaktion ab einem SVG von etwa 1 m/s/m fest. Kemp *et al.* (2005) verglichen für Smolts verschiedener Pazifischer Lachsfischarten die Akzeptanz eines offenen Kanals und eines Kanals mit seitlicher Verengung am Einlauf. Die Verengung resultierte in einer stärkeren Beschleunigung der Strömung, welche zu einem höheren Anteil an Verweigerungen führte.

In der Praxis werden bei WKA zur Reduktion des Bypass-Durchflusses und somit zur Verringerung von Produktionsverlusten immer häufiger Bypass-Einlauffore mit lokalen Öffnungen installiert. Jedoch deuten die bisherigen Untersuchungen mit vorwiegend Lachssmolts darauf hin, dass es dadurch zu Vermeidungsreaktionen bei sich nähernden Fischen und somit einer Beeinträchtigung der Effizienz des FLR-BS kommen kann. Ziel dieser Studie war es daher, die Strömungsverhältnisse oberstrom eines FLR-BS mit einem Bypass-Einlauffor mit bodennaher Öffnung für verschiedene Anströmgeschwindigkeiten zu ermitteln und die Passage des Bypass-Einlaufs für Bachforellen (*Salmo trutta*) und Barben (*Barbus barbus*) zu untersuchen.

2 Versuchsaufbau und Methodik

Die Versuche wurden in einem 30 m langen, 1.5 m breiten und 1.2 m tiefen Strömungskanal an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich durchgeführt. Das physikalische Modell umfasste einen FLR mit vertikalen fischbauchförmig gekrümmten Stäben (foil-shaped Curved Bar Rack, f-CBR) mit einem horizontalen Anströmwinkel von 30° und einem lichten Stababstand von 50 mm. Am unterstrom gelegenen Ende des f-CBR wurde ein Bypass-Einlaufftor ($B \times H = 0.7 \times 1.0$ m) mit einer bodennahen Öffnung ($B \times H = 0.18 \times 0.25$ m) installiert (Abb. 2). Da der Fokus dieser Untersuchung auf dem Bypass-Einlauf lag, wurde vor die Stabzwischenräume des f-CBR ein Netz gespannt und somit eine Fischschutzeffizienz von 100 % angenommen.

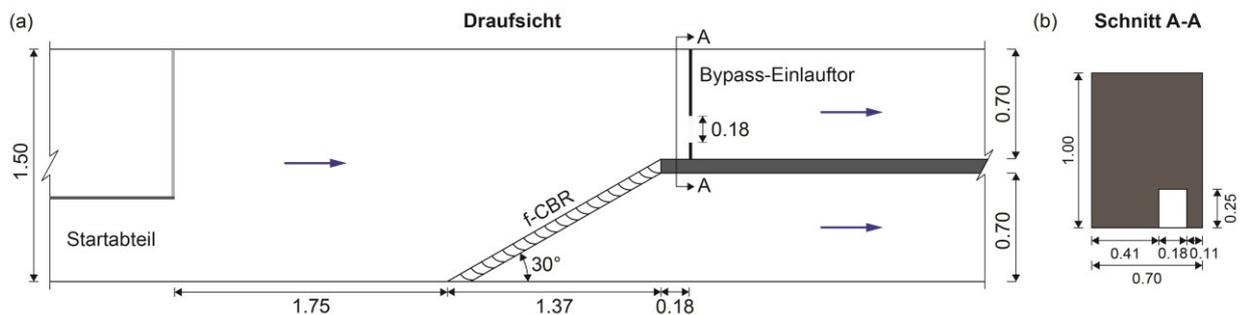


Abb. 2 (a) Draufsicht des physikalischen Modells mit Startabteil, Fischleitrechen (f-CBR) und Bypass-Einlaufftor und (b) Ansicht des Bypass-Einlaufftors mit bodennaher Öffnung.

Die Versuche wurden bei drei verschiedenen Abflüssen und daraus resultierenden mittleren Anströmgeschwindigkeiten $U_o = 0.3, 0.4$ und 0.5 m/s durchgeführt. Bei allen Versuchen wurde die Wassertiefe im Zulauf mit $h_o = 0.9$ m und im Bypass unterstrom des Einlaufftors mit $h_{by} = 0.5$ m konstant gehalten. Die mittlere Fließgeschwindigkeit innerhalb der bodennahen Bypass-Einlauföffnung betrug $U_{by,in} = 2.0$ m/s. Daraus resultierten hohe Fließgeschwindigkeitsverhältnisse von $U_{by,in}/U_o = 4.0$ bis 6.7 . Zur Bestimmung der Strömungsfelder wurden die Geschwindigkeitskomponenten u, v und w in $x-, y-$ und z -Richtung mit einem Ultraschall-Doppler-Geschwindigkeitsmessgerät (Acoustic Doppler Velocimeter, ADV) in einem engmaschigen Raster gemessen. Zusätzlich wurde die mittlere Geschwindigkeitskomponente u innerhalb der Bypass-Öffnung mit einem Messflügel bestimmt.

Die ethohydraulischen Versuche wurden mit wilden Bachforellen (*Salmo trutta*, Gesamtanzahl $n_{tot} = 55$, mittlere Totallänge $TL_m = 176$ mm, Standardabweichung $\sigma_{TL} = 24$ mm) und Barben (*Barbus barbus*, $n_{tot} = 48$, $TL_m = 158$ mm, $\sigma_{TL} = 47$ mm) durchgeführt. Für jede der Fischarten und Anströmgeschwindigkeiten wurden die Versuche achtmal mit Gruppen von jeweils drei Fischen wiederholt. Die Reihenfolge der Versuche wurde randomisiert. Individuen wurden maximal dreimal für Versuche verwendet. Vor jedem Versuch konnten sich die Fische 15 Minuten lang an die Anströmbedingungen und Wassertemperatur im geschlossenen Startabteil (Abb. 2) gewöhnen. Nach dieser Akklimatisationszeit wurde das Startabteil geöffnet und die Fische konnten frei im Versuchsaufbau schwimmen. Die maximale Versuchsdauer wurde auf 45 Minuten begrenzt. Das Verhalten der Fische wurde durch visuelle Beobachtung und Videokameras aufgezeichnet, die vor und hinter dem Bypass-Einlaufftor installiert waren. Für die Auswertung der Versuchsergebnisse wurde für jeden Fisch zwischen Bypass-Passage und Bypass-Verweigerung unter-

schieden. Eine Bypass-Passage wurde als Durchschwimmen der Bypass-Öffnung definiert. Passierte ein Fisch innerhalb der Versuchsdauer die Öffnung nicht, wurde dies als Bypass-Verweigerung betrachtet. Die Bypass-Passage-Effizienz (BPE) wurde durch Gl. [1] definiert.

$$\text{BPE} = \frac{N_{\text{by}}}{N_{\text{by}} + N_{\text{verw}}} \quad [1]$$

Dabei ist N_{by} die totale Anzahl Bypass-Passagen und N_{verw} die totale Anzahl Verweigerungen je Fischart und Anströmgeschwindigkeit. Fische, die innerhalb der Versuchsdauer nicht mit dem FLR-BS interagierten, d.h. im Startabteil blieben oder sich ausschließlich oberhalb des f-CBR aufhielten, wurden von der Datenauswertung ausgeschlossen.

Die ermittelten BPE für die untersuchten Fischarten und Anströmgeschwindigkeiten wurden untereinander auf signifikante Unterschiede überprüft. Für die statistische Auswertung wurden paarweise Chi-Quadrat (χ^2) Tests mit einem Signifikanzniveau von $\alpha = 5\%$ durchgeführt.

3 Resultate

3.1 Strömungsfelder

Abb. 3 zeigt die Fließfelder der longitudinalen Geschwindigkeitskomponente u mit Stromlinien und Geschwindigkeitsvektoren für die mittlere Anströmgeschwindigkeit $U_o = 0.4$ m/s. In Abb. 3a ist ein Horizontalschnitt bei $z = 0.045$ m über der Kanalsohle dargestellt. Die Anströmbedingungen sind homogen mit annähernd parallelen Stromlinien. Die Krümmung der Stromlinien und damit die transversalen Geschwindigkeitskomponenten v nehmen gegen Ende des f-CBR zu. In der linken Ecke vor dem Bypass-Einlaufftor befindet sich eine Rezirkulationszone mit negativen longitudinalen Geschwindigkeitskomponenten u . Oberstrom des Bypass-Einlaufftors sind die Stromlinien und Geschwindigkeitsvektoren in Richtung der Öffnung orientiert. Es ist eine Aufteilung der Strömung zwischen f-CBR und Bypass erkennbar. Unmittelbar vor der Bypass-Öffnung nimmt die longitudinale Fließgeschwindigkeit stark zu (hoher Geschwindigkeitsgradient), mit einem Maximum von 2.0 m/s in der Öffnung. Abb. 3b zeigt den entsprechenden Vertikalschnitt entlang der Achse der Bypass-Öffnung bei $y = 1.0$ m. Die Stromlinien und Geschwindigkeitsvektoren sind im Anströmbereich annähernd horizontal ausgerichtet und im Nahbereich des Bypass-Einlaufftors in Richtung der bodennahen Öffnung orientiert. Wie in Abb. 3a ist der hohe Geschwindigkeitsgradient vor und in der Bypass-Öffnung erkennbar.

3.2 Ethohydraulische Versuche

Beide Fischarten zeigten im Nahbereich der Bypass-Öffnung häufig Vermeidungsreaktionen gegenüber den hohen Geschwindigkeitsgradienten und absoluten Fließgeschwindigkeiten. Diese umfassten einen plötzlichen Anstieg der Schlagfrequenz der Schwanzflosse sowie das anschließende Aufsuchen von Bereichen mit geringeren Fließgeschwindigkeiten. Die Passage der Bypass-Öffnung erfolgte in der Regel mit positiver Rheotaxis (Orientierung mit Kopf entgegen der Strömung). Vor allem bei kleineren Individuen war das Durchschwimmen der Bypass-Öffnung häufig unkontrolliert, sobald der Fisch in den Bereich hoher Fließgeschwindigkeiten gelangte.

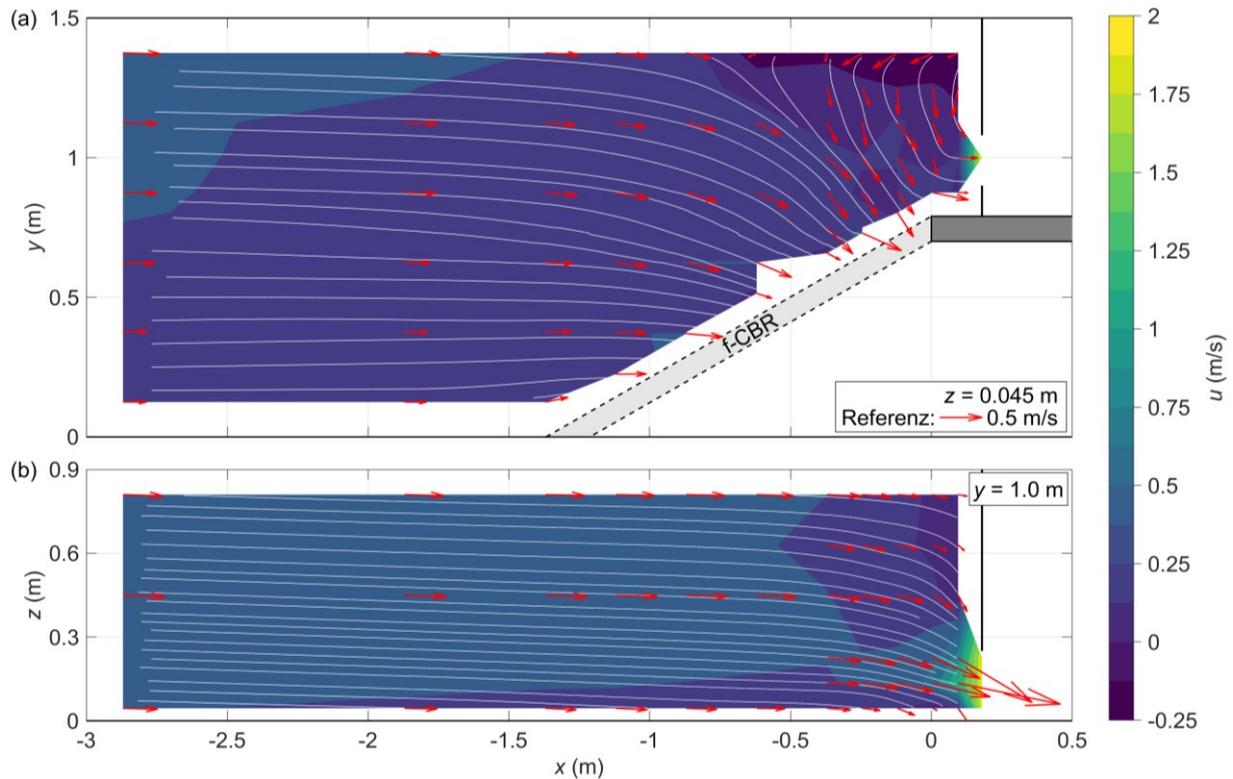


Abb. 3 Fließfelder der longitudinalen Geschwindigkeitskomponente u mit Stromlinien und Geschwindigkeitsvektoren für $U_o = 0.4$ m/s im (a) Horizontal- und (b) Vertikalschnitt.

In Abb. 4 sind für beide Fischarten und sämtliche Anströmgeschwindigkeiten U_o die totale Anzahl Bypass-Passagen und Verweigerungen sowie die Bypass-Passage-Effizienz (BPE) dargestellt. Für die Bachforelle beträgt die höchste BPE 59 % bei $U_o = 0.4$ m/s sowie die tiefste BPE 45 % bei $U_o = 0.3$ m/s. Jedoch sind die Unterschiede in der BPE nicht signifikant ($\chi^2 = 0.820$, $p = 0.365$). Für die Barbe ist die höchste BPE von 52 % bei $U_o = 0.3$ m/s deutlich größer als die BPE von 27 % bei $U_o = 0.4$ m/s und 30 % bei $U_o = 0.5$ m/s. Der größte Unterschied in der BPE zwischen $U_o = 0.3$ m/s und $U_o = 0.4$ m/s ist jedoch wiederum nicht signifikant ($\chi^2 = 2.905$, $p = 0.088$). Bei $U_o = 0.4$ m/s weist die Bachforelle eine signifikant höhere BPE als die Barbe auf ($\chi^2 = 4.539$, $p = 0.033$). Für $U_o = 0.3$ m/s ($\chi^2 = 0.203$, $p = 0.652$) und $U_o = 0.5$ m/s ($\chi^2 = 2.706$, $p = 0.100$) ist zwischen den beiden Fischarten kein signifikanter Unterschied vorhanden.

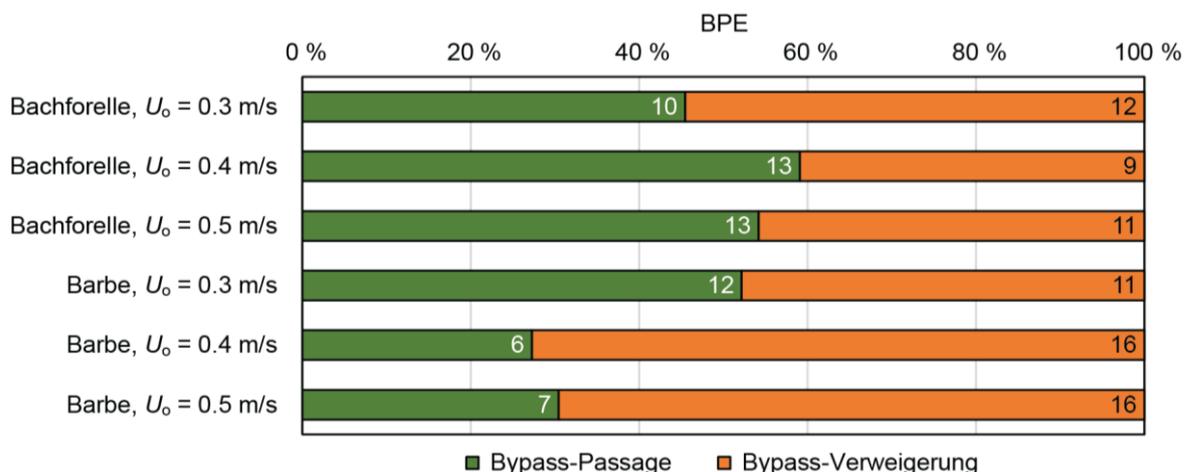


Abb. 4 Absolute Anzahl der Bypass-Passagen und Verweigerungen sowie die Bypass-Passage-Effizienz (BPE) für die untersuchten Fischarten und Anströmgeschwindigkeiten U_o .

4 Diskussion und Schlussfolgerungen

Die Versuchsergebnisse verdeutlichen das Vermeidungsverhalten von Bachforellen und Barben gegenüber hohen Geschwindigkeitsgradienten und absoluten Fließgeschwindigkeiten bei Bypass-Einlaufforen mit bodennaher Öffnung. Auch wenn die Unterschiede in der Bypass-Passage-Effizienz (BPE) in der Regel nicht signifikant waren, können doch artspezifische Schlüsse gezogen werden. Bei beiden Fischarten handelt es sich grundsätzlich um strömungsliebende, starke Schwimmer. Die Bachforelle zeigte für alle Anströmgeschwindigkeiten eine ähnliche BPE, während die Barbe hinsichtlich der Bypass-Akzeptanz eine ausgeprägtere Vermeidung gegenüber Anströmgeschwindigkeit von $U_o = 0.4$ und 0.5 m/s aufwies. Dieser artspezifische Unterschied könnte darin begründet liegen, dass Barben sensibler und schneller auf hohe absolute Fließgeschwindigkeiten und Geschwindigkeitsgradienten reagieren und diese folglich früher vermeiden. Bachforellen weisen hingegen diesbezüglich möglicherweise eine geringere Sensibilität auf, wodurch es unabhängig von der Anströmgeschwindigkeit häufiger zu einer unkontrollierten Passage der Bypass-Öffnung kam.

Beck *et al.* (2020) untersuchten ein ähnliches FLR-BS, bestehend aus einem CBR mit einem horizontalen Anströmwinkel von 30° und einem lichten Stababstand von 50 mm mit anschließendem Schacht-Bypass ohne Einlauffor. In diesen Versuchen war auch eine Passage des CBR möglich, welche nachfolgend ebenfalls als Bypass-Verweigerung betrachtet wird. Bachforellen wiesen für $U_o = 0.3$ m/s und $U_{by,in}/U_o = 1.2$ eine BPE von 81 % auf. Für $U_o = 0.5$ m/s resultierte für $U_{by,in}/U_o = 1.2$ eine BPE von 56 % und für $U_{by,in}/U_o = 1.4$ eine BPE von 46 %. Für Barben lag bei $U_o = 0.5$ m/s die BPE für $U_{by,in}/U_o = 1.2$ bei 86 % und für $U_{by,in}/U_o = 1.4$ bei 74 %. Im Vergleich dazu sind die BPE von zwischen 27 % und 59 % in der vorliegenden Untersuchung eher gering. Zudem wurde eine Passage des Fischleitrechens durch ein Netz verhindert, um den Fischen bewusst nur die Bypass-Passage zu ermöglichen und statistisch aussagekräftigere Zahlen zum Verhalten am Bypass-Einlauf zu erhalten. Erwartungsgemäß hätte auch ein gewisser Anteil der Fische den f-CBR passiert, was eine weitere Abnahme der Fischleiteffizienz des Gesamtsystems bedeuten würde. Der Vergleich mit Beck *et al.* (2020) verdeutlicht insbesondere für Barben den negativen Effekt hoher Geschwindigkeitsverhältnisse $U_{by,in}/U_o$ von 4.0 bis 6.7 auf die Akzeptanz des Bypass-Einlaufs.

Für die Implementierung von effizienten FLR-BS ist die Gestaltung des Bypass-Einlaufs folglich von großer Bedeutung. Obwohl bei WKA immer häufiger Bypass-Einlaufforen mit lokalen Öffnungen installiert werden, zeigen die vorliegenden Resultate, dass die Leiteffizienz des gesamten Fischabstiegssystems auf Grund von Vermeidungsreaktionen an der Bypass-Einlauföffnung beeinträchtigt werden kann. Folglich ist eine genauere Quantifizierung des Fischverhaltens gegenüber verschiedener Bypass-Bauformen erforderlich, statt Bypass-Systeme an WKA ausschließlich auf Grund hydraulischer Parameter zu dimensionieren. Es sind daher weitere Laboruntersuchung zur Optimierung des Bypass-Einlaufs geplant, um eine höhere Bypass-Passage-Effizienz zu erreichen. Darüber hinaus sind biologische Wirkungskontrollen an bereits realisierten Bypass-Systemen mit solchen Einlaufforen erforderlich, um die Übertragbarkeit der Laborergebnisse auf Prototypen zu überprüfen.

Danksagung

Diese Untersuchung wurde im Rahmen des Projekts „HydroLEAP - Modernizing the Swiss Hydropower Fleet for a Successful Energy Strategy 2050“ durchgeführt, welches durch das Schweizer Bundesamt für Energie (BFE) finanziert wird (Vertragsnummer SI/502106-01).

Literatur

- Albayrak, I.; Boes, R.M.; Kriewitz-Byun, C.R.; Peter, A.; Tullis, B.P. (2020). Fish guidance structures: hydraulic performance and fish guidance efficiencies. *Journal of Ecohydraulics*, 5(2), 113–131.
- Baumgartner, M.; Huber Gysi, M.; Lundsgaard-Hansen, L.; Nitsche, M. (2020). Renaturierung der Schweizer Gewässer: Stand ökologische Sanierung Wasserkraft 2018. Bundesamt für Umwelt (BAFU) – Abteilung Wasser, Ittigen, Schweiz.
- Beck, C. (2020). Fish protection and fish guidance using innovative curved-bar rack bypass systems. In R. Boes (Ed.), *VAW-Mitteilungen 257*. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Schweiz.
- Beck, C.; Albayrak, I.; Meister, J.; Peter, A.; Selz, O.M.; Leuch, C.; Vetsch, D.F.; Boes, R.M. (2020). Swimming behavior of downstream moving fish at innovative curved-bar rack bypass systems for fish protection at water intakes. *Water*, 12(11), 3244.
- Brown, R.S.; Colotelo, A.H.; Pflugrath, B.D.; Boys, C.A.; Baumgartner, L.J.; Deng, Z.D.; Silva, L.G.M.; Brauner, C.J.; Mallen-Cooper, M.; Phonekhampong, O.; Thorncraft, G.; Singhanouvong, D. (2014). Understanding Barotrauma in Fish Passing Hydro Structures: A Global Strategy for Sustainable Development of Water Resources. *Fisheries*, 39(3), 108–122.
- Courret, D.; Larinier, M. (2008). Guide pour la conception de prises d'eau ichtyocompatibles pour les petites centrales hydroélectriques (Rapport GHAAPPE RA.08.04). Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie (ADEME), Frankreich.
- Coutant, C.C.; Whitney, R.R. (2000). Fish Behavior in Relation to Passage through Hydropower Turbines: A Review. *Transactions of the American Fisheries Society*, 129(2), 351–380.
- Dönni, W.; Beck, C.; Mende, M.; Ninck, L.; Peter, A.; Schölzel, N.; Baumann Y Carmona, A. (2022). Wiederherstellung der Fischwanderung: Gute Praxisbeispiele für Wasserkraftanlagen in der Schweiz (Umwelt-Wissen Nr. 2205). Bundesamt für Umwelt (BAFU), Bern, Schweiz.
- Ebel, G. (2018). Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen - Handbuch Rechen- und Bypasssysteme. Ingenieurbioökologische Grundlagen, Modellierung und Prognose, Bemessung und Gestaltung (3. Ausgabe). Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie Dr. Ebel, Halle (Saale), Deutschland.
- Enders, E.C.; Gessel, M.H.; Williams, J.G. (2009). Development of successful fish passage structures for downstream migrants requires knowledge of their behavioural response to accelerating flow. *Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences*, 66(12), 2109–2117.
- Enders, E.C.; Gessel, M.H.; Anderson, J.J.; Williams, J.G. (2012). Effects of decelerating and accelerating flows on juvenile salmonid behavior. *Transactions of the American Fisheries Society*, 141(2), 357-364.
- Haro, A.; Odeh, M.; Noreika, J.; Castro-Santos, T. (1998). Effect of Water Acceleration on Downstream Migratory Behavior and Passage of Atlantic Salmon Smolts and Juvenile American Shad at Surface Bypasses. *Transactions of the American Fisheries Society*, 127, 118–127.
- Kemp, P.S.; Gessel, M.H.; Williams, J.G. (2005). Fine-scale behavioral responses of Pacific salmonid smolts as they encounter divergence and acceleration of flow. *Transactions of the American Fisheries Society*, 134(2), 390–398.
- Larinier, M.; Travade, F. (2002). Downstream migration: problems and facilities. *Bulletin français de la pêche et de la pisciculture*, 364, 181–207.

- Lehmann, B.; Adam, B.; Engler, O.; Hecht, V.; Schneider, K. (2016). Ethohydraulische Untersuchungen zur Verbesserung des Fischschutzes an Wasserkraftanlagen (Naturschutz und Biologische Vielfalt Heft 151). Bundesamt für Naturschutz (BfN), Bonn - Bad Godesberg, Deutschland.
- Meister, J.; Selz, O.M.; Beck, C.; Peter, A.; Albayrak, I.; Boes, R.M. (2022). Protection and guidance of downstream moving fish with horizontal bar rack bypass systems. *Ecological Engineering*, 178, 106584.
- NMFS (2022). NOAA Fisheries West Coast Region Anadromous Salmonid Passage Design Manual. National Marine Fisheries Service (NMFS) West Coast Region, Portland, USA.
- Tutzer, R.; Röck, S.; Walde, J.; Haug, J.; Brinkmeier, B.; Aufleger, M.; Unfer, G.; Führer, S.; Zeiringer, B. (2022). A Physical and Behavioral Barrier for Enhancing Fish Downstream Migration at Hydropower Dams: The Flexible FishProtector. *Water*, 14(3), 378.
- USBR (2006). Fish Protection at Water Diversions - A Guide for Planning and Designing Fish Exclusion Facilities. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR), Denver, USA.

Anschrift der Verfasser

Maximilian Kastinger, Dr. Ismail Albayrak, Prof. Dr. Robert Boes
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich
Hönggerberggring 26, CH-8093 Zürich
kastinger@vaw.baug.ethz.ch, albayrak@vaw.baug.ethz.ch, boes@vaw.baug.ethz.ch

Dr. Luiz G. M. Silva
Institut für Umweltingenieurwissenschaften (IfU), ETH Zürich
Stefano-Francini-Platz 5, CH-8093 Zürich
lumartins@ethz.ch

Naturnahe Deichpflege als Beitrag zur Steigerung der Biodiversität

Werner Rehklau, Kai Deutschmann und Andreas Rimböck

Zusammenfassung

Flussdeiche als wichtige Hochwasserschutzbauwerke sind in Bayern auf einer Gesamtlänge von rund 1.400 km in der Unterhaltungslast der Wasserwirtschaftsämter mit ihren Flussmeisterstellen. Durch die Bauweise und die bisherigen Pflege- und Unterhaltungsmaßnahmen haben sich auf den Deichböschungen in vielen Abschnitten blütenreiche Mähwiesen oder Magerrasen mit vielfältiger und wertvoller Fauna entwickelt.

Trotz des vergleichsweise kleinen Flächenanteils können Deiche daher wichtige Lebensräume für Pflanzen und Tiere sein und unterstützen als lineare Elemente den Biotopverbund in der Landschaft. Eine naturnahe Pflege und Unterhaltung trägt wesentlich zur Erhaltung und Steigerung der Biodiversität auf Deichen entlang der Fließgewässer und in Auen bei.

Daher hat das LfU – aufbauend auf dem Auftrag aus dem Aktionsprogramm Pro Gewässer 2030 der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung - einen mehrteiligen Praxisleitfaden als Schulungsunterlage entworfen. Die Dokumente enthalten eine Zusammenstellung der maßgeblichen Normen, der technischen und naturschutzfachlichen Anforderungen an eine naturnahe Deichpflege sowie Empfehlungen zu Mähtechnik und Mahdregimes. Weitere wichtige Themen sind die Organisation der Deichpflege, technische Innovationen, Freizeit und Erholung entlang von Deichen, der Umgang mit Beweidung und Neophyten sowie Pflege- und Entwicklungskonzepte. Die Arbeitshilfe unterstützt damit die Säulen I und II des PRO Gewässer 2030, insbesondere das Handlungsfeld „Vernetzungsfunktion und Artenvielfalt“, und setzt mit diesem breiten Spektrum an Aspekten das integrative Leitmotiv des Gewässer-Aktionsprogramms um.

1 Deiche und Deichpflege in Bayern

1.1 Deiche als Hochwasserschutzanlagen

Vor allem an der Donau und ihren südlichen Zuflüssen begleiten Deiche und Stauhaltungsdämme weite Teile der Fließstrecken (Abb. 1). Durch die Wasserwirtschaftsämter und deren Flussmeisterstellen werden rund 1.400 km Deichstrecke unterhalten. Zwischen 2001 und 2021 wurde in Bayern der Schutz vor 100-jährlichen Hochwasserabflüssen für fast 68.000 ha bebaute Fläche bzw. über 565.000 Einwohner und Einwohnerinnen über Deiche und andere technische Hochwasserschutzmaßnahmen erreicht.

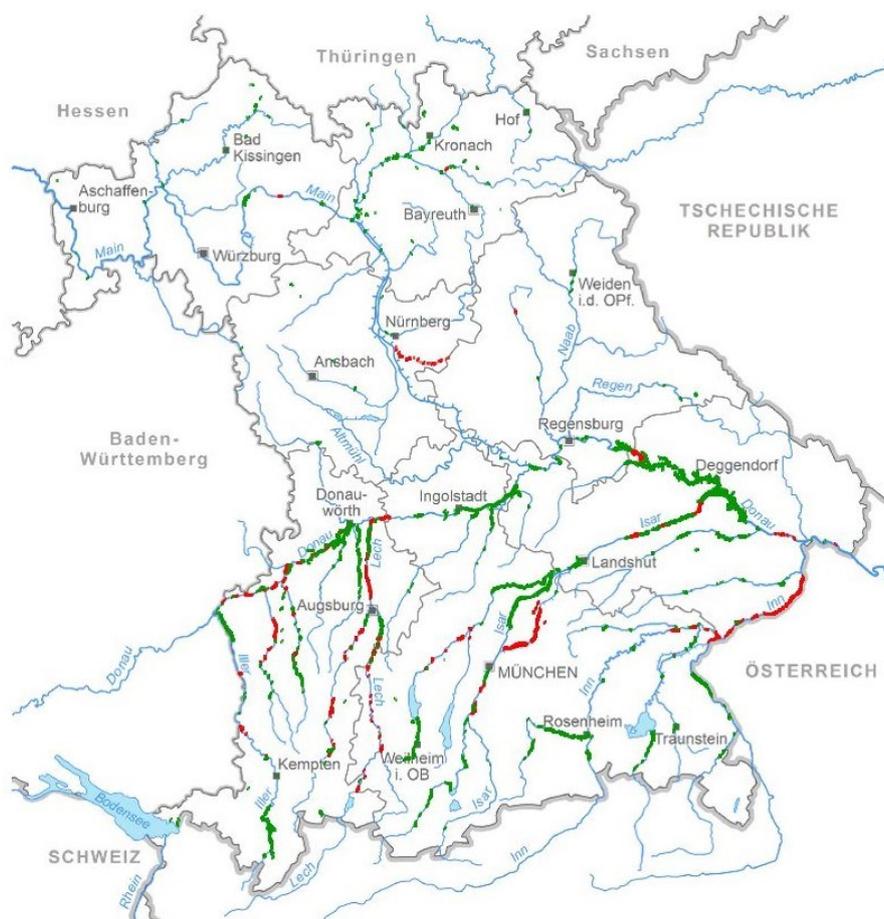


Abb.1 : Übersichtskarte der Deiche (grün) und Stauhaltungsdämme (rot) in Bayern
(Quelle: Karten Geodatenserver Bayern, Fachdaten Gewässeratlas Bayern/LfU)

Vor allem bei reinen Erdbauwerken, aber auch bei teilweise nachgerüsteten Deichstrecken verlangen die Normen und anerkannten Regeln der Technik weitgehend eine Offenlandvegetation auf den Anlagen und den Deichschutzstreifen. Gehölze sind nur bei entsprechender Anlagenanpassung möglich. Damit bieten Deichoberflächen eine besondere Standortgunst und das Potenzial zur Bereicherung der Lebensraumvielfalt in flussnahen Räumen. Naturnahe Deichpflege schafft so wertvolle Lebensräume auf technischen Schutzeinrichtungen.

1.2 Naturnahe Deichpflege im Bayerischen Gewässer-Aktionsprogramm 2030

Flussdeiche sind in erster Linie Hochwasserschutzbauwerke. Durch ihre Bauweise sowie die bisherigen Pflege- und Unterhaltungsmaßnahmen hat sich jedoch auf den Deichböschungen in vielen Abschnitten eine naturschutzfachlich wertvolle Vegetation (artenreiche Magerwiesen und Magerrasen) mit typischer Fauna entwickelt. Deiche haben häufig eine bedeutende Rolle als Lebensräume für Tiere und Pflanzen und für den Biotopverbund. Deshalb wurde das Thema auch im Bayerischen Gewässer-Aktionsprogramm 2030 der Wasserwirtschaftsverwaltung aufgegriffen (Abb. 2): Die naturnahe Deichpflege stellt eine wichtige fachliche Verknüpfung der Säulen I (Hochwasserschutz) und II (Ökologie) bzw. ganz konkret zwischen technischem Hochwasserschutz und Artenvielfalt / Vernetzungsfunktion dar. Darüberhinaus haben Deiche auch eine Bedeutung für die Sozialfunktion (Säule III), da Fuß- und Fahrradwege auf oder entlang von Deichen Möglichkeiten für die Erholung und die Erlebbarkeit der Landschaft schaffen.

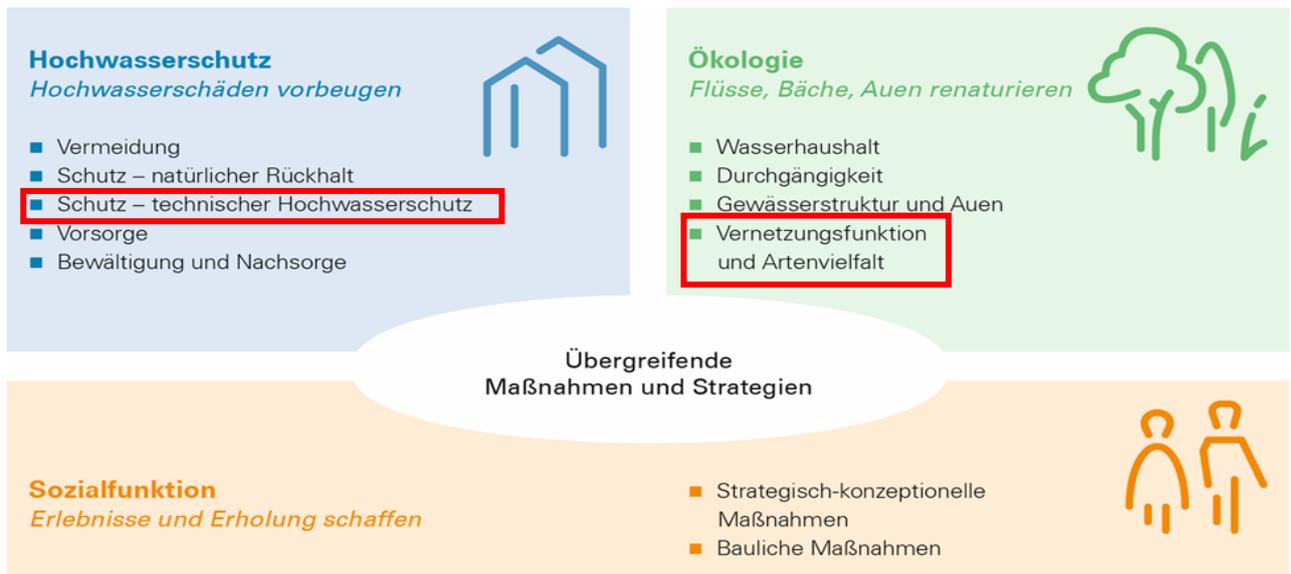


Abb. 2: Naturnahe Deichpflege als Synergie im Aktionsprogramm 2030
 (Quelle: [3] S. 65, geringfügig ergänzt)

2 LfU-Projekt „Naturnahe Deichpflege“

2.1 Ablauf

Dem Auftrag an das LfU, einen Praxisleitfaden zu entwickeln, wurde ein entsprechendes Projekt „Naturnahe Deichpflege“ eingerichtet. Die Projektleitung lag beim LfU, Referat 64 „Gewässerentwicklung und Auen“. Die Projektbearbeitung wurde weitgehend an das Ingenieurbüro Dr. Schober Gesellschaft für Landschaftsplanung mbH, Freising, vergeben. Die projektbegleitende Arbeitsgruppe (PAG), in der die Wasserwirtschaftsämter Deggendorf, Donauwörth, Kronach, Landshut und München sowie weitere LfU-Fachreferate (Hochwasserschutz, Wasserbautechnik, Naturschutz) vertreten waren, lieferte den notwendigen Input aus der Praxis und sorgte für die fachliche Breite.

Wichtige Projektbestandteile waren auch eine Abfrage bei allen bayerischen Wasserwirtschaftsämtern zum aktuellen Stand der Deichpflege sowie Geländebegehungen mit Vertreterinnen und Vertretern der in der PAG vertretenen Wasserwirtschaftsämter.

2.2 Ergebnisse

Hauptergebnisse des Projekts sind Schulungsunterlagen [1] mit einer Arbeitshilfe [2] sowie ein Muster-Leistungsverzeichnis für die Vergabe von Deichpflege-Leistungen. Zielgruppe ist in erster Linie die staatliche Wasserwirtschaft, die fachlichen Inhalte sind aber grundsätzlich auf andere Unterhaltsverpflichtete bzw. auf Stauhaltungsdämme übertragbar.

Darin werden kompakt die technischen und naturschutzfachlichen Anforderungen erläutert und geeignete Mähtechniken und Mahdregimes beschrieben. Auch organisatorische Aspekte (z. B. Eigenleistung vs. Vergabe vs. Kombinationsmodelle) und Pflegekonzepte werden dargestellt.

3 Kernaussagen aus dem Projekt

3.1 Normen

Eine ganze Reihe von Normen und Merkblättern enthält Vorgaben zu Deichbewuchs und Deichpflege:

- DIN 19712: Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern (2013)
- BAW Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD) (2011)
- DWA M507-1: Deiche an Fließgewässern Teil 1: Planung, Bau und Betrieb (2011)
- DWA M507-2: Deiche an Fließgewässern Teil 2: Landschaftsökologische Aspekte (in Bearbeitung, erscheint voraussichtlich 2023)
- Leitfaden Umweltbelange bei der Unterhaltung von Bundeswasserstraßen (Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur) (2015)
- Vollzugshinweise Kompensation und Hochwasserschutz zur Anwendung der Bayerischen Kompensationsverordnung (BayKompV) (2014).

3.2 Anforderungen an die Deichpflege

Das oberste ingenieurbioologische Ziel für die Deichvegetation ist „*eine fest verwurzelte, dauerhafte, geschlossene und dichte Grasnarbe*“ (DIN 19712) zur Stabilisierung der Deichoberfläche und zum Schutz vor Erosion. Die hieraus resultierenden Anforderungen an die Pflege sind durch Normen und Regelwerke definiert. Zusammen mit den naturschutzfachlichen Vorgaben ergeben sich Anforderungen in den Bereichen Mähtechnik, Mähregime, Beweidung, Mähgut, Neo- und Nitrophyten sowie bedeutsame Artenvorkommen.

3.2.1 Technische Anforderungen

Die Vegetationsbedeckung der Böschungen unterliegt zunächst den Vorgaben der Hochwasserschutzes, stellt aber umgekehrt einen bedeutenden Faktor für die Deichstabilität dar. Wichtig sind hier vor allem:

- Ein vielfältiges Wurzelsystem der Gras- und Krautvegetation (dichte Durchwurzelung der oberflächennahen Bodenschicht, zzgl. tieferwurzelnde Arten zur Verankerung der Vegetationstragschicht);
- Zurückdrängung von Gehölzaufwuchs;
- Konsequente Mähgutabfuhr zur Vermeidung von Fehlstellen.

3.2.2 Naturschutzfachliche Anforderungen

Um das Potenzial für den Naturschutz zu erhalten und soweit möglich zu verbessern (Abb. 3 und Abb. 4) stehen vor allem folgende Gesichtspunkte im Vordergrund:

- konsequente Mähgutabfuhr (dient ggf. auch der Aushagerung);
- räumlich und zeitlich differenzierte Pflegemaßnahmen und nach Möglichkeit Aufstellung von Pflege- und Entwicklungsplänen;
- Schutz der Wiesenfauna durch die Wahl einer schonenden Mähtechnik;
- angepasste Mähtermine: Berücksichtigung der Samenreife bestimmter Pflanzenarten und Lebenszyklen definierter Zielarten (Pflanzen und Tiere);

- Eindämmung wuchskräftiger stickstoffliebender Pflanzenarten (Nitrophyten) oder gebietsfremder Pflanzenarten (Neophyten).



Abb. 3 und 4: Kalk-Magerrasen und blütenreiche Mähwiesen erfüllen die technischen Anforderungen und sind naturschutzfachlich hochwertige Lebensräume (Bilder: Büro Schober)

3.3 Lebensraum- und Artenvielfalt auf Deichen

Ein wichtiger Gesichtspunkt ist die abschnittsweise Definition einer „Zielvegetation“ und die Ausrichtung der Pflege darauf. In erster Linie handelt es sich um Kalk-Magerrasen oder Sand-Magerrasen und artenreiches Extensivgrünland, daneben auch um Pfeifengraswiesen sowie Hochstaudenfluren und Staudensäume. Diese stellen i.d.R. geschützte Biotope und/oder Lebensraumtypen der FFH-Richtlinie dar, die vielfach erst durch die geeignete Pflege entstanden sind bzw. erhalten werden. Auch die Bedeutung dieser Lebensräume für verschiedene Tiergruppen (vor allem Schmetterlinge und Heuschrecken) soll berücksichtigt werden.

Vielfach haben auf Deichen auch Arten neue Lebensräume gefunden, die anderswo in der Kulturlandschaft stark zurückgegangen oder verschwunden sind. Dies gilt etwa für Blütenpflanzen extensiver Mähwiesen mit 1-2 (3) Schnitten pro Jahr (vgl. Abb. 5).



Abb. 5: Blütenpflanzen extensiver Mähwiesen : a) Wiesen-Flockenblume (*Centaurea jacea*), b) Margeriten (*Leucanthemum vulgare* agg.), c) Grannen-Klappertopf (*Rhinanthus glacialis*), d) Gewöhnlicher Blutweiderich (*Lythrum salicaria*), e) Wiesen-Salbei (*Salvia pratense*)
(Bilder: Büro Schober)

Eine naturnahe Deichvegetation bietet auch Lebensraum für eine Vielzahl an Tieren, wie blütenbesuchenden Insekten, Tagfalter mit ihren Entwicklungsstadien, Libellen, Spinnen, Amphibien, Reptilien und Kleinsäugetern (Abb. 6).



Abb. 6: Vielfalt an Tieren der unterschiedlichsten Arten auf einem Deich
a) Eichblatt-Radspinne (*Aculepeira ceropegia*); b) Zauneidechse (*Lacerta agilis*); c) Grasfrosch (*Rana temporaria*); d) Kleine Goldschrecke (*Euthystira brachyptera*); e) Nachtfalter aus der Familie der Widderchen (*Zygaenidae*); f) Dunkle Erdhummel (*Bombus terrestris*); g) Idas-Bläuling (*Plebejus idas*); h) Raupe des Schwalbenschwanzes (*Papilio machaon*); i) Schlingnatter (*Coronella austriaca*); j) Großer Blaupfeil (*Orthetrum cancellatum*)
(Bilder: Büro Schober)

4 Empfehlungen

Die Schulungsunterlagen gehen auf die Aspekte ein, die die Ausbildung artenreicher Magerrasen- und Wiesengesellschaften begünstigen. Diese sind Aushagerung und Mähgutabfuhr, Ausrichtung der Pflege nach Vegetationstypen, Mosaikmäh und partielle Brache, Förderung ausgewählter Artengruppen und seltener Arten, Umgang mit Nitrophyten und Neophyten, Bereiche mit Gehölzaufwuchs sowie Aufwertung artenarmer Vegetationsbestände.

4.1 Empfehlungen zur Mähtechnik

Hinsichtlich der technischen und naturschutzfachlichen Anforderungen als auch weiterer wichtiger Kriterien lohnt ein Vergleich der beiden am weitesten verbreiteten Mähtechniken: Sowohl unter betrieblichen und nutzungsbezogenen aber auch naturschutzfachlichen Aspekten bestehen gravierende Nachteile der weit verbreiteten rotierenden gegenüber den „wiederentdeckten“ schneidenden Mähverfahren (Abb. 7).

Bewertungskriterien	Rotierende Mähtechnik (Trommel-, Scheiben-, Kreisel-, Schlegelmähwerke)	Schneidende Mähtechnik (Sense, Finger- oder Doppelmesser- Balkenmähwerke)
Arbeitsgeschwindigkeit	hoch (Nachteil für Wiesenfauna)	niedriger (erleichtert Flucht für Wiesenfauna)
Schnitt	eher abgerissen, verzögerter Wiederaustrieb	glatt, schneller Wiederaustrieb
Energiebedarf	erhöht (abhängig vom Trägergerät)	geringer (abhängig vom Trägergerät)
Arbeitssicherheit	Gefahr durch herausgeschleuderte Teile (Steine, Unrat)	keine Gefahr außerhalb des Schnittbereiches, da die Vegetation lediglich mit einem Schnitt zu Boden gelegt wird
Schutz der Fauna	gering	höher (abhängig vom Trägergerät)
Qualität des Schnittguts	Mehrfachschnitt, dadurch Mähverluste und Verbleib eines Teils der Schnittgutes auf der Fläche	lange Halme werden breit über der Fläche verteilt, dadurch begünstigte Trocknung, kein Verkleben

Abb. 7: Rotierende und schneidende Mähtechniken im Vergleich

(Quelle: nach [4] 2014, erweitert in: [1])

In Bezug auf die zur Verfügung stehenden Geräte und Gerätekombinationen ergibt sich aus der Sicht der naturverträglichen Deichpflege eine Reihung (Abb. 8):



Abb. 8: Reihung der Mähtechnik bezüglich der Schädlichkeit für die Wiesenfauna (Quelle: nach [4])

Für eine empfehlenswerte Deichpflege werden beispielhaft Maschineneinsatz und Vorgehensweisen vorgestellt, auch unter Berücksichtigung innovativer Ansätze.

4.2 Empfehlungen zum Mahdregime

Um den naturschutzfachlichen Zielen optimal Rechnung zu tragen, spielt nicht nur die gewählte Technik eine entscheidende Rolle, sondern auch der Zeitpunkt und die Häufigkeit der Mahd. Diese richten sich auch an der Ausgangssituation (z. B. nährstoffreicher Standort mit starkwüchsiger Vegetation oder nährstoffarmer Standort mit schwachwüchsiger Vegetation) sowie an der „Zielvegetation“ und dem Pflegeziel aus (z. B. Erhaltung eines Magerrasen oder Aushagerung einer Fettwiese). Eine Übersicht gibt Abb. 9.



Abb. 9: Entscheidungshilfe für die Wahl des Mahdregimes (Frühmahd = Mitte bis Ende Mai; Sommermahd = Mitte Juni bis Mitte August; Herbstmahd = Mitte August bis September (Quelle: [1])

4.3 Hinweise zur Beweidung

Unter bestimmten Bedingungen kann auch die Beweidung von Deichen eine Alternative zur Mahd sein (Abb. 10). Entscheidende Voraussetzungen für eine in jeder Hinsicht erfolgreiche Deichbeweidung (mit Schafen, ggf. mit Beteiligung von Ziegen, jedoch nie mit Großvieh) und in Kombination mit einem Pflegeschnitt sind beispielsweise

- angepasste Herdengrößen und ausreichende Verweilzeiten, um den Beweidungseffekt zu sichern und den „Walzeffekt“ (Niedertreten der Vegetation) beim Triften der Herden zu vermeiden;
- Stoßbeweidung zu definierten Zeitpunkten, keine Dauerbeweidung;
- ausreichend viele, gut erreichbare Flächen, (Nacht-)Pferche nur abseits der Deiche.



Abb. 10: Unter bestimmten Voraussetzungen ist die Beweidung mit Schafen eine geeignete Form der Pflege (Bild: Büro Schober)

5 Weitere praktische und organisatorische Aspekte

Arbeitshilfe und Schulungsunterlagen geben darüberhinaus auch Empfehlungen und Hinweise zu einer ganzen Reihe weiterer Fragestellungen. Dazu zählen:

- Erstellung von Pflege- und Entwicklungskonzepten, insbesondere wenn die Anforderungen räumlich sehr differenziert sind oder eine Beweidung vorgesehen ist.
- Umgang mit Neophyten: Hierzu wurden für alle relevanten Arten sogenannte „Steckbriefe“ erstellt, da ein Teil davon sowohl aus naturschutzfachlicher Sicht als auch für die Deichsicherheit problematisch werden kann.
- Umgang mit Gehölzen im Umfeld der Deiche
- die besondere Rolle technisch verstärkter Deiche
- Organisation der Deichpflege: Vergabe, Eigenleistung und/oder „Kombinationsmodell“ aus beidem und Musterleistungsverzeichnis zur Erleichterung von Vergaben.
- schonende Mähgutaufbereitung
- Möglichkeiten der Mähgutverwertung.

Abschließend wird auf gelungene Beispiele aus Bayern eingegangen. Vorgestellt werden Abschnitte an Donau (WWA Deggendorf), Isar (WWA München, WWA Landshut), Lech (WWA Donauwörth) und Main (WWA Kronach).

Literatur

- [1] BAYERISCHES LANDESAMT FÜR UMWELT (LFU 2022a) (Hrsg.): Naturnahe Deichpflege – Erhaltung und Entwicklung artenreicher Lebensräume auf Deichen –unveröff.
- [2] BAYERISCHES LANDESAMT FÜR UMWELT (LFU 2022b) (Hrsg.): Naturnahe Deichpflege – Erhaltung und Entwicklung artenreicher Lebensräume auf Deichen – Arbeitshilfe, unveröff.
- [3] BAYERISCHES STAATSMINISTERIUM FÜR UMWELT UND VERBRAUCHERSCHUTZ (STMUV) (2022): Bayerisches Gewässeraktionsprogramm 2030
- [4] VAN DE POEL, D.; ZEHM, A. (2014): Die Wirkung des Mähens auf die Fauna der Wiesen - Eine Literaturlauswertung für den Naturschutz. ANLiegen Natur, 36(2), S. 36-51.

Anschrift der Verfasser

RD Dipl.-Ing. Landespflege Werner Rehlklu (korrespondierender Autor)
Dipl.-Biol. Kai Deutschmann, M. Sc.
LBD Dr.-Ing. Andreas Rimböck
Bayerisches Landesamt für Umwelt
Bürgermeister-Ulrich-Str. 160
D-86179 Augsburg
werner.rehlklu@lfu.bayern.de
kai.deutschmann@lfu.bayern.de
andreas.rimboeck@lfu.bayern.de

Starkregenvorsorge und Klimaanpassung – Entwicklung eines Vorhersage- und Warnsystems für Kommunen

Alpaslan Yörük, Hendrik Burkamp, Volker Mißler, Oliver Buchholz

Zusammenfassung

Lokale Vorhersage- und Warnsysteme bieten für Kommunen großes Potenzial zur Verhinderung von Schäden durch Starkregen und Hochwasser, und sie stärken damit die kommunale Klimaresilienz.

Als technische Grundlage eignet sich eine Vorhersageplattform, die bspw. per LoRaWAN übertragene Messdaten auswertet und mithilfe von integrierten hydronumerischen und hydrologischen Modellen Abflüsse prognostiziert.

Das Vorhersagesystem muss leicht verständlich und bedienbar sein und Meldungen für digitale und analoge Warnsysteme erzeugen können.

Der Beitrag beschreibt die Entwicklung eines Hochwasser- und Starkregenwarnsystems für Kommunen, das Mess- und Vorhersagedaten mit hydrologischer sowie hydronumerischer Modellierung kombiniert.

1 Stärkung der Klimaresilienz durch Vorhersagesysteme

Unser Klima hat sich mit dem Ansteigen der mittleren Lufttemperatur in den letzten Jahren bereits spürbar verändert. Extremereignisse wie Stürme, Starkregen und Trockenzeiten treten häufiger auf und eine weitere Zunahme dieser Phänomene und der durch sie entstehenden Schäden ist zu erwarten. Kommunen und Regionen sollten diese Entwicklung ernst nehmen, sich klimaresilient weiterentwickeln und die vorhandenen Instrumente der Vorsorge nutzen.

1.1 Rückschau auf Ansätze und Projekte

Die Gefahr durch pluviales Hochwasser und der Bedarf an Frühwarnsystemen sind seit langem im Fokus der Wissenschaft. Im Rahmen der Förderaktivität „Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse“, kurz RIMAX, förderte das BMBF im Zeitraum 2005 bis 2010 über 30 Verbundprojekte mit insgesamt etwa 20 Millionen Euro. Ziel der Förderaktivität war es, durch Integration unterschiedlicher Fachdisziplinen und der verschiedenen Akteure verbesserte Instrumente des Hochwasserrisikomanagements zu entwickeln und zu implementieren. Im Fokus standen extreme Hochwasserereignisse in Flussgebieten (GFZ 2023). Hydrotec hat sich in diesem Rahmen an zwei Projekten beteiligt.

Das von Hydrotec initiierte und geleitete RIMAX-Verbundprojekt URBAS richtete im gleichen Zeitraum den Fokus erstmalig auf Überflutungen, die durch Starkregenereignisse verursacht werden und stellte einen Bezug zum Klimawandel her. *„Schadensstatistiken für Deutschland zeigen, dass ein bedeutender Anteil der Schäden infolge von Überschwemmungen in städtischen Gebieten aus Sturzfluten resultiert. Aktuelle Studien zum Klimawandel zeigen für Westeuropa zudem eine wachsende Häufigkeit und Intensität derartiger Ereignisse“* (Castro et al., 2008).

Im Rahmen von URBAS wurde das Unwetter-Warnsystem „KONRAD“ des Deutschen Wetterdienstes (DWD) weiterentwickelt mit dem Ziel, insbesondere Starkregenzellen besser zu erkennen.

Das RIMAX Verbundprojekt HORIX (Entwicklung eines operationell einsetzbaren Expertensystems zum Hochwasserrisikomanagement unter Berücksichtigung der Vorhersageunsicherheit) wurde 2005 bis 2008 bearbeitet (Disse 2007). Sein Ziel war die Verbesserung des Hochwassermanagements in mesoskaligen Einzugsgebieten der Mittelgebirge auf Basis der Hochwasserwirkungskette „Niederschlagsvorhersage – Niederschlag-Abfluss-Modell – hydraulisches Modell“. Dabei sollen insbesondere die Modellunsicherheiten der Teilelemente der Wirkungskette analysiert und zu einer gesamten Vorhersageunsicherheit integriert werden, um so frühzeitigere und zuverlässigere Warnungen zu ermöglichen.

Diese und ähnliche Vorhaben bieten eine sehr gute Grundlage für die Weiterentwicklung und Verbesserung des Hochwasser- und Starkregenrisikomanagements. Ihre Ergebnisse richteten sich vor allem an Fachleute und Spezialisten. Eine Portierung und der Einsatz in der Praxis sind allerdings ausgeblieben. Mit dem hier beschriebenen Vorhaben wird ein System entwickelt, das auf Endanwender*innen ausgerichtet ist, die über geringes technisches und fachliches Wissen verfügen.

1.2 Aktuelles Forschungsvorhaben

Eine Analyse mehrerer Starkregenereignisse zeigte, dass es schwierig ist, diese hinsichtlich der Vorwarnzeit, der geographischen Verortung und der zu erwartenden Niederschläge adäquat vorherzusagen. Umso wichtiger ist eine technische und inhaltliche Weiterentwicklung der Vorhersagemodelle (Kind 2019).

Zusätzlich ist es erforderlich, die Informationen aus Vorhersagen übersichtlich und verständlich aufzubereiten, sodass nicht-wissenschaftlich ausgebildete Menschen eine mögliche Gefährdung erkennen und reagieren können. Bei der Hochwasserkatastrophe im Sommer 2021 sagte eine Starkregen-Frühwarnung des DWD einen Niederschlag von bis zu 200 l/qm voraus (DWD 2021). Diese Angabe lässt sich für wasserwirtschaftliche Laien nur sehr schwer einordnen, geschweige denn in eine konkrete Überschwemmungsgefahr umsetzen.

Großes Potenzial zur Verbesserung der Starkregenvorhersage bietet der Aufbau eines lokalen Vorhersage- und Warnsystems für Starkregenereignisse und Hochwasser (siehe Abb. 1). Solch ein System entwickelt Hydrotec derzeit in Zusammenarbeit mit der htw saar in einem Projekt für drei Pilotgebiete.

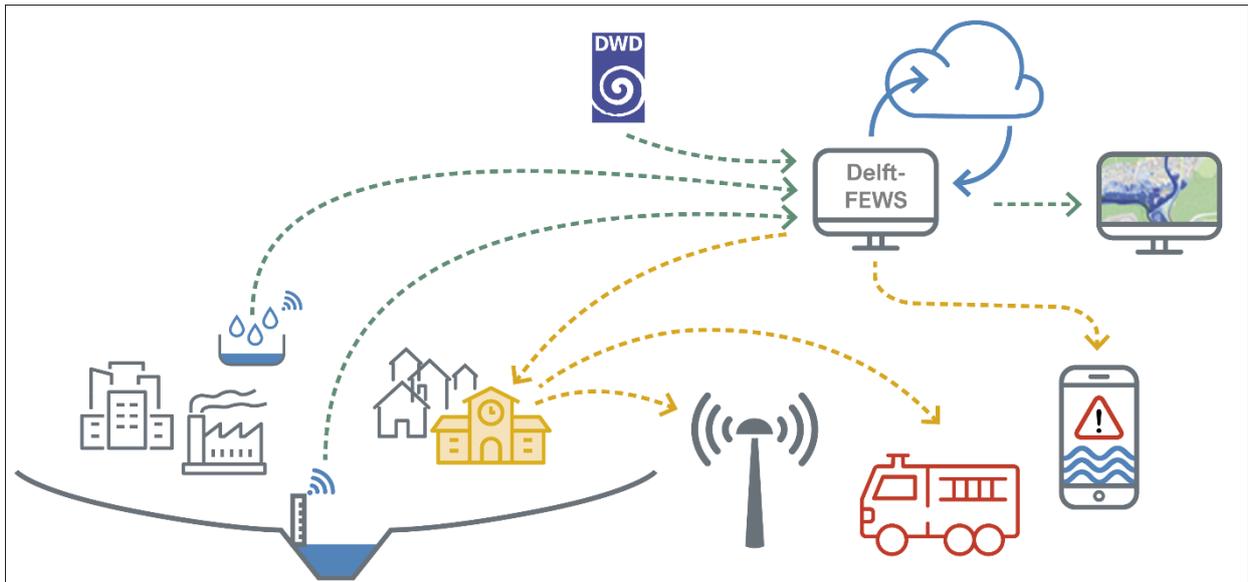


Abb. 1 Ein lokales Vorhersage- und Warnsystem für Starkregen- und Hochwasserereignisse stärkt die Klimaresilienz von Kommunen und lässt sich mit wenig Aufwand realisieren. (Quelle: Hydrotec)

2 Datenbasis: Messsysteme und Modelle

Das zu entwickelnde Starkregenwarnsystem soll in einem zentralen Cloud-basierten System Vorhersagedaten für die ganze Bundesrepublik Deutschland bieten. Kommunen können diese Daten nutzen, um das Vorhersage und Warnsystem für ihr Gebiet zu betreiben.

Es wird flexibel anpassbar sein und je nach Erfordernis in drei Stufen betrieben.

In der Stufe 1 sollen Warnungen allein auf Grundlage von DWD-Daten sowie bestehender Messsysteme im Einzugsgebiet erfolgen. Sensoren erfassen bspw. kontinuierlich Niederschlagsdaten bzw. Wasserstände an charakteristischen Punkten im Einzugsgebiet und senden diese Informationen an das Vorhersagesystem. Dabei spielen Typ und Hersteller des Messsystems keine Rolle; es muss lediglich eine Fernübertragung der Messwerte per LoRaWAN (Long Range Wide Area Network) o.ä. auf einen Server stattfinden, von dem die Daten durch das Vorhersagesystem abgeholt werden können. Werden definierte Grenzwerte überschritten, erfolgt eine Alarmierung mit der entsprechenden Warnstufe.

Ergänzend geht die Stufe 2 in Betrieb, indem hydronumerische Modelle des Vorhersagegebiets in das Frühwarnsystem implementiert werden. Hier sind N-A-Modelle, Flussmodelle und/oder Starkregenmodelle in das Frühwarnsystem integrierbar. In den Pilotgebieten kommt ein 2D-Modell zur Starkregensimulation zum Einsatz. Das 2D-Modell – in diesem Fall HydroAS (Hydrotec 2023) – wird dazu mit relevanten Randbedingungen (Vorfeuchte, Landnutzung, Bodentyp etc.) vorgehalten und mit Niederschlägen (Vorhersage oder aktuelle Messwerte) belastet. Eine wesentliche Herausforderung ist, die Simulationszeiten von HydroAS deutlich zu reduzieren. Dies soll im Rahmen eines FuE-Projektes durch Aspekte einer Parallelisierung, Vereinfachung der Lösungsgleichungen sowie Optimierung der Modellstruktur untersucht und umgesetzt werden.

Mit jedem Simulationslauf liegen für jeden Ort im Modellgebiet detaillierte Ergebnisse vor. Darauf basierend erfolgt eine kontinuierliche Abfrage/Prüfung an virtuellen Pegeln im Einzugsgebiet (den Risikopunkten) bzgl. der definierten Kriterien. Sollten diese überschritten sein, kommt es

zur automatischen Auslösung der Warntexte. Die Grundlage für die Ausgabe von Warnungen wird also um 2D-Modellergebnisse ergänzt. Außerdem können die Überflutungsflächen in einer interaktiven Karte ausgewertet werden und schließen so die Informationslücke zwischen reiner Niederschlagsvorhersage oder aktuellen Messwerten und statischen Starkregengefahrenkarten. Prinzipiell kann zusätzlich ein hydrologisches oder 1D-hydraulisches Flussmodell zur Abbildung der Gefahren durch fluviale Hochwasser integriert werden, falls sich im Einzugsgebiet solch eine Situation ergibt. Dieses Vorgehen ist langjährig erprobt und Basis der bisher von Hydrotec erstellten Vorhersagesysteme.

In Stufe 3 erhalten die Mitarbeitenden auf kommunaler Ebene zusätzlich die Möglichkeit, Ad-hoc-Maßnahmen auf ihre Wirksamkeit hin zu analysieren. So lässt sich vorab klären, an welcher Stelle z.B. ein Linienschutz oder ein initiiertes Deichbruch am sinnvollsten ist, um das Hochwasserrisiko zu verringern.

3 Verwendung der Vorhersageplattform Delft-FEWS

Die Softwareplattform Delft-FEWS (Deltares 2023) des niederländischen Forschungsinstituts Deltares erfüllt alle Voraussetzungen für die kommunale Starkregenvorhersage. Sie bietet eine Vielzahl an Funktionalitäten, die individuell auf eine gegebene Aufgabenstellung abgestimmt werden können. Eine internationale Nutzergemeinschaft sorgt dabei für die kontinuierliche Weiterentwicklung der lizenzkostenfreien Software, von der alle Nutzer*innen profitieren.

Mit Delft-FEWS können nahezu beliebige Datensätze abgerufen und verarbeitet werden. Für die kommunale Starkregenvorhersage werden insbesondere diese Datensätze verwendet:

- DWD-Vorhersagen und Messwerte (Radardaten, Stationsdaten)
- Andere frei zugängliche Datensätze, z.B. von Anbietern wie PegelOnline
- Messwerte von eigenen Niederschlagsschreibern und Gewässerpegeln
- Datensätze von Drittanbietern, die von den Kommunen beauftragt worden sind

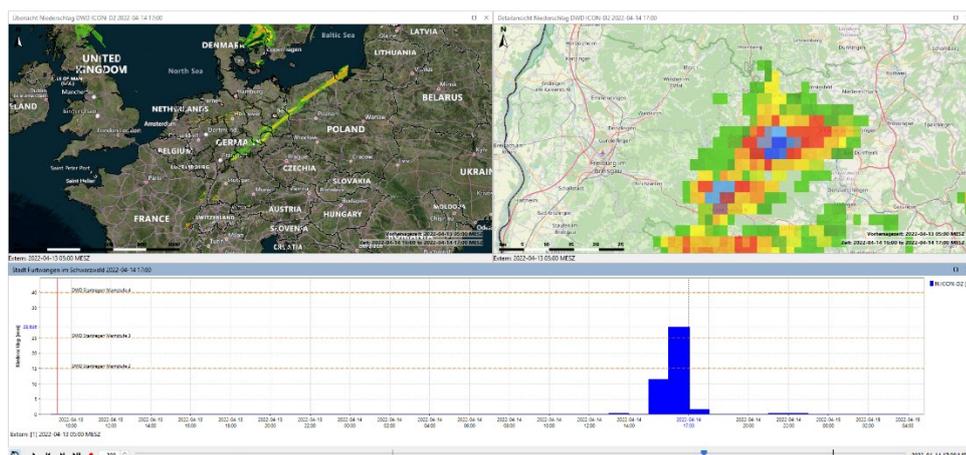


Abb. 2: Im Delft-FEWS-Dashboard lassen sich Vorhersage- und Modelldaten in Karten und Ganglinien kombiniert darstellen. (Quelle: Hydrotec)

Delft-FEWS stellt die erfassten Daten in einer Kartenübersicht bzw. als Ganglinien dar (s. Abb. 2). Anhand von Kriterien wie Niederschlagsintensität, Pegelstand etc. definiert die Kommune Warnstufen, zu denen Warnungen ausgegeben werden sollen.

Frei verfügbare Radardaten werden in dem kommunalen Vorhersagesystem kontinuierlich eingelesen und zusammen mit Daten aus Vorhersagen und lokalen Messnetzen ausgewertet.

Delft-FEWS gleicht die vorhergesagten/gemessenen Werte kontinuierlich mit den definierten Kriterien ab und versendet beim Überschreiten der Kriterien die festgelegte Warnmeldung.

Modellierungssoftware, wie das oben beschriebene 2D-Simulationsmodell, kann in Delft-FEWS integriert werden. Dadurch ist es möglich, aus den eingehenden Wetterdaten und Messwerten laufend mögliche Starkregenszenarien und die daraus folgenden Überschwemmungen zu berechnen. In den Kartendarstellungen können die Niederschläge schließlich mit den Überflutungsflächen überlagert und mit weiteren Informationen, wie etwa den WMS-Diensten einiger Starkregengefahrenkarten, gegenübergestellt werden.

4 Warnung per App und Analog

Bei Überschreitung bestimmter Grenzwerte von Niederschlagsmessungen, -prognosen und –ergänzend dazu – aus den simulierten Werten der Risikopunkte im 2D-Modell generiert das System Warnmeldungen. Diese lassen sich u. a. per Warn-App an die Bürgerinnen und Bürger verteilen, was eine einfache und breite Streuung der Information ermöglicht.

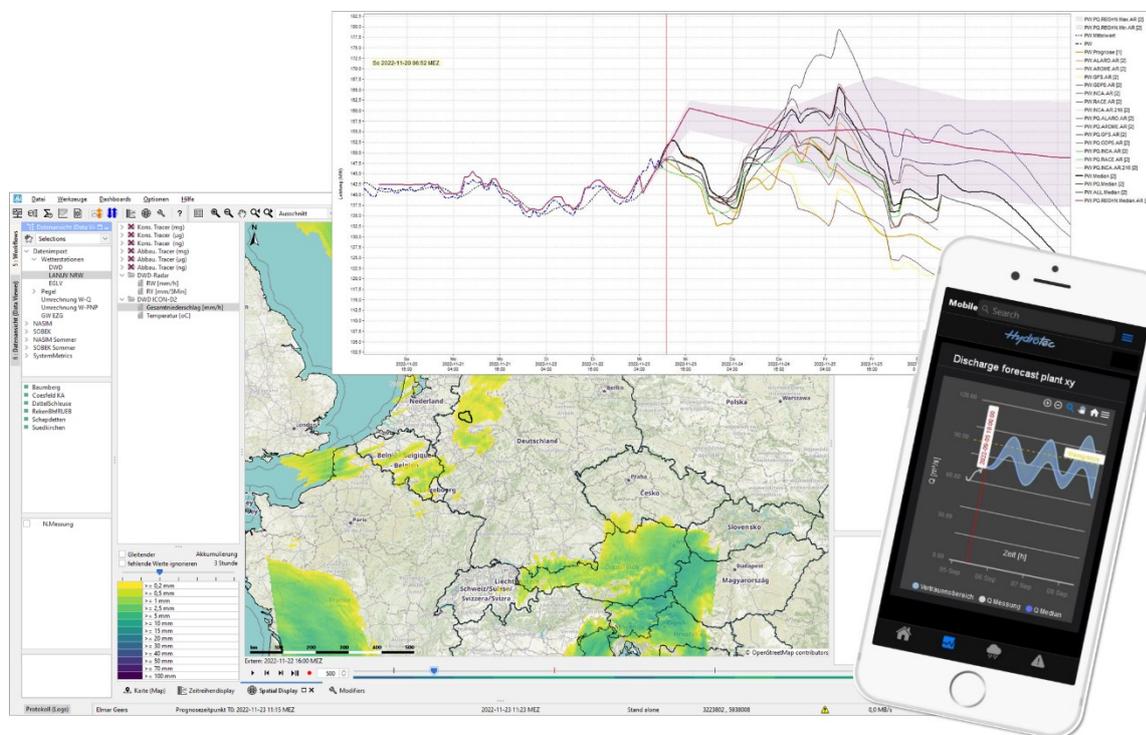


Abb. 3: Daten aus dem Vorhersagesystem sind am Rechner und per App darstellbar. (Quelle Hydrotec)

Möglich ist auch eine Übergabe der Warnmeldetexte an vorhandene Warnstrukturen. Zusätzlich kann die Kommune damit schnell Mitarbeitende und Einsatzkräfte informieren und ggf. analoge Warnsysteme wie Sirenen auslösen.

4.1 Dashboard bietet der Kommune Überblick

Auf einer internen Internetseite kann die Kommune die aktuellen Ergebnisse der Simulationsszenarien dynamisch abrufen und mit einem Dashboard visualisieren. Die Entwicklung einer prognostizierten Überflutung lässt sich darin sowohl räumlich als auch zeitlich nachverfolgen. Dadurch ist für Endnutzer*innen direkt ersichtlich, welcher Wasserstand etwa in einer Stunde,

während der Nacht oder am nächsten Tag zu erwarten ist. Zusätzlich werden die aktuellen und vorhergesagten Niederschläge sowie weitere, relevante Datensätze grafisch dargestellt.

4.2 Validierung und laufende Optimierung des Systems

Während des Aufbaus und der Implementierung wird das System mit synthetisch generierten Datensätzen validiert.

Zu einem späteren Zeitpunkt können die Daten zu abgelaufenen Hochwasserereignissen ausgewertet werden, um die Validierung des Vorhersagesystems zu aktualisieren. Dabei erfolgt ein Vergleich der DWD-Daten (getrennt für Vorhersagedaten und den dann über Radar gemessenen Daten) mit den Messdaten, um den Bedarf für eine Korrektur der DWD-Daten abzuschätzen.

Auf Grundlage der daraus gewonnenen Erfahrungen lassen sich die Kriterien für die Warnstufen sowie der Warnmeldetexte kontinuierlich anpassen, um schließlich ein optimal für die Kommune angepasstes Vorhersagesystem in Betrieb zu halten.

5 Ausblick: Breitere Nutzung des Systems für Umweltvorhersagen

Klimatische Wetterextreme werden bedingt durch den Klimawandel in der Zukunft zunehmen und damit wird auch der Bedarf für lokale Vorhersagen wachsen.

Das hier beschriebene Vorhersagesystem lässt sich nachhaltig einsetzen und leicht um weitere Themenbereiche ergänzen wie z. B.:

- Temperaturprognosen zum Umgang mit Hitzewellen
- Leistungsabschätzungen von Photovoltaikanlagen
- Windprognosen zur Vorbereitung auf Sturmereignisse / Tornados

Das System würde dadurch laufend in Betrieb sein, sodass seine Bedienung bei den lokalen Mitarbeitenden präsent bleibt. Letztlich ließe sich die Investition in ein Multi-Tasking-System auch politisch besser rechtfertigen und durchsetzen.

Literatur

Castro, D.; Frerichs, S.; Hatzfeld, F.; Mittelstädt, R.; Seltmann, J.; Einfalt, T.; Friedeheim, K.; Kubik, A.; Müller, M.; Wagner, A.(2008) : Vorhersage und Management von Sturzfluten in urbanen Gebieten (URBAS) / Aachen: Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Fachhochschule Aachen, FB Architektur ; Deutscher Wetterdienst ; Meteorologisches Institut Hohenpeißenberg, – Forschungsbericht (Förderkennzeichen 0330701C) im Auftrag des Bundesministeriums für Bildung und Forschung

Deltares; Delft-FEWS. <https://oss.deltares.nl/web/delft-fews/about-delft-fews> (zuletzt abgerufen am 31.01.2023)

Disse, M., Pakosch, S., Yörük, A. (2007): Entwicklung eines Expertensystems zur Hochwasserfrühwarnung unter Berücksichtigung der Vorhersageunsicherheit, Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, 51, 5, 210-215.

DWD 2021: Bericht zum Ablauf und Umfang der operationellen Warn- und Beratungstätigkeit des Deutschen Wetterdienstes im Vorlauf und während des Unwetters 12. - 15. Juli 2021

in NRW und Rheinland-Pfalz, ausgelöst durch das Tief „Bernd“, Pressemitteilung des DWD vom 23.07.2021

GFZ 2023: RIMAX <https://www.gfz-potsdam.de/sektion/hydrologie/projekte/abgeschlossene-projekte/rimax> (abgerufen am 01.03.2023)

Hydrotec (2023): HydroAS - 2D-Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis, Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen

Kind, C. et. al. (2019): Vorsorge gegen Starkregenereignisse und Maßnahmen zur wassersensiblen Stadtentwicklung – Analyse des Standes der Starkregenvorsorge in Deutschland und Ableitung zukünftigen Handlungsbedarfs, UBA Texte 55/2029, Umweltbundesamt, 2019.

Anschrift der Verfasser

Prof. Dr.-Ing. Alpaslan Yörük,
Hochschule für Technik und Wirtschaft des Saarlandes,
Wasserbau und Wasserwirtschaft
Goebenstraße 40, D-66117 Saarbrücken
alpaslan.yoeruek@htwsaar.de

Hendrik Burkamp
Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH
Bachstraße 62.64, D-52066 Aachen
hendrik.burkamp@hydrotec.de

Volker Mißler
Hochschule für Technik und Wirtschaft des Saarlandes,
Wasserbau und Wasserwirtschaft
Goebenstraße 40, D-66117 Saarbrücken
volker.missler@htwsaar.de

Dr.-Ing. Oliver Buchholz
Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH
Bachstraße 62.64, D-52066 Aachen
oliver.buchholz@hydrotec.de

Vergleich verschiedener numerischer Modelle zur hydraulischen Überprüfung der Kanker-Teilüberleitung (GAP)

Susanne Scherbaum, Michael Weber und Tobias Lang

Zusammenfassung

Die Kanker ist ein Wildbach in Garmisch-Partenkirchen. Zum Schutz des Ortsteiles Partenkirchen wird im Hochwasserfall ein Teil des Abflusses aus dem Kanker-Hochwasserrückhaltebecken über die Kanker-Teilüberleitung in die Partnach überführt. Deshalb ist die korrekte Bestimmung der Kapazität der Teilüberleitung wesentlich für den Hochwasserschutz der Kommune. Die Überleitung besteht aus einem ca. 1500 m langen, komplexen und geschlossenen Gerinne, dessen Strömungscharakteristik von einem Gefälleknick und Kurvengängen bestimmt wird. Um trotz fehlender Kalibrierungs- und Validierungsdaten die maximale Leistungsfähigkeit der Teilüberleitung zu ermitteln, wurden unterschiedliche Berechnungsmethoden angewandt, die sich gegenseitig bestätigen sollen.

Zur Plausibilisierung bestehender HYDRO_AS-2D Ergebnisse wurden zunächst Spiegellinien gemäß Naudascher (1987) berechnet. Um die Plausibilität weiter zu prüfen, wurden 2D- und 3D-Simulationen mit dem Programm Telemac durchgeführt. Die Modelle reagieren sehr sensitiv auf die Wahl des Strickler-Beiwerts im Hinblick auf die maximale Abflussbestimmung. Die Rauheit und damit die Wahl des Strickler-Beiwerts werden dabei stark vom Bauzustand und Sedimenttransport in der Teilüberleitung beeinflusst. Im Hochwasserfall ist aufgrund der wildbachtypischen Eigenschaften der Kanker oberstrom der Teilüberleitung deutlicher Sedimenttransport gegeben. Auflandungen und Ablagerungen von Geschiebe und Steinen mit Kantenlängen von bis zu 30 cm wurden innerhalb und im Auslaufbereich der Teilüberleitung immer wieder festgestellt. Da bisher noch kein Geschieberückhalt existiert, wurde die Kapazität sowohl mit als auch ohne die Auswirkungen des Geschiebetransports auf die Rauheit bestimmt.

Die Spiegellinienberechnungen gemäß Naudascher (1987) konnten die Ergebnisse der numerischen Modelle plausibilisieren, wobei sich die Modelle aufgrund ihrer ähnlichen Ergebnisse gegenseitig bestätigten. Die 3D-Simulationen repräsentieren das komplexe Abflussgeschehen qualitativ am besten. Besonders der Wechselsprung, der im Bereich einer Kurve stattfindet, kann mit den 3D-Ergebnissen anschaulich dargestellt werden. Innerhalb der Kurven ist eine ungleiche laterale Verteilung der Froude-Zahl zu beobachten, die teilweise den Wert für Grenzverhältnisse überschreitet und auf einen Fließwechsel hindeutet. Die 3D-Effekte führten insgesamt zu einer Verzögerung des Wechselsprungs. Dennoch limitieren die 3D-Ergebnisse die maximale Abflusskapazität nicht. Als abflusslimitierend wurde für alle Modelle ein Querschnitt im Bereich nach dem Wechselsprung identifiziert und nicht, wie anfangs erwartet, der kleinste Querschnitt.

Die geringfügigen quantitativen Unterschiede der Ergebnisse aus den unterschiedlichen Modellen konnten auf abweichende Berechnungsansätze der Programme zurückgeführt werden. Bisher ist kein Hochwasserereignis eingetreten. Um detaillierter zu prüfen, welches Modell die Realität am besten wiedergibt, sind Validierungsdaten aus Feldmessungen (Hochwasser) nötig. Die Bestimmung der Abflusskapazität basierend auf vier unterschiedlichen Methoden lässt dennoch eine verlässliche Angabe zu.

1 Einleitung

Die Kanker ist ein Wildbach in Garmisch-Partenkirchen. Zum Schutz des Ortsteiles Partenkirchen wird im Hochwasserfall ein Teil des Abflusses aus dem Kanker-Hochwasserrückhaltebecken (HRB) über die Kanker-Teilüberleitung in die Partnach überführt (siehe Abb. 1). Deshalb ist die korrekte Bestimmung der Kapazität der Teilüberleitung wesentlich für den Hochwasserschutz der Kommune. Aufgrund fehlender Abflussdaten (Hochwasserereignisse) können bestehende 2D-Simulationsergebnisse nicht kalibriert werden. Die Überleitung besteht aus einem ca. 1500 m langen, komplexen und geschlossenen Gerinne, dessen Strömungscharakteristik von einem Gefälleknick (bei ca. 860 m, siehe Abb. 2 b und Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz Kanker + Partnach, HPI & SKI, 2003a) und Kurvengängen (siehe Abb. 2 a und Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz Kanker + Partnach, HPI & SKI, 2003b) bestimmt wird. Mit bestehenden 2D-Simulationen kann dies nur eingeschränkt dargestellt werden. Sowohl der Wechselsprung nach dem Gefälleknick (Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz Kanker + Partnach, HPI & SKI, 2003a) als auch der Kurvengang des Gerinnes erfordern eine 3-dimensionale Betrachtung des Abflussgeschehens, um ausschließen zu können, dass vertikale Strömungsprozesse die Kapazität maßgeblich beeinflussen. Aufgrund des geschlossenen Gerinnesystems soll der Abfluss stets im Freispiegel erfolgen. Herausfordernd dafür ist, dass sich innerhalb des Gerinnesystems sowohl die Breite als auch die lichte Höhe ändert. Dabei ist als besonders kritisch ein Unterzug zu betrachten, der die Querschnittsfläche abrupt bei ca. 880 m um ca. 19% reduziert (siehe Abb. 2 b). Außerdem erfolgt bei ca. 720 m eine Reduktion der Deckenhöhe, die die Querschnittsfläche um 16% mindert (siehe Abb. 2 b). Um trotz fehlender Kalibrierungsdaten belastbare Ergebnisse bezüglich der maximalen Leistungsfähigkeit der Teilüberleitung zu ermitteln, wurden unterschiedliche Berechnungsmethoden angewandt, die sich gegenseitig bestätigen sollen. Dazu wurden die Ergebnisse sowohl Mithilfe eines Längsschnitts entlang der Gerinneachse, als auch an vier repräsentativen Querschnitten (Querschnitt = QS, siehe Abb. 2 a) miteinander verglichen.

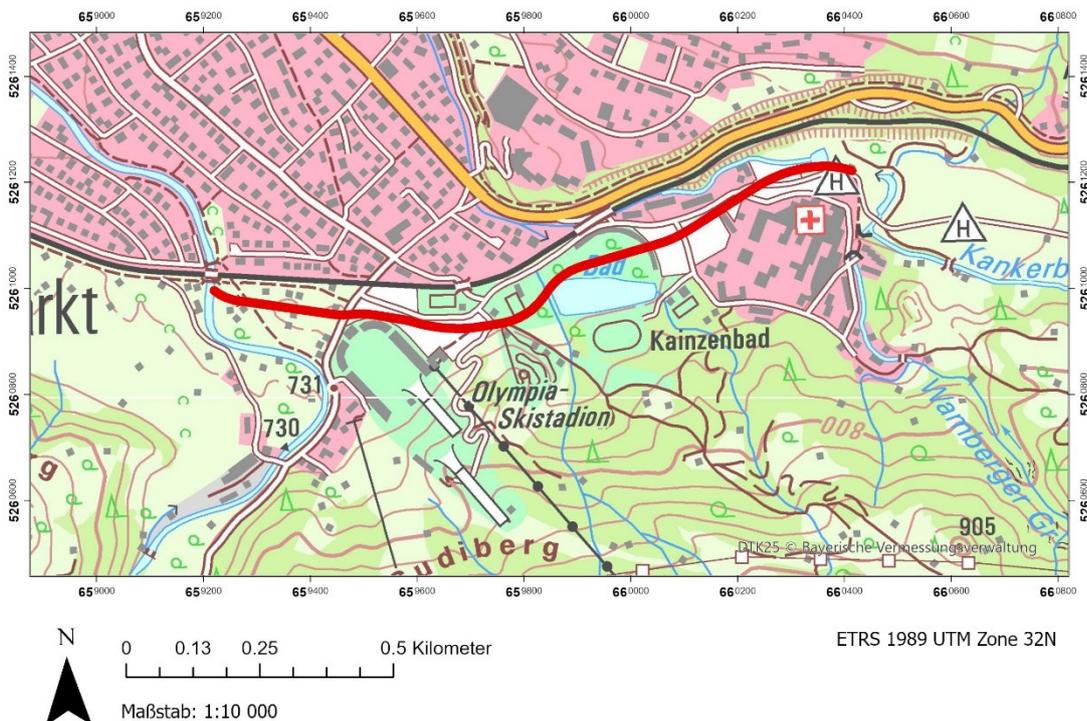


Abb. 1 Lage der Kanker-Teilüberleitung in Rot.

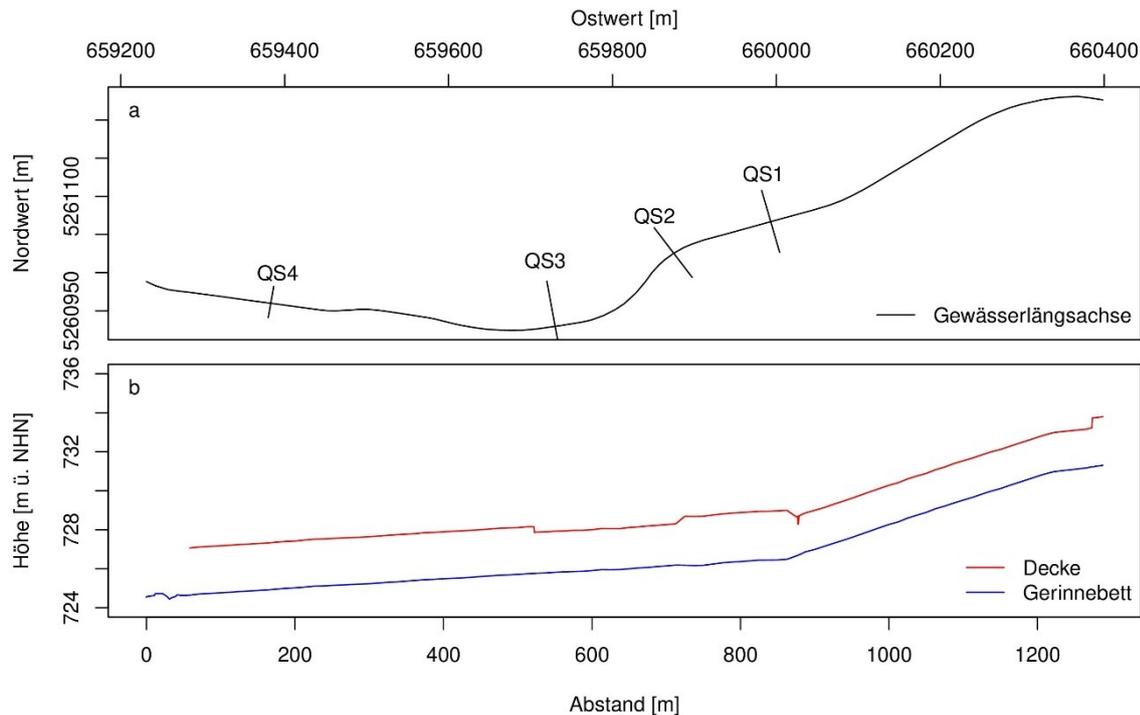


Abb. 2 (a) Lage der Gewässerlängsachse und der Querschnitte QS1, QS2, QS3 und QS4; (b) Längsschnitt in Gerinneachse inkl. Decke und Sohle der Teilüberleitung.

2 Material und Methoden

Zur Bestimmung der maximalen Abflusskapazität wurden zwei verschiedene Berechnungsprogramme (HYDRO_AS-2D und Telemac) sowie 2- als auch 3-dimensionale Betrachtungsmethoden miteinander verglichen. Die Ergebnisse wurden zusätzlich mit 1-dimensionalen Spiegellinienberechnungen (Naudascher 1987) plausibilisiert.

2.1 Modellierungs- und Berechnungsgrundlagen

Die Spiegellinienberechnungen beruhen auf der Annahme, dass sich ab einer bestimmten Randbedingung (definiert mit einer Energiehöhe H_1 aus einer Fließtiefe und einer Fließgeschwindigkeit) nach einer bestimmten Distanz Δx Normalfließverhältnisse einstellen, die in der Energiehöhe H_2 impliziert sind. Um zu prüfen, ob sich im relevanten Gerinneabschnitt tatsächlich Normalfließverhältnisse entwickeln, wird diese Distanz Δx iterativ ermittelt:

$$(H_1 - H_2) + I_s * \Delta x = \frac{Q^2}{k_{st}^2 * A_{av}^2 * R_{hyd,av}^{\frac{4}{3}}} * \Delta x \quad [1]$$

H_1 und H_2 sind die Energiehöhen der Randbedingungen, I_s das Sohlgefälle, Q der Abfluss, k_{st} , der Strickler-Beiwert, A_{av} die gemittelte benetzte Fläche, $R_{hyd,av}$ der gemittelte benetzte hydraulische Radius aus den beiden Randbedingungen.

Um die Ergebnisse aus den HYDRO_AS-2D Berechnungen zu prüfen, wurden 2D- und 3D-Simulationen mit dem Programm Telemac durchgeführt. Während HYDRO_AS-2D auf der Finiten-Volumen-Methode basiert, verwenden Telemac2d und Telemac3d die Finte-Elemente-Methode (Hydrotec 2020, Mattic 2016). Für die jeweiligen Programme wurden die Netzanforderungen angepasst. Für die Telemac-Modelle bedeutete dies eine Neuerstellung der Modelle, da in Telemac der Flussschlauch mit Dreieckselementen, statt wie in HYDRO_AS-2D mit Viereckselementen

modelliert wird. Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, gehen in die Telemac-Netzerstellung die X-, Y-, Z-Koordinaten der HYDRO_AS-2D Modellknoten unverändert ein. Ein weiterer Unterschied zwischen dem HYDRO_AS-2D- und dem Telemacnetz ist die Modellierung der Wände der Teilüberleitung. Im HYDRO_AS-2D Netz müssen die Wände leicht gekippt dargestellt werden, sodass sich ein Trapezprofil ergibt. Bei Telemac hingegen bleibt das Rechteckprofil erhalten. Telemac3d ermittelt für eine zuvor bestimmte Anzahl an Schichten (in diesem Fall 6) innerhalb der Wassersäule jeweils die vertikale Komponente der Geschwindigkeit. Die Anzahl der Schichten wurde so gewählt, dass die Courant-Zahl auch in vertikaler Richtung eingehalten werden kann. Die Auswertung der Modellergebnisse erfolgte über einen Längsschnitt in der Gerinnelängsachse und vier Querschnitten (siehe Abb. 2 a). Für die 3D-Simulationen wurden zusätzlich zwei weitere Längsschnitte an der linken und rechten Seite der Überleitung betrachtet. Dies ermöglicht die Analyse von Wasserspiegelverkipnungen.

2.2 Randbedingungen

Bei der Modellerstellung ist die Wahl des Strickler-Beiwerts zur Abbildung der Rauheit ein maßgebender Aspekt. Die Modelle reagieren sehr sensitiv auf die Wahl der Rauheit im Hinblick auf die maximale Abflussbestimmung. Der Strickler-Beiwert ist aufgrund fehlender Abflussdaten nur schätzungsweise bestimmbar und wird dabei deutlich von der baulichen Ausführung und vom Sedimenttransport in der Teilüberleitung beeinflusst. Im Hochwasserfall ist aufgrund der wildbachtypischen Eigenschaften der Kanker oberhalb des HRB bzw. der der Teilüberleitung deutlicher Sedimenttransport gegeben. Auflandungen und Ablagerungen von Geschiebe und Steinen mit Kantenlängen von bis zu 30 cm wurden innerhalb und im Auslaufbereich der Teilüberleitung festgestellt. Da bisher noch kein Geschieberückhalt existiert, wurde die Kapazität sowohl mit als auch ohne die Auswirkungen des Geschiebetransports auf die Rauheit bestimmt. Auch wenn das Geschiebe auf der glatten Betonsohle keine direkte Sohlstruktur bilden kann, wird davon ausgegangen, dass der Geschiebetransport zu deutlichen Turbulenzen und folglich Energieverlusten (siehe Einfluss der effektive Sohlrauheit in der Colebrook-White-Funktion (Colebrook 1939)) führt, was in einer Reduktion des Strickler-Beiwerts dargestellt werden kann. Somit wird in den Berechnungen ohne Geschiebetransport mit einer Rauheit von 70 bzw. $75 \frac{\text{m}^{\frac{1}{3}}}{\text{s}}$, mit Geschiebetransport von 50 bzw. $55 \frac{\text{m}^{\frac{1}{3}}}{\text{s}}$, gerechnet. Die Wände wurden jedoch in jedem Fall mit einer Rauheit von $70 \frac{\text{m}^{\frac{1}{3}}}{\text{s}}$ belegt.

Der Zulauf der Teil-Überleitung wird über ein Schütz reguliert. Demnach erfolgt die Abflusszugabe unter Druck. Weder mit HYDRO_AS-2D noch mit Telemac kann diese Art von Druckabfluss sinnvoll dargestellt werden. Jedoch zeigen die Spiegellinienberechnungen, dass der Schussstrahl bei ausreichender Belüftung unproblematisch im Freispiegel über das Gerinne abgeführt werden kann. Nach kurzer Zeit stellen sich Normalfließverhältnisse ein. Demnach kann die Einlaufsituation bei den 2D- und 3D- Berechnungen vernachlässigt werden. In den numerischen Berechnungen erfolgt die Wasserzugabe im Freispiegel. Sobald sich die Normalfließverhältnisse einstellen, entsprechen die numerischen Ergebnisse wieder der Randbedingung.

Um zu überprüfen, ob ein simultanes Hochwasser in der Partnach zu einem Rückstau in der Teilüberleitung führt, wurde als Auslauftrandbedingung der Wasserstand eines 100-jährlichen Hochwasserereignisses der Partnach gewählt.

2.3 Grenzbedingung des Freispiegelabflusses

Der Regelbetrieb der Teilüberleitung soll im Freispiegelabfluss erfolgen. Aufgrund des Luftertrags während des Wechselsprungs am Gefälleknick wird davon ausgegangen, dass die Gemischwasserfließtiefe aus Luft und Wasser größer ist, als die berechnete Reinwasserfließtiefe. Außerdem können kleinste Geometrieänderungen oder schwankende Zulaufbedingungen ein Zuschlagen des Stollens verursachen. Demnach wird eine maximale Teilfüllung von 80% (Vischer und Huber, 1993, zitiert nach Aigner und Bollrich 2015) und somit einen Freibord von 20% als Grenzbedingung für Freispiegelabfluss angesetzt.

3 Ergebnisse

Die hydrodynamischen Modellierungen mit HYDRO_AS-2D ergaben, dass mit den Rauheitsbeiwerten von 50 bzw. $55 \frac{m^{\frac{1}{3}}}{s}$, unter der Einhaltung eines 20%igen Freibords über den gesamten Längsschnitt ein Abfluss von $19 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden kann. Dabei liegt der minimale Freibord bei der Beaufschlagung von $19 \text{ m}^3/\text{s}$ in Telemac2d mit 28% und bei Telemac3d mit 29% deutlich höher (Abb. 3, Tab. 1). Abb. 3 zeigt, dass der grundsätzliche Verlauf der Fließtiefen im Längsschnitt von HYDRO_AS-2D und Telemac sehr ähnlich dargestellt wird. Die größten Unterschiede treten zwischen 880 m und ca. 600 m Überleitungslänge auf. In diesem Bereich befindet sich ein Gefälleknick (siehe Abb. 2 b) sowie eine Links- und eine Rechtskurve (siehe Abb. 12 a), was zu einer komplexen Gerinneströmung mit Fließwechsel führt. Gleichzeitig ist zwischen 500 und 700 m die Deckenhöhe reduziert.

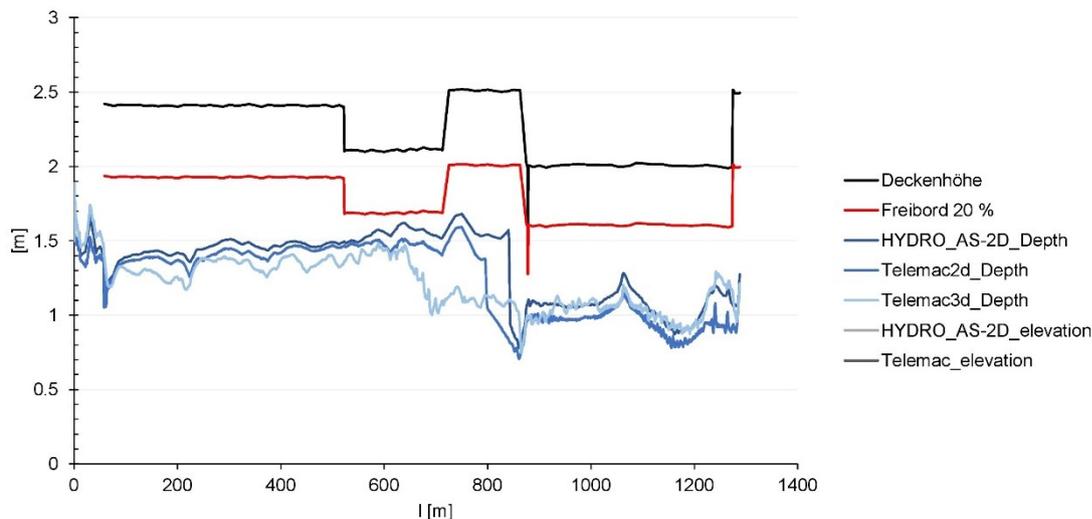


Abb. 3 Längsschnitt der Fließtiefen, des Freibords und der Deckenhöhe in der Teilüberleitung bei $Q = 19 \text{ m}^3/\text{s}$ und $k_{st} = 50$ bzw. $55 \text{ m}^{\frac{1}{3}}/\text{s}$.

Bei der Modellierung unter Verwendung der höheren Strickler-Beiwerte ($k_{st} = 70$ bzw. $75 \frac{m^{\frac{1}{3}}}{s}$) ergibt sich in den HYDRO_AS-2D Simulationen eine maximale Kapazität von $23 \text{ m}^3/\text{s}$, bei dem über den gesamten Längsschnitt der Freibord von 20% eingehalten wird (Tab. 1). Auch hier ist der minimale Freibord in den Telemac Simulationen größer als in HYDRO_AS-2D. In den Telemac Simulationen kann auch bei $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$ überall der Freibord von $\geq 20\%$ eingehalten werden, wohingegen er mit 19% bei der HYDRO_AS-2D Simulation knapp unterschritten wird. Eine Übersicht der Freibordanalyse für die Abflüsse $19 - 25 \text{ m}^3/\text{s}$ in $2 \text{ m}^3/\text{s}$ -Schritten ist Tab. 1 dargestellt.

Tab. 1 Freibordanalyse für die Abflüsse 19 – 25 m³/s in 2 m³/s-Schritten.

k_{st} [m ^{1/3} /s]	Q [m ³ /s]	Min. Freibord Telemac2d [%]	Min. Freibord Telemac3d [%]	Min. Freibord HYDRO_AS-2D [%]
55 bzw. 50	19	28	29	23
55 bzw. 50	21	23	23	18
75 bzw. 70	23	26	26	23
75 bzw. 70	25	22	24	19

3.1 Betrachtung bis zum Gefälleknick

Bis zum Gefälleknick bei ca. 880 m herrschen für beide Konfigurationen schießende Fließverhältnisse vor. Dies wird durch die Berechnungen nach Naudascher (1987) bestätigt. Es ist davon auszugehen, dass sich bis spätestens nach 200 m in der Überleitung die Normalfließverhältnisse einstellen. In diesem Bereich wird mit allen Modellen der Freibord eingehalten. Ein markanter Unterzug befindet sich am Ende des steilen Gerinneabschnitts (siehe Abb. 2), wobei die Querschnittsfläche des Gerinnes abrupt um 19% von 7,2 auf 5,8 m² reduziert wird. Da in diesem Gerinneabschnitt jedoch schießende Fließverhältnisse vorherrschen, kann der Abfluss an dieser Stelle problemfrei abgeführt werden. Obwohl dieser Querschnitt der kleinste der Teilüberleitung ist, stellt er nicht den abflusslimitierenden Querschnitt dar.

3.2 Betrachtung unterhalb des Gefälleknicks

Da das Sohlgefälle in diesem Bereich größer/gleich dem Grenzgefälle ist, findet ein Fließwechsel in Form eines Wechselsprungs statt. Die Fließtiefe h_2 nach dem Wechselsprung muss der Normalfließtiefe in dem folgenden Bereich entsprechen (vgl. Bernoulli und Fließformel in Freimann 2012), sodass sich die Fließtiefe nach der Aufweitung zunächst an h_1 vor dem Wechselsprung annähert. Je nach Abfluss und Strickler-Beiwert kann die Entfernung zwischen Aufweitung und h_1 variieren. Je größer die Fließgeschwindigkeiten (je höher k_{st} , je höher Q), desto weiter entfernt sich der Wechselsprung. Da die Froudezahl von h_1 relativ gering ist (zwischen 1,8 und 2,1), wird lediglich ein welliger Wechselsprung erwartet (Naudascher 1987), der wenig Makroturbulenzen erzeugt.

Im Fall der rauen Konfiguration herrschen strömende Verhältnisse während des Passierens der reduzierten Deckenhöhe (Deckenhöhe = 2,1 m) vor. Bei den großen Abflüssen der glatten Konfiguration stellen sich keine eindeutigen strömenden Verhältnisse ein. Dies steht im Gegensatz zu den Spiegellinienberechnungen. Allerdings ist bei diesen zu beachten, dass der Kurvengang und daraus resultierende Energieverluste nicht berücksichtigt werden, was ursächlich für diese Diskrepanz sein kann. Die Fließverhältnisse befinden sich hier im kritischen Zustand, weshalb ein ständiger Wechsel zwischen Schießen und Strömen stattfinden kann. Das wiederum führt zu einer unruhigen Wasseroberfläche. In Abb. 4 sind die Wasserspiegellagen im Querschnitt 2, bei ca. 700 m innerhalb einer Linkskurve, der rauen Konfiguration der HYDRO_AS-2D, Telemac2d und Telemac3d Ergebnisse dargestellt. Adäquat sind die Ergebnisse der glatten Konfiguration in Abb. 5 visualisiert. Die Orientierung des Querschnitts ist von orographisch links nach rechts. Auffallend ist, dass die Verkippung der Wasserspiegel im Kurvengang in den HYDRO_AS-2D Simulationen am geringsten ausfällt. Außerdem ist in allen Fällen die Wasserspiegellage der Telemac3d-Simulationen geringer als die 2d-Ergebnisse.

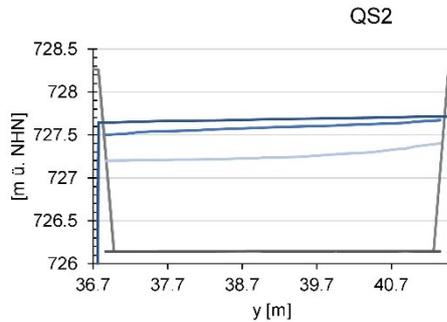


Abb. 4 QS2 Wasserspiegel-lagen im Vergleich bei $Q = 19 \text{ m}^3/\text{s}$ und $k_{st} = 50$ bzw. $55 \text{ m}^{(1/3)}/\text{s}$.

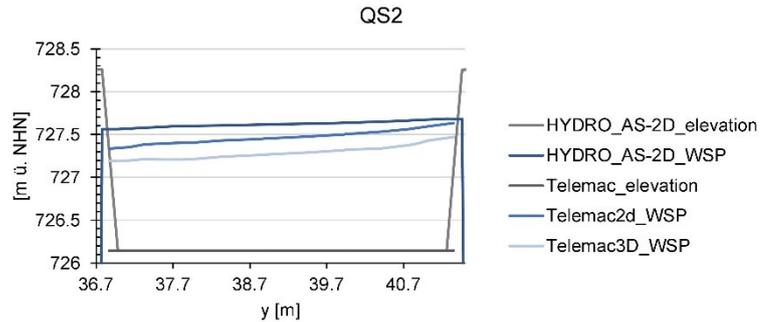


Abb. 5 QS2 Wasserspiegellagen im Vergleich bei $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$ $k_{st} = 70$ bzw. $75 \text{ m}^{(1/3)}/\text{s}$.

Dennoch lässt sich der geringste Freibord in allen Fällen nach dem Gefälleknick und gleichzeitiger reduzierter Deckenhöhe verorten. Somit entspricht dieser Bereich dem limitierenden Querschnitt zur Bestimmung des Maximal-Abflusses. Für die raue Konfiguration können gemäß Spiegellinienberechnungen an dieser Stelle unter Einhaltung von 20% Freibord (Aigner und Bollrich 2015) maximal $18 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden. Dies bestätigt die Ergebnisse aus der numerischen Modellierung, die hier $19 \text{ m}^3/\text{s}$ berechnet. Für die glatte Konfiguration erhöht sich der Maximal-Abfluss auf $25 \text{ m}^3/\text{s}$ gemäß Spiegellinien-Berechnungen, wobei potentielle Makroturbulenzen nicht berücksichtigt sind. Die numerischen Ergebnisse liefern einen maximalen Abfluss von $23 \text{ m}^3/\text{s}$. Es ist allerdings anzumerken, dass die numerisch berechneten, maximalen Abflüsse immer das Modell mit dem geringsten Abfluss darstellen. Die Telemac-Modelle tendieren zu größeren möglichen Abflüssen. Ab 540 m Überleitungslänge steigt die Deckenhöhe auf 2,4 m, womit in allen Fällen das Wasser ohne Risiko des Zuschlagens abfließen kann.

3.3 Auslaufsituation

Der Abfluss der Teilüberleitung wird auf den letzten Metern über ein naturnahes Gerinne in den Mündungsbereich abgeführt. Die naturnahe Sohle ist mit einer Rauheit von $25 \frac{\text{m}^{1/3}}{\text{s}}$ im Planungszustand definiert. Aufgrund der hohen Sohlrauheit stellen sich spätestens bis zum Mündungsbereich Normalfließverhältnisse ein (Berechnungen gemäß Naudascher 1987). Um die Energiedifferenz zwischen den Fließzuständen innerhalb der Teilüberleitung im Mündungsbereich überwinden zu können, ist ein Wechselsprung nötig. In den Ergebnissen konnten im HQ100-Fall der Partnach und bei Vollbeaufschlagung der Teilüberleitung keine Rückstauereffekte beobachtet werden.

4 Diskussion

Die Ergebnisse sind insgesamt in sich stimmig. Dennoch fallen Unterschiede sowohl zwischen den Programmen, als auch zwischen den Dimensionen auf.

4.1 HYDRO_AS-2D vs. Telemac2d

Die mit HYDRO_AS-2D und mit Telemac2d simulierten Fließtiefen (exemplarisch in Abb. 3) zeigen geringe Unterschiede über den Verlauf der Teilüberleitung. Auffallend ist, dass die HYDRO_AS-2D Fließtiefen generell etwas höher sind als die von Telemac2d. Außerdem sind die Unterschiede im Bereich des Gefällewechsels und damit im Bereich des Fließwechsels am größten. Des Weiteren differieren die Ergebnisse bei der raueren Variante ($k_{st} = 50$ bzw. 55)

stärker als bei der glatteren ($k_{st} = 70$ bzw. 75). Da in Telemac2d Sekundärströmungen mitberücksichtigt werden und somit das Wasser „turbulenter“ ist, wäre davon auszugehen, dass die dadurch verursachten Energieverluste zu einer größeren (im schießenden Fließzustand) / kleineren (im strömenden Fließzustand) Fließtiefe in Telemac2d führen. Die Ergebnisse bestätigen diese Theorie. Außerdem bestehen Unterschiede in den mathematischen Formulierungen der jeweiligen Modellplattformen. So hat der Rauheitsbeiwert in HYDRO_AS-2D eine größere Wirkung als in Telemac (Hydrotec 2020, Mattic 2016). Deshalb ergibt sich in HYDRO_AS-2D bei gleichem Rauheitsbeiwert ein größerer Energieverlust als in Telemac2d, was im schießenden Fließzustand zu einer Erhöhung der Fließtiefe führt. Die nachfolgenden Formeln verdeutlichen dies.

Bestimmung des Widerstandsbeiwertes λ nach Manning-Strickler in HYDRO_AS-2D:

$$\lambda = 6.34 \frac{2gn^2}{D^{1/3}} \quad [2]$$

n ist der Manning-Reibungskoeffizient als Kehrwert des Strickler-Beiwertes, g ist die Erdbeschleunigung, D ist der hydraulische Durchmesser.

Bestimmung des Widerstandsbeiwertes λ bei Telemac2d:

$$\lambda = \frac{2g}{h^{1/3}k_{st}^2} \quad [3]$$

g ist die Erdbeschleunigung, h die Fließtiefe, k_{st} der Strickler-Beiwert.

Der größere Widerstandsbeiwert in HYDRO_AS kann auch ursächlich für den früher einsetzenden Wechselsprung (im Vergleich zu Telemac2d) sein.

4.2 2D vs. 3D

Beim Vergleich von 2D- und 3D-Modellergebnissen ist zu beachten, dass im 2D-Modell alle Prozesse in der Z-Richtung nur gemittelt abgebildet werden. So können beispielsweise keine vertikalen Strömungen dargestellt werden. Ein 3D-Modell kann komplexere Strömungssituationen wiedergeben, was sich wiederum auf die modellierte Fließtiefenverteilung auswirkt.

Wie in Abb. 3 zu sehen ist, sind die Fließtiefen von Telemac3d im oberen Bereich ($I_s = 0,0125$) der Teilüberleitung höher als die von Telemac2d. Im unteren Bereich ($I_s = 0,00235$) der Teilüberleitung, in der auch die kritische Stelle hinsichtlich des Freibords liegt, verhält es sich umgekehrt. Unter der Annahme, dass mithilfe der vertikalen Geschwindigkeitskomponente der 3D-Simulationen komplexere Strömungsprozesse und somit Turbulenzen dargestellt werden, was zu einem erhöhten Energieverlust führt, lässt sich diese Diskrepanz unter Berücksichtigung der vorherrschenden Strömungsverhältnisse erklären. Im oberen Bereich der Teilüberleitung ist der Abfluss schießend, im unteren Bereich strömend. Bei schießendem Abfluss steigt die Fließtiefe, bei strömendem Abfluss sinkt die Fließtiefe, wenn Energieverlust auftritt (siehe Bernoulli in Freimann 2012).

In der Kanker-Teilüberleitung geben die 3D-Ergebnisse die zu erwartenden Geschwindigkeitsverteilungen innerhalb der Kurven wieder (Naudascher 1987), die in Abb. 7 dargestellt sind. Die Ablagerungen in der Innenkurve, die bei der Ortsbegehung vorgefunden wurden, bestätigen, dass eine ungleiche Geschwindigkeitsverteilung entlang des Querschnitts stattfindet. Dort stellt sich eine starke Verkippung des Wasserspiegels ein, die in den 3D-Ergebnissen wiedergegeben

wird (siehe Abb. 7). Ob der mittige Längsschnitt dennoch die gemittelten 3D-Ergebnisse des Querschnitts wiedergibt, wurde mithilfe 2 zusätzlicher Längsschnitte, die jeweils links und rechts von der Gerinneachse versetzt sind, geprüft. In der Abb. 6 ist die Froudezahl entlang der drei Längsschnitte im Bereich der Linkskurve des Querschnitts 2 dargestellt. Auffallend ist, dass die Werte der Innen- und Außenkurve tatsächlich differieren und der mittlere Längsschnitt einen plausiblen Mittelwert repräsentiert. Im Bereich des Fließwechsels am Gefälleknick bei ca. 700 m Überleitungslänge differieren die Telemac2d-Ergebnisse von den Telemac3d-Ergebnissen (siehe Abb. 6). Dieses Phänomen kann damit erklärt werden, dass gemäß Abb. 6 ein Fließwechsel zwischen Außen- und Innenkurve stattfindet, was auf die Sekundärströmungen und die ungleiche Geschwindigkeitsverteilung zurückzuführen ist. Die Prozesse sind ausschlaggebend für die unruhige Fließtiefe in diesem Bereich. Unterstrom der Kurve gleichen sich die 2D- und 3D-Ergebnisse wieder aneinander an.

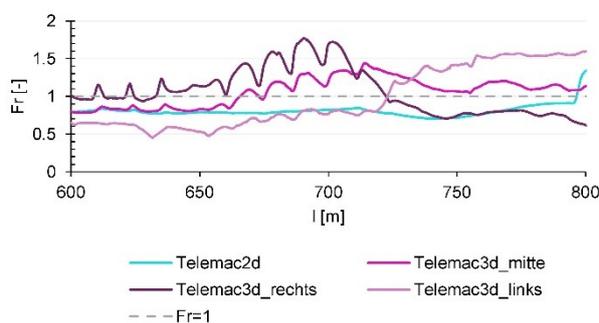


Abb. 6 Froude-Zahl entlang Längsschnitt ($Q = 19 \text{ m}^3/\text{s}$, $k_{st} = 50$ bzw. $55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$).

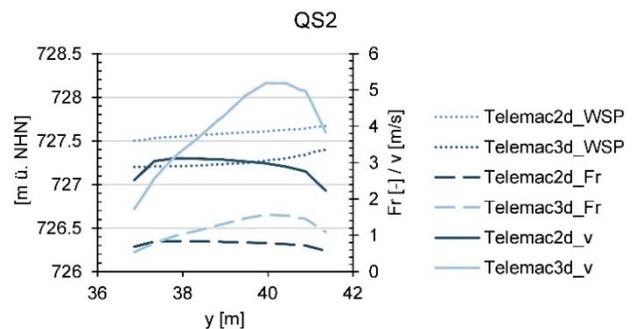


Abb. 7 Wasserspiegel (WSP), Geschwindigkeit (v) und Froude-Zahl (Fr) an Querschnitt 2 (Linkskurve) in 2D und 3D bei $Q = 19 \text{ m}^3/\text{s}$, $k_{st} = 50$ bzw. $55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

5 Schlussfolgerung

Sämtliche, mit den Modellplattformen HYDRO_AS-2D und Telemac durchgeführten Rechnungen konnten mittels Spiegellinienberechnungen nach Naudascher (1987) an vier repräsentativen Querschnitten plausibilisiert werden. Zusätzlich plausibilisieren sich die Modelle aufgrund ihrer ähnlichen Ergebnisse gegenseitig. Die geringfügigen quantitativen Unterschiede der Ergebnisse aus den unterschiedlichen Modellen konnten auf abweichende Berechnungsansätze der Programme zurückgeführt werden. Die 3D-Simulationen repräsentieren das komplexe Abflussgeschehen jedoch qualitativ am besten. Welches der Modelle die Realität am besten abbildet, kann nur mit Validierungsdaten aus Feldmessungen (Hochwasserereignissen) beurteilt werden. Auch wenn die vorliegenden Abflussdaten nicht ausreichen, um das hydraulische Modell zu kalibrieren und zu validieren, können sie der Plausibilisierung dienen. Besonders in Hinblick auf eine Kalibrierung der Abflussmessung in der Teilüberleitung kann eine Simulation mit den vorliegenden Daten wichtige Erkenntnisse liefern. Sobald eine sichere Datenerfassung in der Teilüberleitung möglich ist, sollte ein Hochwasserereignis mit Beaufschlagung der Teilüberleitung genutzt werden, um dieses Ereignis in den bestehenden Modellen nachzurechnen. So ließen sich die Ergebnisse dieses Projekts validieren.

Literatur

- Aigner, D. & Bollrich G. (2015). Handbuch der Hydraulik für Wasserbau und Wasserwirtschaft. Berlin: Beuth.
- Colebrook, C. (1939). Turbulent Flow in Pipes, with particular reference to the Transition Region between Smooth and Rough Pipe Laws. J. ICE, 11:133–156.
- Freimann, R. (2012). Hydraulik für Bauingenieure. München: Carl Hanser Verlag
- Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH (2020). Benutzerhandbuch HYDRO_AS-2D.
- Naudascher, E. (1987): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Wien: Springer Verlag.
- Mattic, O. (2016): Telemac3d UserManual.
- Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz Kanker + Partnach, HPI & SKI (2003a). Hydraulischer Längsschnitt Überleitungsgerinne. (unveröffentlicht)
- Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz Kanker + Partnach, HPI & SKI (2003b). Lageplan Überleitungsgerinne. (unveröffentlicht)

Anschrift der Verfasser

Susanne Scherbaum, M. Sc.
Wasserwirtschaftsamt Weilheim
Pütrichstr. 15, D-82362 Weilheim
susanne.scherbaum@wwa-wm.bayern.de

Dr.-Ing. Tobias Lang
Wasserwirtschaftsamt Weilheim
Pütrichstr. 15, D-82362 Weilheim
tobias.lang@wwa-wm.bayern.de

Dr. Michael Weber
Wasserwirtschaftsamt Weilheim
Pütrichstr. 15, D-82362 Weilheim
michael.weber@wwa-wm.bayern.de

Bemessungshilfe für gebaute Stufen-Becken-Abfolgen

Fiona Maager, Benjamin Hohermuth, Volker Weitbrecht und Robert Boes

Zusammenfassung

In den vergangenen Jahrzehnten wurden steile Gebirgsbäche mittels Sperrentreppen aus Beton verbaut, um der Sohl- und Seitenerosion entgegenzuwirken und die Geschiebezufuhr zu regulieren. Gebaute Stufen-Becken-Abfolgen aus natürlichem Blockmaterial stellen eine naturnahe Alternative zu diesen Betonsperren dar, wobei die typische Stufen-Becken-Morphologie steiler Gebirgsbäche imitiert wird. Im Rahmen einer Doktorarbeit an der VAW, ETH Zürich, wurden physikalische Modellversuche durchgeführt, um die Kolkentwicklung, die Stabilität und die Versagensmechanismen gebauter Stufen-Becken-Systeme zu untersuchen. Die wichtigsten Parameter hinsichtlich Stabilität sind das Blockgewicht, die Geschiebezufuhr und die Anordnung der stufenbildenden Blöcke. Die häufigsten Versagensmechanismen von einzelnen Stufen waren das Kippen der oberen Blockreihe und die Destabilisierung der unteren Blockreihe infolge Unterkolkung. Das Versagen einer einzelnen Stufe verursachte in 70% der Versuche eine rückwärtsschreitende Erosion, welche die oberhalb liegenden Stufen innerhalb kurzer Zeit zerstörte und zu einer Abnahme der Sohlneigung führte. Basierend auf den Resultaten wurde eine Bemessungshilfe erarbeitet, welche Empfehlungen für den Stufenabstand, die maximale Stufenhöhe und die erforderliche Blockgröße gibt.

1 Einleitung

In der Schweiz wurden steile Gebirgsbäche seit etlichen Jahrzehnten mit Wildbachsperren aus Beton verbaut (Abb. 1a), um die Sohl- und Seitenerosion zu reduzieren und den Geschiebetrieb zu regulieren. Diese starren Bauwerke sind mit hohen Bau- und Unterhaltskosten verbunden, sie versagen schlagartig im Überlastfall, sind wenig wertvoll aus ökologischer Sicht und gliedern sich schlecht ins Landschaftsbild ein. Gebaute Stufen-Becken-Abfolgen aus natürlichem Blockmaterial stellen eine naturnahe Alternative dar, wobei die typische Stufen-Becken-Morphologie steiler Gebirgsbäche mit Sohlneigungen zwischen $S = 0.04$ und 0.15 als Vorbild dient. Im Vergleich zu den Betonsperren bieten sie vielfältigere Lebensräume und verbessern die Durchwanderbarkeit für Fische (Gafner, 2022). Gebaute Stufen-Becken-Abfolgen wurden beispielsweise an der Maira im Kanton Graubünden (Abb. 1b, Tognacca & Tognacca, 2022), am Steinbach im Kanton Schwyz (Beffa, 2022) oder im Betelriedbach im Kanton Bern (Hunzinger & Hodel, 2022) realisiert. Bisher sind jedoch nur wenig Grundlagen für die Bemessung solcher Stufen-Becken-Abfolgen vorhanden, welche die Dimensionierung erleichtern.



Abb. 1 a) Wildbachsperren in der Gürbe (CH), $S \approx 0.07$ (Foto: SWV, 2021); b) Gebaute Stufen-Becken-Abfolge an der Maira (CH), $S \approx 0.08$ (Tognacca & Tognacca, 2022).

Im Rahmen einer Doktorarbeit an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, wurden physikalische Modellversuche durchgeführt, um die Kolkentwicklung, die Stabilität und die Versagensmechanismen solcher gebauten Stufen-Becken-Abfolgen systematisch zu untersuchen. In diesem Beitrag werden der Versuchsaufbau (Kapitel 2) und die wichtigsten Resultate hinsichtlich Stabilität (Kapitel 3) und Versagensmechanismen (Kapitel 4) vorgestellt sowie als Empfehlungen für die Praxis (Kapitel 5) zusammengefasst.

2 Physikalische Modellversuche

Die Modellversuche wurden in einer geraden Versuchsrinne mit rechteckigem Fließquerschnitt im Maßstab 1:20 nach Froudeähnlichkeit durchgeführt, wobei im Folgenden alle Größen im Naturmaßstab angegeben werden. Es wurden Sohlneigungen zwischen $S = 0.04$ und 0.08 und Gerinnebreiten zwischen $W = 6$ und 12 m untersucht. Die Stufen-Becken-Abfolgen bestanden aus sechs bis acht zweilagigen Stufen und wurden mit Stufenabständen zwischen $L_d = 6.7$ und 18.8 m bzw. Absturzhöhen zwischen $H_d = 0.4$ und 1.1 m eingebaut (Abb. 2a). Die Stufenhöhe H bezeichnet die Distanz zwischen der Stufenkrone und dem tiefsten Punkt im Kolk. Folglich ist die Kolktiefe die Differenz aus Stufenhöhe und Absturzhöhe.

Das mittlere Blockgewicht der stufenbildenden Blöcke variierte zwischen $M_B = 4.6 \pm 1$ t und 8.0 ± 1 t, was einem äquivalenten Kugeldurchmesser ($\approx B$ -Achse) von $D = 1.5$ bis 1.7 m entspricht. Zwischen den Stufen wurden zwei Reihen von Zusatzblöcken platziert, um die Ausdehnung des Kolks in der Länge und Tiefe zu begrenzen (Abb. 2a). Die erste Reihe Zusatzblöcke ($M_B = 3.8 \pm 0.5$ t) wurde im Abstand $L_{A1} = D$ und die zweite Reihe ($M_B = 5.4 \pm 0.5$ t) im Abstand $L_{A2} = L_d/2$ eingebaut (Abb. 2b). Neben der Basiskonfiguration (Abb. 2c) wurde eine pyramidenförmige Blockanordnung mit einer zusätzlichen Blocklage oberhalb der Stufe (blaue Blöcke, Abb. 2d) und eine Pyramide mit Kolkenschutz bestehend aus zwei weiteren Blocklagen am Stufenfuß (Abb. 2e, grüne Blöcke) untersucht. Für das Grundmaterial wurden zwei Mischungen mit mittlerem Korndurchmesser $d_m = 9$ cm und unterschiedlichen charakteristischen Korngrößen d_{16} (0.7 und 0.8 cm) und d_{84} (18 und 21 cm) untersucht. Diese Grundmischungen orientieren sich an der Kornverteilung des Gebirgsbachs Kleine Schliere im Kanton Nidwalden. Weitere Information zum Versuchsaufbau können Maager (2022) entnommen werden.

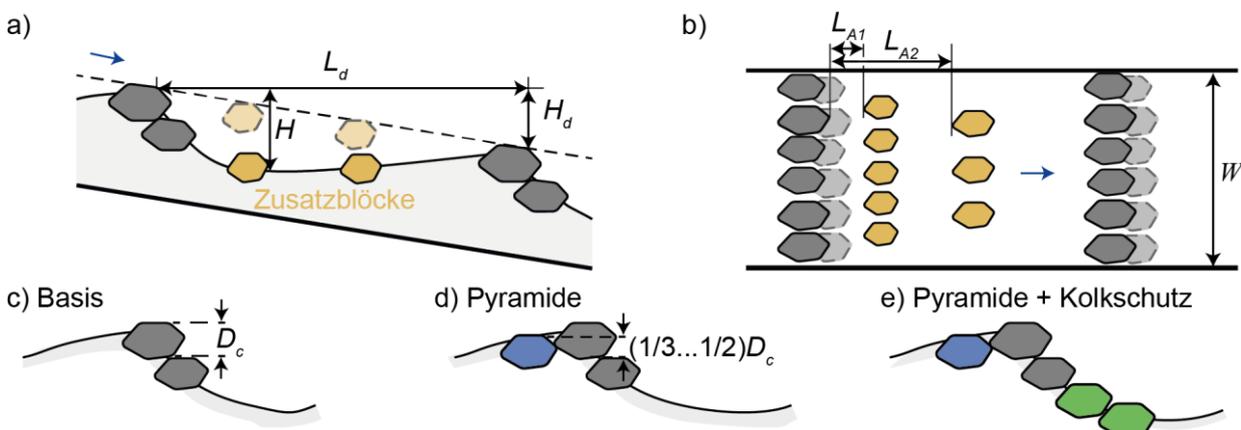


Abb. 2 Schematische Darstellung der gebauten Stufen-Becken-Abfolgen: a) Längsschnitt, b) Situation, c) Basiskonfiguration, d) pyramidenförmige Stufe (PYR), e) PYR mit Kolkenschutz; L_d = Stufenabstand, H_d = Absturzhöhe, H = Stufenhöhe, L_{A1} , L_{A2} = Abstand zur ersten bzw. zweiten Reihe Zusatzblöcke, W = Gerinnebreite, D_c = C-Achse der stufenbildenden Blöcke.

Die gebauten Stufen-Becken-Abfolgen wurden mit drei- bis vierstündigen (dreiecksförmigen) Ganglinien belastet, wobei die Hochwasserspitze nach 1/4 der Gesamtdauer erreicht wurde und rund 20 Minuten anhielt. Der Spitzenabfluss wurde schrittweise erhöht bis zum Systemversagen, welches beim Abfluss $q_f(1\%)$ erfolgte, bei welchem die mittlere Sohlneigung S um mehr als 1% abnahm. Insgesamt wurden 21 Klarwasserversuche und 8 Versuche mit Geschiebezugabe durchgeführt, wobei maximal 20% der rechnerischen Transportkapazität nach Rickenmann (1990) beschickt wurde. Das Geschiebe wurde ebenfalls als Ganglinie zugegeben, wobei die Abfluss- und Geschiebespitzen zeitgleich erfolgten.

3 Versagensmechanismen

Das Versagen der einzelnen Stufen war über alle Versuche betrachtet entweder auf das Kippen der oberen Blockreihe (46%) oder auf das Abrutschen der Stufe infolge Unterkolung des Stufenfußes (45%) zurückzuführen. Weniger häufig beobachtet wurde das Versagen infolge innerer Erosion (5%), direkter Erosion der stufenbildenden Blöcke (3%) und Verfüllung der Becken (1%). In den Versuchen wurde sowohl ein *graduelles* (30%) als auch ein *abruptes* Systemversagen (70%) beobachtet, welches im Folgenden erläutert wird. Abb. 3a zeigt die Entwicklung der mittleren Sohlneigung S mit zunehmendem spezifischem Abfluss q für zwei Versuche jeweils mit und ohne Geschiebezugabe aber ansonsten identischen Randbedingungen.

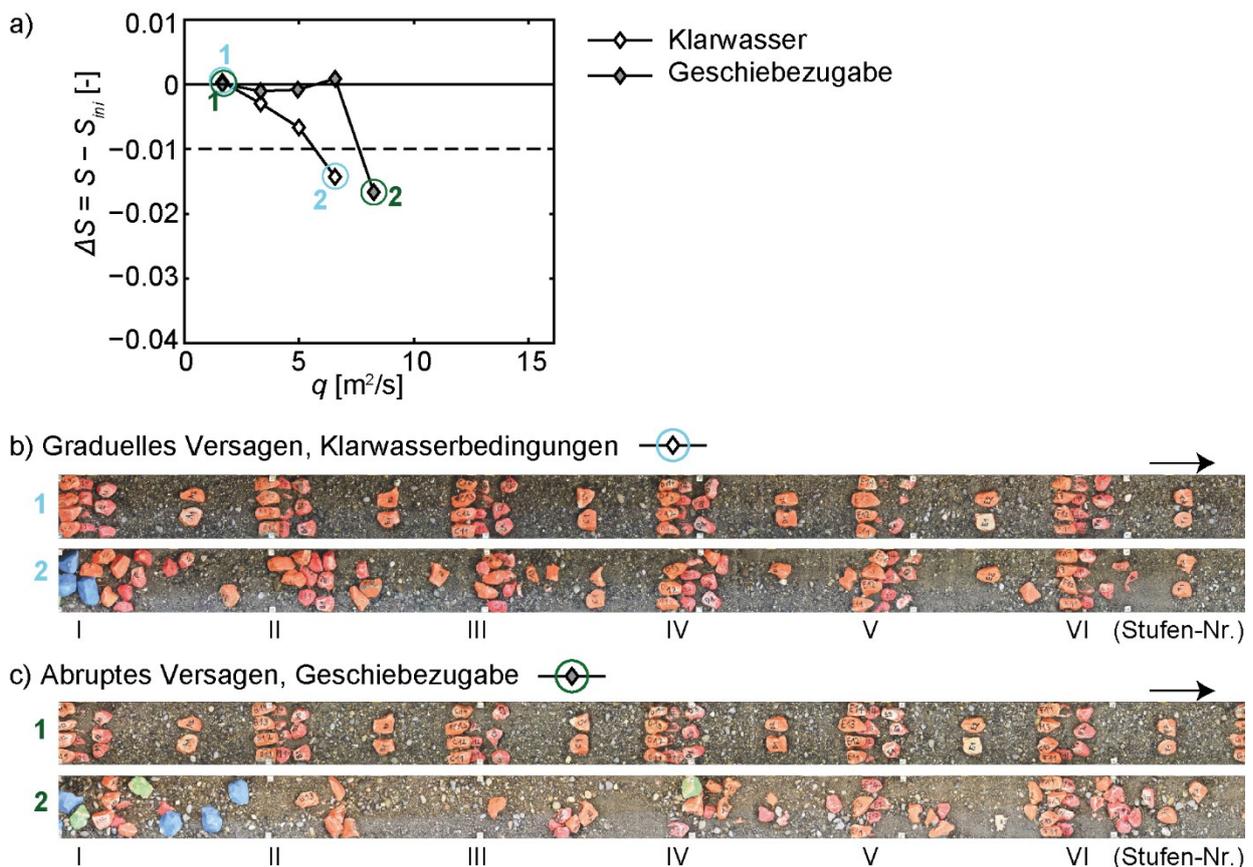


Abb. 3 Versuche für $S = 0.06$, $W = 6$ m, $H_d = 1.1$ m, $L_d = 18.7$ m, $M_B = 4.6$ t mit und ohne Geschiebezugabe. a) Abnahme der Sohlneigung ΔS mit zunehmendem spezifischem Abfluss q , gestrichelte Linie = Systemversagen; b) Graduelles Systemversagen: Orthofotos für den Initialzustand (① bei $q = 1.67$ m²/s) und nach dem Versagen (② bei $q_f(1\%) = 6.67$ m²/s); c) Abruptes Systemversagen: Orthofotos für den Initialzustand (① bei $q = 1.67$ m²/s) und nach dem Versagen (② bei $q_f(1\%) = 8.33$ m²/s).

Im Versuch mit Klarwasserbedingungen nahm die mittlere Sohlneigung bei jeder Belastungsstufe schrittweise um $\Delta S \approx -0.003$ ab bis zum Systemversagen bei $q_f(1\%) = 6.67 \text{ m}^2/\text{s}$. Bei diesem *graduellen* Versagensmechanismus bewegten sich die Blöcke in den Stufen schon bei kleinen Belastungen ($q \approx 3.3 \text{ m}^2/\text{s}$), die Stufen blieben aber mehr oder weniger intakt an ihrer ursprünglichen Position (Abb. 3b). Folglich ist die eingebaute Stufen-Becken-Abfolge auch nach dem Versagen erkennbar, die Stufen haben sich teilweise leicht in Fließrichtung verschoben.

Beim *abrupten* Versagensmechanismus, welcher für den Versuch mit Geschiebezugabe beobachtet wurde, blieb die mittlere Sohlneigung bis zu $q = 6.67 \text{ m}^2/\text{s}$ ungefähr konstant bei S_{ini} (Abb. 3a). Dafür nahm die Sohlneigung innerhalb der darauffolgenden Belastungsstufe direkt um $\Delta S \approx -0.017$ ab, wodurch das System bei $q_f(1\%) = 8.33 \text{ m}^2/\text{s}$ versagte. Das initiale Versagen der Stufe Nr. V (Abb. 3c) führte zu einer rückwärtsschreitenden Erosion, da die Kolkentiefe der oberhalb liegenden Stufe IV unmittelbar zunahm, wodurch Stufe IV versagte. Dieser Prozess schritt gegen die Fließrichtung fort, bis alle oberhalb liegenden Stufen innerhalb von 10 bis 15 Minuten (Naturmaßstab) zerstört wurden. Diese Beobachtung zeigt vor allem die Variabilität des Verhaltens solcher Systeme und ist weniger ein Beweis dafür, dass alle Stufen-Becken-System mit Geschiebezugabe abrupt versagen.

4 Stabilität

4.1 Einfluss von Blockgewicht, Geschiebezufuhr und Blockanordnung

Um den Einfluss des Blockgewichts und der Geschiebezugabe zu untersuchen, wurden Versuche mit Gerinnebreite $W = 6 \text{ m}$, Sohlneigung $S = 0.08$, Absturzhöhe $H_d = 1.1 \text{ m}$ und Stufenabstand $L_d = 14 \text{ m}$ durchgeführt und lediglich das mittlere Blockgewicht M_B der stufenbildenden Blöcke und die Geschiebezugaberate variiert. Die gebauten Stufen-Becken-Abfolgen hielten mit zunehmendem Blockgewicht M_B größeren Belastungen stand bzw. versagten bei deutlich größeren $q_f(1\%)$ (Abb. 4). Wird dem Stufen-Becken-System Geschiebe zugeführt, nimmt die Stabilität weiter zu. Dies ist einerseits auf die kleineren Kolkiefen in Versuchen mit Geschiebezugabe zurückzuführen, wodurch das Risiko eines Stufenversagens infolge Unterkolkung reduziert wird. Andererseits wird das Feinmaterial in den Zwischenräumen der Stufen weniger stark herausgewaschen, was wiederum die Exposition der oberen Blockreihe verringert und somit das Abkippen der oberen Blockreihe weniger wahrscheinlich macht.

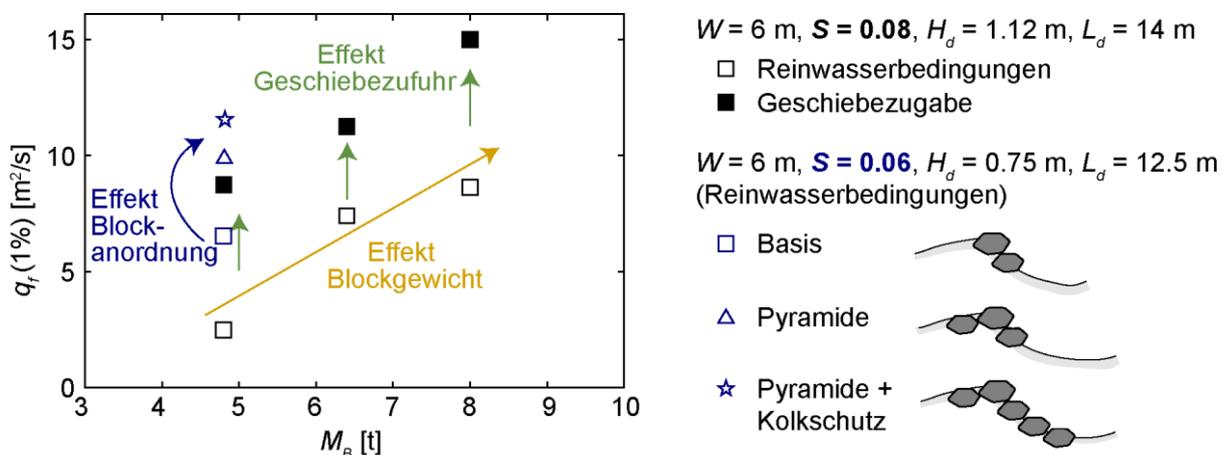


Abb. 4 Einfluss des mittleren Blockgewichts der stufenbildenden Blöcke M_B , der Geschiebezugabe (20% der rechnerischen Transportkapazität) und der Blockanordnung auf die Stabilität; $q_f(1\%) =$ spezifischer Abfluss, bei Systemversagen, $W =$ Gerinnebreite, $S =$ Sohlneigung, $H_d =$ Absturzhöhe, $L_d =$ Stufenabstand.

Die Basiskonfiguration wurde zusätzlich mit der pyramidenförmigen Anordnung (Abb. 2d) und der pyramidenförmigen Anordnung mit Kolkenschutz (Abb. 2e) verglichen. Diese Versuche wurden für $W = 6$ m, $S = 0.06$, $H_d = 0.75$ m, $L_d = 12.5$ m und Reinwasserbedingungen durchgeführt. Abb. 4 zeigt, dass die pyramidenförmige Blockanordnung größeren Belastungen standhielt im Vergleich zur Basiskonfiguration. Die zusätzliche Blockreihe oberhalb der Stufe reduziert die Exposition der oberen Blockreihe, wodurch die obere Blockreihe vermutlich erst bei einer größeren Belastung abkippt und die Stufe somit später versagt. Mit einem Kolkenschutz am Stufenfuß kann die Stabilität zusätzlich erhöht werden, da die Stufe erst bei einer größeren Belastung bzw. größeren Kolkiefen abrutscht. Die Versuche zur Blockanordnung wurden bei Reinwasserbedingungen durchgeführt. Vermutlich ist die Stabilitätszunahme in Versuchen mit pyramidenförmiger Blockanordnung mit Kolkenschutz durch den Einfluss der Geschiebezufuhr aufgrund der geringeren Kolkentiefe nicht gleich ausgeprägt wie bei Versuchen der Basiskonfiguration.

4.2 Anpassungsmechanismen an eine zunehmende Belastung

Als nächstes werden die Anpassungsmechanismen von natürlichen Stufen-Becken-Systemen an eine zunehmende Belastung aufgezeigt und auf gebaute Stufen-Becken-Abfolgen übertragen. Aberle (2000) analysierte Daten aus Modellversuchen zu natürlichen Stufen-Becken-Systemen und fand den folgenden Zusammenhang für stabile Bedingungen:

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{g\sigma_z^3}} = 0.20S^{-1.3} \quad [1]$$

Dabei ist q = spezifischer Abfluss, g = Erdbeschleunigung und σ_z = Standardabweichung der Rauheitselemente (Maß für die Sohlrauheit). Das System befindet sich in einem stabilen Zustand, wenn die Datenpunkte auf oder unterhalb dieser Grenze zu liegen kommen (Abb. 5a). Folglich ist für eine Kombination aus S und q eine bestimmte Sohlrauheit σ_z erforderlich, um die zugeführte Energie im System aufzunehmen. Wird q nun erhöht, verschiebt sich das System in einen instabilen Zustand (nach oben). Gemäß Weichert et al. (2009) kann sich das System in einen stabilen Zustand zurückbewegen, indem entweder die Sohlrauheit erhöht wird (Trajektorie ① in Abb. 5a), die Sohlneigung reduziert wird (Trajektorie ②) oder beides gleichzeitig geschieht (Trajektorie ③). Die Erhöhung der Sohlrauheit erfolgt beispielsweise durch selektiven Transport (Deckschichtbildung) oder durch die Optimierung der Sohlgeometrie (z.B. Entstehung von Stufen-Becken-Abfolgen in steilen Gerinnen). Die Abnahme der Sohlneigung ist auf eine Rotationserosion um einen Fixpunkt im Unterwasser zurückzuführen.

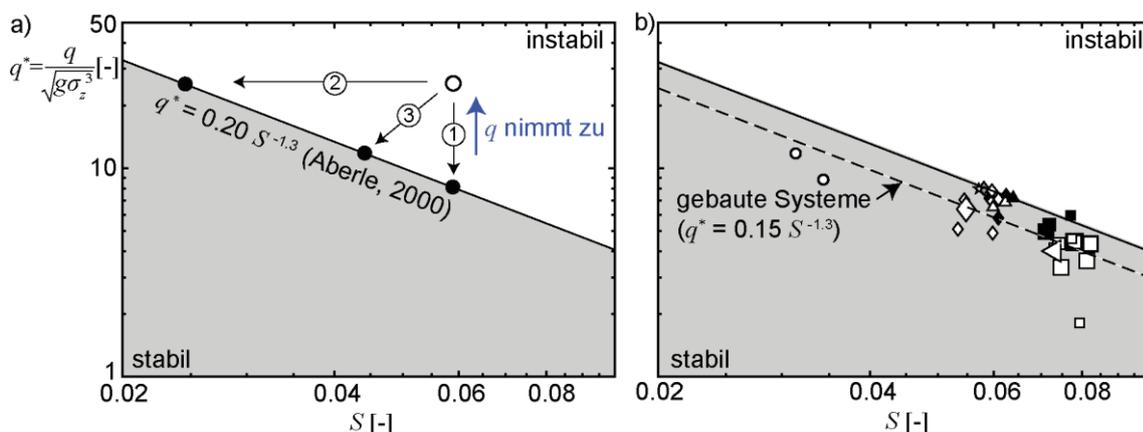


Abb. 5 a) Stabilitätsdiagramm nach Aberle (2000) und Weichert et al. (2009) für eigendynamische, natürliche Systeme, b) Datenpunkte für gebaute Stufen-Becken-Abfolgen für den spezifischen Abfluss, bei welchem das System gerade noch stabil war.

Gemäß Abb. 5b befinden sich alle Datenpunkte für gebaute Stufen-Becken-Abfolgen unterhalb oder in unmittelbarer Nähe der von Aberle (2000) definierten Stabilitätsgrenze, wodurch sich das Konzept auch auf gebaute Stufen-Becken-Systeme übertragen lässt. Da die Sohlgeometrie von gebauten Stufen-Becken-Abfolgen künstlich optimiert wurde, ist σ_z tendenziell größer als in natürlichen Systemen. Dort wären größere Abflüsse erforderlich, um eine solch große Sohlrauheit zu erreichen und die Datenpunkte liegen deshalb tendenziell unterhalb der Grenze für natürliche Systeme. Mittels Regressionsanalyse wurde folgende Stabilitätsbedingungen für gebaute Stufen-Becken-Abfolgen ermittelt:

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{g\sigma_z^3}} = 0.15S^{-1.3} \quad [2]$$

Mithilfe dieses Zusammenhangs kann für eine Kombination aus q und S die erforderliche Sohlrauheit σ_z ermittelt werden, um die zugeführte Energie aufzunehmen. Zwischen σ_z und der Stufenhöhe H besteht ein linearer Zusammenhang, womit sich die Stufen-Becken-Geometrie (Stufenabstand, Absturzhöhe) indirekt ableiten lässt. Diese Überlegungen stellen die Grundlage für die Bemessungshilfe dar, welche im Folgenden präsentiert wird.

5 Empfehlungen für die Praxis

5.1 Bemessungshilfe

Als Eingangsgrößen müssen zuerst die gewünschte Sohlneigung S , die Gerinnebreite W , der spezifische Bemessungsabfluss $q = Q/W$ und der charakteristische Korndurchmesser d_{84} des Grundmaterials ermittelt werden. Im Allgemeinen wird empfohlen, die pyramidenförmige Blockanordnung (Abb. 2d) zu wählen und gegebenenfalls im Rahmen der Bemessung mit einem Kolk-schutz (Abb. 2e) zu verstärken.

Schritt 1: Erforderliche Sohlrauheit

Im ersten Schritt wird Gleichung (3) verwendet, um die erforderliche Sohlrauheit σ_z zu bestimmen (d.h. Gleichung (1) bzw. (2) nach σ_z aufgelöst):

$$\sigma_{z,req} = \left(\frac{q}{mS^{-1.3}\sqrt{g}} \right)^{2/3} \quad m = 0.15 [0.15 \dots 0.20] \quad [3]$$

Der Parameter $m = 0.15$ wurde für gebauten Stufen-Becken-Abfolgen ermittelt und stellt eine obere Grenze für $\sigma_{z,req}$ dar. Der Parameter $m = 0.20$ stammt aus der Datenanalyse natürlicher Stufen-Becken-Systeme und stellt eine untere Grenze für die erforderliche Sohlrauheit dar. Im Rahmen der Bemessung wird eine Sensitivitätsanalyse hinsichtlich m empfohlen.

Schritt 2: Stufen-Becken-Geometrie

Im zweiten Schritt wird die Absturzhöhe H_d mithilfe von Gleichung (4) ermittelt:

$$H_d = \left(\frac{(\sigma_{z,req} - 0.5d_{84}) d_{84}^{7/20} (s-1) g^{1/5}}{0.52 q^{2/5} S^{1/6}} \right)^{4/3} \quad [4]$$

mit $s = \rho_s/\rho =$ relative Sedimentdichte. Danach wird der Stufenabstand mit Gleichung (5) bestimmt, wobei der minimale Stufenabstand $L_{d,min}$ die Gerinnebreite nicht unterschreiten sollte.

$$L_d = H_d/S; \quad L_{d,min} = W \quad [5]$$

Schließlich kann die resultierende Stufenhöhe H bei Klarwasserbedingungen und die Stufenhöhe mit Geschiebezufuhr H_s abgeschätzt werden:

$$H = 2.23 \frac{q^{2/5} S^{11/12} L_d^{3/4}}{d_{84}^{7/20} (s-1)g^{1/5}}; \quad H_s = 0.90H \quad [6]$$

Als letzter Schritt wird der lineare Zusammenhang zwischen der Stufenhöhe H_s für Bedingungen mit Geschiebezufuhr, welche in den meisten Fällen maßgebend sind, und dem Sohlrauheitsparameter σ_{z,H_s} hergestellt:

$$\sigma_{z,H_s} = 0.50d_{84} + 0.26H_s \quad [7]$$

Falls keine Stufen-Becken-Abfolgen vorhanden sind ($H_s = 0$ m), entspricht die Sohlrauheit σ_{z,H_s} der Hälfte des charakteristischen Korndurchmessers d_{84} , was zu Ergebnissen aus anderen Studien passt (z.B. Aberle & Smart, 2003; Nitsche et al., 2012; Chen et al., 2020). Gleichung (4) resultiert aus den Gleichungen (5) und (6) eingesetzt in Gleichung (7) und aufgelöst nach H_d für die Bedingung $\sigma_{z,req} = \sigma_{z,H_s}$. Ist diese Bedingung erfüllt, entspricht die erforderliche Sohlrauheit gemäß Gleichung (3) der Sohlrauheit des festgelegten Stufen-Becken-Systems.

Um das Stufenversagen infolge Unterkolkung zu verhindern, darf das Verhältnis zwischen Stufenhöhe und Absturzhöhe H/H_d nicht zu groß werden:

$$H/H_d \leq c \quad c = 1.8 [1.1 \dots 2.6] \quad [8]$$

Für $1.8 < H/H_d < 2.6$ sollte vorsichtshalber ein Kolkenschutz (Abb. 2e) verwendet werden.

Schritt 3: Hydraulische Bedingungen

Die über den gesamten Abschnitt gemittelte Fließgeschwindigkeit v kann mit der Gleichung von Aberle & Smart (2003) berechnet werden:

$$v = 0.96g^{0.20} S^{0.20} q^{0.60} \sigma_{z,H_s}^{-0.40} \quad [9]$$

Der Vergleich mit den gemessenen Fließgeschwindigkeit in den Versuchen ergab eine Genauigkeit von $\pm 20\%$. Mittels Kontinuität kann die mittlere Abflusstiefe $h = q/v$ ermittelt werden. Über den gesamten Abschnitt betrachtet sollte das Abflussregime im strömenden Bereich (Froudezahl $F < 1$) liegen, damit Wechselsprünge in den Becken entstehen, welche die Energie effizient dissipieren.

Schritt 4: Erforderliche Blockgröße

Die stufenbildenden Blöcke müssen ausreichend groß dimensioniert werden, um ein Stufenversagen vor Erreichen des Dimensionierungsabflusses durch Abkippen zu verhindern. Die dimensionslose Sohlschubspannung θ soll die um den Faktor b reduzierte kritische Sohlschubspannung θ_c nicht überschreiten:

$$\theta \leq b \theta_c; \quad \theta = \frac{hS}{(s-1)D} \quad [10]$$

Dabei wird die kritische Sohlschubspannung $\theta_c = 0.15S^{0.25}$ nach Lamb et al. (2008) verwendet, mit welcher der Anstieg von θ_c in steilen Fließgewässern berücksichtigt wird. Theoretisch sollte eine Sohle bestehend aus Blöcken mit Durchmessern D ungefähr bis $\theta \approx \theta_c$ stabil bleiben. Das gebaute Stufen-Becken-System besteht jedoch aus einer bimodalen Mischung, wobei die stufenbildenden Blöcke deutlich größer sind als das Grundmaterial ($D \gg d_{84}$) und somit bereits für

$\theta < \theta_c$ mobilisiert werden. Die Versuche haben gezeigt, dass die Stufen schon bei $\theta \approx 0.5 \theta_c$ versagten ($b = 0.56 \pm 0.13$). Der erforderliche mittlere Blockdurchmesser D und das resultierende mittlere Blockgewicht M_B kann mit den folgenden Gleichungen berechnet werden:

$$D = \frac{hS}{(s-1) b (0.15S^{0.25})} \quad b = 0.56 [0.43 \dots 0.69] \quad [11]$$

$$M_B = \frac{D^3 \rho_s \pi}{6} \quad [12]$$

Für die Dimensionierung wird ein Wert von $b = 0.56$ empfohlen. Es sollte aber zwingend eine Sensitivitätsanalyse für $b = 0.56 \pm 0.13$ durchgeführt werden, da das erforderliche Blockgewicht für diesen Bereich bis zu Faktor ± 2 variiert.

Gemäß Raudkivi & Ettema (1982) ist für bimodale Mischungen mit $D/d_{84} < 6$ mit direkter Erosion und für $D/d_{84} > 17$ mit Einsinken der großen Blöcke zu rechnen. In den Modellversuchen wurde der Bereich zwischen $6 < D/d_{84} < 11$ untersucht, welcher einzuhalten ist:

$$a_1 < D/d_{84} < a_2 \quad a_1 = 6; a_2 = 11 \quad [13]$$

Für $D/d_{84} > 11$ wird bereits eine Filterschicht empfohlen, da sie außerhalb des Anwendungsbereichs der vorliegenden Studie liegt, obwohl gemäß Raudkivi & Ettema (1982) erst ab $D/d_{84} > 17$ mit dem Einsinken der großen Blöcke zu rechnen ist. Die Kriterien gemäß Gleichung (13) müssen auch für die Zusatzblöcke zwischen den Stufen angewendet werden.

Als letztes Kriterium soll das Verhältnis zwischen Stufenhöhe und Blockdurchmesser H/D überprüft werden, um ein frühzeitiges Stufenversagen infolge Unterkolkung zu vermeiden:

$$H/D < e \quad e = 1.0 [1.0 \dots 1.5] \quad [14]$$

Für den Bereich $1.0 < H/D < 1.5$ wird ein Kolkenschutz empfohlen (Abb. 2e).

5.2 Unsicherheiten und Limitationen

Eine Sensitivitätsanalyse hinsichtlich der Parameter m und b wird dringend empfohlen, um die Unsicherheiten in der Bemessung abzuschätzen. Ein Berechnungsbeispiel inklusive Sensitivitätsanalyse ist in Maager et al. (2023) zu finden. Die relativ großen Unsicherheiten widerspiegeln die Komplexität steiler Fließgewässer. Parameter wie beispielsweise die effektive Blockgröße, die Blockform, die Ausrichtung der Blöcke in der Stufe oder die Zusammensetzung des Grundmaterials haben einen Einfluss auf die Stabilität jeder einzelnen Stufe. Obwohl die Versuche unter kontrollierten Bedingungen durchgeführt wurden, konnten nicht alle Parameter genügend genau beschrieben werden, um die Unsicherheiten weiter zu reduzieren, u.a. weil die Prozesse auch einer gewissen Zufälligkeit unterliegen.

Die Versuche wurden in einer geraden Versuchsrinne mit senkrechten, glatten Wänden durchgeführt. Folglich wurde der Einfluss von rauen Ufern, von geneigten Böschungen und von Kurvensituationen vernachlässigt. Glatte Ufer stellen eher konservative Bedingungen dar, da die Energiedissipation entlang der Ufer geringer ist und die Sohlschubspannung somit weniger stark reduziert wird. Außerdem ist das Verkeilen der stufenbildenden Blöcke, was einen stabilisierenden Effekt hat, weniger wahrscheinlich bei glatten als bei rauen Ufern. In einer Kurvensituation ist die hydraulische Belastung insbesondere in der Außenkurve deutlich größer, was hier nicht berücksichtigt wurde.

Die Bemessungshilfe setzt voraus, dass die Ufer stabil bleiben und im Hochwasserfall nicht erodiert werden. Mit Gleichung (6) kann die mittlere Stufenhöhe H abgeschätzt werden. Die Versuche haben gezeigt, dass die maximale Stufenhöhe einer einzelnen Stufe im System um bis zu 50% tiefer sein kann als die mittlere Stufenhöhe im Gesamtsystem. Folglich muss für die Bemessung der Uferfundation mit einer maximalen Stufenhöhe $H_{max} = 1.5 H$ gerechnet werden. In breiten Gerinnen können sich Sohlenformen wie alternierende Bänke ausbilden, welche aufgrund der Pendelströmung sowohl zu einer erhöhten hydraulischen Belastung der Ufer als auch der stufenbildenden Blöcke führt. Die Randbedingungen sollten so gewählt werden, dass sich keine alternierenden Bänke gemäß Regimetheorie von Ahmari & da Silva (2011) ausbilden. Falls das nicht möglich ist, muss der Uferschutz gegebenenfalls verstärkt werden.

6 Schlussfolgerungen

Mithilfe von physikalischen Modellversuchen wurden an der VAW, ETH Zürich, gebaute Stufen-Becken-Abfolgen systematisch untersucht. Den größten Einfluss hinsichtlich Stabilität hatten das Blockgewicht der stufenbildenden Blöcke, die Geschiebezufuhr und die Blockanordnung der Stufen. Die meisten Stufen versagten entweder durch Abkippen der oberen Blockreihe oder durch Abrutschen der Stufe infolge Unterkolkung. Ein individuelles Stufenversagen führte in 70% aller Versuche zu einem abrupten Systemversagen. Dabei wurden alle oberhalb liegenden Stufen aufgrund eines rückwärtsschreitenden Erosionsprozesses innerhalb von 10 bis 15 Minuten (Naturmaßstab) zerstört. Dieser Prozess führte zu einer deutlichen Abnahme der mittleren Sohlneigung und zu Eintiefungen von mehreren Metern im oberen Bereich. Folglich muss die gebaute Stufen-Becken-Abfolgen stabil genug dimensioniert werden, um ein solches abruptes Systemversagen zu verhindern. Mit der Bemessungshilfe für gebaute Stufen-Becken-Abfolgen können die Absturzhöhe, der Stufenabstand und die erforderliche Blockgröße festgelegt und die zu erwartenden Kolk-tiefen abgeschätzt werden. Solche Stufen-Becken-Abfolgen aus natürlichem Blockmaterial stellen eine naturnahe Alternative zur Sohlstabilisierung von Gebirgsbächen dar und bieten im Vergleich zu den bisher verwendeten Betonsperren diversere Lebensräume und verbessern die Durchwanderbarkeit für Fische.

Dank

Die Autorenschaft bedankt sich beim Bundesamt für Umwelt (BAFU) für die Finanzierung des Forschungsprojekts und bei Cornel Beffa, Karin Gafner, Eva Gertsch-Gautschi und Lukas Hunzinger für die Begleitung und die wertvollen Beiträge aus Sicht der Praxis und der Fischerei.

Literatur

- Aberle, J. (2000). Untersuchung der Rauheitsstruktur zur Bestimmung des Fließwiderstandes in Gebirgsbächen unter Klarwasserabfluss. Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH).
- Aberle, J. & Smart, G. M. (2003). The influence of roughness structure on flow resistance on steep slopes. *Journal of Hydraulic Research*, 41, 259-269.
- Ahmari H. & da Silva A.M.F. (2011). Regions of bars, meandering and braiding in da Silva and Yalin's plan. *Journal of Hydraulic Research*, 49, 718-727.
- Beffa, C. (2022). Stufen-Becken am Steinbach: Erfahrungen aus der Praxis, in VAW-Mitteilung Nr. 273 (R. Boes, ed.), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.

- Chen, X.; Hassan, M.A.; An, C.; Fu, X. (2020). Roughness Correlations: Meta-Analysis of Roughness Measures in Gravel Bed Rivers. *Water Resources Research*, 56(8).
- Gafner, K. (2022). Anforderungen an steile Fließgewässer aus Sicht der Fischerei, in VAW-Mitteilung Nr. 273 (R. Boes, ed.), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- Hunzinger, L. & Hodel, D. (2022). Stufen-Becken-Abfolgen am Betelriedbach, in VAW-Mitteilung Nr. 273 (R. Boes, ed.), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- Lamb, M., Dietrich, W., Venditti, J. (2008). Is the critical Shields stress for incipient sediment motion dependent on channel-bed slope? *Journal of Geophysical Research*, 113.
- Maager, F. (2022). Bed stabilization of steep mountain streams with step-pool sequences. VAW-Mitteilungen 272 (R. Boes, ed.), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- Maager, F.; Hohermuth, B.; Weitbrecht, V.; Boes, R. (2023). Bemessungshilfe für gebaute Stufen-Becken-Abfolgen. *Wasser Energie Luft*, 115(1):19-27.
- Nitsche, M.; Rickenmann, D.; Kirchner, J.; Turowski, J.; Badoux, A. (2012). Macroroughness and variations in reach-averaged flow resistance in steep mountain streams. *Water Resources Research*, 48.
- Raudkivi, A. & Ettema, R. (1982). Stability of armour layers in rivers. *Proc. ASCE J. of Hydr. Div*, 108(HY9), p.1047-1057.
- Rickenmann, D. (1990). Bedload transport capacity of slurry flows at steep slopes. VAW-Mitteilungen 103 (D. Vischer, ed.), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- SWV (2021). KOHS-Wasserbautagung 2021 - Schutzkonzepte und ihre Bauten am Lebensende - was nun? <https://www.swv.ch/detail/kohs-wasserbautagung-2021>.
- Tognacca, C. & Tognacca, S. (2022). Stufen-Becken-Abfolgen an der Maira: Erfahrungen im Labor und in der Praxis, in VAW-Mitteilung Nr. 273 (R. Boes, ed.), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- Weichert, R.; Bezzola, G.; Minor, H.E. (2009). Bed erosion in steep open channels. *Journal of Hydraulic Research*, 47(3): 360–371.

Anschrift der Verfasser

Dr. Fiona Maager, Dr. Benjamin Hohermuth, Dr. Volker Weitbrecht, Prof. Dr. Robert Boes
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich
Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich
maager@vaw.baug.ethz.ch

Einfluss von Sohlenveränderungen auf den Abfluss bei seitlichen Entlastungsbauwerken

Seline Frei, Robert Boes und David Vetsch

Zusammenfassung

Seitliche Entlastungsbauwerke in Fließgewässern, wie Streichwehre oder überströmbare Dämme, sind übliche Maßnahmen, um bei größeren Hochwasserereignissen Teile des Abflusses in einen seitlichen Retentionsraum oder in einen Hochwasserkorridor zu leiten. Der seitliche Entlastungsabfluss reduziert die Geschiebetransportkapazität im Hauptgerinne, was zu einer lokalen Geschiebeablagerung und zu einer Auflandung flussabwärts des Entlastungsbauwerks führt. Dadurch kann sich der seitliche Entlastungsabfluss um das Dreifache erhöhen.

Für die Bemessung von seitlichen Entlastungsbauwerken gibt es verschiedene semi-empirische Überfallformeln, welche aber die Geschiebedynamik und den damit verbundenen höheren seitlichen Entlastungsabfluss nicht berücksichtigen. Für eine Abschätzung des seitlichen Entlastungsabflusses unter Berücksichtigung der Geschiebedynamik wurden daher systematische morphodynamische 1D, gekoppelte 1D-2D und 2D Simulationen mit der Software BASEMENT durchgeführt und Empfehlungen erarbeitet. Für den 1D und 1D-2D Modellansatz wird das seitliche Entlastungsbauwerk anhand der Überfallformel von De Marchi berücksichtigt, weshalb ein Überfallkoeffizient für die Simulation definiert werden muss. Dieses Vorgehen entfällt im 2D Modell, weil das Bauwerk durch die Topografie abgebildet werden kann.

Die verschiedenen Modellansätze wurden hinsichtlich Entlastungsabfluss und Geschiebedynamik mit Laborexperimenten validiert. Alle drei untersuchten Modellansätze erlauben, die Auflandung unterhalb des Entlastungsbauwerks im Hauptgerinne abzubilden. Das 2D Modell kann zusätzlich die lokale Geschiebeablagerung im Bereich des Entlastungsbauwerks und die Strömungsablenkung erfassen. Die Wechselwirkung zwischen seitlicher Entlastung und Sohlenveränderung im Gerinne sollte bei der Bemessung von seitlichen Entlastungsbauwerken berücksichtigt werden. Die Wahl des Modellansatzes zur Simulation der seitlichen Entlastung, d.h. 1D, gekoppelt 1D-2D oder 2D, hängt von der Fragestellung, den Modellanforderungen und der Datenverfügbarkeit ab.

1 Einleitung

Um das Überschwemmungsrisiko für flussabwärts gelegene Gebiete zu reduzieren, werden in der Schweiz vor allem die drei Konzepte Umleitung (z.B. Stollen, Hochwasserkorridor), Durchleitung (z.B. Ausbau der Gerinnekapazität) oder Retention verwendet (Bühlmann und Boes 2014). Seitliche Entlastungsbauwerke in Fließgewässern, wie Streichwehre oder überströmbare Dämme, sind übliche Maßnahmen, um bei größeren Hochwasserereignissen Teile des Abflusses in einen seitlichen Retentionsraum oder in einen Hochwasserkorridor zu leiten. Solche Bauwerke werden im Hochwasserschutz als Teil des Bemessungskonzepts oder für die Systemsicherheit bei Extremereignissen (Überlastfall) eingesetzt. Es gibt regulierte und unregulierte seitliche Entlastungsbauwerke, wobei in der Schweiz die meisten unreguliert sind (Bühlmann und Boes 2014).

Sobald die Wasserspiegellage die Damm- oder Wehrkrone des seitlichen Entlastungsbauwerks erreicht, kommt es zu einem seitlichen Entlastungsabfluss. Für die Bemessung der Kronenhöhe

bzw. des seitlichen Entlastungsabflusses wird in der Schweiz eine Risikobewertung basierend auf dem Schadenspotential des hochwassergefährdeten Gebietes durchgeführt (BAFU 2005). Für die Planung und Dimensionierung von seitlichen Entlastungsbauwerken ist der seitliche Entlastungsabfluss maßgebend. Durch das seitliche Entlastungsbauwerk reduziert sich der Abfluss im Hauptgerinne und damit die Geschiebetransportkapazität. Infolgedessen kann es zu einer lokalen Geschiebeablagerung und zu einer Auflandung flussabwärts des Entlastungsbauwerks kommen (Abb. 1). Der seitliche Entlastungsabfluss kann sich dabei bis um das Dreifache erhöhen (Rosier 2007), was bei der Auslegung des Überflutungsbereichs berücksichtigt werden sollte.

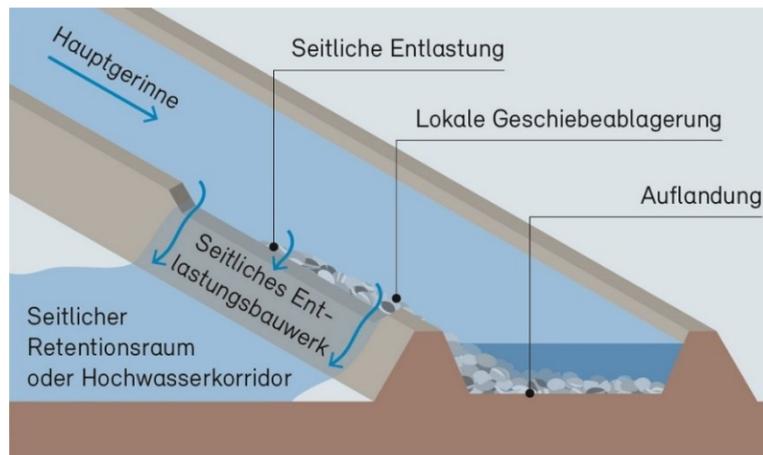


Abb. 1 Seitliches Entlastungsbauwerk mit lokaler Geschiebeablagerung und Auflandung flussabwärts. Quelle: BAFU, 2023

Gängige Bemessungsrichtlinien wie Bühlmann und Boes (2014), Giesecke et al. (2014) oder Jäggi et al. (2015), welche den seitlichen Entlastungsabfluss gemäß den Überfallformeln nach De Marchi (1934), Schmidt (1957) oder Hager (1987) berechnen, berücksichtigen die Wechselwirkung zwischen der seitlichen Entlastung und der Veränderung der Sohlenlage nicht.

Für einen seitlichen Entlastungsabflusses unter Berücksichtigung der Geschiebedynamik wurden daher systematische morphodynamische 1D, gekoppelte 1D-2D und 2D Simulationen mit der Software BASEMENT (Vetsch et al. 2018) durchgeführt und anhand von Rinnenexperimenten, welche Rosier im Labor für Wasserbau LCH der EPFL durchführte, validiert. Für die 1D resp. 1D-2D morphodynamischen Simulationen wird die Überfallformel nach De Marchi (1934) verwendet. In der Literatur werden oft verschiedene Überfallformeln mit ihren zugehörigen Überfallkoeffizienten vermischt, weshalb zuerst die gängigen Formeln für die Abschätzung des Entlastungsabflusses mit den zugehörigen Überfallkoeffizienten erläutert werden, bevor die numerischen Simulationen präsentiert werden.

2 Abschätzung des seitlichen Entlastungsabflusses

Die klassische Wehrgleichung für die Abschätzung des Abflusses geht von einem frontal angeströmten Wehr aus. Seitliche Entlastungsbauwerke werden mit einem Winkel $<90^\circ$ angeströmt. Abbildung 2 zeigt die Draufsicht und Seitenansicht mit dem Wasserspiegelverlauf entlang eines seitlichen Entlastungsbauwerks bei strömendem Abfluss, wobei alle relevanten Variablen dargestellt sind.

Die Wassertiefe entlang des Streichwehrs nimmt bei strömenden Bedingungen (Abb. 2) zu und bei schießenden ab. Daher ist die seitliche Entlastungsabfluss pro Einheitslänge bei einem schießenden Abfluss deutlich geringer als bei einem strömenden und lässt sich kaum voraussagen (Jäggi et al. 2015). Seitliche Entlastungsbauwerke werden für schießenden Abfluss nicht empfohlen (Hager 2010) und sollten daher nur in strömenden Flussabschnitten in Betracht gezogen werden, in denen die Froude-Zahl im Oberwasser $Fr_o = v_o / (g \cdot A / B_w)^{0.5} < 0.75$ (Hager 2010; Giesecke et al. 2014) ist, wobei $v_o = Q_o / A$ die über den Fließquerschnitt A gemittelte Anströmungsgeschwindigkeit ist, Q_o der Gerinneabfluss, A der Fließquerschnitt, g die Erdbeschleunigung und B_w die Gerinnebreite auf Höhe des Wasserspiegels.

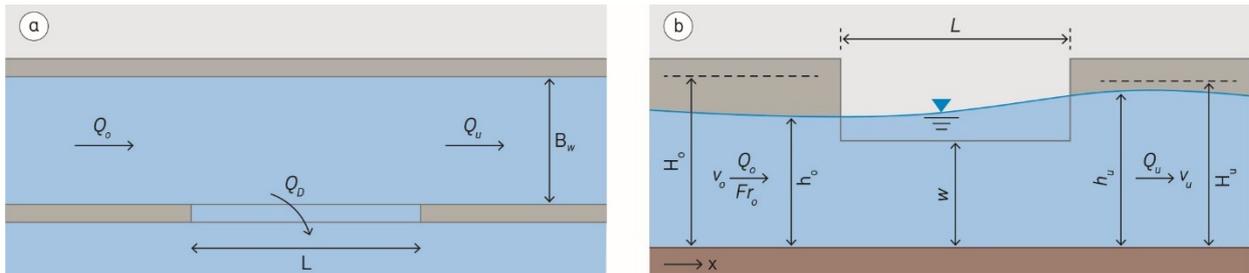


Abb. 2 (a) Draufsicht und (b) Seitenansicht eines seitlichen Entlastungsbauwerks, die den Wasserspiegel bei strömendem Abfluss zeigen. Alle Variablen sind im Haupttext definiert. Quelle: BAFU, 2023

Für die Abschätzung des Entlastungsabflusses bei seitlichen Entlastungsbauwerken wird nachfolgend auf die semi-empirischen Überfallformeln nach De Marchi (1934) und Schmidt (1957) eingegangen.

2.1 Formel nach De Marchi

Für die Berechnung des seitlichen Entlastungsabflusses in einem rechteckigen, horizontalen Kanal mit einem scharfkantigen Wehr schlug De Marchi (1934) folgende Gleichung vor

$$\frac{dQ_D}{dx} = \frac{2}{3} \cdot C_M \cdot \sqrt{2g} \cdot (h_w - w)^{3/2}, \quad [1]$$

wobei dQ_D/dx die Abflussänderung entlang des seitlichen Entlastungsbauwerks [$m^3/(m \cdot s)$], C_M der seitliche Überfallkoeffizient nach De Marchi (1934) [-], Q_D der seitliche Entlastungsabfluss [m^3/s], $h_w = h_w(x)$ die Abflusstiefe entlang des seitlichen Entlastungsbauwerks [m], w die Wehrkronenhöhe [m] und g die Erdbeschleunigung [m/s^2] ist. Der Ansatz von De Marchi berücksichtigt kein Energieverlust entlang des seitlichen Entlastungsbauwerks.

Oft sind der Oberwasserabfluss Q_o , der Unterwasserabfluss Q_u und die Strömungsverhältnisse im Unterwasser (Unterwasser-Geschwindigkeit v_u , Wassertiefe h_u , Energiehöhe H_u und Gerinnebreite B) bekannt. Unter der Annahme, dass entlang des seitlichen Entlastungsbauwerks kein Energieverlust auftritt, können die Strömungsverhältnisse im Oberwasser (Oberwasser-Geschwindigkeit v_o , Wassertiefe h_o und Energiehöhe H_o) mit Hilfe der Bernoulli-Gleichung berechnet werden. Di Bacco und Scorzini (2019) schlugen die folgende Gleichung vor, um die erforderliche Länge des seitlichen Entlastungsbauwerks L zur Verminderung von Q_o auf Q_u zu berechnen:

$$L = \frac{3B}{2C_M} \cdot (\Phi_u - \Phi_o) \quad [2]$$

wobei

$$\Phi_i = \frac{2H_i - 3w}{H_i - w} \cdot \sqrt{\frac{H_i - h_i}{h_i - w}} - 3 \cdot \arcsin\left(\frac{H_i - h_i}{h_i - w}\right) \text{ und } i = o, u \quad [3]$$

Für die Bestimmung des seitlichen Überfallkoeffizienten C_M existieren in der Literatur einige Ansätze, wobei viele in einem rechteckigen Laborkanal für ein scharfkantiges Wehr hergeleitet wurden. Subramanyana und Awasthy (1972) (Gleichung 4) und Hager (1987) (Gleichung 5) werden für ein scharfkantiges Wehr im Rechteck- oder Trapezkanal bei strömenden Bedingungen empfohlen (Rosier, 2007 and Jäggi, 2015). Weniger Literatur gibt es für breitkronige (e.g. Ranga Raju 1979), rundkronige (e.g. Izadinia and Heidarpour, 2016) und dachförmige Seitenwehre.

$$\text{Subramanyana und Awasthy (1972): } C_M = 0.611 \sqrt{1 - \frac{3F_o^2}{2+F_o^2}} \quad [4]$$

$$\text{Hager (1987) (vereinfacht): } C_M = 0.728 \sqrt{\frac{2+Fr_o^2}{2+3Fr_o^2}} \quad [5]$$

2.2 Formel nach Schmidt

Gemäß Schmidt (1957) kann der seitliche Entlastungsabfluss Q_D anhand der mittleren Abflusstiefe $h_m = (h_o + h_u)/2$ entlang des Seitenwehrs $dx = L$ mit

$$Q_D = \frac{2}{3} \cdot C_S \cdot \sqrt{2g} \cdot (h_m - w)^{3/2} \cdot L, \quad [6]$$

berechnet werden, wobei C_S der seitliche Überfallkoeffizient nach Schmidt (1957) [-] ist. Im Gegensatz zu De Marchi (1934) berücksichtigt Schmidt (1957) die Energieverlust entlang des seitlichen Entlastungsbauwerks (siehe dazu Bollrich, 2013). Der Überfallkoeffizient nach Schmidt (1957) C_S ist eine Kombination aus dem Überfallkoeffizienten des frontal angeströmten Wehrs μ , welchen die Geometrie der Wehrkrone berücksichtigt, und dem Koeffizienten δ , welcher die seitliche Anströmung miteinbezieht: $C_S = \delta \cdot \mu$. Der Überfallkoeffizient μ wird anhand von Literaturwerten für frontal angeströmte Wehre bestimmt (z.B. Bollrich, 2013). Der Koeffizient δ muss jedoch abgeschätzt werden, wobei Schmidt (1957) einen Wert von $\delta = 0.95$ vorschlägt.

2.3 Verwendung der Formeln

Bei der Abschätzung des seitlichen Entlastungsabflusses ist die Wahl des Überfallkoeffizienten wichtig. Di Bacco und Scorzini (2019) zeigen auf, dass es falsch ist, Überfallkoeffizienten von verschiedenen Formeln zu mischen, z.B. Schmidt 1957 (C_S, h_m) vs. De Marchi 1934 ($C_M, h_w(x)$).

Die beschriebenen Formeln berücksichtigen die Veränderung der Sohlenlage nicht. Nichtsdestotrotz ist die Anwendung nützlich z.B. in Fließgewässern, wo es aufgrund von fehlendem Geschiebe zu keinen Auflandungen kommen kann oder für eine grobe Abschätzung von Entlastungsabflüssen. Des Weiteren basiert der seitliche Entlastungsabfluss der hydro- und morphodynamischen 1D und 1D-2D Modelle in BASEMENT auf der Formel nach De Marchi, weshalb bei diesen Modellen der seitliche Überfallkoeffizient nach De Marchi C_M bestimmt werden muss. Eine detaillierte Abschätzung der Sohlenveränderungen und des Entlastungsabflusses wird für die Planung von seitlichen Entlastungsbauwerken empfohlen und deshalb in den folgenden Kapiteln näher betrachtet.

3 Numerische Modellierung seitlicher Entlastungsbauwerke

3.1 Modellansätze

Um die Auswirkungen der Auflandungsdynamik auf den seitlichen Entlastungsabfluss zu beurteilen, wurden mit der Software BASEMENT (Version 2.8.2) verschiedene numerische Modellansätze evaluiert. BASEMENT ist eine Freeware zur Simulation der Hydro- und Morphodynamik von Fließgewässern (www.basement.ethz.ch), die an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich entwickelt wurde. Bei dieser Evaluation wurden mehrere hydrodynamische (fixierte Flusssohle, kein Geschiebetransport) und morphodynamische Simulationen mit den verschiedenen Modellansätzen durchgeführt und die Ergebnisse mit beobachteten experimentellen Daten von Rosier (2007) verglichen. Insbesondere wurden trapezförmige und rechteckige Kanäle mit Streichwehren simuliert. Vier verschiedene numerische Modellansätze wurden getestet, von denen drei ausgewählt wurden (Abb. 3):

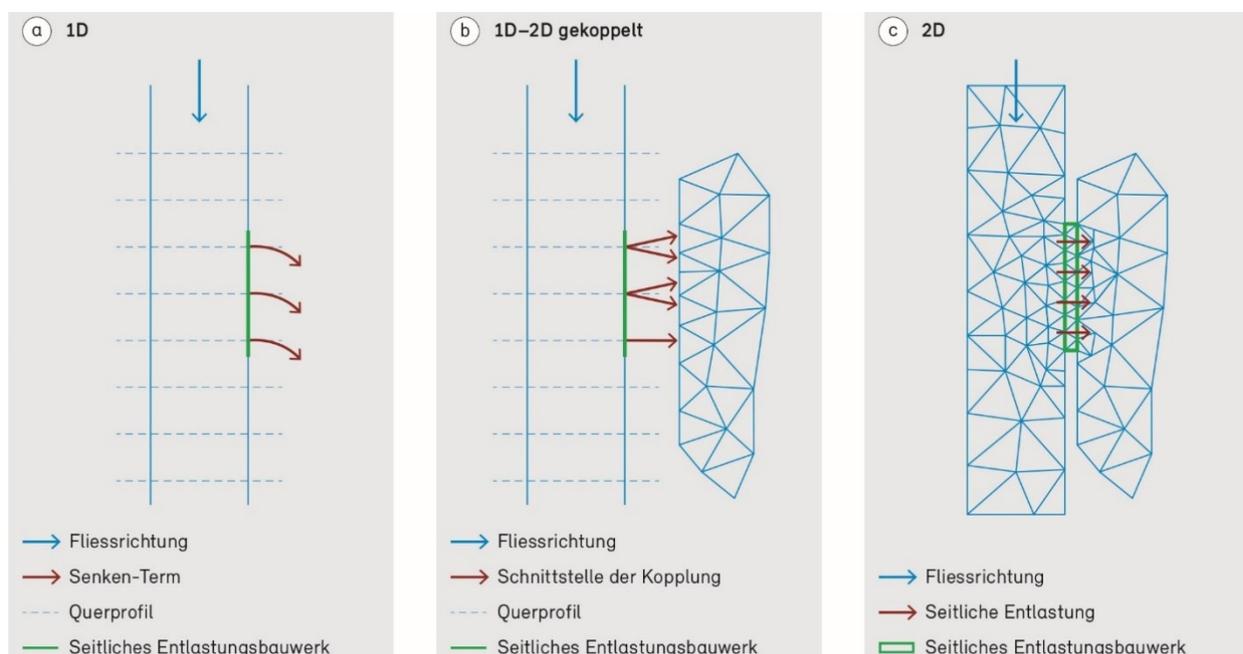


Abb. 3 Ansätze, die in der Software BASEMENT zur Simulation des Abflusses über ein seitliches Entlastungsbauwerk verwendet werden können: (a) 1D, (b) gekoppelter 1D-2D und (c) 2D Ansatz. Quelle: BAFU, 2023

- (a) 1D: Die seitliche Entlastung über ein Streichwehr wird im 1D Modell mit einer Reduktion des Abflusses durch spezifische Senken-Terme (Gl. 1) an jedem Querprofil entlang des Wehrs berücksichtigt. Für die einzelnen Senken-Terme müssen spezifische C_M -Werte definiert werden. Die Reduktion des Strömungsimpulses aufgrund des seitlichen Entlastungsabflusses wird in BASEMENT berücksichtigt.
- (b) 1D-2D gekoppelt: Die laterale Kopplung umfasst ein 1D Gerinne und einen 2D Überflutungsbereich. Der seitliche Entlastungsabfluss wird mit Hilfe von Gl. 1 berechnet; zudem muss ein spezifischer C_M -Wert definiert werden. Die Reduktion des Strömungsimpulses aufgrund des seitlichen Entlastungsabflusses wird in BASEMENT berücksichtigt.
- (c) 2D: Die Geometrie des Streichwehrs und die Topografie des Überflutungsbereichs werden modelliert. C_M muss für diese Simulation nicht spezifiziert werden.

Beispiele für diese Ansätze sind auf der BASEMENT-Webseite zu finden (www.basement.ethz.ch > Download > Test cases).

3.2 Vergleich der Modellansätze

Die drei unterschiedlichen Modellansätze liefern alle gute hydro- und morphodynamische Resultate. Je nach Anwendung und Detailgrad gibt es jedoch deutliche Unterschiede.

3.2.1 Hydrodynamische Simulationen

Liegen wenige topografische Daten vor und ist eine kurze Rechenzeit erforderlich, eignen sich 1D oder gekoppelte 1D-2D Modelle. Jedoch zeigen diese beiden Modelltypen keine Strömungsablenkung im Hauptgerinne und im Überflutungsbereich. Gekoppelte 1D-2D Modelle können von Vorteil sein, wenn das Strömungsfeld im Überflutungsbereich von Bedeutung ist. Was den Entlastungsabfluss betrifft, so ist der seitliche Überfallkoeffizient C_M der empfindlichste Parameter in diesen beiden Modellen, und eine entsprechende Sensitivitätsanalyse wird empfohlen. Gute Ergebnisse für rechteckige Gerinne mit scharfkantigem Wehr und für trapezförmige Gerinne mit dachförmigem Wehr können mit dem seitlichen Überfallkoeffizient von Hager (1987) (Gl. 5) erzielt werden. Tabelle 1 zeigt für die hydrodynamischen Simulationen einen Vergleich der 1D und der gekoppelten 1D-2D Simulationen mit der 2D Simulation, bei der kein C_M -Wert benötigt wird. Für das 2D Modell muss die Topografie angegeben und die Rauheit der Wehrkrone spezifiziert werden. Der seitliche Entlastungsabfluss reagiert weniger empfindlich auf die Rauheit als das 1D oder das gekoppelte 1D-2D Modell auf den seitlichen Überfallkoeffizienten C_M . Das 2D Modell gibt die Strömungsablenkung im Hauptgerinne und im Überflutungsbereich an und ist am flexibelsten. Hingegen wird im 2D Modell bei der Überströmung eine hydrostatische Druckverteilung angenommen, die so nicht vorliegt. Rosier (2007) hat keine hydrodynamischen Experimente durchgeführt, womit die hydrodynamischen Simulationen kalibriert werden konnten (Tab. 1).

Tab. 1 Vergleich des Entlastungsabflusses (Q_D in [l s^{-1}]) zwischen den hydro- und morphodynamischen Simulationen und dem physikalischen Experiment B02 von Rosier (2007). Das rechteckige Gerinne hat folgende Abmessungen: Breite = 1.5 m, Sohlengefälle = 0.2 %, Länge des seitlichen Entlastungsbauwerks $L = 3$ m, Wehrhöhe $w = 10$ cm, konstanter Abfluss $Q_o = 181 \text{ l s}^{-1}$.

	Hydro-dynamisch	Morpho-dynamisch	Morphodynamisch (mit Sohlsicherung)
Physikalisches Experiment von Rosier (2007)	-	52	-
1D Modell ($C_M = 0.6$ für alle 11 Senken-Terme)	33	48	43
Gekoppeltes 1D-2D Modell ($C_M = 0.6$)	33	47	43
2D Modell	32	42	40

3.2.2 Auswirkungen der Morphodynamik

Die Auflandung flussabwärts des Streichwehrs und der daraus resultierende höhere seitliche Entlastungsabfluss lassen sich mit allen drei Modellansätzen simulieren. Die räumliche Ausdehnung der lokalen Geschiebeablagerung im Bereich des Streichwehrs kann allerdings nur mit dem 2D Modell (Abb. 4) und nicht mit einem 1D Modell oder 1D-2D Modell erfasst werden.

Der Entlastungsabfluss (Tab. 1), die Auflandung (lokale Geschiebeablagerung am Ende des seitlichen Entlastungsbauwerks von 10 cm im 2D Modell und Rosier (2007)) sowie die Geometrie und Lage der lokalen Geschiebeablagerung, die im morphodynamischen 2D Modell berechnet wurden, stimmen gut mit den Ergebnissen der physikalischen Experimente von Rosier (2007) überein.

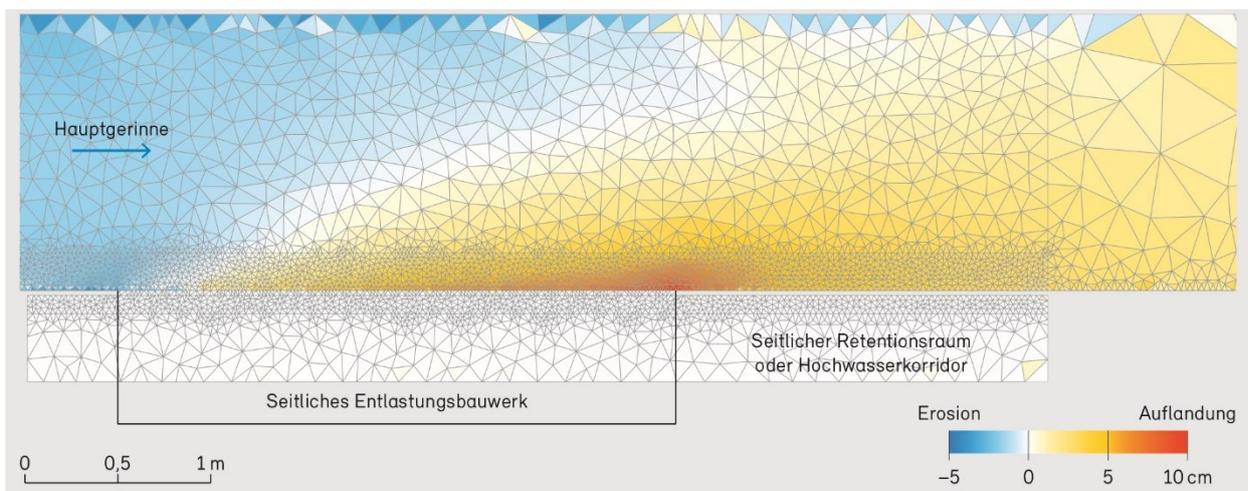


Abb. 4 Lokale Geschiebeablagerung entlang des Entlastungsbauwerks und Auflandung flussabwärts im Hauptgerinne (2D Modell des Versuchs B02 von Rosier (2007), seitliches Entlastungsbauwerk $L = 3$ m). Quelle: BAFU, 2023

Tabelle 1 vergleicht den Entlastungsabfluss für die hydro- und morphodynamischen Simulationen sowie das physikalische Experiment von Rosier (2007). Der Entlastungsabfluss ist in den morphodynamischen Simulationen, in denen die Geschiebeablagerung berücksichtigt wird, deutlich grösser. Mit einem rein hydrodynamischen Modell wird der Entlastungsabfluss unterschätzt, was zu einer Unterdimensionierung des Retentionsraums oder des Hochwasserkorridors führen kann.

Die Wasserspiegel- und die Sohlenlage für die hydrodynamische Simulation und für die morphodynamischen Simulationen mit und ohne Sohlsicherung sind in Abbildung 5 für den 1D Modellansatz dargestellt. Mit dem 1D-2D und 2D Modellansatz werden die gleichen Ergebnisse erzielt. Stromabwärts des Streichwehrs kann sich eine beträchtliche Menge an Sedimenten ablagern und folglich die Querschnittsfläche verringern (Abb. 5b). Unterhalb des Streichwehrs ist weniger Wasser im Gerinne, so dass es zu keinem Anstieg des Wasserspiegels kommt (Abb. 5). Aufgrund der Staukurve vor der seitlichen Entlastung (Abb. 5a) wird eine Sicherung der Sohle empfohlen (Tab. 1 und Abb. 5c). Die Auflandung im Hauptgerinne und die lokale Geschiebeablagerung im Bereich des Streichwehrs nehmen mit zunehmender Länge des seitlichen Entlastungsbauwerks zu.

Im Gegensatz zur Auflandung im Hauptgerinne und der lokalen Geschiebeablagerung im Bereich des Streichwehrs reagiert der seitliche Entlastungsabfluss rasch auf Abflussänderungen. Die

Analyse mit einer kurzen Hochwasserganglinie zeigt im Vergleich zu einer Simulation mit einer langen Hochwasserganglinie weniger Auflandungen im Hauptgerinne, weniger lokale Geschiebeablagerungen im Bereich des Streichwehrs und einen geringeren Entlastungsabfluss. Während des abfallenden Asts der Hochwasserganglinie werden die Auflandungen im Hauptgerinne und die lokalen Geschiebeablagerungen im Bereich des Streichwehrs wieder vollständig abgetragen und die vor dem Hochwasser vorhandene Sohlenlage wird wiederhergestellt.

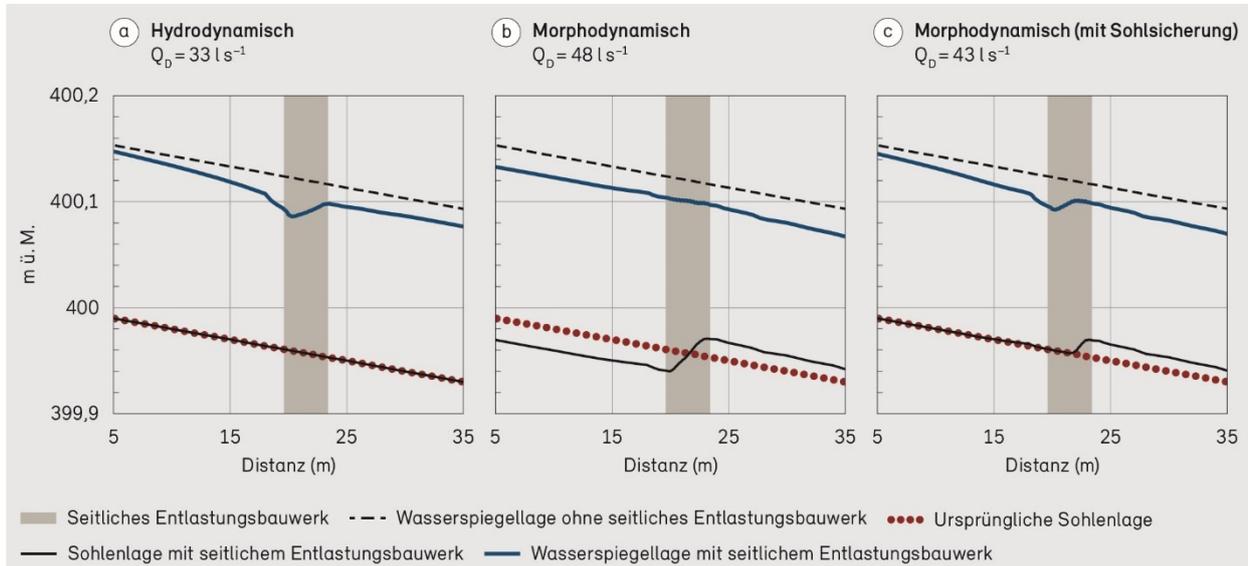


Abb. 5 Wasserspiegel- und Sohlenlage für den 1D Modellansatz, für (a) hydrodynamische, (b) morphodynamische und (c) morphodynamische (mit Sohlsicherung) Simulationen. Die Gerinnegeometrie ist in der Überschrift der Tabelle 1 beschrieben. Quelle: BAFU, 2023

4 Empfehlungen für praktische Anwendungen

Die semi-empirischen Formeln (Gl. 1 und 6) können für eine grobe Abschätzung des Entlastungsabflusses verwendet werden, sind aber auf stationäre Strömungsbedingungen beschränkt und berücksichtigen keine Sohlenveränderungen im Hauptgerinne. Die vorgestellten numerischen Modelle simulieren im Allgemeinen instationäre hydrodynamische Strömungen, wie etwa bei Hochwasserereignissen unter Berücksichtigung der Verminderung des Abflusses aufgrund der seitlichen Entlastung. Alle drei vorgestellten Modelltypen (1D, 1D-2D gekoppelt und 2D) zeigen eine Auflandung stromabwärts des Entlastungsbauwerks, wodurch der Entlastungsabfluss zunimmt, was wiederum bei der Bemessung des Retentionsraums oder des Hochwasserkorridors zu berücksichtigen ist. Der seitliche Überfallkoeffizient C_M in den 1D und den gekoppelten 1D-2D Modellansätzen ist mit Unsicherheiten behaftet, während mit dem von Hager (1987) vorgeschlagenen vereinfachten Ansatz (Gl. 5) gute Ergebnisse erzielt werden können. In einem 2D Modell wird C_M obsolet und zusätzlich zur Gerinneströmung kann auch die Strömung im Überflutungsbereich simuliert werden. Nur 2D Modelle erfassen die lokale Geschiebeablagerung im Bereich des Streichwehrs, weshalb sie sich am besten für die Simulation von Sohlenveränderungen im Bereich von Entlastungsbauwerken eignen.

Zur Bemessung von seitlichen Entlastungsbauwerken in Fließgewässern mit Geschiebetransport werden morphodynamische Simulationen empfohlen. Die Wahl des geeigneten Modellansatzes zur Simulation der seitlichen Entlastung, d.h. 1D, 1D-2D gekoppelt oder 2D, hängt von der jeweiligen Aufgabenstellung und der Datenverfügbarkeit ab.

Literatur

- BAFU (Hrsg.) (2023). Lebensraum Gewässer – Sedimentdynamik und Vernetzung. Praxisorientierte Forschung im Bereich Wasserbau und Ökologie. Bundesamt für Umwelt, Bern. Umwelt-Wissen Nr. 2302-d: 98 S. (wird demnächst publiziert)
- BAFU (Hrsg.) (2005). Empfehlung. Raumplanung und Naturgefahren. Vollzug Umwelt, VU-7516-E, BAFU, Bern: 50 S.
- Bollrich G. (2013). Technische Hydromechanik 1: Grundlagen (7th Edition). Beuth Verlag GmbH, Berlin. ISBN: 9783410291695
- Bühlmann M., Boes R.M. (2014). Lateral flood discharge at rivers: concepts and challenges. In: Schleiss A.J., De Cesare G., Franca M.J., Pfister M. (Eds). River Flow 2014: Proceedings of the 7th International Conference on Fluvial Hydraulics. Lausanne, Switzerland, 3–5 September 2014. CRC Press, London: 1799–1806. ISBN: 9781138026742
- De Marchi G. (1934). Saggio di teoria de funzionamento degli stramazzi laterali. L'Energia Elettrica, 11(11): 849–860.
- Di Bacco M., Scorzini A.R. (2019). Are we correctly using discharge coefficients for side weirs? Insights from a numerical investigation. Water, 11(12): 2585. DOI: 10.3390/w11122585
- Giesecke J., Heimerl S., Mosonyi E. (2014). Wasserkraftanlagen. Planung, Bau und Betrieb (6th Edition). Springer-Verlag, Berlin: 940 pp. DOI: 10.1007/978-3-662-10859-8
- Hager W.H. (1987). Lateral outflow over side weirs. Journal of Hydraulic Engineering, 113(4): 491–504. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1987)113:4(491)
- Hager W.H. (2010). Wastewater Hydraulics, Theory and Practice (2. Auflage). Springer, Heidelberg: 660 S. DOI: 10.1007/978-3-642-11383-3
- Izadinia, E. and Heidarpour M. (2016). Discharge coefficient of a circular-crested side weir in rectangular channels. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 142(6). DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0001025
- Jäggi M., Boes R., Bühlmann M., Dähler M., Huber A., Kaspar H., Schluh M., Weiss H., Stocker S., Weitbrecht V., Schmockler L. (2015). Positionspapier zu seitlichen Hochwasserentlastungen an Flüssen. Kommission für Hochwasserschutz des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes (KOHS). Wasser Energie Luft, 107(4): 293–295. ISSN: 0377-905X
- Ranga Raju, K. G., Prasad, B. and Gupta, S. K. (1979). Side weir in rectangular channel. Journal of the Hydraulics Division, 105(5): 547-554
- Rosier B. (2007). Interaction of side weir overflow with bed-load transport and bed morphology in a channel. PhD dissertation, EPFL, Lausanne.
- Schmidt, M. (1957). Gerinnehydraulik. Bauverlag GmbH, Wiesbaden.
- Subramanya, K. und Awasthy, S. C. (1972). Spatially varied flow over side-weirs. Journal of the Hydraulics Division, 98(1): 1-10
- Vetsch D., Siviglia A., Caponi F., Ehrbar D., Gerke E., Kammerer S., Koch A., Peter S., Vanzo D., Vonwiller L., Facchini M., Gerber M., Volz C., Farshi D., Mueller R., Rousselot P., Veprek R., Faeh R. (2018). System Manuals of BASEMENT, Version 2.8. Laboratory of Hydraulics, Glaciology and Hydrology (VAW). ETH Zurich.

Anschrift der Verfasser

Seline Frei, Prof. Dr. Robert Boes, Dr. David Vetsch
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich
CH-8093 Zürich
frei@vaw.baug.ethz.ch

Hybride Modellierung der Donau im Bereich Donauwörth

Jakob Siedersleben, Stefan Jocham, Arnd Hartlieb und Markus Aufleger

Zusammenfassung

An der Gewässersohle der Donau im Stadtgebiet Donauwörth treten fortschreitende Eintiefungen aufgrund mehrerer oberstromiger Staustufen auf, die den Geschiebetransport behindern. Zusätzlich verschärfen alte Brückenfundamente, Mündungen von Flutmulden und die Einengung der Donau dieses Problem. Die quartäre Kiesauflage im Flussbett wurde dadurch lokal schon abgetragen und die darunterliegende erosionsanfällige tertiäre Schicht aus steifem bis halbfestem Ton wurde freigelegt. Aus diesem Grund ist es zwingend notwendig, Maßnahmen zur Sohlstabilisierung zu treffen, da sonst die Sohleintiefung weiter voranschreitet und die Sicherheit der umliegenden Infrastruktur gefährdet ist.

Zur Verhinderung weiterer Erosionen ist die Implementierung eines Offenen Deckwerks im Stadtgebiet geplant. Die Konzeption sieht einen hybriden Modellierungsansatz bestehend aus physikalischer und numerischer Modellierung vor. Im ersten Schritt werden nötige Randbedingungen für das physikalische Modell numerisch berechnet. Im zweiten Schritt werden die Stabilität und die Wasserspiegellagen im physikalischen Modellversuch untersucht. Das physikalische Modell mit einem Maßstab von 1:30 bildet das Offene Deckwerk mitsamt den Mündungen der Flutmulden ab. Das Offene Deckwerk wird mit einem Korndurchmesser von $d = 193 \text{ mm}$ und einer Bedeckung von $14,4 \text{ Steinen/m}^2$ dimensioniert (Naturmaße). Diese Dimensionierung gewährleistet die Stabilität des Offenen Deckwerks bis zu einem $HQ_{100} + 15\%$ Klimaaufschlag. Außerdem führen die erhöhte Sohle und Rauheit zu erhöhten Wasserspiegellagen bis zu 10 cm .

Die Ergebnisse aus dem physikalischen Modellversuch werden wiederum für die Kalibrierung des zweiten numerischen Modells verwendet. Die hydraulischen Berechnungen zeigen erhöhte Wasserspiegellagen im gesamten Stadtgebiet von bis zu 10 cm sowie neue Überflutungsflächen infolge des Offenen Deckwerks. Eine Prognoserechnung über einen Zeitraum von 30 Jahren zeigt, dass der Bereich oberstrom des Offenen Deckwerks weitestgehend stabil bleibt, d.h. keine weitere Eintiefung auftritt. Dies liegt neben dem Offenen Deckwerk auch an der stabilisierenden Wirkung alter Brückenfundamente im Bereich der Brücke an der Augsburgers Straße. Unterstrom des Offenen Deckwerks kommt es zu deutlichen Eintiefungen bis zu $1,5 \text{ m}$ vor allem am Übergangsbereich zur unveränderten Sohle.

1 Einleitung

Die Donau bei Donauwörth ist wie viele andere große europäischen Flüsse aufgrund zahlreicher Querbauwerke und Flussbegradigungen einer deutlichen Eintiefungstendenz ausgesetzt (iksd, 2006). Das Untersuchungsgebiet erstreckt sich von Fkm 2512,0 – 2508,0 und wird in Abb. 1 gezeigt. Besonders betroffen ist der Abschnitt zwischen der Brücke an der Augsburgers Straße im Ortskern und der Brücke B2. Alte Brückenfundamente etwa 150 m unterstrom der Brücke an der Augsburgers Straße wirken sich zwar stabilisierend auf den oberstromigen Bereich aus, verursachen allerdings Kolke, die die Eintiefungstendenz im unterstromigen Bereich beschleunigen. Des Weiteren münden zwischen Fkm 2509,0 und 2508,6 zwei Flutmulden und die Zusam bzw. eine weitere Flutmulde in die Donau. Die daraus resultierende dreidimensionale Strömungssituation lässt möglicherweise Erosionen im Böschungsbereich und an der Sohle erwarten. Gemäß

Vermessungen, die seit 1985 in regelmäßigen Zeiträumen stattfinden, hat sich die Sohle bis 2020 lokal bis zu 2,5 m eingetieft. Zusätzlich wurde im Talweg bereichsweise die quartäre Kiesauflage abgetragen und der erosionsanfällige tertiäre Untergrund bestehend aus steifem bis halbfestem Ton freigelegt. Aufgrund der Möglichkeit eines Sohldurchschlags und der daraus resultierenden schwer prognostizierbaren Eintiefung besteht dringender Handlungsbedarf für den Schutz der umliegenden Infrastruktur. Da eine punktuelle Sohlstützung wegen der lokalen Anhebung des Wasserstands im Stadtgebiet nicht in Betracht kommt, wurde ein Offenes Deckwerk als mögliche Maßnahme zur flächenhaften Sohlstabilisierung ausgewählt. Die Wirkung des Offenen Deckwerks auf die Sohlstabilität und die Wasserspiegellagen im gesamten Untersuchungsgebiet wurden mit einem hybriden Modellierungsansatz bestehend aus physikalischer und numerischer Modellierung analysiert.

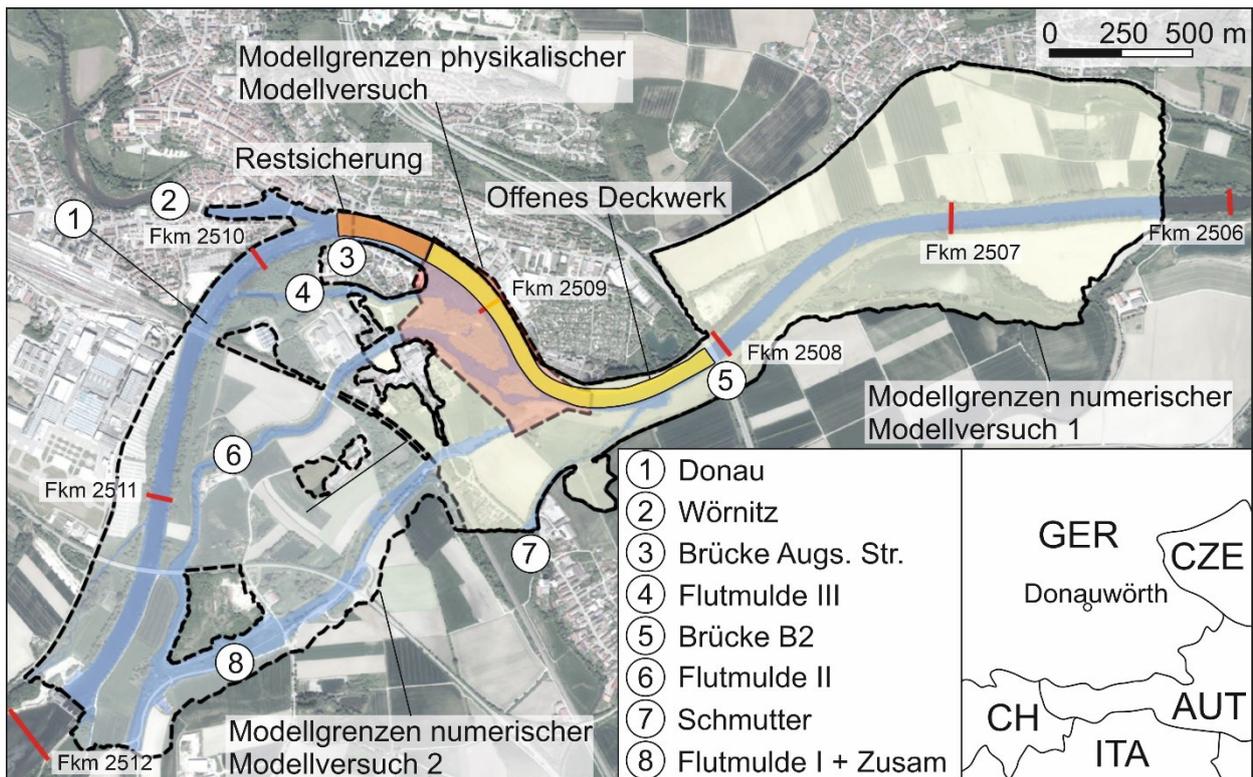


Abb. 1 Überblick über das Projektgebiet

2 Hybride Modellierung

2.1 Konzept

Für das Konzept der hybriden Modellierung wird zunächst das Untersuchungsgebiet als numerisches Modell abgebildet. Im numerischen Modell 1 werden die hydraulischen Zulauf- und Auslaufbedingungen für die verschiedenen Lastfälle ermittelt. Zusätzlich werden die mittleren Geschwindigkeiten berechnet, die für die Dimensionierung des Offenen Deckwerks maßgeblich sind. Anschließend kann mit diesen Größen das physikalische Modell kalibriert werden. Das Offene Deckwerk wird nach den Bemessungsregeln von Hartlieb (1999) in das physikalische Modell eingebaut. Anschließend können die Erosionssicherheit überprüft und die veränderten Wasserspiegellagen durch das Offene Deckwerk ermittelt werden. Durch die Implementierung der neuen Wasserstände in das numerische Modell 2 werden die veränderten Rauheiten sowie der hydraulische und morphodynamische Einfluss des Deckwerks auf den ober- und unterstomigen

Bereich festgestellt. Zusätzlich werden noch die veränderten Wasserspiegellagen im Hochwasserfall untersucht. Um eine bestmögliche Vergleichbarkeit gewährleisten zu können, wird für alle Modelle als Bezugszustand die Geometrie gemäß einer hochauflösenden Airborne Laser Bathymetry (ALB) Vermessung vom Januar 2020 verwendet. Der enge Austausch zwischen physikalischer und numerischer Modellierung erlaubt eine vergleichende Beurteilung der ermittelten Größen und erhöht dadurch die Belastbarkeit der Ergebnisse erheblich. Abb. 2 zeigt schematisch das Konzept der hybriden Modellierung.

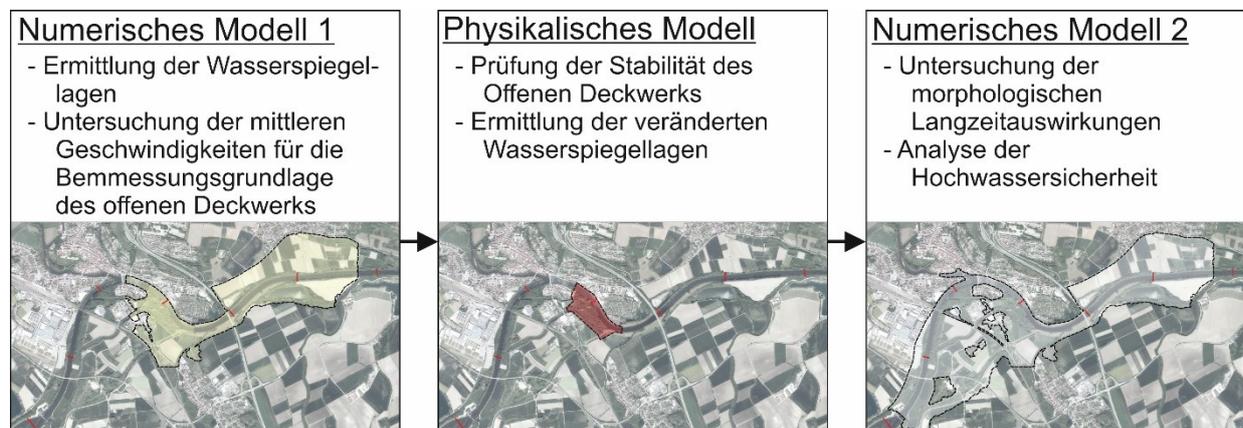


Abb. 2 Konzept des hybriden Modellierungsansatzes

2.2 Numerische Modelle

2.2.1 Allgemeines

Für die numerische Modellierung wurde die Software Hydro_AS-2D 4.4.0 verwendet (Nujic, 2020). Die Software löst die Flachwassergleichungen mit einer räumlichen Diskretisierung gemäß der finiten Volumen Methode. Die Geometrie wird mit Drei- und Viereckselementen angenähert. Für die Netzerstellung, Programmbedienung sowie die Datenvisualisierung wurden SMS 13.1.14 (Surface-water Modeling System) und QGIS 3.22.4 verwendet.

2.2.1 Numerisches Modell 1

Das numerische Modell 1 dient hydraulischen Voruntersuchungen und liefert Fließgeschwindigkeiten für die Dimensionierung des Offenen Deckwerks. Zudem werden noch Wasserspiegellagen analysiert, die als Randbedingung in der physikalischen Modellierung benötigt werden. Das Modell bildet die Donau von Fkm 2509,6 bis Fkm 2506,2 ab. Die genauen Modellgrenzen können aus Abb. 1 entnommen werden. Diese Modellabdeckung erlaubt eine genaue Ermittlung der zu prognostizierenden Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten. Das Modell wird von fünf Zulauf- randbedingungen gespeist: Donau, Flutmulde I + Zusam, Flutmulde II, Flutmulde III und Schmutter. Auslaufrandbedingungen wurden am unterstromigen Ende sowie im Bereich der Schmutter gesetzt. Die Stricklerwerte wurden aus der hydraulischen Modellierung von Siedersleben et al. (2021) übernommen und mit $37 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ von Fkm 2509,6 bis 2508,2 und mit $36 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ von Fkm 2508,2 bis 2506.2 festgelegt. Die untersuchten Lastfälle entsprechen einem BHQ (HQ100 + 15% Klimaaufschlag) und dem eines HQ10. Die genauen Zulaufaufteilungen, die anschließend im physikalischen Modell übernommen wurden, sind in Tab. 1 aufgelistet. Die Auslaufrandbedingungen wurden mit einem Energieliniengefälle zwischen 0,1 ‰ und 0,5 ‰ abgebildet.

Tab. 1 Zulauf- randbedingungen und Abflusswert am Pegel Donauwörth für die verschiedenen Lastfälle

Lastfall	Donau [m ³ /s]	Flutmul. I + Zusam [m ³ /s]	Flutmul. II [m ³ /s]	Flutmul. III [m ³ /s]	Schmutter [m ³ /s]	Pegel DW [m ³ /s]
HQ10	858	38	80	48	11	1035
BHQ	1076	105	159	79	55	1474

2.2.2 Numerisches Modell 2

Das zweite numerische Modell umfasst das gesamte Untersuchungsgebiet beginnend bei der Staustufe bei Fkm 2512,0 bis Fkm 2506,3. Im Gegensatz zur hydraulischen Modellierung des Modells 1 berücksichtigt dieses Modell zusätzlich die Morphodynamik. Folglich können langjährige Entwicklungen der Sohle sowie der Einfluss des Offenen Deckwerks abgeschätzt werden. Die morphodynamische Kalibrierung einschließlich der Rauheitsbeiwerte wurden von Siedersleben et al. (2021) übernommen. Die Abflüsse an den Zuläufen entsprechen den Ganglinien von 1990 bis 2020 und werden in die Zukunft extrapoliert, also von „2020“ bis „2050“. Die Ganglinien können aus Abb. 3 entnommen werden. Es wurden allerdings nur Abflüsse mit Geschiebetrieb modelliert, wodurch sich der Simulationszeitraum von 30 Jahre auf 275 Tage reduziert. Als Grenzwert wurde ein Durchfluss von 500 m³/s am Pegel Donauwörth definiert. Zudem wird davon ausgegangen, dass es zu keinen Geschiebeeintrag ins Modell kommt, da eine relevante Geschiebedurchgängigkeit an der Staustufe Donauwörth nicht gewährleistet ist.

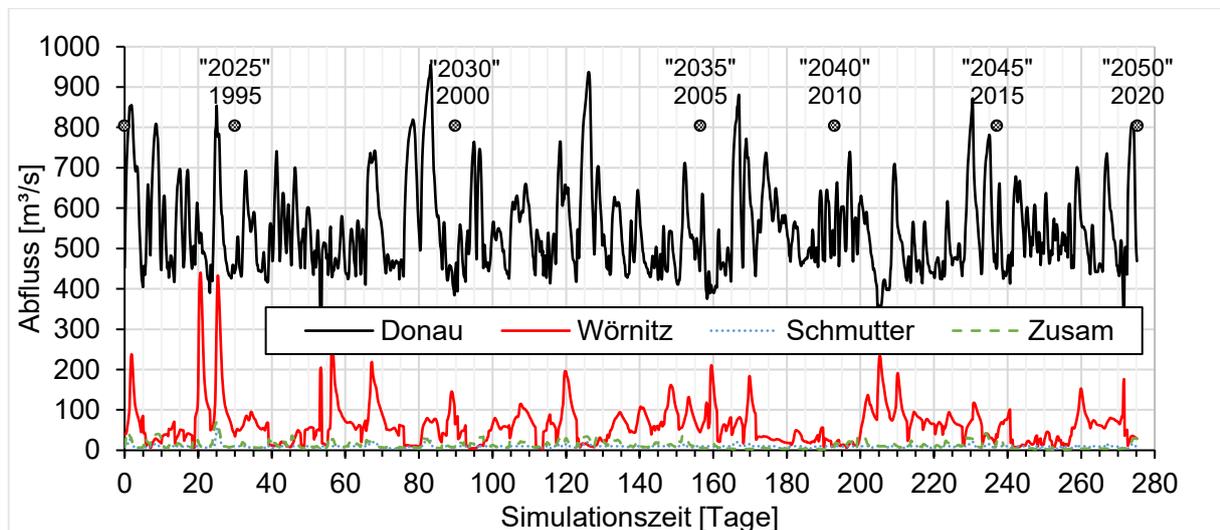


Abb. 3 Abflussganglinien der morphodynamischen Modellierung

2.3 Physikalisches Modell

2.3.1 Modellgesetz und Maßstab

Die Strömungssituationen und Transportvorgänge im Modell werden von Trägheitskräften sowie der Schwerkraft dominiert, weshalb das Modellgesetz von Froude angewendet wurde. Die gewählte geometrische Maßstabszahl beträgt $M_L = 30$, woraus sich die in Tab. 2 aufgelisteten Maßstabszahlen für die relevanten Größen ergeben. Die Nettolänge des Modells beträgt 26 m, zu der noch Zu- und Ablaufstrecken hinzukommen. Der maximal darzustellende Hochwasserabfluss von etwa $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ wird mit einem Modellabfluss von etwa 300 l/s simuliert.

Tab. 2 Maßstabszahlen relevanter Größen im physikalischen Modell

Länge, Korndurchmesser	$M_L = 30$
Zeit	$M_t = M_L^{1/2} = 5,477$
Geschwindigkeit	$M_v = M_L^{1/2} = 5,477$
Abfluss	$M_Q = M_L^{5/2} = 4930$

2.3.2 Modellumgriff und Lastfälle

Die Modellgrenzen können dem rot eingefärbten Bereich aus Abb. 1 entnommen werden. Die Donau ist über 770 m, von Fkm 2509,27 bis Fkm 2508,50 abgebildet. Um die Einmündungen der Flutmulden und der Zusam realistisch darzustellen, sind die Vorländer am orographisch rechten Ufer großzügig im Modell enthalten. Die untersuchten Lastfälle entsprechen den in Tab. 1 aufgeführten Hochwasserereignissen, wobei das BHQ sowohl ohne (V1) als auch mit (V2) Offenem Deckwerk untersucht wurde. Das HQ10 wurde nur mit Offenem Deckwerk (V3) untersucht.

2.4 Sohlmaterial

Aufgrund der wenigen vorhandenen Daten zum Sohlmaterial wurden im Vorfeld Materialproben an der Sohle entnommen und analysiert. Damit wurde eine maßgebende Kornverteilung mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_m = 22 \text{ mm}$ ermittelt. Im numerischen Modell wurde die maßgebende Kornverteilung mit sechs Kornklassen in das Mehrkornmodell implementiert. Für das physikalische Modell wurde die maßgebende Kornverteilung skaliert und durch die Mischung verschiedener kohäsionsloser Kornfraktionen möglichst genau durch sandiges Modellmaterial wiedergegeben. In Abb. 4 werden die Kornverteilungslinien der verschiedenen Proben, die maßgebliche Kornverteilung sowie die angepasste Kornverteilung (im Naturmaßstab) des Modellversuchs gezeigt.

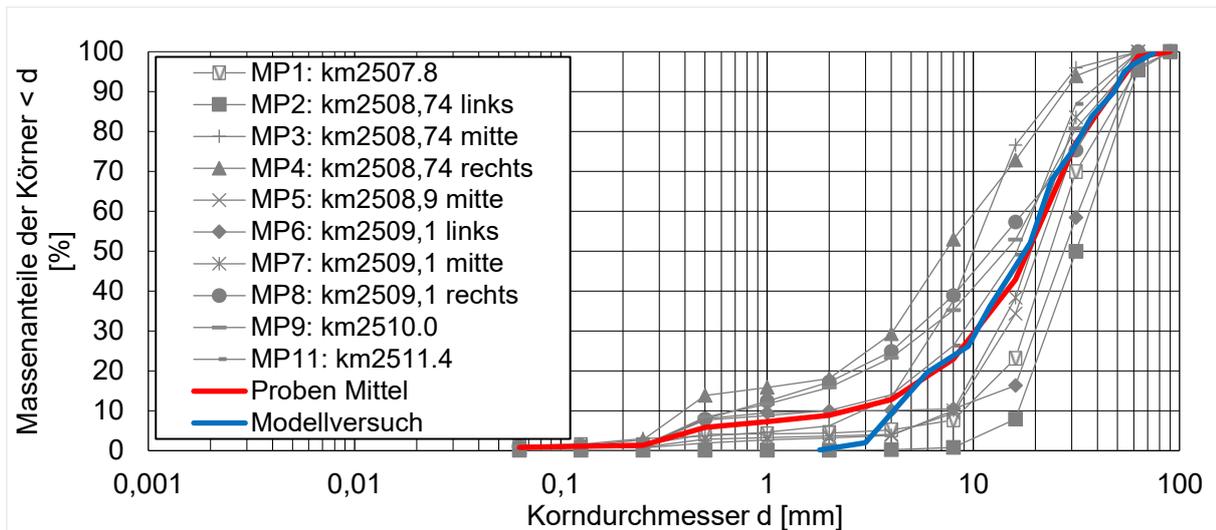


Abb. 4 Kornverteilungslinien der Donau im Untersuchungsgebiet

3 Ergebnisse und Diskussion der hybriden Modellierung

3.1 Offenes Deckwerk

Ein Offenes Deckwerk besteht nach Hartlieb (1999) aus größeren Steinen, mit denen eine natürliche Flusssohle zur flächenhaften Sohlstabilisierung in lockerer Anordnung belegt wird. Die Belegungssteine müssen groß genug sein, um im Hochwasserbemessungsfall nicht abtransportiert zu werden, und so dicht angeordnet werden, dass das natürliche Sohlmaterial durch den Strömungsschatten der Belegungssteine vor Erosion geschützt wird. Das Offene Deckwerk wurde anhand der Vorgaben und Bemessungsformeln von Hartlieb (1999) bemessen. Das natürliche kiesige Sohlmaterial ist für die Stabilisierung mit einem Offenen Deckwerk grob genug ($d_m > 15$ mm). Mit der maximalen tiefengemittelten Geschwindigkeit $v_{\max} = 3$ m/s im Bemessungsfall aus den numerischen Voruntersuchungen kann der erforderliche Steindurchmesser d_s für eine ausreichende Stabilität der Belegungssteine mit der empirischen und nicht dimensionsreinen Gl. [1] berechnet werden (Annahme: Dichte der Belegungssteine = $2,65$ g/cm³):

$$d_s = \frac{v_{\max}^2}{46,617} = 0,193 \text{ m} \quad [1]$$

Mit der empirischen und nicht dimensionsreinen Gl. [2] kann die für die Stabilität der Sohle erforderliche Anzahl n der Belegungssteine pro m² bzw. mit Gl. 3 die erforderliche Belegungsichte A_s bestimmt werden:

$$n = \frac{1}{2d_s^2} + 1 = 14,4 \frac{\text{Steine}}{\text{m}^2} \quad [2]$$

$$A_s = \frac{\pi n d^2}{4} = 42,1 \% \quad [3]$$

Das Offene Deckwerk wurde im Modell mit der Bruchsteinfraktion 5/8 mm (15/24 cm in der Natur) mit einem äquivalenten mittleren Korndurchmesser von 20,25 cm realisiert.

3.2 Untersuchungen im physikalischen Modell

Abb. 5 zeigt die im numerischen und physikalischen Modell ermittelten Wasserstände. Die in den hydraulischen Voruntersuchungen ermittelten Wasserstände vom Bezugszustand können demnach im physikalischen Modellversuch bis auf wenige Zentimeter abgebildet werden. Durch die Eintiefung der Sohle senken sich im Versuch V1 (BHQ ohne Offenes Deckwerk) die Wasserstände in einer Größenordnung von 5 cm (Naturmaßstab) ab. Abb. 5 zeigt, dass sich im Versuch V2 (BHQ mit Offenem Deckwerk) die Wasserspiegel um 5 cm - 10 cm (Naturmaßstab) anheben und im Versuch V3 (HQ10 mit Offenem Deckwerk) um 5 cm (Naturmaßstab). Dies wird einerseits durch das Erhöhen der Flusssohle um ca. 6 cm (Naturmaßstab) als auch durch die erhöhte Rauheit verursacht.

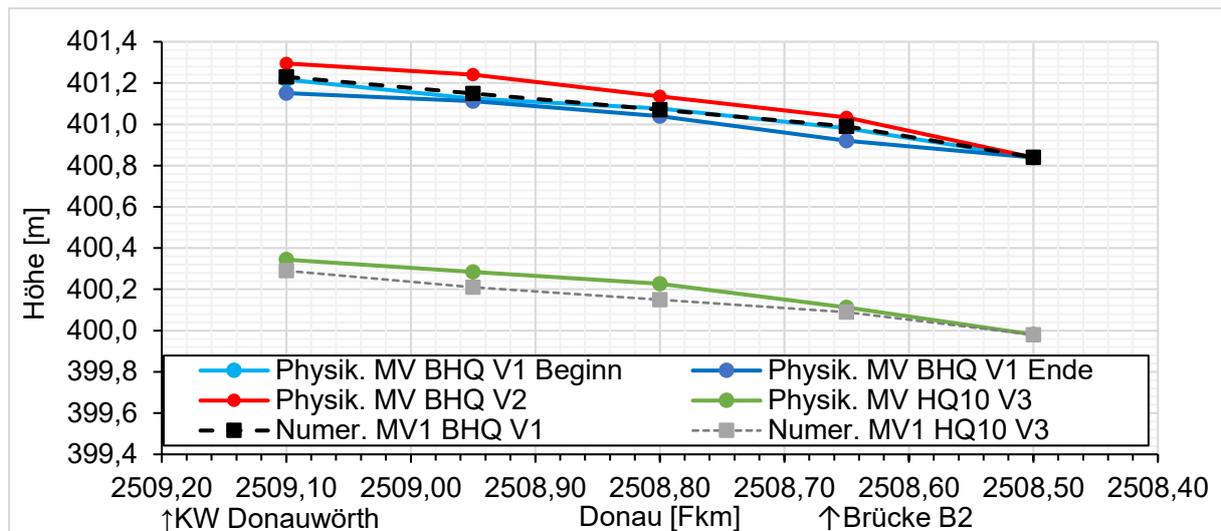


Abb. 5 Wasserspiegellagen der verschiedenen Lastfälle im numerischen und physikalischen Modell

Im Versuch V1 treten während der Versuchsdauer von 17 h (93 h 7 min im Naturmaßstab) deutliche Eintiefungen bis zu 2,70 m insbesondere an den Prallufern auf. An den Gleituffern hingegen treten Anlandungen bis zu 2,64 m auf. Die photogrammetrisch ermittelte Höhendifferenz zwischen End- und Ausgangszustand der beweglichen Modellsohle umgerechnet auf Naturmaße ist in Abb. 6 (V1) dargestellt. Abb. 6 (V2) zeigt die vergleichbare Abbildung für den Versuch BHQ mit Offenem Deckwerk. Es traten während des Versuchs annähernd keine Sohlveränderungen auf. Das Offene Deckwerk erfüllt somit seine Stabilisierungsfunktion.

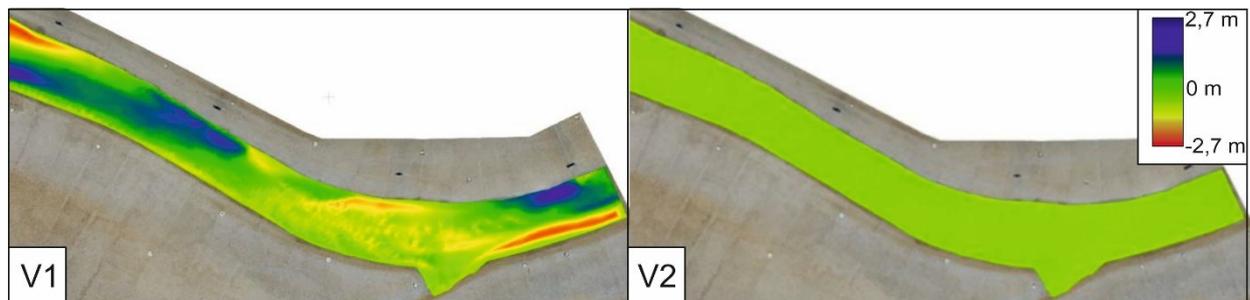


Abb. 6 Höhendifferenz zwischen End- und Ausgangszustand in den Versuchen V1 (oben) und V2 (unten)

3.3 Morphodynamische und hydraulische Untersuchungen im numerischen Modell 2

Aufgrund der erhöhten Sohle und des erhöhten Fließwiderstands im Bereich des Offenen Deckwerks muss das numerische Modell auf eine neue Wasserspiegellage kalibriert werden. Hierfür wurde der Lastfall BHQ verwendet. Der durch Kalibrierung des numerischen Modells mit den Ergebnissen des physikalischen Modells neu ermittelte Rauheitsbeiwert des Offenen Deckwerks beträgt $31 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Zusätzlich wurde der Bereich der Brücke an der Augsburger Straße bis zum Offenen Deckwerk mit einer Restsicherung ausgeführt, sodass dieser Bereich als erosionssicher betrachtet werden kann. Ebenso wurde das Offene Deckwerk als erosionssicher in das numerische Modell implementiert, da die Stabilität im physikalischen Modellversuch nachgewiesen wurde. Die genaue Lage der Restsicherung und des Offenen Deckwerks können Abb. 1 entnommen werden.

In der numerischen Modellierung wurden mehrere Umgriffe des Offenen Deckwerks untersucht u.a. eine Variante „kurz“ mit der Abdeckung gemäß dem physikalischen Modellversuch sowie eine Variante „lang“ mit einer Abdeckung gemäß Abb. 1. Da die Variante „lang“ ein größeres Stabilisierungspotential gewährleistet, wird im Folgenden nur auf diese Lösung eingegangen.

Durch die erhöhte Sohlrauigkeit sind Veränderungen der Wasserspiegellagen zu erwarten. Um die Auswirkungen abzuschätzen, wurden die Wasserspiegellagen der stationären BHQ-Rechnungen mit und ohne Offenem Deckwerk verglichen. Abb. 7 zeigt die Differenz der prognostizierten maximalen Wasserspiegellagen. Demnach kann im gesamten Stadtgebiet ein Anstieg von bis zu 10 cm im Vergleich zum Istzustand beobachtet werden. Die maximalen Erhöhungen treten im Bereich des Offenen Deckwerks und im Bereich der Zusam auf. Lokal treten zusätzlich noch neue Überflutungsflächen auf, wie z.B. der rot markierte Bereich zwischen Flutmulde II und Flutmulde III. Neue Überflutungsflächen an den Modellrändern wie z.B. der rot markierte Bereich südlich der Schmutter liefern keine zuverlässige Prognose und könnten auch aufgrund zu enggesetzten Modellgrenzen entstanden sein. Im Unterwasser des Offenen Deckwerks bleiben die Wasserspiegellagen unverändert.

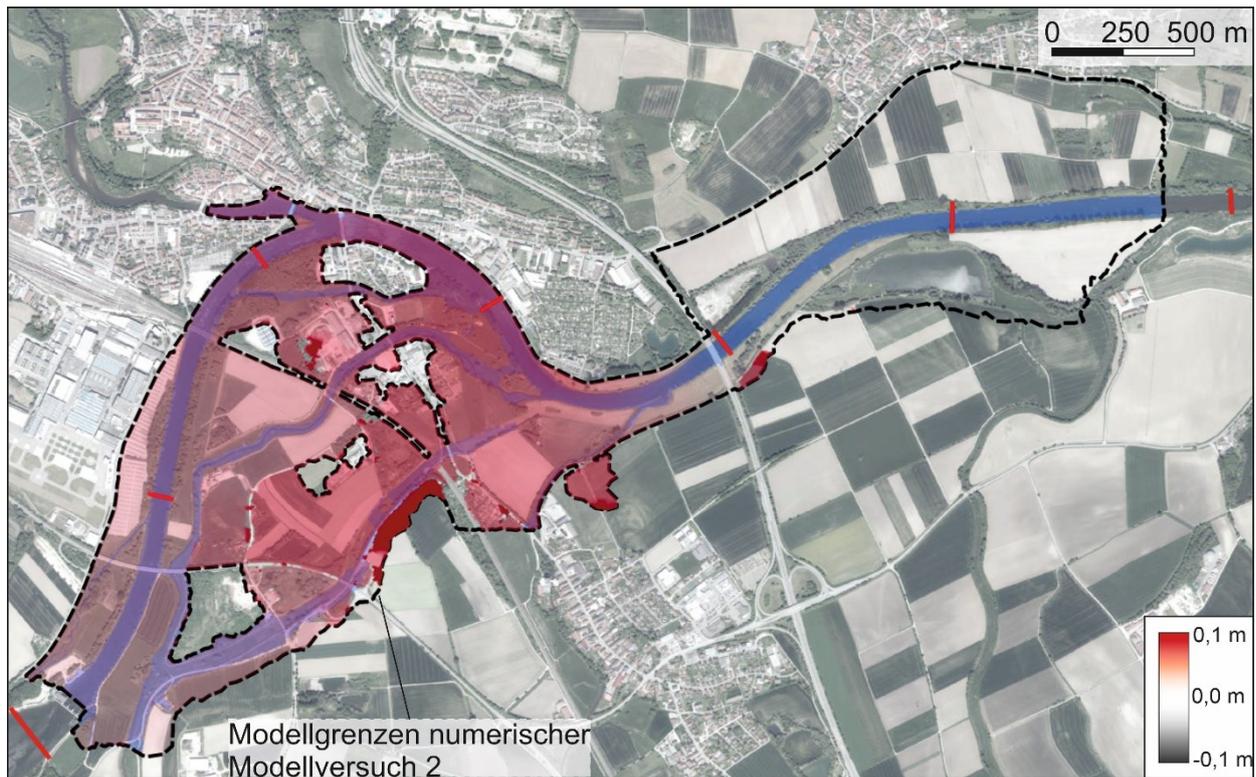


Abb. 7 Prognostizierte Wasserspiegelveränderung bezogen auf den Istzustand durch die Implementierung des Offenen Deckwerks

Abb. 8 zeigt die prognostizierte Sohlentwicklung im Untersuchungsgebiet im simulierten Zeitraum von „2020“ bis „2050“. Von Fkm 2512,0 bis Fkm 2509,6 treten bis ca. „2030“ mittlere Eintiefungen von 20 cm auf. Von „2030“ bis „2050“ zeigt die Prognoserechnung eine weitgehende Stabilisierung dieses Bereichs. Dies kann v.a. auf die stabilisierende Wirkung der alten Brückenfundamente zurückgeführt werden, die wie eine Schwelle wirken. Der Bereich der Restsicherung sowie des Offenen Deckwerks bleibt definitionsgemäß stabil. Des Weiteren kommt es in diesem Bereich zu keinen Anlandungen und die Sohle bleibt folglich unverändert. Im Unterwasserbereich des Offenen Deckwerks von Fkm 2508,0 bis Fkm 2506,0 kommt es erwartungsgemäß zu deutlichen Eintiefungen. V.a. von „2020“ bis „2025“ treten maximal prognostizierte Erosionstiefen von ca. 0,7 m auf. Dieser Eintiefungstrend verlangsamt sich jedoch deutlich, da nach „2030“ die Sohle weitestgehend stabil bleibt. Es ist darauf hinzuweisen, dass die Knoten der Auslaufrandbedingung modellbedingt nicht erodieren können, weshalb sie eine stabilisierende Wirkung auf den Bereich unterhalb des Offenen Deckwerks ausüben. Folglich sind die zu erwartenden Eintiefungen im Unterwasser wahrscheinlich größer als die prognostizierten.

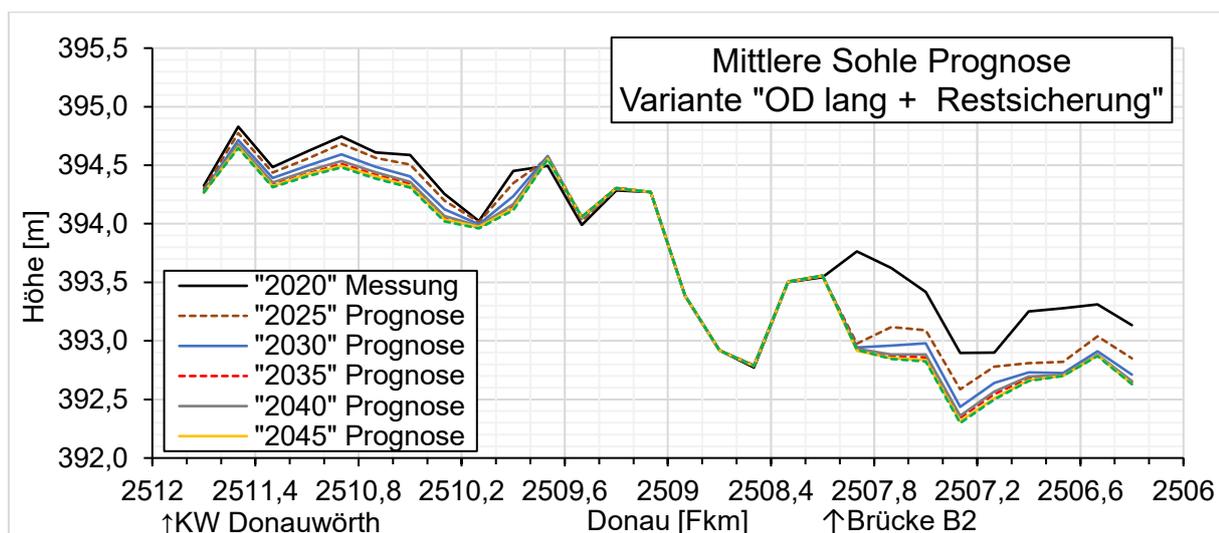


Abb. 8 Längsschnitt der prognostizierten mittleren Sohlentwicklung für das Offene Deckwerk

4 Literatur

Hartlieb, A. (1999). Offene Deckwerke - Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flussabschnitte, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft 85.

Iksd - Internationale Kommission zum Schutz der Donau (2006). The Danube River Basin District. <http://www.icpdr.org/DANUBIS>

Nujić Marinko. (2020). HYDRO_AS-2D Benutzerhandbuch. www.hydrotec.de

Siedersleben, J., Jocham, S., Aufleger, M., & Klar, R. (2021). Morphodynamic Modelling with Uncertain Geometry Input. *Water*, 13 (2248).

Anschrift der Verfasser

Jakob Siedersleben, MSc.
 Universität Innsbruck
 Technikerstraße 13, A-6020 Innsbruck
 Jakob.siedersleben@uibk.ac.at

Dr. Stefan Jocham
 Universität Innsbruck
 Technikerstraße 13, A-6020 Innsbruck
 Stefan.jocham@gmail.com

Apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Arnd Hartlieb
 Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München
 Obernach 15, D-82432 Walchensee
 arnd.hartlieb@tum.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Markus Aufleger
 Universität Innsbruck
 Technikerstraße 13, A-6020 Innsbruck
 markus.aufleger@uibk.ac.at

Optimierung der Einlaufsituation zum Entlastungsstollen Altbach, Kloten (CH) – Entwicklung einer geschiebedurchgängigen Tosbeckengeometrie

Barbara Stocker, Gabriel Zehnder und Volker Weitbrecht

Zusammenfassung

Am Altbach in Kloten (CH) soll ein Hochwasserentlastungsstollen gebaut werden, wobei der im Altbach verbleibende Abfluss durch ein Drosselbauwerk mit einem nicht gesteuerten Schütz und anschließendem Tosbecken kontrolliert wird. Bis zum Einstau der Drossel bei kleineren Hochwasserereignissen soll das Bauwerk geschiebedurchgängig ausgebildet werden. Zur Überprüfung und Optimierung des Systems wurde der betreffende Flussabschnitt des Altbachs in einem gegenständlichen Modell im Maßstab 1:20 nachgebaut. Die Versuche haben gezeigt, dass das Tosbecken im ursprünglichen Projektentwurf mit abgesenkten Banketten und Endschwelle nicht geschiebedurchgängig ist. Es konnte eine neuartige Tosbeckengeometrie erarbeitet werden, welche die unterschiedlichen Anforderungen optimal erfüllt. Anstelle der abgesenkten Bankette wurden durchgehende Bankette im Tosbecken gewählt. Dadurch wird die Strömung in das Niedermittelwassergerinne (NMW) konzentriert, sodass die Geschiebedurchgängigkeit im Tosbecken gewährleistet bleibt. An den Außenwänden angeordnete zweireihige Störsteine erhöhen die untere Stützkraft und stabilisieren den Wechselsprung bei großen Hochwasserabflüssen im Tosbecken.

1 Einleitung

Der Altbach in Kloten weist mit einer aktuellen maximalen Abflusskapazität von ca. HQ_{50} ein deutliches Hochwasserschutzdefizit auf. Aufgrund des enormen Schadenpotentials in der Stadt Kloten sowie am Flughafen Zürich wird das Schutzziel HQ_{300} angestrebt. Die Realisierung eines Entlastungsstollens zum Erreichen des Schutzziels soll im Rahmen des Projektes «Glattalbahn-Verlängerung Kloten» erfolgen, welches sich aus den drei Teilprojekten Verlängerung der Glattalbahn, Hochwasserschutz Altbach und Velohauptverbindung zusammensetzt. Neben dem Entlastungsstollen ist die generelle Aufweitung des Gerinnes in Kombination mit einer Revitalisierung des Altbachs Bestandteil des Teilprojektes Hochwasserschutz.

Im Stadtbereich von Kloten ist ein Ausbau des Gerinnes aufgrund der engen Platzverhältnisse nicht möglich. Um die Anforderungen an den Hochwasserschutz gleichwohl zu erfüllen, ist der Bau eines Entlastungsstollens geplant, der die Stadt Kloten in Form eines Dükers unterquert und im Bereich des Flughafens zurück in die bereits bestehende Eindolung des Altbachs führt. Mittlere Abflüsse und kleinere Hochwasserereignisse bis ca. HQ_{2-5} fließen im Altbachgerinne ungehindert durch das Drosselbauwerk ab. Größere Abflüsse werden hingegen am Drosselbauwerk rückgestaut. Die Hauptströmung wird über den Leitdamm sowie das Vorbecken umgelenkt und schliesslich über einen 35 m langen Wehrüberfall in die Sammelrinne entlastet. Das in der Sammelrinne gefasste Wasser wird über den Startschacht in die Tiefe geführt und in den Entlastungsstollen geleitet (siehe Abb. 1).

Die 4 m breite Gerinnesohle des Altbachs wird mit einer 1 m breiten, 0.5 m tiefen Niedermittelwasserrinne (NMW) ausgebildet. Sie gewährleistet bei Niedrigwasser eine ökologisch minimal

erforderliche Wassertiefe, sowie bei kleinen Hochwasserabflüssen eine Konzentration der Strömung und somit Maximierung des Geschiebetransports in der NMW-Rinne.

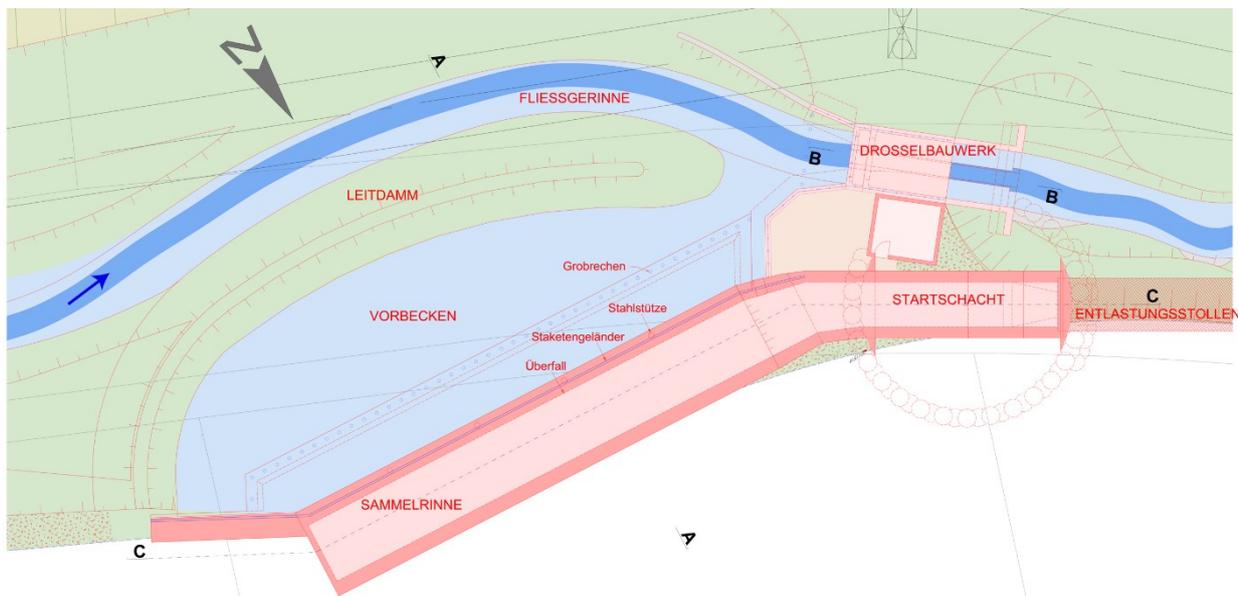


Abb. 1 Grundriss des geplanten Entlastungsbauwerks mit dem Drosselbauwerk zur Abflusssteuerung (Quelle: IUB Engineering AG)

Das Drosselbauwerk besteht aus einem nicht regulierbaren Schütz und einem anschließenden, 10.5 m langen Tosbecken zur Energieumwandlung bei großen Hochwasserabflüssen. Die Geschiebedurchgängigkeit des Altbachs soll durch das Drosselbauwerk aus ökologischen Gründen möglichst nicht beeinträchtigt werden. Da die Unterbindung des Geschiebetransports bei einem Einstau an der Drossel nicht verhindert werden kann, ist die Gewährleistung des Transports bei kleineren, nicht eingestauten Abflüssen umso wichtiger.

Der Altbach weist in Kloten ein mittleres Sohlgefälle von 0.4% auf, der mittlere Korndurchmesser beträgt 12 mm. Das Geschiebeaufkommen ist mit ca. 17 m³/a gering. In Tab. 1 sind die charakteristischen Abflüsse aufgelistet, wobei der Zufluss an der Drossel auf den Drosselabfluss reduziert wird. Die Differenz wird über den Entlastungsstollen abgeführt. Das Tosbecken, welches sich unterstrom der Drossel befindet, wird mit dem Drosselabfluss beaufschlagt.

Tab. 1 Charakteristische Abflüsse am Altbach in Kloten

	Q_m	HQ ₂₋₅	HQ ₃₀	HQ ₁₀₀	HQ ₃₀₀	EHQ
Zufluss [m ³ /s]	0.2	6	16	31	45	62
Drosselabfluss [m ³ /s]	0.2	6	9.2	9.9	10.4	10.8

Die durch die IUB Engineering AG geplanten wasser- und flussbaulichen Maßnahmen wurden im Auftrag der VBG Verkehrsbetriebe Glattal AG (VBG) von der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) mittels gegenständlicher Modellversuche im Maßstab 1:20 geprüft und optimiert. Die Trenncharakteristik, das Verhalten von Schwemmholz und Geschiebe im Überlastfall, sowie der Lufteintrag in den Umleitstollen wurden dabei im Detail untersucht (s. VAW-Bericht Nr. 4414). Im vorliegenden Bericht liegt der Fokus auf der geometrischen Optimierung des Tosbeckens zur Gewährleistung des Geschiebetransports bei kleinen Hochwasserabflüssen, wobei die Energieumwandlung bei großen Hochwasserabflüssen bestehen bleiben soll.

2 Physikalisches Modell & Grundlagen

2.1 Modell

Abb. 2 zeigt das gegenständliche Modell, welches im Maßstab 1:20 erstellt wurde. Es umfasst rund 240 m Fließstrecke des Altbachs, das Drosselbauwerk (3), das geplante Einlaufbauwerk (8) und den Beginn des Entlastungstollens (9). Die Drosselöffnung ist 3 m breit, 0.82 m hoch und weist zusätzlich eine trapezförmige NMW-Rinne von 1 m Breite und 0.5 m Höhe auf. Sämtliche Versuche wurden mit einer fixierten Sohle durchgeführt, welche Geschiebeablagerungen des zugegebenen Sediments zulässt, Erosionen jedoch nicht abbilden kann. Allfällige in Natur auftretende Erosionen können im Modell somit nicht nachgebildet werden. Das zugegebene bewegliche Geschiebe wurde durch Einkornmaterial mit Korndurchmesser 0.71 – 1 mm abgebildet.

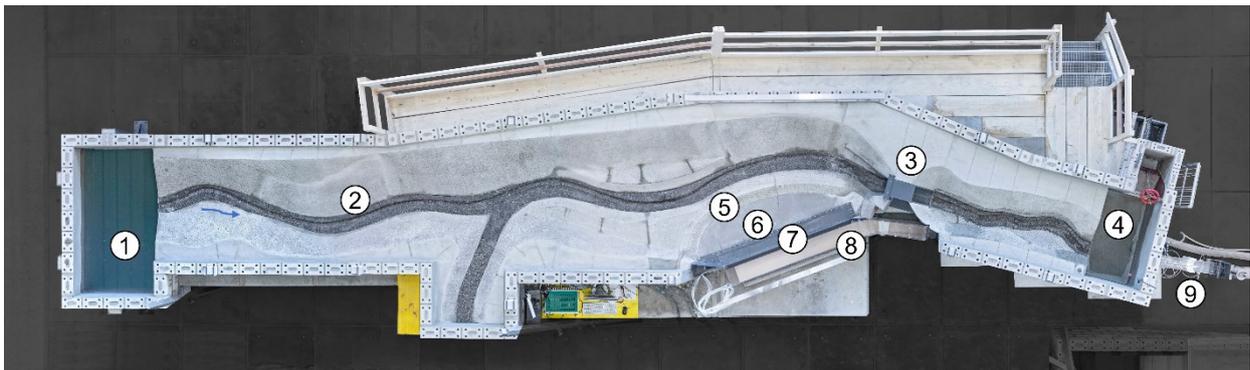


Abb. 2 Gegenständliches Modell im Maßstab 1:20 mit 1) Einlaufbecken, 2) Altbachgerinne mit NMW-Rinne, 3) Drosselbauwerk, 4) Auslaufbecken, 5) Leitdamm, 6) Vorbecken, 7) Wehrüberfall mit vorgelagertem Schwemmholzrechen, 8) Sammelrinne und Startschacht und 9) Entlastungstollen

2.2 Lastfälle

Für die Versuche zur Geschiebedurchgängigkeit wurden Lastfälle mit einem Abfluss von $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$, $3 \text{ m}^3/\text{s}$ und $4.4 \text{ m}^3/\text{s}$ definiert. Dabei entspricht $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ungefähr dem Transportbeginn mit durchgehendem leichtem Transport im gesamten Modell. Ein Einstau an der Drossel wird ab einem Abfluss von $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ erreicht. Für die Versuche zur Energieumwandlung im Tosbecken wurden die drei Lastfälle HQ_{100} , HQ_{300} und EHQ definiert. Die Drosselabflüsse betragen dabei $9.9 \text{ m}^3/\text{s}$, $10.4 \text{ m}^3/\text{s}$ und $10.8 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.3 Energieumwandlung

Beim Übergang von schießendem zu strömendem Abfluss bildet sich im Allgemeinen ein Wechselsprung aus. Um einen stabilen Wechselsprung mit maximaler Energieumwandlung zu erreichen, wird eine Zufluss-Froudezahl von $4.5 < F_1 < 9$ benötigt. Bei kleineren Zufluss-Froudezahlen bilden sich ondulierende ($1 < F_1 < 1.7$), schwache ($1.7 < F_1 < 2.5$) oder oszillierende ($2.5 < F_1 < 4.5$) Wechselsprünge mit schwacher Energieumwandlung aus, wobei jeweils die Länge des Wechselsprungs deutlich zunimmt (Chow, 1959). Hunt & Kadavy (2021) haben gezeigt, dass durch die Verwendung von Störsteinen und Gegenschwelen die Oszillation und Wellenbildung bei kleinen Zufluss-Froudezahlen reduziert werden kann. Dadurch lässt sich ein stabiler Wechselsprung auch bei kleineren Zufluss-Froudezahlen von $F_1 < 4.5$ erreichen, was für den Schutz der Sohle unterhalb des Tosbeckens wichtig ist.

3 Ergebnisse

3.1 Tosbecken Projektvariante

Im Tosbecken der ursprünglichen Projektvariante wurden die 0.5 m hohen seitlichen Bankette der NMW-Rinne um 0.35 m abgesenkt, um am Tosbeckenende eine Gegenschwelle von 0.35 m Höhe zur Stabilisierung des Wechselsprungs zu erhalten. Eine Visualisierung dieses Tosbeckens ist in Abb. 3 ersichtlich.

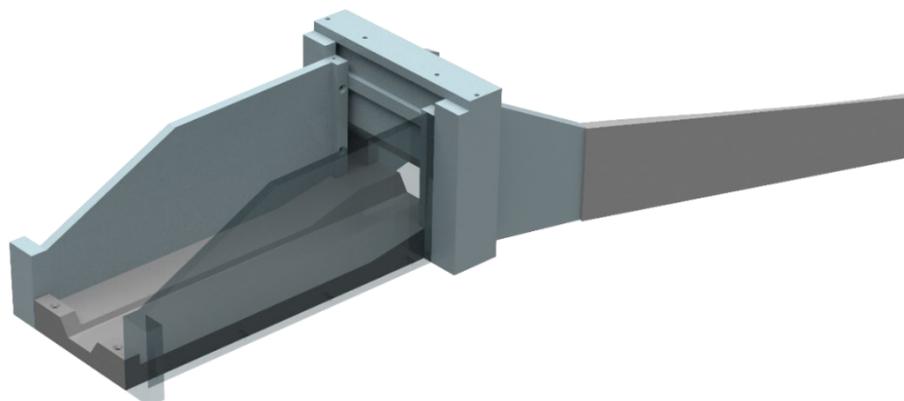


Abb. 3 Visualisierung des Tosbeckens im Projektzustand mit abgesenkten Banketten und einer Gegenschwelle am Tosbeckenende

Das vorliegende Tosbecken wurde hinsichtlich der Geschiebedurchgängigkeit im Modell untersucht. Über jeweils 24 h (Zeit im Prototyp) wurden die drei Abflüsse $4.4 \text{ m}^3/\text{s}$, $3 \text{ m}^3/\text{s}$ und $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ nacheinander eingestellt, wobei jeweils Geschiebe oberstrom des Drosselbauwerks zugeführt wurde. Abb. 4 a) zeigt die im Tosbecken abgelagerte Geschiebemenge nach dem insgesamt 72 h dauernden Versuch. Es wurde nahezu das gesamte Tosbecken mit einer Geschiebemächtigkeit von bis zu 0.5 m bedeckt. Über den gesamten Versuch hat sich ein Geschiebevolumen von rund 18 m^3 im Tosbecken abgelagert, was einer Jahresfracht von ca. 17 m^3 entspricht. Obwohl auch ein Teil des zugegebenen Geschiebes nach unterstrom des Tosbeckens transportiert wurde, kann das Tosbecken somit nicht als geschiebedurchgängig betrachtet werden.

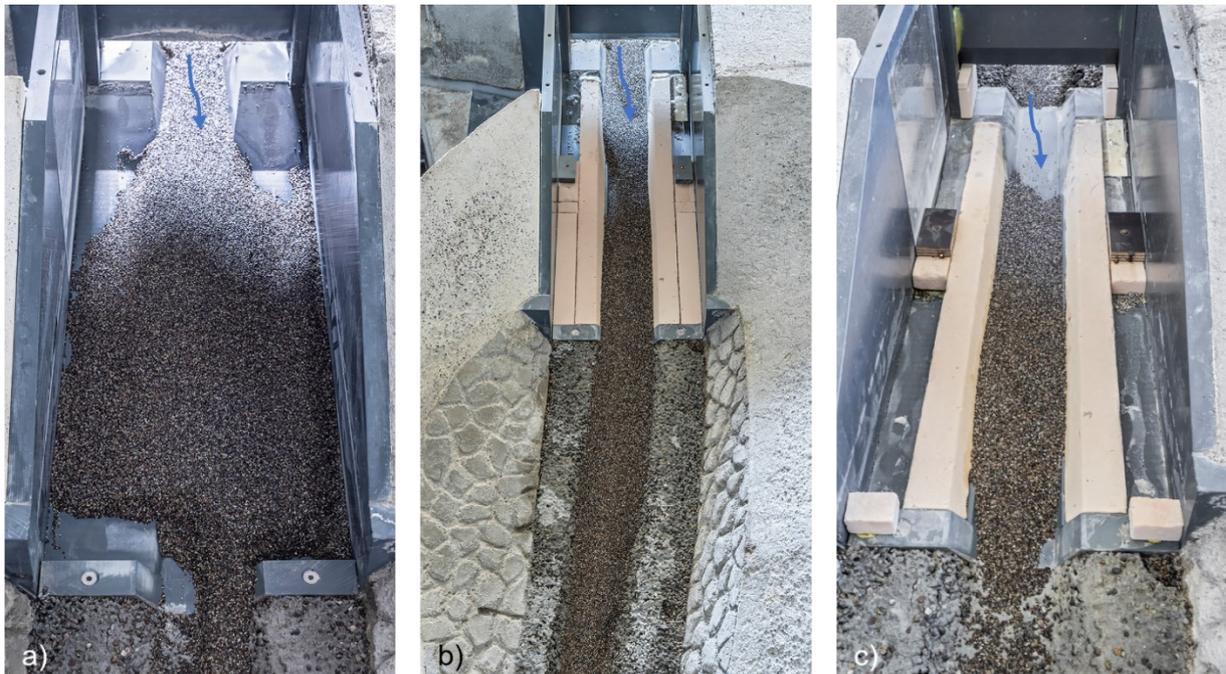


Abb. 4 Geschiebeablagerungen im Tosbecken der Projektvariante (a) und mit Einbauten zur Optimierung der Geschiebedurchgängigkeit: Variante A (b) und Variante B (c).

Zur Optimierung der Geschiebedurchgängigkeit wurde die Tosbeckenvariante A (s. Kapitel 3.2) und Variante B (s. Kapitel 3.3) entwickelt und bezüglich Geschiebedurchgängigkeit und Energieumwandlung untersucht.

3.2 Tosbecken Variante A:

Das Bankett wurde zur Konzentration der Strömung im NMW-Gerinne durchgehend ausgeführt. Im oberen Teil des Tosbeckens wurde an den beiden Außenwänden die halbe Bankettbreite für rund 4 m abgesenkt. Anschließend wurden Störsteinen eingesetzt, welche um 0.2 m über das Bankett erhöht wurden und als vorgesetzte Gegenschwellen wirken. Abb. 5 zeigt den Tosbeckeneinbau in der Variante A, wobei die Anpassungen gegenüber der Projektgeometrie in rot dargestellt sind.

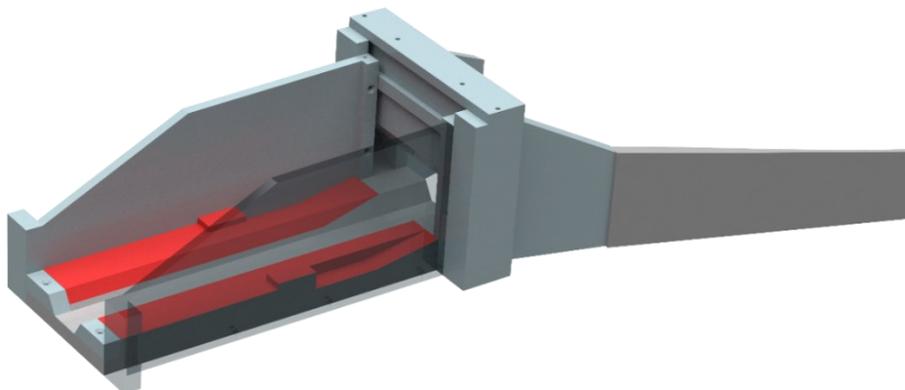


Abb. 5 Tosbeckeneinbau der Variante A mit angepasstem Bankett und mittigen Störsteinen. Rot: Variation der Bankettgeometrie gegenüber der Projektvariante

Variante A wurde analog zur ursprünglichen Projektvariante auf Geschiebedurchgängigkeit überprüft. Es wurden erneut für jeweils 24 h (Zeit im Prototyp) die drei Abflüsse $4.4 \text{ m}^3/\text{s}$, $3 \text{ m}^3/\text{s}$ und $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ nacheinander eingestellt, wobei jeweils Geschiebe oberstrom des Drosselbauwerks zu-

geführt wurde. Abb. 4 b) zeigt die im Tosbecken abgelagerte Geschiebemenge nach der gesamten Versuchsdauer von 72 h. Es wurde die gesamte NMW-Rinne mit Geschiebe bis zu 0.25 m Mächtigkeit bedeckt. Über den gesamten Versuch hat sich ein Geschiebevolumen von rund 2.5 m^3 im Tosbecken abgelagert, was einer Reduktion gegenüber der Projektvariante von rund 85% entspricht. Das Ablagerungsverhalten im Tosbecken unterscheidet sich nicht grundlegend vom Ablagerungsverhalten in der NMW-Rinne im restlichen Modellabschnitt. Das Tosbecken der Variante A kann somit als geschiebedurchgängig eingestuft werden.

Mit der Anpassung des Tosbeckeneinbaus zur Variante A wurde der Geschiebetransport optimiert, jedoch wurde durch die Reduktion der Endschwelle auch die untere Stützkraft, welche den Wechsellprung bei hohen Abflüssen im Tosbecken stabilisiert, reduziert. Aus diesem Grund wurde in der Variante A die Ausbildung des Wechsellprungs, die Wasserspiegellagen und die auftretenden Froudezahlen für die Abflüsse HQ_{100} , HQ_{300} und EHQ analysiert. In Abb. 6 sind Aufnahmen der sich einstellenden Wechsellprünge im Tosbecken der Variante A abgebildet. Bei HQ_{100} bildet sich der Beginn des Wechsellprungs, der sogenannte Sprungfuss, vor den Störsteinen aus. Bei HQ_{300} ist ersichtlich, dass sich der Sprungfuss in der NMW-Rinne unterstrom der Störsteine einstellt, während der Wechsellprung an den Aussenseiten an den Störsteinen induziert wird. Bei EHQ wird der Wechsellprung ebenfalls an den Störsteinen induziert, in der NMW-Rinne jedoch so weit ausgetragen, dass sich eine stehende Welle direkt unterstrom des Tosbeckens ausbildet.

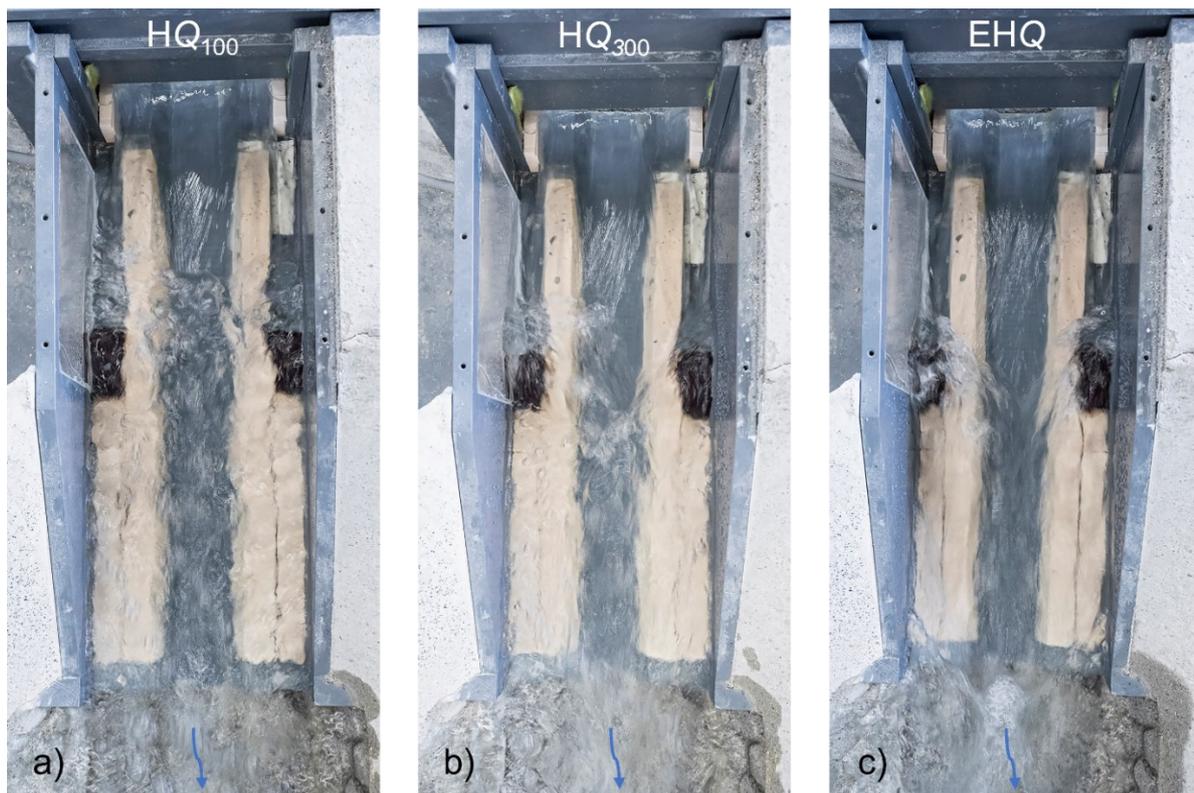


Abb. 6 Wechsellprung beim Tosbecken Variante A bei a) HQ_{100} , b) HQ_{300} und c) EHQ

Die Wasserspiegellagen sowie Fließgeschwindigkeiten wurden in der NMW-Rinne im und unterstrom des Tosbeckens für die drei Abflusszustände HQ_{100} , HQ_{300} und EHQ gemessen und daraus die Froudezahl berechnet. In Abb. 7 beschreibt die durchgezogene Linie die gemessene Wasserspiegellage und zeigt die Lage des sich ausbildenden Wechsellprungs. Die gestrichelte Linie entspricht der Normalabflusstiefe, welche mit einer 1D-HEC-RAS Simulation berechnet wurde. Die Distanz bis zur Annäherung der gemessenen Wasserspiegellage an die Normalab-

flusstiefe beschreibt die Länge des sich einstellenden Wechselsprungs. Infolge des Fließwechsels sinkt die Froudezahl (Punkte auf der Sekundärachse) kontinuierlich ab, bis sie 30 m unterhalb des Schützes $F \approx 0.6$ erreicht. Ab diesem Punkt ist im Modell bei allen Lastfällen ein von oberstrom unbeeinflusster Abflusszustand erreicht. Dies wird durch die Übereinstimmung der Wasserspiegel im Modell mit den Normalabflussberechnungen aus HEC-RAS bestätigt.

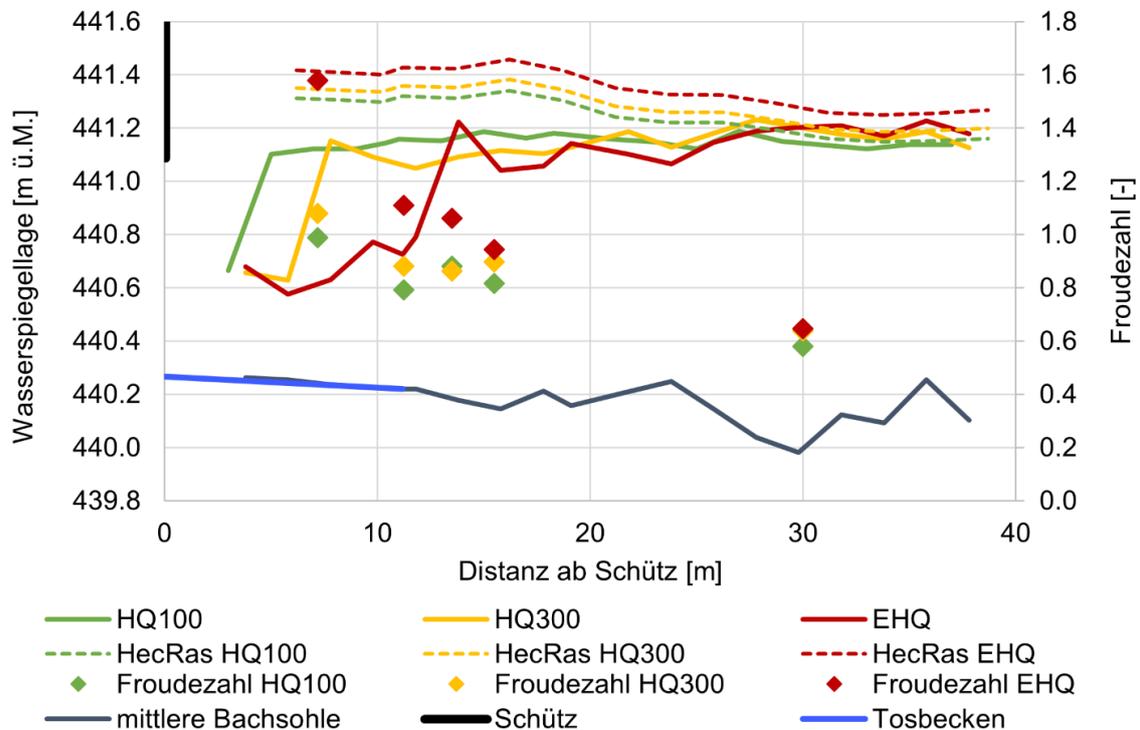


Abb. 7 Wasserspiegellagen im und unterstrom des Tosbeckens mit Tosbeckeneinbau Variante A für grosse Abflüsse, im Model gemessen (—) sowie Normalabflusstiefen aus der HEC-RAS 1D-Simulation (- - -). Punktuell sind Froudezahlen dargestellt, welche anhand in der NMW-Rinne gemessenen Werten berechnet wurden.

Die maximale Zufluss-Froudezahl, welche im Modell ermittelt wurde, beträgt $F_1 = 1.6$ im EHQ und befindet sich somit im Bereich für ondulierende Wechselsprünge mit schwacher Energiedissipation, wobei stehende Wellen entstehen und sich der Wechselsprung weiter ins Unterwasser ausbildet (vgl. Abschnitt 2.3). Generell bildet sich aufgrund der sehr tiefen Zufluss-Froudezahlen $F_1 < 4.5$ kein stabiler Wechselsprung aus.

Die Störelemente mittig des Tosbeckens führen gemäss Hunt & Kadavy (2021) zu einer Stabilisierung des Wechselsprungs und induzieren einen schwachen Wechselsprung. Der schwache Wechselsprung weist, wie der ondulierende Wechselsprung, eine geringe Energiedissipation auf, weswegen er sich über eine längere Fließstrecke ausbildet, bis die Wasserspiegellage sich der Normalabflusstiefe annähert (siehe Abb. 7).

Bei optimaler Energieumwandlung und Stabilisierung des Wechselsprungs im Tosbecken sollte bereits am Ende des Tosbeckens Normalabfluss erreicht werden. In diesem Fall wird erst ab ca. 27 m nach dem Schütz, respektive ca. 16 m nach dem Tosbecken Normalabfluss erreicht. Wie Abb. 6 c) zeigt, bildet sich bei EHQ direkt am Tosbeckenende eine stehende, gebrochene Welle mit grossem Erosionspotential aus. Um die Stabilisierung des Wechselsprungs im Tosbecken durch eine erhöhte Energiedissipation zu gewährleisten, wird in der Variante B eine weitere Reihe Störsteine untersucht.

3.3 Tosbecken Variante B

In Variante B werden die aussenseitig liegenden halben Bankettbreiten unterstromig der mittigen Störsteine ebenfalls abgesenkt und am Tosbeckenende eine zweite Reihe Störsteine mit zusätzlicher Erhöhung gegenüber dem Bankett von 0.35 m aufgesetzt. Dadurch wird eine zweite Reihe von Gegenswellen erstellt, welche den Wechselsprung stärker stabilisieren soll. Abb. 8 zeigt den Tosbeckeneinbau der Variante B, wobei die Variation gegenüber der Projektgeometrie in Rot dargestellt ist.

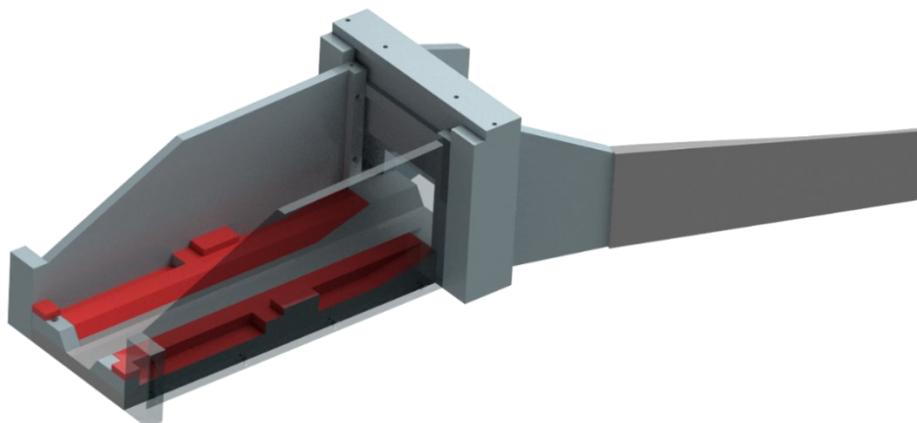


Abb. 8 Tosbeckeneinbau der Variante B mit halbem Bankett, mittigen Störsteinen und Gegenschwelle am Tosbeckenende. Rot: Variation der Bankettgeometrie gegenüber der Projektvariante

Abb. 9 zeigt dabei den sich ausbildenden Wechselsprung bei EQH für die beiden Varianten A und B. Es ist ersichtlich, dass die in Variante A ausgebildete, stehende Welle unterhalb des Tosbeckens (rot markiert) in Variante B nicht mehr vorhanden ist. Eine optische Beurteilung lässt darauf schließen, dass der Wechselsprung in Variante B stärker stabilisiert wird und ein größerer Teil der Energiedissipation im Tosbecken stattfindet.

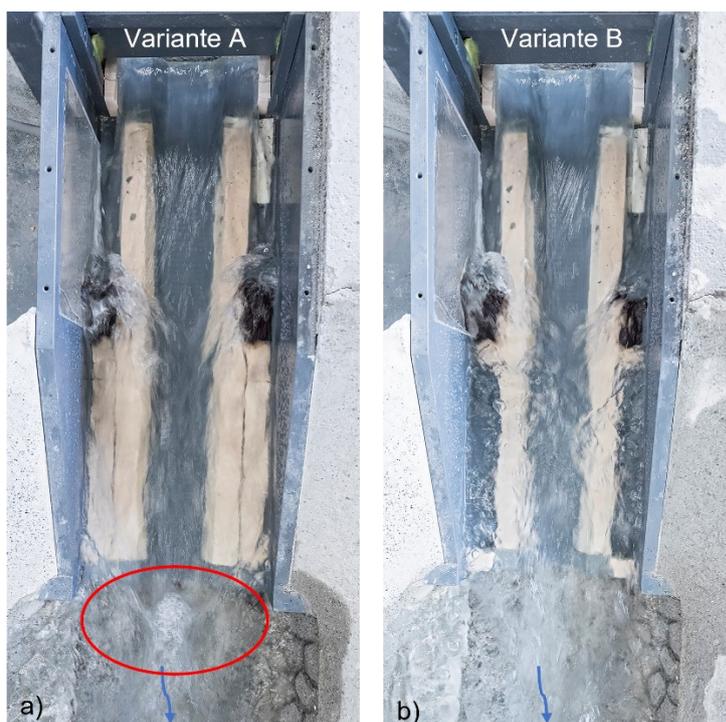


Abb. 9 Wechselsprung bei EQH mit Tosbeckeneinbau nach a) Variante A und b) Variante B

Abb. 10 zeigt die Veränderung in den Froudezahlen zwischen Variante A und B bei EQH. Im Tosbecken, 7 m unterhalb des Schützes ist die Froudezahl nun deutlich kleiner, da durch die zusätzliche Endschwelle der Wechselsprung näher am Schütz stabilisiert wird. Unterstrom des Tosbeckens konnte allerdings kaum ein Einfluss auf die sich ausbildende Froudezahl erkannt werden. Die Normalabflusstiefe wird folglich bei EQH nach wie vor erst nach rund 30 m unterstrom des Schützes erreicht.

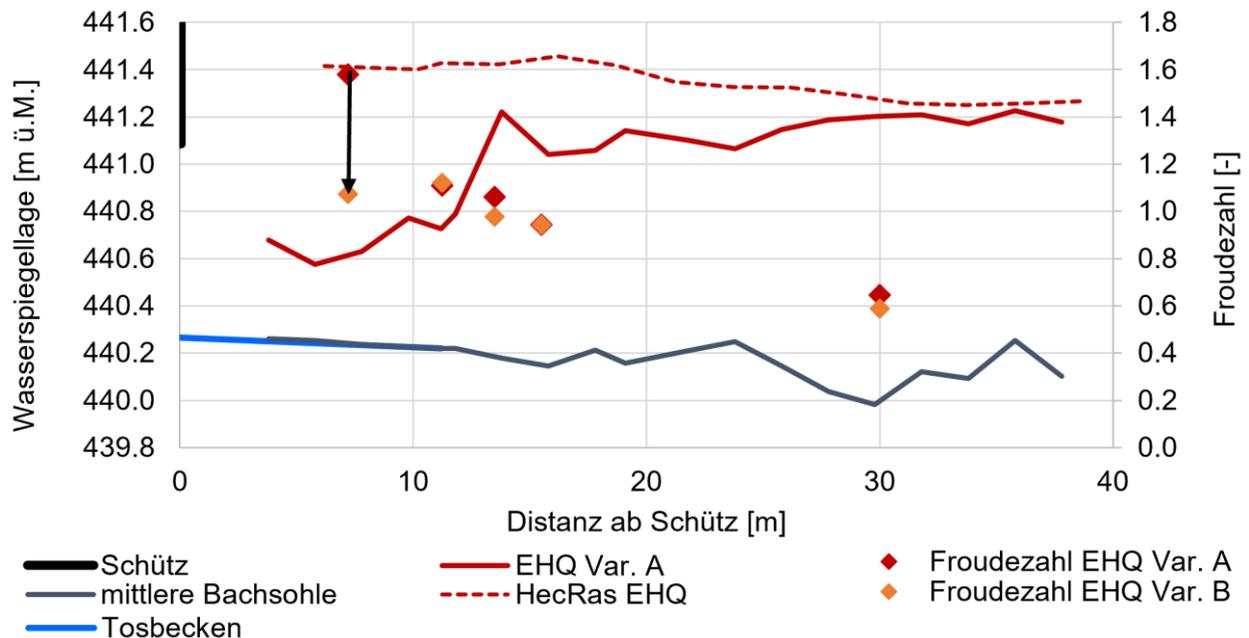


Abb. 10 Einfluss der zusätzlichen Endschwelle der Variante B auf die Froudezahl im EQH. Wasserspiegellagen wurden an Variante A gemessen.

Nachfolgend wird der Einfluss der Variante B auf den Geschiebetransport erläutert. Die Geschiebedurchgängigkeit der Variante B wurde bei einem Abfluss von $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ und oberstromiger Geschiebeverfügbarkeit über einen Zeitraum von 11 h (Prototypgrösse) untersucht und das Ablagerungsbild (Abb. 4 c)) mit dem Ablagerungsbild der Variante A (Abb. 4 b)) verglichen. Die NMW-Rinne wurde zu einem grossen Teil mit Geschiebe von bis zu 0.25 m Mächtigkeit bedeckt, lediglich der Bereich um die Drossel blieb frei von Geschiebe. In der Variante B hat sich somit weniger Geschiebe abgelagert als in der Variante A, es kann somit kein negativer Einfluss der zusätzlichen Endschwelle auf den Geschiebetransport festgestellt werden. Allerdings können die beiden Versuche nicht 1:1 miteinander verglichen werden. Die Versuchsreihe zur Variante A dauerte rund 72 h, während der Versuch zur Variante B lediglich 11 h dauerte. Die Ablagerung in der Variante B blieb jedoch über einen langen Zeitraum in dieser Form stabil, ohne weiter an Mächtigkeit oder Ausdehnung zuzunehmen. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass eine längere Versuchsdauer zu keiner Vergrösserung der Ablagerung führen würde. Ebenfalls wurde die Variante B mit einer um 0.5 m verminderten Drosselbreite von 3 m untersucht, was aufgrund der lokalen Geschwindigkeitserhöhung zu einer Verhinderung der Geschiebeablagerung im direkten Drosselbereich führte. Die Verbesserung im Geschiebedurchgang der Variante B ist somit wohl eher auf die reduzierte Drosselbreite zurückzuführen als auf den Tosbeckeneinbau. Insgesamt kann festgehalten werden, dass die Variante B zu keiner feststellbaren Verminderung des Geschiebetransports führt und im Hinblick auf die bessere Wechselsprungstabilisierung zur Ausführung empfohlen werden kann.

4 Schlussfolgerung

Die Anforderungen an Energieumwandlung und Geschiebedurchgängigkeit in einem Tosbecken entsprechen einem Zielkonflikt. Mit der Ausbildung innenliegender, durchgehender Bankette und außenliegend angeordneter zweireihiger Störsteine konnte ein Kompromiss gefunden werden, der beiden Fragestellungen gerecht wird. Da die Zuflussfroudezahl mit $F_1 \leq 1.6$ relativ klein ist, kommt es unweigerlich zu einem ondulierenden Wechselsprung mit schwacher Energieumwandlung. Eine Sohlsicherung am Ende des Tosbeckens ist deswegen in jedem Fall zu überprüfen. Generell ist die Frage der Geschiebedurchgängigkeit in Zukunft bei vielen Gewässern von größerem Interesse, da deren Auswirkung auf die Ökologie mehr Gewicht gegeben wird. Lösungen wie sie im vorliegenden Projekt entwickelt wurden, werden in Zukunft zur Gewährleistung der Geschiebedurchgängigkeit voraussichtlich vermehrt zum Einsatz kommen. Eine systematische Untersuchung der verschiedenen Parameter zur Verallgemeinerung der Ergebnisse, um sie auf andere Projekte übertragen zu können, steht noch aus.

Literatur

- Chow, V. T. (1959). Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company, New York.
- Hunt, S. L., & Kadavy, K. C. (2021). Types I, II, III, and IV stilling basin performance for stepped chutes applied to embankment dams, *Journal of Hydraulic Engineering*, 147(6), 06021004.

Anschrift der Verfasser

Barbara Stocker

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich
Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich
stocker@vaw.baug.ethz.ch

Gabriel Zehnder

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich
Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich
zehnder@vaw.baug.ethz.ch

Dr. Volker Weitbrecht

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich
Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich
weitbrecht@vaw.baug.ethz.ch

Anwendung eines vereinfachten dynamischen Untersuchungsverfahrens auf einen Steinschüttdamm mit Lehmdichtungskern

Dimitar Kisliakov und Ognyan Todorov

Zusammenfassung

Trotz der intensiven Entwicklung anspruchsvoller dynamischer Analyseverfahren und deren Umsetzung im Bereich des Dammbaus in den letzten Jahrzehnten werden auch vereinfachte Ansätze immer noch weiterentwickelt, da sie eine schnelle und genug zuverlässige Abschätzung entscheidender Antwortparameter eines Dammes unter Erdbebeneinwirkung ermöglichen.

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Fallstudienanwendung eines vereinfachten dynamischen Analyseverfahrens auf einen bulgarischen Steinschüttdamm mit klassischem Dichtungskern aus Lehm. Die erhaltenen Ergebnisse werden mit den Ergebnissen der dynamischen Untersuchung im Zeitbereich für denselben Damm verglichen, die mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) durchgeführt wurden. Aufgrund dieses Vergleiches werden Rückschlüsse auf die Anwendbarkeit des verwendeten vereinfachten Verfahrens für schnelle Abschätzungen der dynamischen Antwortparameter von solchen Bauwerken unter Erdbebeneinwirkung gezogen, insbesondere bei Variantenvorstudien.

1 Einleitung und Problemstellung

Im 21. Jahrhundert ist die Rechenleistung sogar der Personalcomputer bereits bemerkenswert hoch, und diese Systeme sind immer leichter zugänglich. Außerdem werden ausgefeilte Methoden zur statischen und dynamischen Analyse komplizierter Bauingenieursysteme mit komplexen physikalischen Wechselwirkungen kontinuierlich weiterentwickelt und ihre programmtechnische Implementierung immer intuitiver und benutzerfreundlicher. Diese Situation ist insbesondere im Bereich des Dammbaus zu beobachten, wo die angesprochene Gesamtentwicklung bereits eine wesentlich wirklichkeitsnähere Modellierung komplexer physikalischer Phänomene ermöglicht, wie z.B. Strukturwechselwirkungen, Bodenverflüssigung, dynamische Sickerprobleme usw.

Trotz der intensiven Entwicklung sowohl anspruchsvoller dynamischer Analysemethoden als auch deren Hard- und Softwareimplementierung im Bereich des Dammbaus in den letzten Jahrzehnten werden vereinfachte Methoden zur kostengünstigen, schnellen und dennoch zuverlässigen Bewertung wichtiger Antwortparameter eines Dammbauwerkes auf maßgebende Belastungen und Einwirkungen weiterentwickelt und zu unabhängigen Kontroll- und Vergleichszwecken angewandt. Als Beispiele sind hier in diesem Zusammenhang die Arbeiten von *Jansen* (1990), *Xu Zhi-Ying* (1996) und *Shen Zhen-Zhong, Xu Zhi-Ying* (1996) zu nennen. Sie dienen der Berechnung bestimmter Antwortparameter des Staudammes (Grundperiode, Setzung, u.a.). Besonderes Augenmerk wird auf die ständig weiterentwickelte pseudostatische Ersatzkraftmethode gelegt, da sie eine schnelle und einfache Abschätzung einiger Antwortparameter des Absperrbauwerkes bei Erdbebeneinwirkung ermöglicht. Hier ist insbesondere eine Reihe von Arbeiten von *Herzog* (1985, 1992) zu nennen, die speziell dieser Fragestellung gewidmet sind. Die persönliche Erfahrung der Autoren mit der Anwendung der dort erarbeiteten Vorgehensweise, *Kisliakov* (2017), zeigt, dass die Ergebnisse realistisch genug sind und als eine zuverlässige Grundlage bei vorläufigen Abschätzungen dienen können.

Eine besondere Aufmerksamkeit in diesem Zusammenhang gebührt dem neulich von den französischen (CFBR) und japanischen (JCOLD) Talsperrenkomitees entwickelten und validierten nichtlinearen dynamischen vereinfachten Analyseverfahren für Staudämme unter Erdbebeneinwirkung, *Fry, Jellouli, des Garets*, (2018, 2019). Mit Hilfe dieses Verfahrens werden alle wichtigsten Phänomene beim tatsächlichen dynamischen Verhalten von Staudämmen erfasst. Wichtig ist es auch, dass bei der Entwicklung des vorgeschlagenen Berechnungsverfahrens die Daten von 86 Aufnahmen an 23 Staudämmen berücksichtigt worden sind, *Fry, Jellouli, des Garets*, (2018). Leider kann aber aufgrund der uns verfügbaren Veröffentlichungen zu dieser Methode das vollständige Rechenverfahren noch nicht anwendungsreif nachgebildet werden.

Generell kann die Anwendung mehr oder weniger vereinfachter Methoden in vielen Fällen wichtig sein für:

- vorläufige Bewertung der wichtigsten Dammantwortparameter für verschiedene Last- und Einwirkungsfälle und Orientierung über den Inhalt und die Tiefe des weiteren Vorgehens auf Grundlage der so erhaltenen Ergebnisse;
- unabhängige qualitative Kontrolle der Ergebnisse durch anspruchsvollere Analysen, durchgeführt aufgrund komplexer Modelle.

In diesem Beitrag wird eine Anwendung des von *Xu Zhi-Ying* (1996) vorgestellten vereinfachten Berechnungsverfahrens am Beispiel eines sich im Bau befindenden bulgarischen Steinschüttdammes mit Lehmdichtungskern gezeigt. Der Sonderfall dieses Dammes wurde hauptsächlich aus zwei Gründen ausgewählt. Einerseits wurde die genannte vereinfachte Methode vom Autor in der genannten Quelle auf einen Erdschüttdamm angewandt, der sich in einem relativ engen dreieckigen Tal befindet. Andererseits ist das Verhältnis der Kronenlänge zur Dammhöhe etwa 4, *Xu Zhi-Ying* (1996), d.h. der räumliche Charakter der Antwort des Dammkörpers auf Erdbebeneinwirkung ist dabei berücksichtigt. Es war für uns interessant, wie dieser Ansatz für einen Steinschüttdamm (Schotterdamm), der sich in einem wesentlich breiteren Tal befindet (Verhältnis der Kronenlänge zur Dammhöhe etwa 10), gilt. In diesem Zusammenhang wird des Weiteren dieses Berechnungsverfahren auch nur für den zentralen Dammquerschnitt angewandt. Andererseits existiert bereits die technische Planung, und somit besteht auch die Möglichkeit eines Vergleiches mit den Ergebnissen von anspruchsvollen Berechnungen, die eine Einschätzung der Anwendbarkeit des diskutierten vereinfachten Ansatzes erlauben.

2 Fallstudie und Umsetzung des vereinfachten Verfahrens

2.1 Vorstellung des Staudammes

Der betrachtete Damm ist kein typischer Steinschüttdamm, sondern eher ein Schotterdamm. Sein Körper besteht tatsächlich aus zerkleinertem Gestein, sogar mit ähnlichen physikalischen Parametern wie denen der Filter. Die Planungs- und Standortuntersuchungsarbeiten des Staudammes wurden in den 80er Jahren des letzten Jahrhunderts durchgeführt, am Ende der 1980er Jahren begann auch die Bauausführung. Im Sommer 2001 wurde der Bau des teilweise gebauten Staudammes (bis zu etwa einer Höhe von 27 m) und der dazugehörigen Einrichtungen plötzlich eingestellt. Derzeit wird der Damm fertiggestellt mit der Hauptaufgabe, den geplanten Trinkwasserspeicher mit seinen Anlagen in Betrieb zu nehmen. Aufgrund der großen zeitlichen Lücke wurden neue Standortuntersuchungen und die Neugestaltung des Staudammes und aller Einrichtungen von einem Ingenieurbüro durchgeführt. Die Draufsicht und der höchste Querschnitt des Dammes mit beiden Zonen – der bereits gebauten und der neu zu errichtenden oberen – sind in Abb.1 und Abb. 2 dargestellt.

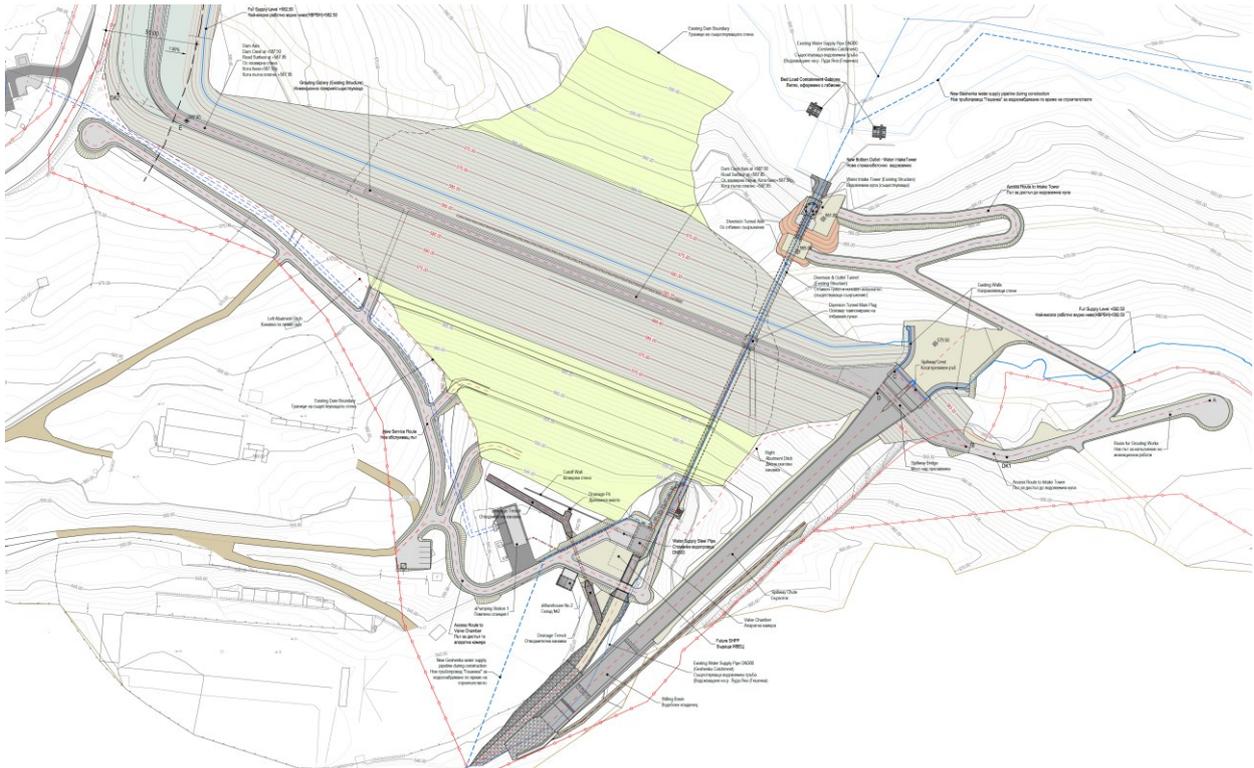


Abb. 1 Draufsicht des Dammes, *Todorov* (2014)

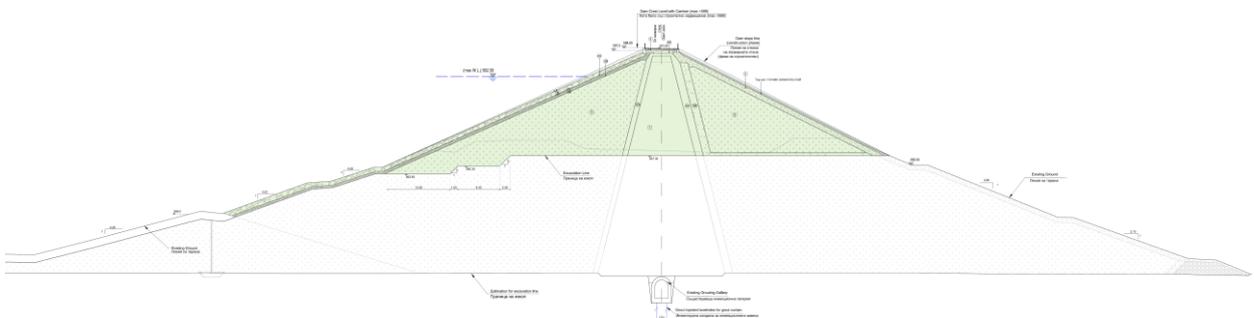


Abb. 2 Querschnitt des Dammkörpers im höchsten Profil, *Todorov* (2014)



Abb. 3 Damm mit Baustelle zur Fertigstellung 2019



Abb. 4 Die Baustelle zur Fertigstellung des Dammes 2019

Die wichtigsten Konstruktionsparameter des Dammes sind wie folgt:

- Typ: Steinschütt- / Schotterdamm mit Lehmdichtungskern und Filterzonen
- Höhe: 47,00 m (maximal, von der Gründung des Dichtungskernes bis zur Krone)
- Kronenlänge: 458 m
- Kronenbreite: 6,00 m
- Gesamtvolumen des Speichers bei maximalem Wasserspiegel: 20 000 000 m³
- Gesamtvolumen des Dammkörpers: ~660 000 m³
- Hochwasserentlastung: Stirnüberfall mit Schussrinne und Tosbecken am linken Hang

Gemäß den Anforderungen der bulgarischen nationalen Normen für die Planung von Wasserbauwerken gehört der Damm als Bauwerk zur Bauwerkklasse II, d.h. zur zweithöchsten Klasse.

Gemäß der bulgarischen nationalen Norm für die Planung von Gebäuden und Anlagen in Erdbebengebieten (Verordnung № RD-02-20-2) befindet sich der Standort in einer Zone der Intensitätsstufe VIII (MSK) mit einer maximalen Bodenbeschleunigung von 0,15g, die einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren entspricht.

2.2 Übersicht und Anwendung des vereinfachten Berechnungsverfahrens

Das hier angewandte Berechnungsverfahren wurde von *Xu Zhi-Ying* (1996) ausführlich beschrieben und mit einem Zahlenbeispiel illustriert. Es besteht im Allgemeinen aus den folgenden Schritten:

1. Ermittlung der statischen Spannungen im Dammkörper. Danach werden die vertikalen effektiven, die horizontalen effektiven und die mittleren effektiven Anfangsspannungen ermittelt. Am einfachsten können die genannten Spannungen aus der hydrostatischen Last mit Berücksichtigung der Querdehnungszahl der den Dammkörper aufbauenden Böden ermittelt werden.
2. Gemäß den durchschnittlichen vertikalen effektiven Spannungen und der in *Xu Zhi-Ying* (1996) angegebenen Kurve des Schubspannungsverhältnisses gegenüber Zyklen bis zur Verflüssigung, und unter Annahme einer durchschnittlichen Schubspannung (hier: 15 kPa) wird die Anzahl der Lastzyklen bis zur Verflüssigung N_L erhalten. In Abhängigkeit von der zu erwartenden Erdbebenmagnitude kann die äquivalente Anzahl von Zyklen N_{eq} von der in *Xu Zhi-Ying* (1996) angegebenen Tabelle entnommen werden. Dabei haben wir auch annähernde Beziehungen zwischen Magnitude und Intensität benutzt.
3. Nach dem Erhalten von N_L und N_{eq} kann der seismische Porenwasserdruck bestimmt werden. In der dafür anzuwendenden Gleichung wird ein zusätzlicher Parameter aus *Hardin, Drnevich* (1972) benutzt. Im gegebenen Fall besteht aufgrund der Korngrößen der eingebauten Materialien keine Verflüssigungsgefahr.
4. Wenn der Porenwasserdruck und die mittlere effektive Anfangsspannung bekannt sind, können die mittlere effektive Spannung sowie der maximale Schubmodul berechnet werden.
5. Unter der Annahme einer mittleren Schubdehnung (hier: 0,1%) werden der Schubmodul und der Dämpfungsgrad berechnet.
6. Berechnung der Scherwellengeschwindigkeit V_s .
7. Berechnung der Grundeigenperiode des Dammes T_1 , z.B. nach *Papazhev u.a.* (1991).
8. Aufgrund der erhaltenen Grundperiode und Dämpfungsgrad können aus dem Antwortspektrum des Eingabezeitablaufes der Bodenbeschleunigung der entsprechende Spektralwert der Bodenbeschleunigung und die resultierende Beschleunigung an der Dammkrone im mittleren Querschnitt berechnet werden. Hier sollte erwähnt werden, dass in der bulgarischen Erdbebennorm *Verordnung* (2012) nur ein Bemessungsspektrum der Beschleunigungen angegeben ist, und keine Zeitabläufe der Bodenbewegungsgrößen. Es gibt aber Hinweise, wie solche künstlich generiert werden können. Zum Zweck der Dammplannung wurden im Rahmen einer speziellen Untersuchung drei solche spektrumkompatible Bodenbeschleunigungsabläufe generiert. Das Antwortspektrum eines dieser Zeitabläufe wurde bei dieser beispielhaften Berechnung benutzt. Leider kann man nicht direkt mit dem in der *Verordnung* (2012) angegebenen Bemessungsspektrum der Beschleunigungen arbeiten, sondern muss das

Antwortspektrum des künstlich generierten spektrumkoptatiblen Beschleunigungszeitablaufes benutzt werden, weil dabei mehrere unterschiedliche Werte des Dämpfungsgrades gebraucht werden.

9. Berechnung der durchschnittlichen Schubverformung und der durchschnittlichen Schubspannung.
10. Sind die so erhaltenen Werte gleich (mit einer bestimmten Genauigkeit) mit den oben angenommenen Werten der selben Größen, kann der iterative Rechenvorgang abgeschlossen werden. Ansonsten werden Punkte 2. und entsprechend 5., bis 9. wiederholt bis zur Befriedigung eines als Konvergenzbedingung vorgegebenen Genauigkeitskriteriums.

3 Diskussion der Ergebnisse

Die Ergebnisse der iterativen Berechnung sind in Tabellenform in Tab.1 dargestellt. Dort sind die Größen eingeordnet, die im Laufe des Rechenvorganges ermittelt wurden.

Tab. 1 Ergebnisse der iterativen Berechnung

Iteration Nr.	Maximale Beschleunigung an der Dammkrone	T_1	durchschnittliche Schubverformung	durchschnittliche Schubspannung
	[g]	[s]	[%]	[kPa]
1	0,29424	0,749719	0,0369	11,700
2	0,40458	0,578166	0,022	11,700
3	0,42297	0,529344	0,0184	11,700
4	0,44136	0,51708	0,0176	11,700
5	0,45975	0,514126	0,0174	11,700
6	0,47814	0,513422	0,0173	11,700
7	0,47814	0,513255	0,0173	11,700

Diese Werte werden im Folgenden mit denjenigen aus den Planungsunterlagen verglichen.

- Grundperiode: Die durchgeführte FEM-Berechnung des Zentralquerschnittes, d.h. nur zweidimensional, hat eine Grundperiode von 0,40 s geliefert. Diese Eigenperiode des Dammkörpers wäre in Wirklichkeit etwas höher, vor allem durch den Einfluss des breiten Tals. Auf der anderen Seite haben die vorläufigen Naturuntersuchungen der Dammbaustelle eine mittlere Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Scherwellen von 350 m/s ergeben. Somit läge die Grundperiode des Dammes bei 0,352 s, allerdings auch zweidimensional betrachtet, d.h. der festgestellte Unterschied bei der Grundperiode ist relativ groß.
- Beschleunigung an der Dammkrone: Das ist der andere Parameter, der direkt verglichen werden kann. Die FEM-Berechnung der Antwort des Staudammes auf eine Einwirkung in der Form eines Bodenbeschleunigungsablaufes hat für den selben spektrumkompatiblen generierten Beschleunigungsablauf, der auch mit der vereinfachten Methode benutzt wurde, für den mittleren Punkt der Krone im Zentralquerschnitt 0,317g geliefert. Das vereinfacht ermittelte Endergebnis der Iteration 0,478g unterscheidet sich wesentlich von diesem Wert, allerdings auf der sicheren Seite. Der Unterschied ist groß, und obwohl der Dammkörper in diesem Fall relativ „steif“ ist, kann eine solche Verstärkung der Eingabebeschleunigung (max. 0,15g) an der Dammkrone kaum realistisch sein. Es konnte allerdings mit den Rechenergebnissen mit dem FE-Modell aufgrund von drei gleichwertigen spektrumkompatiblen Eingabeabläufen

der Beschleunigung festgestellt werden, dass viele andere Faktoren dabei auch einen entscheidenden Einfluss haben – sowohl beim Aufbau des numerischen Modells, als auch bei der mit ihm durchgeführten FE linearen dynamischen Untersuchung.

Zu der durchschnittlichen Schubverformung und zur durchschnittlichen Schubspannung kann leider keine eindeutige Meinung getroffen werden, da diesen Größen bei den durchgeführten dynamischen FE-Berechnungen während der Planung keine spezielle Aufmerksamkeit geschenkt wurden. Leider können keine vergleichenden Nachweise genannt werden. Es fällt aber auf, dass auch im nachgerechneten Zahlenbeispiel von *Xu Zhi-Ying* (1996) diese Werte von denjenigen in der Veröffentlichung abweichen. Die durchschnittliche Schubspannung bleibt auch dort bei der Nachrechnung konstant.

4 Schlussbetrachtung

Die oben dargestellte Anwendung eines vereinfachten Ansatzes zur seismischen Antwort eines Steinschüttdammes kann sehr effizient in Bezug auf die Möglichkeit sein, in relativ kurzer Zeit eine Orientierung über quantitative Werte von Schlüsselparametern des dynamischen Dammverhaltens zu gewinnen. Solche Ergebnisse sind besonders wertvoll, wenn die erhaltenen Werte realistisch sind. Letzteres lässt sich in vielen Fällen durch einen Vergleich mit Messwerten oder mit Ergebnissen wirklichkeitsnäherer Berechnungen nachweisen. Und umgekehrt, vereinfachte Ansätze dienen häufig der unabhängigen Kontrolle von anspruchsvolleren Rechenverfahren über die Größenordnung der Ergebnisse.

Allerdings sind solche Vergleichsmöglichkeiten in vielen Fällen schlichtweg nicht vorhanden. Gerade in solchen Fällen ist eine vorläufige realistische Einschätzung besonders wichtig. Dann kann die Anwendung vereinfachter Ansätze zum Problem werden. In diesem Zusammenhang sollten folgende Überlegungen berücksichtigt werden:

- Die erhaltenen Ergebnisse sollten mit großer Vorsicht betrachtet, und wenn möglich, unabhängig geprüft werden. Liegen Messungen und/oder rigorose Rechenmodelle nicht vor, ist ein unabhängiger Vergleich mit ähnlichen Fällen, Daten aus Literaturquellen usw. unumgänglich;
- Die jedem vereinfachten Verfahren zugrundeliegenden Annahmen und Modellbesonderheiten sollten entsprechend berücksichtigt werden;
- Eine reiche fachliche Erfahrung auf dem Gebiet ist unentbehrlich;
- In Bezug auf den in dieser Arbeit angewandten vereinfachten Rechenansatz würden wir soweit seine Anwendung für eine Abschätzung des dynamischen Verhaltens von Staudämmen in breiten Tälern nicht empfehlen, insbesondere wenn der Dammkörper relativ steifer ist. Besonders empfehlenswert wären auch weitere Vergleichsuntersuchungen mit fortgeschrittenen Rechenmodellen unterschiedlicher Dammbauwerke zur genaueren Abschätzung des möglichen Anwendungsbereiches dieses vereinfachten Rechenverfahrens.

Literatur

- Jansen, R.B. (1990). Estimation of embankment dam settlement caused by earthquake, *Water Power & Dam Construction*, December 1990, 35-40
- Shen Zhen-Zhong, Xu Zhi-Ying. (1996). Shear vibration of 3-D inhomogeneous earth dams in triangular canyons, Paper No.584, 11th WCEE, Acapulco, Mexico
- Xu Zhi-Ying. (1996). Simplified effective stress procedure for evaluating seismic response of earth dams in 3-D, Paper No.528, 11th WCEE, Acapulco, Mexico

- Herzog, M. (1985). Closed formulae for earthquake-induced deformations in dams, *Water Power & Dam Construction*, January 1985, 33-34
- Herzog, M. (1992). Eigenschwingungsdauer sowie dynamischer Gleitmodul von Erd- und Steinschüttdämmen, *Bautechnik*, 69, Heft 9, 515-517
- Herzog, M. (1992). Zutreffende Erdbebenbemessung von Talsperren mit einem verbesserten statischen Ersatzlastverfahren, *Österreichische Wasserwirtschaft*, Jahrgang 44, Heft 1/2, 15-22
- Herzog, M. (1992). Der Bruch des Sheffield-Dammes in Santa Barbara beim Erdbeben am 29. Juni 1925 im Rückblick, *Österreichische Wasserwirtschaft*, Jahrgang 44, Heft 7/8, 206-208
- Kisliakov, D.S. (2017). Very simplified seismic response evaluation of an asphalt core rock-fill dam – its possibilities and limits, *Proc. 4th Congress on Dams*, organized by MACOLD, 28.-30. September 2017, Struga, Republic of N. Macedonia, ISBN 978-608-65373-6-4, 31-38
- Fry, J.-J., Jellouli, M., des Garets, A. (2018). The FR-JP simplified dynamic analysis – development and validation, in: Fry and Matsumoto (Eds.) *Validation of Dynamic Analyses of Dams and Their Equipment*, CIGB/ICOLD, ISBN 978-1-138-59017-5, 255-273
- Jellouli, M., des Garets, A., Fry, J.-J. (2019). Méthode de calcul dynamique simplifiée FR-JP – Développement et qualification sur études de cas, *Colloque CFBR: Justification des barrages : Etat de l'art et Perspectives*, Chambéry, 27 et 28 novembre 2019
- Todorov, O.K. (2014). Municipality infrastructure development project No. MIDP-D-QCBS-1, Design for completing the dam and shaping the dam crest, *Technological design*, October 2014
- Verordnung № RD-02-20-2 vom 27. Januar 2012 über die Planung von Gebäuden und Anlagen in Erdbebengebieten, Ministerium für regionale Entwicklung und Raumplanung, Sofia, Bulgarien (In Bulgarisch)
- Hardin, B.O., Drnevich, V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, July 1972, 667-692
- Papazhev, I.B., Abadzhiev, Hr.B., Sheytanova, L.V., Toshev, D.N. (1991) *Anleitung zur Planung von Wasserbauten* (In Bulgarisch). Tehnika, Sofia

Anschrift der Verfasser

Prof. Dr.-Ing. Dimitar Kisliakov
 Lehrstuhl für Wasserbau und landwirtschaftlichen Wasserbau, UACEG
 Boul. Hr.Smirnenski 1, BG-1046 Sofia, BULGARIEN
 kiss_fhe@uacg.bg

Dipl.-Ing. Ognyan Todorov
 Aquapro Engineering EOOD,
 Block 27, Entr. A, Floor 3, App. 5, Darvenitsa, Sofia, BULGARIEN
 aquapro.eng@gmail.com

Einfluss der Vorfeuchte und Verschlämmung auf die Starkregenmodellierung in Baden-Württemberg

Rick Crocoll, Eva Gerke und Anne Jakobs

Zusammenfassung

Bei den in Baden-Württemberg im Mittel durch Überflutungsereignisse jährlich auftretenden Gesamtschäden wird davon ausgegangen, dass etwa 50% auf Starkniederschläge kurzer Dauer und hoher Intensität zurückzuführen sind (LUBW, 2020). Sogenannte Starkregengefahrenkarten unterschiedlicher Szenarien dienen als Instrument zur Visualisierung der Überflutungsflächen und Fließwege des Oberflächenwassers und somit als Grundlage für die Gefahrenabschätzung und -vermeidung. Die Erstellung der Starkregengefahrenkarten erfolgt mittels zweidimensionaler hydrodynamisch-numerischer Modelle (2D-HN-Modelle). Als Eingangsgrößen für die 2D-HN-Modelle werden die Ergebnisse eines hydrologischen Niederschlags-Abfluss-Modells (N-A-Modell) verwendet, welche den Direktabfluss eines Niederschlagsereignisses ausgeben. Diese Ergebnisse hängen unter anderem von meteorologischen und bodenspezifischen Annahmen, sowie von standortspezifischen Parametern, wie der Topografie und der Landnutzung, ab (Steinbrich et al, 2015). Zwar werden N-A-Modelle anhand gemessener Pegelstände und Abflüsse kalibriert, allerdings fehlen in kleinen Gebieten häufig Messdaten, sodass mit abnehmender Gebietsgröße die hydrologischen Unsicherheiten zunehmen. Aufgrund von Beobachtungen aus Feldversuchen werden insbesondere den Parametern Verschlämmung und Vorfeuchte eine hohe Sensitivität bezüglich der Entstehung von Oberflächenabfluss zugeordnet (Ries et al., 2020; Scherrer et al., 2007).

Um die Unsicherheiten bei Modellrechnungen besser einschätzen zu können, werden Sensitivitätsanalysen angewendet. In diesem Beitrag werden die Resultate verschiedener Modellrechnungen mit historischen Niederschlagsereignissen, sowie Modellrechnungen mit künstlichen Verschlammungs- bzw. Vorfeuchteszenarien aufgezeigt. Da die Fließwege des Oberflächenwassers zunächst unbekannt sind, müssen stets gesamte Einzugsgebiete (EZG) modelliert werden. In den Untersuchungen werden EZG mit einer Fläche $< 1 \text{ km}^2$ mit verschiedenen Landnutzungen in der Gemeinde Karlsbad betrachtet und anhand ihrer Abflussganglinien am unteren Gebietsrand verglichen. So kann das Verhalten der Modelle auf Veränderungen bodenspezifischer Parameter im kleinskaligen Bereich untersucht werden und Rückschlüsse können anhand der Gebietsdaten gezogen werden.

1 Einführung

1.1 Untersuchungen zu den Folgen von Starkregen

Seit den Ereignissen im Ahrtal im Sommer 2021 hat das Thema rund um die Gefahren von Starkregenniederschlägen viel Aufmerksamkeit erregt. In Anbetracht des Klimawandels und dem damit verbundenen erhöhten Auftreten von Starkregen steigt die Notwendigkeit für eine kontinuierliche Verbesserung realitätsnaher Abbildungen der Überflutungen bei diesen Ereignissen. Die daraus resultierenden Gefahren durch Starkregen sollen durch Untersuchungen angemessen beurteilt und präventiv verhindert werden. Untersuchungen dieser Art finden in Baden-Württemberg bereits seit 2016 standardisiert nach dem Leitfaden der Landesanstalt für Umwelt Baden-

Württemberg (LUBW) statt. Nach dem Leitfaden wird die Untersuchung für fünf Oberflächenabflussszenarien durchgeführt (Tab. 1): Unterschieden werden ein seltenes (SEL), ein außergewöhnliches (AUS) und ein extremes (EXT) Abflussereignis.

Tab. 1 Übersicht der Szenarien bei einer Starkregenuntersuchung (nach LUBW, 2020)

Szenario	Niederschlagsdauer	Einordnung des Niederschlags	Variation
SEL	1h	~30-50-jährlich	Unverschlämmt
	1h	~30-50-jährlich	Verschlämmt
AUS	1h	~100-150-jährlich	Unverschlämmt
	1h	~100-150-jährlich	Verschlämmt
EXT	1h	128 mm/h (höchster gemessener Wert in BW)	Verschlämmt

Der zeitliche Verlauf des Niederschlags bei diesen Szenarien zeichnet sich durch eine anfangsbetonte Intensität aus. Die Untergliederung der Szenarien SEL und AUS in unverschlämmt und verschlämmt soll das Spektrum der Untersuchungen erweitern. Hierbei wird im Bereich von Ackerflächen die Infiltration des Wassers in den Boden variiert. Eine Verschlämmung des Bodens bedeutet das Verschließen von Poren durch Bodenpartikel und das damit verbundene Verringern der Infiltrationskapazität. Das sogenannte Verschlämmen geschieht durch den Aufprall der Regentropfen und das Fließen des Oberflächenwassers, wodurch die Bodenpartikel zerkleinert und verlagert werden (Elhaus, 2015).

Mit einem 2D-HN-Modell werden die Fließwege, Fließgeschwindigkeiten und Überflutungstiefen berechnet. In das Modell sind verschiedene Daten über das jeweilige Untersuchungsgebiet einzuarbeiten. Dazu gehören die Topografie eines Gebietes in Form eines digitalen Geländemodells, der Gebäudebestand, die Landnutzungen aber auch das Gewässernetz mit Verdolungen und Durchlässen. Der Niederschlagsinput wird als Effektivniederschlag in Form von Oberflächenabflusskennwerten (OAK) eingegeben. Die Ermittlung des oberflächenabflusswirksamen Effektivniederschlags, welcher sowohl eine räumliche als auch zeitliche Inhomogenität aufweist, stellt als Summe vieler Abflussprozesse einen höchst komplexen Ablauf in der Hydrologie dar. Hierzu wurden bereits viele Untersuchungen, wie die von Beven & Germann (1982), Ries et al. (2020), Scherrer et al. (2007), Steinbrich et al. (2015) und Weiler & Naef (2003) vorgenommen. Tab. 2 gibt einen Überblick über die wesentlichen Gebietseigenschaften, die eine wichtige Rolle für das Abflussgeschehen bei Starkregenereignissen spielen.

Um die Gefahren von Starkregenereignisse durch realitätsnähere Simulationen besser einschätzen zu können, sind Erkenntnisse aus vergangenen Starkregenereignissen und eine stetige Überprüfung der bisher angenommen Ansätze für diese Parameter unerlässlich. Daher werden im Folgenden (Kapitel 2) die Ereignisse in Karlsbad näher betrachtet.

Tab. 2 Übersicht wichtiger Prozesse und Parameter der Abflussbildung

Zuordnung		Erklärung
Meteorologische Parameter	Niederschlagshöhe	Niederschlagsmenge in einem bestimmten Zeitraum
	Niederschlagsdauer & -verlauf	Zeitspanne des Niederschlags, sowie die Verteilung der Intensität
Bodenspezifische Prozesse und Parameter	Verschlämmung	Verminderung der Infiltration
	Infiltrationsrate	Eindringen des Wassers in den Boden pro Zeiteinheit
	Bodenmatrix	Bodensubstanz ohne Luftporen
	Makroporen	Luftporen mit Durchmesser > 1 mm
	Vorfeuchte	Bodenfeuchtwert zu Beginn eines Ereignisses
	Vegetation	Pflanzenentwicklungsstufe, sowie Bedeckungsgrad durch Vegetation
Landnutzung	Flächenzuordnung	Versiegelungsgrad; Rauheiten
Relief	Topografie	Höheninformationen

1.2 Hydrologisches Modell RoGeR

Zur Ermittlung des Effektivniederschlags wird in Baden-Württemberg das N-A-Modell Runoff Generation Research (RoGeR) von der Albert-Ludwig-Universität Freiburg genutzt. Somit ist eine einheitliche Grundlage auf Landesebene für die Starkregenuntersuchungen gewährleistet. RoGeR liefert als Ergebnis Effektivniederschläge, die als rasterbasierte OAK dem 2D-HN-Modell als Eingangsdaten dienen. Die Ergebnisse werden in zeitlicher Auflösung von 5 min und räumlicher Auflösung von 5 m * 5 m geliefert. RoGeR basiert auf einer Beschreibung hydrologischer Prozesse und wurde an 13 EZG in Baden-Württemberg validiert. Aufgrund dieser Validierung und den räumlich verteilten Eingabeparametern kann RoGeR für neue Untersuchungsgebiete ohne weitere Kalibrierung übertragen werden und ist somit für alle Gebietsgrößen einsetzbar (Steinbrich et al., 2015). Somit bietet RoGeR die Möglichkeit, die hydrologischen Ergebnisse aus dem Modell auf jedes Untersuchungsgebiet anzuwenden und gleichzeitig Parameter, wie z.B. die Vorfeuchte zu variieren.

2 Starkregenereignisse in Karlsbad

Im Sommer 2021 fanden in der Gemeinde Karlsbad, zu der unter anderem die Ortsteile Mutschelbach, Langensteinbach und Auerbach gehören, innerhalb kurzer Zeit drei aufeinanderfolgende Starkregenereignisse statt, deren Eigenschaften in Tab. 3 aufgelistet sind. Die Informationen zu den Niederschlagsverläufen wurden einem virtuellen Niederschlagsschreiber, der im Flutinformations- und -warnsystem FLIWAS (FLIWAS, 2023) integriert ist, entnommen. Die Betroffenheit durch den Regen erstreckt sich bei allen drei Ereignissen über jeden der oben genannten Ortsteile hinweg. Die Stellen, an denen Schäden auftraten, variierten jedoch je Ereignis.

Tab. 3 Eigenschaften und Abschätzung der Jährlichkeit der Ereignisse in Karlsbad

Ereignis	Dauer	Niederschlagshöhe	Abschätzung nach KOSTRA
18.06.21	1 h	> 65 mm	>> 100 a
29.06.21	0,5 h	25 mm	~10 a
04.07.21	1 h	31 mm	~ 5 a

Das erste Ereignis vom 18.06. mit einer Dauer von 1 h weist die höchste Niederschlagshöhe auf und liegt nach Abschätzungen und Einordnung nach KOSTRA weit über einem 100-jährlichen Ereignis. Im Laufe dieses Ereignisses wurden primär im Ortsteil Mutschelbach größere Schäden dokumentiert. An Stellen mit einer hohen Konzentration des Oberflächenwassers, wie beispielsweise am Friedhof in Mutschelbach, führte die Kraft des Wassers zu einer vollständigen Zerstörung der Zugangstreppe aus Sandsteinblöcken. Mit einer geringeren Dauer, aber auch einer geringeren Niederschlagshöhe wird für das zweite Ereignis eine Eintrittswahrscheinlichkeit von etwa 10 Jahren abgeschätzt. Das dritte Ereignis vom 04.07. mit einer Dauer von 1 h zeigt eine leicht höhere Niederschlagshöhe im Vergleich zum zweiten Ereignis. Nach einer Abschätzung kann solch ein Niederschlag statistisch gesehen alle fünf Jahre auftreten. Bei dem dritten Ereignis meldeten insbesondere die Ortsteile Langensteinbach und Auerbach deutlich höhere Schäden im Vergleich zu den ersten beiden Ereignissen. So standen ganze Bereiche der Fliederstraße in Langensteinbach beim Eintritt des Außengebietswassers in die Siedlung unter Wasser, was zu großen Sachschäden an Privathäusern führte.

Die Dokumentation der Ereignisse zeigt, dass die Folgen eines Starkregens von den erwarteten Schäden anhand der Einstufung der Jährlichkeit stark abweichen können. Dies führt zur Vermutung, dass Faktoren wie die Vorfeuchte oder Verschlämmung zum Zeitpunkt der Ereignisse einen wesentlichen Einfluss auf die Abflussbildung bei Starkregenereignissen haben können. Frei verfügbare Daten des DWD können eine erste Einschätzung zur vorliegenden Vorfeuchte bei den Ereignissen geben. Aus diesen Daten geht hervor, dass eine geringere Vorfeuchte am 18.06.21 gegenüber dem Ereignis vom 04.07.21 vorliegt (DWD, 2023).

3 Vorgehensweise bei der Sensitivitätsanalyse

3.1 Auswahl der Parameter und Standorte

Wie in Tab. 2 erwähnt, bestimmen eine Vielzahl von Faktoren das Abflussgeschehen bei Starkregenereignissen. Aufgrund der Ereignisse in Karlsbad war das Ziel der vorliegenden Untersuchung, den Einfluss der Vorfeuchte und Verschlämmung auf das Ergebnis des 2D-HN-Modells des Gebietes in Karlsbad mittels einer Sensitivitätsanalyse zu untersuchen. Dem 2D-HN-Modell vorangeschaltet, ist ein hydrologisches N-A-Modell, welches die Effektivniederschläge (OAK) liefert. In diesem N-A-Modell sind die Ansätze für Vorfeuchte und Verschlämmung implementiert. Neben der Sensitivitätsanalyse werden die drei vergangenen Ereignisse in Karlsbad modelliert und miteinander verglichen. Auch in Feldversuchen wurde nachgewiesen, dass eine erhöhte Vorfeuchte und das Auftreten von Verschlämmung den Oberflächenabfluss erhöhen kann. Dies variiert jedoch bei verschiedenen Landnutzungen stark, da eine Vielzahl von weiteren Faktoren das Abflussgeschehen beeinflussen kann (Ries et al., 2020; Rickli & Forster, 1997). Insbesondere Ackerflächen neigen dazu, sehr sensitiv auf die Einflüsse der Vorfeuchte und Verschlämmung zu reagieren. Diese Erkenntnisse aus den Feldversuchen bedeuten, dass bei der Auswahl der Standorte auf verschiedene Landnutzungen geachtet werden sollte. Abb. 1 stellt einen Überblick über die Eigenschaften der ausgewählten Standorte dar.

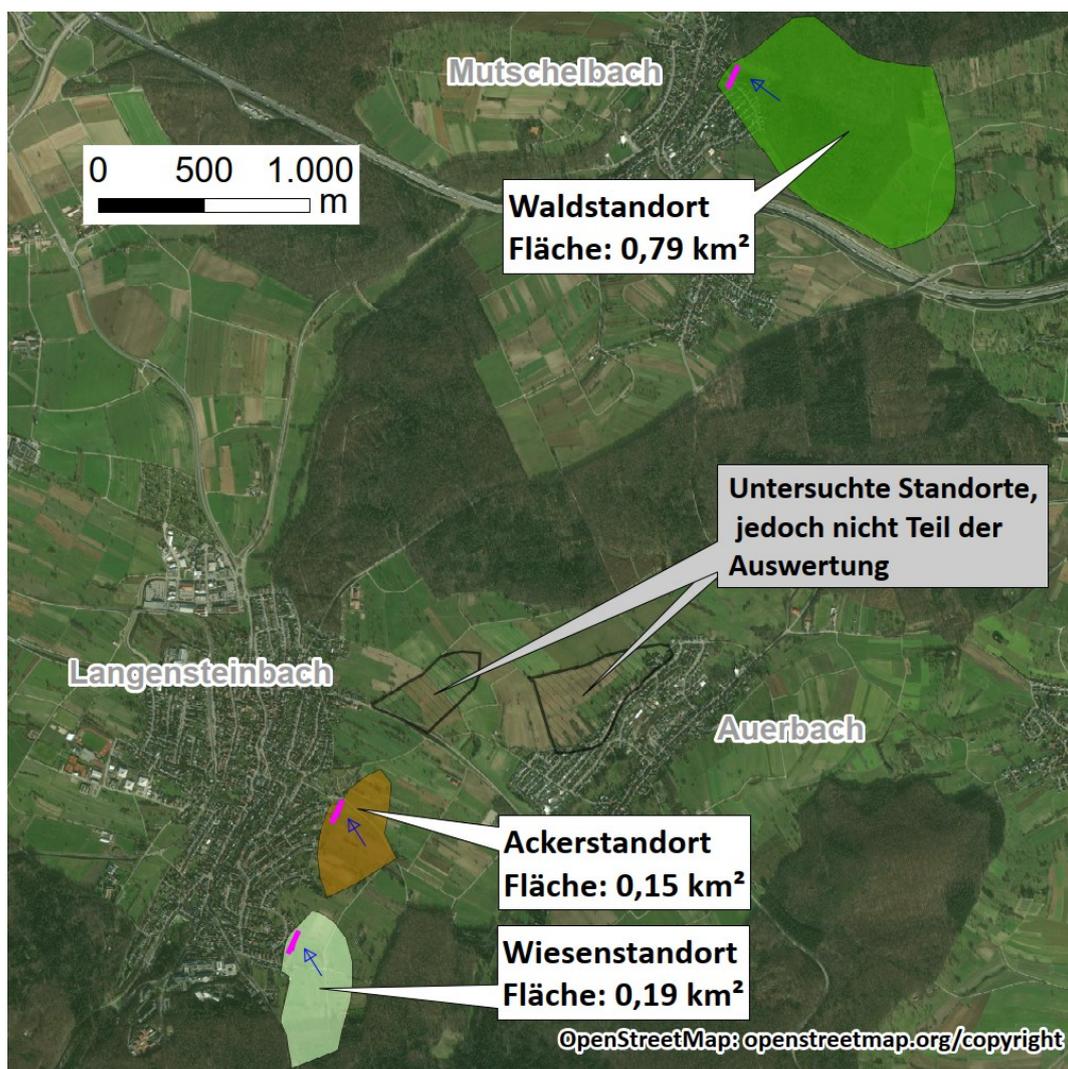


Abb. 1 Lage und Eigenschaften der Standorte mit der Markierung der Abflussentnahme am unteren Gebietsrand (pink) (Quelle Hintergrundkarte: www.openstreetmap.org/copyright)

Um die Interpretation der Ergebnisse zu vereinfachen, beschränkt sich die vorliegende Untersuchung auf kleine ($< 1 \text{ km}^2$) EZG. Die Standorte zeichnen sich durch ihre Siedlungsnähe aus und weisen, mit Ausnahme des Waldstandortes, keine abflusswirksamen Strukturen (z.B. Verdolungen oder Gräben) auf. Am Waldstandort sorgt ein Waldweg für einen Rückstau bei der Hälfte des EZG.

3.2 Durchgeführte Rechenläufe

Für die Sensitivitätsanalyse wird das außergewöhnliche Abflussereignis (AUS) herangezogen. Es wird ein unverschlammtes und ein verschlammtes Szenario betrachtet. Da besonders Ackerflächen stark auf eine Verschlämmung mit erhöhtem Abfluss reagieren, wird die Sensitivitätsanalyse für die Ackerfläche um ein Szenario mit einer maximalen fiktiven Verschlämmung erweitert. Die OAK der Ackerflächen wurden dabei so modifiziert, dass diese mit den OAK von Straßen gleichgesetzt werden. Wasser kann nicht mehr in den Boden infiltrieren, weshalb dort der Niederschlag nahezu vollständig abfließt (Wessolek & Fecklam, 1996).

Die Rechenläufe mit den verschiedenen Vorfeuchten beruhen auf dem unverschlammten Szenario und unterscheiden sich durch eine schrittweise Erhöhung der Vorfeuchte. Tab. 4 gibt einen Überblick über die durchgeführten Rechenläufe. Für die Rechenläufe der historischen Ereignisse wurden die Eingangsdaten zu dem Zeitpunkt der Starkregen mit Wasserhaushaltsmodellen der

Universität Freiburg modelliert, weshalb hier keine Einordnung des Verschlammungszustandes oder der Perzentile möglich ist.

Tab. 4 Übersicht der durchgeführten Rechenläufe mit den zugehörigen Modelleingaben

Nr.	Verschlammung	Vorfeuchte	Bemerkung
1	k.A	23,6 %nFK	Ereignis am 18.06.21
2	k.A	62,6 %nFK	Ereignis am 29.06.21
3	k.A	61,7 %nFK	Ereignis am 04.07.21
4	unverschlämmt	5%-Perzentil: 19,9 %nFK	Perzentile im Sommerhalbjahr
5	unverschlämmt	20%-Perzentil: 38,8 % nFK	Perzentile im Sommerhalbjahr
6	unverschlämmt	50%-Perzentil: 61,2 % nFK	Perzentile im Sommerhalbjahr
7	unverschlämmt	80%-Perzentil: 78,3 % nFK	Perzentile im Sommerhalbjahr
8	unverschlämmt	95%-Perzentil: 92,4 % nFK	Perzentile im Sommerhalbjahr
9	unverschlämmt	k.A	entspricht Leitfaden der LUBW
10	verschlämmt	k.A	entspricht Leitfaden der LUBW
11	fiktiv verschlämmt	k.A	Ackerflächen mit OAK der Straßen belegt

3.3 Numerische 2D-HN-Simulation

Als 2D-HN-Modell wurde die Software HydroAS, Version 5.2.5, vertrieben vom Unternehmen Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH Aachen, verwendet. Im unstrukturierten Berechnungsnetz können kleinräumige Geländestrukturen, welche den Fließweg beeinflussen, eingebaut und Durchlässe sowie Verdolungen berücksichtigt werden. Der Rauheitsansatz erfolgt nach Gauckler-Manning-Strickler mit einer Zuweisung von k_{st} -Werten in Abhängigkeit der Landnutzung (Hydrotec, 2022). Insbesondere bei Flächen mit natürlicher und vegetations-behafteter Nutzung werden variable Rauheitsbeiwerte, abhängig von der Überflutungstiefe, eingesetzt.

4 Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse

4.1 Ereignisse in Karlsbad aus dem Jahr 2021

Um die Resultate der Rechenläufe miteinander vergleichen zu können, wurden Abflussganglinien am unteren Gebietsrand der Standorte entnommen. Abb. 2 zeigt die Abflussganglinien der in Kapitel 2 beschriebenen Starkregenereignisse.

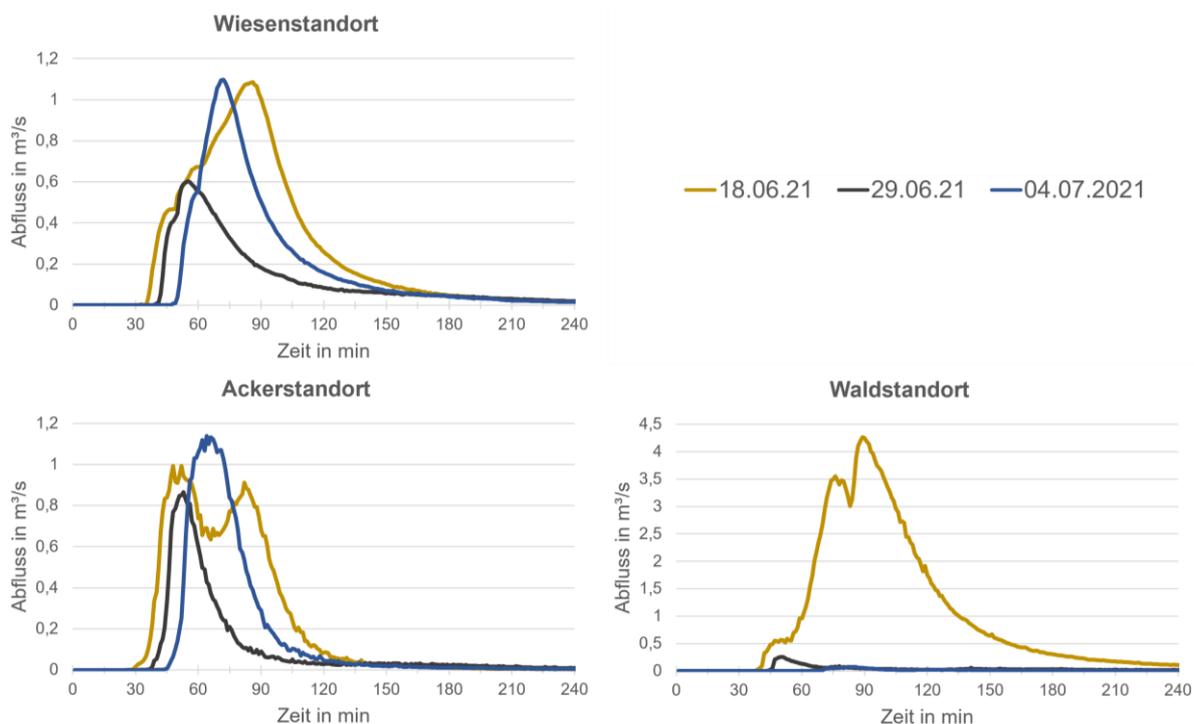


Abb. 2 Abflussganglinien der Ereignisse an den Standorten

Die Unterschiede zwischen den drei Ereignissen variieren je Standort und decken sich qualitativ mit den Beobachtungen. So bewegen sich das erste und dritte Ereignis an dem Wiesen- und Ackerstandort in einem ähnlichen Abflussspektrum. Am Ackerstandort übertrifft der Spitzenabfluss aus dem 5-jährlichen Ereignis (04.07.2021) sogar noch den aus dem 100-jährlichen Ereignis (18.06.2021). Am Waldstandort sind die Differenzen zwischen dem ersten und den darauf folgenden Ereignissen erheblich. Während die Waldfläche mit einem hohen Abfluss auf das 100-jährliche Niederschlagsereignis anspricht, sind die Abflüsse aus den zwei nachfolgenden Ereignissen vernachlässigbar. Somit ist einerseits zu erkennen, dass in der Modellierung durch die Änderungen der Randbedingungen auch geringe Niederschlagsmengen zu deutlich höheren Oberflächenabflüssen führen können. Andererseits wird verdeutlicht, dass der Einfluss der Randbedingungen je Landnutzung variieren kann. Außerdem wird aufgezeigt, dass die räumliche Verteilung des Niederschlags einen Einfluss auf das Abflussgeschehen ausüben kann.

4.2 Außergewöhnliches Ereignis mit unterschiedlicher Vorgeuchte und Verschlammung

Um die möglichen Einflüsse von Vorgeuchte und Verschlammung bei diesen Ereignissen zu identifizieren, werden diese beiden Einflussfaktoren zunächst getrennt betrachtet. Bei den Abflussganglinien aus den Szenarien mit verschiedenen Vorgeuchten ist eine detaillierte Betrachtung der Landnutzungen erforderlich (Abb. 3). So ist bei dem Wiesen- und Waldstandort eine klare Abstufung der Abflussganglinien der einzelnen Szenarien zu erkennen. Die Schritte zwischen den 20%- bis 95%-Perzentilen weisen einen regelmäßigen Abstand auf. Am Waldstandort gibt es in der Abflussganglinie einen abrupten Anstieg, da während des Ereignisses zunächst an einem Waldweg ein Aufstau entsteht und dieser nach einer gewissen Zeit unkontrolliert überströmt wird. Während sich die Abflussganglinien innerhalb der ersten 45 Minuten beim Waldstandort etwas geringer im Vergleich zum Wiesenstandort unterscheiden, wird der Unterschied der Perzentile ab dem Überströmen des Waldwegs deutlich.

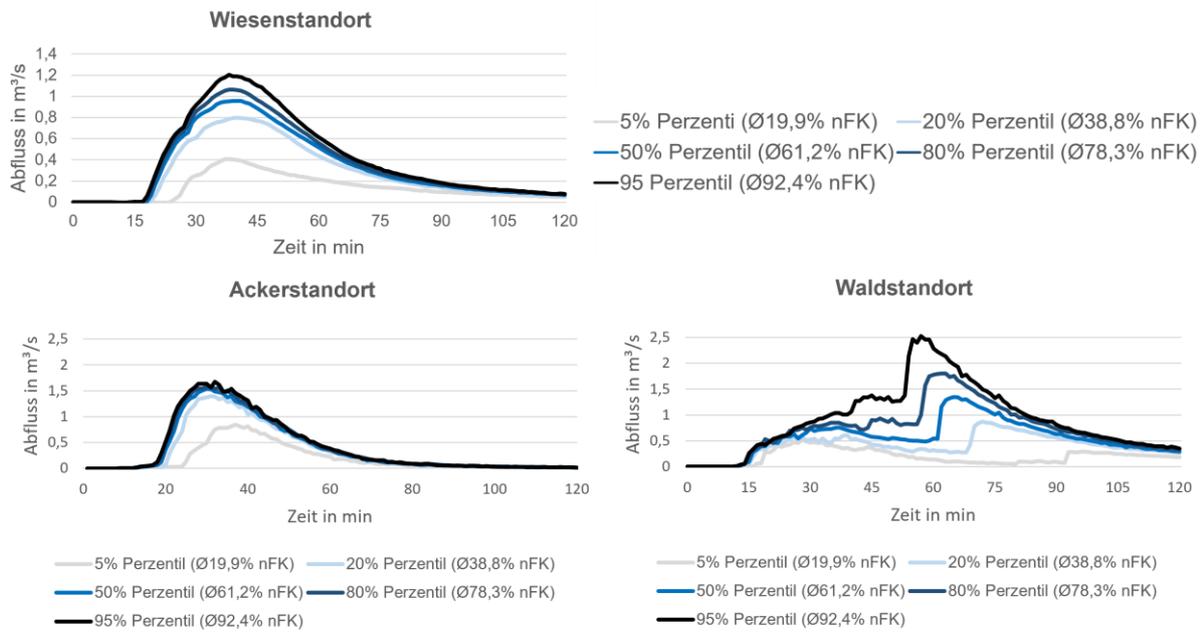


Abb. 3 Abflussganglinien der Vorneuchteszenarien an den Standorten

Bei dem Ackerstandort fällt auf, dass sich eine Erhöhung der Vorneuchte ab dem 20%- Perzentil nur noch wenig auf den Abfluss am Gebietsauslass auswirkt. Damit unterscheidet sich die Charakteristik des Ackerstandorts deutlich von denen des Wiesen- und Waldstandorts.

In Abb. 4 sind die Abflussganglinien am unteren Gebietsrand der Ackerfläche für die unterschiedlichen Szenarien der Verschlämmung dargestellt. Die beiden Szenarien „unverschlämmt“ und „verschlämmt“ stellen die bisher standardisiert betrachteten Fälle bei einer Untersuchung zu den Gefahren durch Starkregen dar. Der fiktive Ansatz einer „maximalen Verschlämmung“ ist vergleichbar mit einer vollständigen Versiegelung. Die Rechenläufe zeigen, dass durch die Variation der Verschlämmung, wie sie von den OAK vorgegeben wird, bei den betrachteten Ackerflächen innerhalb der Gemeinde Karlsbad kein erheblicher Einfluss auf das Abflussgeschehen erreicht wird. Hierbei können großräumige geologische Annahmen im N-A-Modell der Grund sein, weshalb in diesem Gebiet die Verschlämmung einen geringen Einfluss aufweist. Das fiktiv verschlammte Szenario stellt die extremste Annahme bezüglich des Oberflächenabflusses dar. Die Annahme einer flächigen Versiegelung aufgrund der Verschlämmung erscheint zwar unrealistisch, dennoch wird durch diese Variation der Modellparameter die Bandbreite möglicher Auswirkungen der Verschlämmung auf das Abflussgeschehen deutlich.

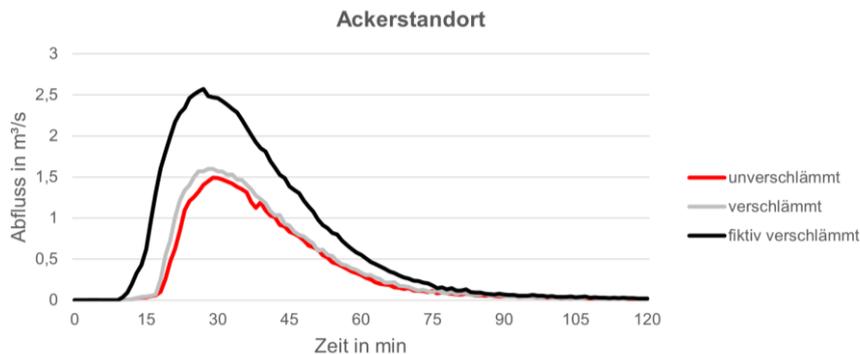


Abb. 4 Abflussganglinien der Verschlammungsszenarien am Ackerstandort

5 Schlussfolgerung

In dieser Untersuchung wurde die Sensitivität der Vorfeuchte und der Verschlämmung auf das Abflussgeschehen aus Starkregenereignissen für kleine Einzugsgebietsflächen ($< 1 \text{ km}^2$) mit unterschiedlicher Landnutzung betrachtet. Dafür wurden einerseits die historischen Niederschlagsereignisse von Karlsbad im Sommer 2021 und andererseits als künstliches Ereignis das außergewöhnliche Niederschlagsereignis nach Leitfaden der LUBW herangezogen.

Das Nachrechnen der historischen Ereignisse in Karlsbad hat gezeigt, dass die Beobachtungen mit dem numerischen Modell qualitativ nachgebildet werden können. Die Erkenntnisse aus der Sensitivitätsanalyse mit Variation der Vorfeuchte können plausibel auf das Abflussgeschehen der drei aufeinanderfolgenden Niederschlagsereignisse übertragen werden. Es wurde nachgewiesen, dass die Vorfeuchte ein wichtiger und sensitiver Parameter bei der Ermittlung des oberflächenabflusswirksamen Effektivniederschlags ist. Die Auswertungen der Simulationen mit unterschiedlicher Vorfeuchte haben zudem aufgezeigt, dass die Sensitivität der Vorfeuchte auf das Abflussgeschehen im entscheidenden Maße von der Bodennutzung abhängt. Insbesondere bei Ackerstandorten wirkt sich schon eine geringe Erhöhung der Vorfeuchte erheblich auf das Abflussgeschehen aus. Mit dem Szenario der fiktiven maximalen Verschlämmung wurde aufgezeigt, in welcher Bandbreite sich die Auswirkungen auf das Abflussgeschehen, insbesondere auf Ackerflächen bewegen können. Es wurde eine deutlich größere Bandbreite durch diese Verschlämmung aufgezeigt, als die vorgegebenen Standardszenarien aufweisen. Eine starke Verschlämmung wird auch beim dritten Niederschlagsereignis (Jährlichkeit = 5 a) in Karlsbad vermutet, was erklärt, warum dieses Ereignis mit größeren Schäden als das erste Niederschlagsereignis mit einer Jährlichkeit von 100 a einherging.

Die aufeinanderfolgenden Starkregenereignisse in Karlsbad im Sommer 2021 haben auf eindrückliche Weise verdeutlicht, dass für zu erwartende Schäden aus Starkregenereignissen nicht nur die Niederschlagsmenge und die damit verbundene statistische Einordnung der Eintretenswahrscheinlichkeit (z.B. eine Jährlichkeit von 100 a) des Niederschlags relevant ist, sondern vielmehr ein Augenmerk auf den oberflächennah abfließenden Direktabfluss und ein Zusammenspiel aus Bodeneigenschaften und zeitlichen Faktoren der Bodenparameter gelegt werden muss.

6 Danksagung

Die Ergebnisse aus dem N-A-Modell RoGeR stammen von der Professur für Hydrologie der Albert-Ludwig-Universität Freiburg, mit deren Engagement die Datenbereitstellung für die vorliegende Arbeit ermöglicht wurde. Wir danken der Gemeinde Karlsbad für die Bereitstellung der Dokumentation der Ereignisse.

Literatur

- Beven, K., Germann, P. (1982). Makropores and Water Flow in Soils. *Water resources research*, 18(5), S. 1311-1325.
- DWD. (2023). Bodenfeuchteviewer. Zugriff am 25. Februar 2023 von Deutscher Wetterdienst - Wetter und Klima aus einer Hand: https://www.dwd.de/DE/fachnutzer/landwirtschaft/appl/bf_view/_node.html?jsessionid=27B3F50C8FB959C1E6EB4F21F9871A17.live11054
- Elhaus, D. (2015). Erosionsgefährdung - Informationen zu den Auswertungen der Erosionsgefährdung durch Wasser. Geologischer Dienst NRW, Krefeld.

- FLIWAS (2023). Das Flutinformations- und Warnsystem FLIWAS. Zugriff am 25. Februar 2023
<https://infoportal.fliwas3.de/Lde/136608.html>.
- Hydrotec (2022). HydroAS - 2D-Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis Version 5.5.2. Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen.
- LUBW (2020). Leitfaden Kommunales Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg. LUBW Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe.
- Rickli, C., Forster, F. (1997). Einfluss verschiedener Standortseigenschaften auf die Schätzung von Hochwasserabflüssen in kleinen Einzugsgebieten. Schweizerische Zeitschrift für Forstwesen, 148(5), S. 367-385.
- Ries, F., Kirn, L., Weiler, M. (2020). Experimentelle Untersuchung der Abflussbildung bei Starkregen. Hydrologie & Wasserbewirtschaftung, 64(5), S. 221-236.
- Scherrer, S., Naef, F., Faeh, A.O., Cordery, I. (2007). Formation of runoff at the hillslope scale during intense precipitation. Hydrology and Earth System Sciences, 11, S. 907-922.
- Steinbrich, A., Weiler, M., Leistert, H. (2015). Alles RoGeR? Modellierung von Sturzfluten aufgrund von Starkniederschlägen. Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, 35(15), S. 115-125
- Weiler, M., Naef, F. (2003). An experimental tracer study of the role of macropores in infiltration in grassland soils. Hydrological Processes, 17(2), S. 477-493.
- Wessolek, G., Fecklam, M. (1997). Standorteigenschaften und Wasserhaushalt von versiegelten Flächen. Journal of Plant Nutrition and Soil Science, 160(1), S. 41-46.

Anschrift der Verfasser

Rick Crocoll (B.Eng.), Anne Jakobs (M.Sc.)
WALD + CORBE Consulting GmbH
Am Hecklehamm 18, D-76549 Hügelsheim
r.crocoll@wald-corbe.de, a.jakobs@wald-corbe.de

Eva Gerke (M.Sc.)
WALD + CORBE Consulting GmbH
Niederlassung Stuttgart
Fritz-Reuter-Straße 18, D-70193 Stuttgart
e.gerke@wald-corbe.de

Wasserbauliche Herausforderungen beim Neubau des Wasserkraftwerkes Töging am Inn

Matthias Feldmann und Bernhard Ebner

Zusammenfassung

Nach einer rund 5-jährigen Planungsphase und einer daran anschließenden 4-jährigen Bauzeit wurde am 30. September 2022 das neue von der Verbund Innkraftwerke GmbH betriebene Wasserkraftwerk Töging eingeweiht (siehe Abb. 1). Die neue Kraftwerksanlage, die als größter Wasserkraftwerksneubau in Deutschland der letzten Jahre gilt, ersetzt das nebenanliegende in den 1920-er Jahren errichtete Kraftwerk, das in Zukunft als neue Standortzentrale des Betreibers fungieren soll.

Durch eine Stauziel- und Abflusserhöhung im Kraftwerkskanal wurde die installierte Leistung des neuen Kraftwerkes von den rund 84 MW des alten Kraftwerkes auf etwa 120 MW gesteigert. Die neue Kraftwerksanlage besteht aus einem dreifeldrigen Einlaufbauwerk, drei anschließenden Druckrohrleitungen aus Stahlbeton sowie einem Krafthaus mit drei tiefliegenden Kaplan-turbinen. Die Bruttofallhöhe beträgt etwa 31 m. Das neue Kraftwerk wird rund 700 GWh elektrische Energie pro Jahr produzieren, womit rund 200.000 Haushalte mit sauberer Elektrizität versorgt werden können.

Planung und Bau der neuen Kraftwerksanlage stellte die beteiligten Ingenieure vor eine Vielzahl von wasserbaulichen Herausforderungen. Die Vorgabe, den Weiterbetrieb der vorhandenen Anlage so lange wie möglich aufrechtzuerhalten, erforderte eine komplexe Bauablauf- und Baugru-benplanung. Der vielschichtige Baugrund mit mehreren gespannten Grundwasserleitern sowie die tiefe Lage der drei neuen Turbinen erforderten technisch anspruchsvolle Verbau- und auf den jeweiligen Bauzustand abgestimmte umfangreiche Wasserhaltungsmaßnahmen für die Teil-baugruben. Für die tiefe Krafthausbaugrube wurde eine ca. 70 m tiefe Einphasenschlitzwand mit einer vorgesetzten aufgelösten und rückverankerten Bohrpfahlwand gebaut. Aufgrund des hohen Grundwasserdruckes musste die Rezeptur der Schlitzwandsuspension hinsichtlich Einbau-barkeit genau austariert werden.

Um die Stillstandszeit des Kraftwerkbetriebes während der Errichtung des Einlaufbereiches mög-lichst kurz zu halten, wurde für die rechte Einlaufmauer ein Mauerkonzept aus T-förmigen Schlitz-wandelementen ausgeführt. Dies ermöglichte trotz großer Mauerhöhen von bis zu knapp 15 m den Verzicht auf zeitaufwendig herzustellende Rückverankerungen.



Abb. 1 Neues Kraftwerk Töging (links) mit altem Kraftwerk (rechts)

1 Allgemeine Information

Die neue Kraftwerksanlage in Töging wurde an der Stelle der ehemaligen Hochwasserentlastung des alten Kraftwerkes errichtet (siehe Abb. 2). Hierfür waren zu Beginn der Baumaßnahme der sogenannte „Energievernichter“ sowie die Entlastungsrohre und im weiteren Verlauf die Heberanlage am Oberwasserkanal rückzubauen. Als Sperrenbauwerk zum Oberwasserkanal verblieb zunächst lediglich der entsprechend verplombte Einlaufbereich.



Abb. 2 Baustelle des neuen Kraftwerks Töging neben dem alten Kraftwerk (Bild Verbund Innkraftwerke GmbH)

Das eng begrenzte Baufeld zwischen der zu erhaltenden alten Kraftwerksanlage und den Siedlungsflächen mit dem öffentlichen Weg auf der Westseite führte zu einer herausfordernden Planungsphase, in der zunächst ein optimales Kraftwerkskonzept mit drei tiefliegenden Kaplanstur-

binen ermittelt wurde, um anschließend die zahlreichen Herausforderungen, v.a. an der Schnittstelle zwischen Wasserbau und Geotechnik, planerisch zu bewältigen. Während der Ausführungsphase wurden hierbei die ausführenden Firmen eng eingebunden.

Im Folgenden werden einige für das Projekt des Kraftwerks Töging spezielle technischen Herausforderungen und Lösungen näher dargestellt.

2 Wasserbauliche Herausforderungen bei Planung und Bau des KW Töging

2.1 Baugrube für das Krafthaus

Ausgangslage

Die zwischen 2014 und 2017 planungsbegleitend durchgeführten Baugrunduntersuchungen auf dem Baufeld des zukünftigen Kraftwerkes Töging ergaben unter anderem, dass im Boden mit einer Wechschichtung aus gut durchlässigen Kies-/Sandböden und gering durchlässigen Tertiärmergeln insgesamt fünf für das Bauvorhaben relevante Grundwasserhorizonte vorhanden waren. Die verschiedenen Druckniveaus der Grundwasserstockwerke lagen zum Teil weit über dem vorhandenen Geländeniveau, wie z.B. das Druckniveau des für den Aushub der tiefen Krafthausbaugrube maßgebenden 5. Grundwasserstockwerkes mit ca. 8 m.

Der 5. Grundwasserhorizont in etwa 40 m Tiefe liegt im sogenannten Quarzkonglomerat, aus dem auch das Trinkwasser für die Region entnommen wird. Ein schädlicher Eingriff in diesen Grundwasserleiter durch die Baumaßnahmen war demnach zwingend zu vermeiden.

Untersuchte Baugrubenvarianten

Unter Zugrundelegung dieser Randbedingungen wurden im Rahmen der Entwurfsplanung verschiedene Baugrubenvarianten untersucht. Aufgrund einer erforderlichen Aushubtiefe von etwa 25 m wurde für alle Varianten das Verbauelement einer Schlitzwand angesetzt. Es wurde zwischen folgenden Varianten unterschieden:

- (1) keine Schlitzwand-Einbindung in das Quarzkonglomerat, ohne Grundwasserentspannung außerhalb der Baugrube
- (2) keine Schlitzwand-Einbindung in das Quarzkonglomerat, mit Grundwasserentspannung außerhalb der Baugrube
- (3) Schlitzwand-Einbindung in die dichte Schicht unterhalb des Quarzkonglomerats und Grundwasserentspannung im Inneren der Baugrube

Bei den Varianten ohne Einbindung der Schlitzwand in die dichtende Schicht unter dem Grundwasserleiter (Varianten 1 und 2) hätte die Baugrubensohle mit Auftriebspfählen (z.B. GEWI-Pfählen) in einem Raster von etwa 2 x 2 m rückgehalten werden müssen (siehe **Abb. 3**). Da keine Verbauelemente in den Quarzsotter hineinreichen sollten, hätte die Baugrube außerdem in mehrere Abschnitte unterteilt werden müssen, um die Sohldruckspannungen auf die Bodenplatte gering zu halten.

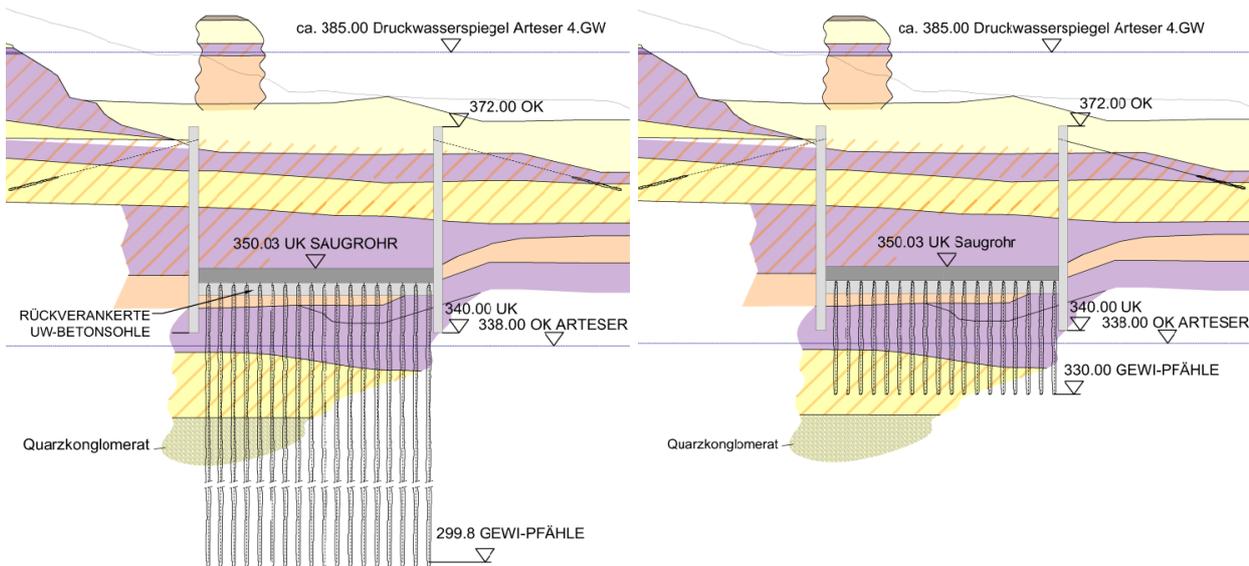


Abb. 3 Baugrubenvarianten mit tief bzw. mitteltief einbindenden GEWI-Pfählen

Durch eine Grundwasserentspannung außerhalb der Baugrube (Variante 2) hätten zwar die Auftriebskräfte und somit die erforderlichen Verankerungsmaßnahmen reduziert werden können, aber eine Unterteilung der Baugrube in mehrere Abschnitte wäre auch in dieser Variante erforderlich gewesen.

Unter der Annahme, dass unter dem Quarzkonglomerat eine durchgängig dichte Schicht vorhanden ist, bot sich die Option einer umlaufenden tief einbindenden Schlitzwand an (Variante 3; siehe Abb. 4). Durch Abpumpen des Grundwassers innerhalb der umschlossenen Baugrube könnte der Sohlwasserdruck auf ein sehr geringes Maß reduziert und die Baugrubensohle unverankert ausgebildet werden. Außerdem könnte die Baugrube einteilig ausgebildet werden, was wesentliche baubetriebliche Vereinfachungen mit sich brächte. Ferner würde durch den geschlossenen Schlitzwandkasten nicht nachteilig in den für Trinkwasserzwecke genutzten Grundwasserkörper eingegriffen.

Nachdem im abschließenden Baugrundgutachten von 2017 die Dichtschicht unterhalb des Quarzkonglomerats bestätigt werden konnte, wurde die Baugrubenvariante 3 mit tief einbindender Schlitzwand weiter ausgeplant und ausgeschrieben.

Um bei der Schlitzwandherstellung einen ausreichenden Gegendruck zum Grundwasserdruck zu erzeugen, hätte die Oberkante des Arbeitsplateaus auf Höhe des Grundwasserdruckniveaus liegen müssen. Dies entsprach im Baufeld des Kraftwerkes Töging einem Niveau von etwa 7 m über dem vorhandenen Geländeniveau. Um eine derartige Aufschüttung zu vermeiden, wurde die Möglichkeit der Erhöhung der Dichte der Schlitzwandsuspension untersucht. Dabei war zu berücksichtigen, dass die Dichte nur soweit erhöht werden kann, wie der Beton die Stützflüssigkeit ausreichend verdrängen kann. Nach ausführlichen Beratungen mit Baufirmen, Geräteherstellern und Suspensionsherstellern, sowie unter Berücksichtigung der Bestimmungen in DIN 1054 und 4126 wurde festgelegt, dass die Suspensionsdichte auf maximal $1,15 \text{ g/cm}^3$ erhöht werden darf. Mit dieser Suspensionsdichte konnte das Arbeitsplateau etwa 5 m tiefer gelegt werden, was den Baubetrieb wesentlich vereinfachte.

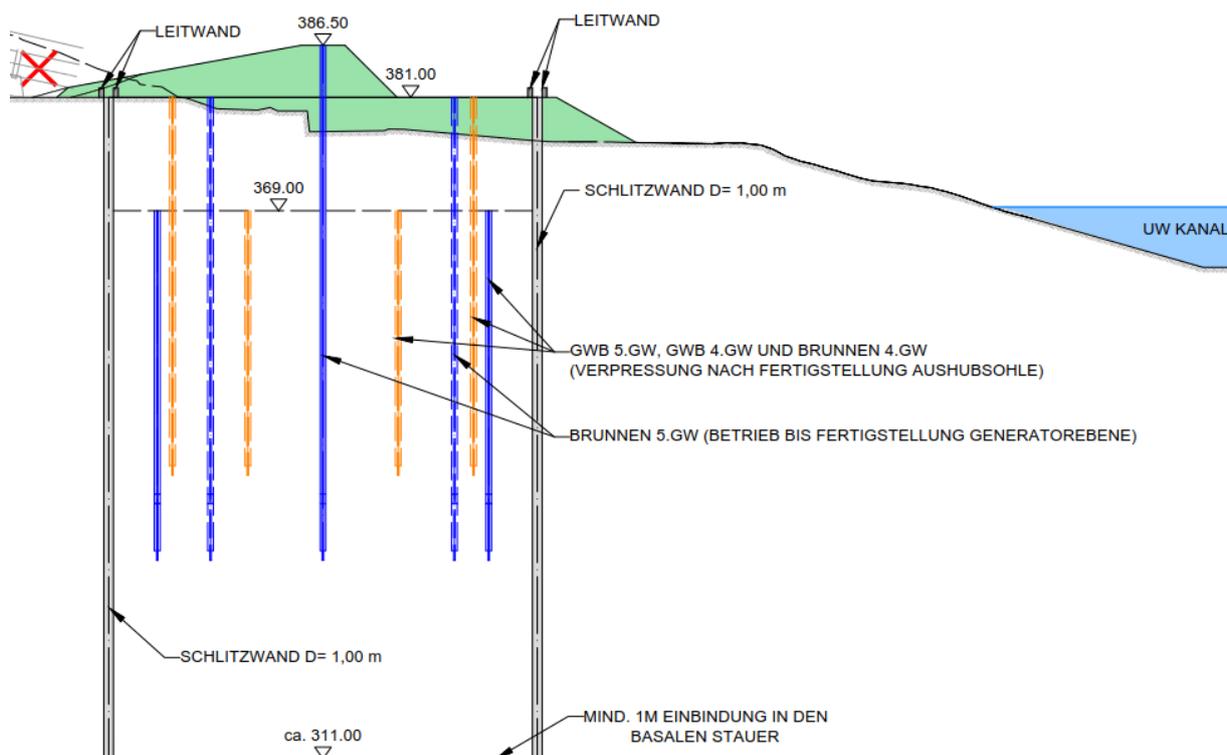


Abb. 4 Baugrubenvariante mit tief einbindender Schlitzwand und Wasserhaltungen innerhalb der Baugrube

Ausgeführte Variante

Die mit der Bauausführung beauftragte Firma entwickelte aus der Variante 3 ein leicht abgewandeltes Baugrubenkonzept mit einer zweiseitigen Lösung, die eine Trennung zwischen Dichtfunktion und statischer Wirksamkeit vorsah. Als äußere Wand diente eine 70 m tiefe in den Grundwasserstauer einbindende (unbewehrte) Dichtwand. An deren Innenseite wurde als statisch tragendes Element eine aufgelöste Bohrpfehlwand mit Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von $d = 1,20$ m angeordnet, welche über einen Ringrost ausgesteift wurde (siehe Abb. 5).



Abb. 5 Ausgeführte Baugrube mit Ringrost (Bild Firma Porr GmbH)

2.2 Wasserhaltung Baugrube

Verbunden mit der Planung und der Herstellung der Baugruben war die Konzeption der Wasserhaltungsmaßnahmen während der Baugrubenzeit.

Die Wasserhaltungsmaßnahmen dienten zum Trockenlegen der Baugruben, zur Stabilisierung der Aushubsohlen (Aufbruchsicherheit) sowie zur Gewährleistung der Standsicherheit der Baugrubenumschließungen.

Im Bereich der tiefen Krafthausbaugrube waren geschlossene Wasserhaltungsanlagen für drei, z.T. artesisch gespannte Grundwasserhorizonte erforderlich. Der 5. Grundwasserhorizont als trinkwasserführender Leiter galt dabei als besonders schützenswert. Der Eingriff in diesen Grundwasserhorizont erfolgte daher ausschließlich im Schutze des in den Stauer einbindenden Dichtwandtroges. Hydraulische Verbindungen zwischen dem 5. Grundwasserhorizont und den überliegenden Grundwasserhorizonten waren in jedem Fall zu vermeiden. Unter Berücksichtigung dieser Vorgaben wurde in der Krafthausbaugrube ein engmaschiges Raster aus unterschiedlich tiefen Vertikalbrunnen angelegt.

Zur Gewährleistung der Standsicherheit der Baugrubenumschließungen wurden auch außerhalb der Verbauwände Grundwasserentspannungsbrunnen vorgesehen. Hier waren vor allem in jeweils getrennten Brunnen die Druckhorizonte des 3. und 4. Grundwasserstockwerkes zu entspannen.

Die gesamten Wasserhaltungsanlagen, im Besonderen die geschlossenen Wasserhaltungen mittels Tiefbrunnen, wurden durchgehend betrieben und überwacht. Reserveanlagen und Notstromversorgung wurden für einen gesicherten Betrieb jederzeit betriebsbereit vorgehalten.

Zu diesem Zweck waren in allen mit Absenk- bzw. Entspannungsbrunnen ausgestatteten Baugruben zusätzlich Beobachtungsbrunnen vorgesehen, welche im Bedarfsfall zusätzlich betrieben werden konnten.

Nach Abschluss der Wasserhaltung sind sämtliche Brunnen wieder verfüllt und abgeschlossen worden.

2.3 Baugrubenumschließung

Baugrubenumschließung durch vorhandenes Heberbauwerk

Um den Betrieb des vorhandenen Kraftwerkes während der Bauzeit so lang wie möglich aufrechtzuerhalten, musste eine klare Trennung zwischen dem gefüllten Oberwasserkanal und der Baugrube für das neue Kraftwerk geschaffen werden. So konnten die Druckrohrleitungen, das Krafthaus sowie ein Großteil des Einlaufbauwerkes während des Weiterbetriebs der alten Anlage hergestellt werden. Erst für die Fertigstellung des Einlaufbauwerkes und der Anschlussbauwerke an den OW-Kanal musste der Kanal entleert werden.

Um ausreichend Standsicherheit der oberwasserseitigen Baugrubenseite zu gewährleisten, musste ein Teil der vorhandenen Heberanlage als Trennelement zwischen Oberwasserkanal und neuer Kraftwerksbaugrube erhalten und durch umfangreiche Absteifungs- und Unterfangungsmaßnahmen gesichert werden (siehe Abb. 6). Auch die für den Weiterbetrieb des alten Kraftwerkes erforderliche Infrastruktur (wie z.B. ein unterirdischer Grundwasserstollen im Bau- feld der neuen Anlage) musste gesichert bzw. teilweise umverlegt werden.

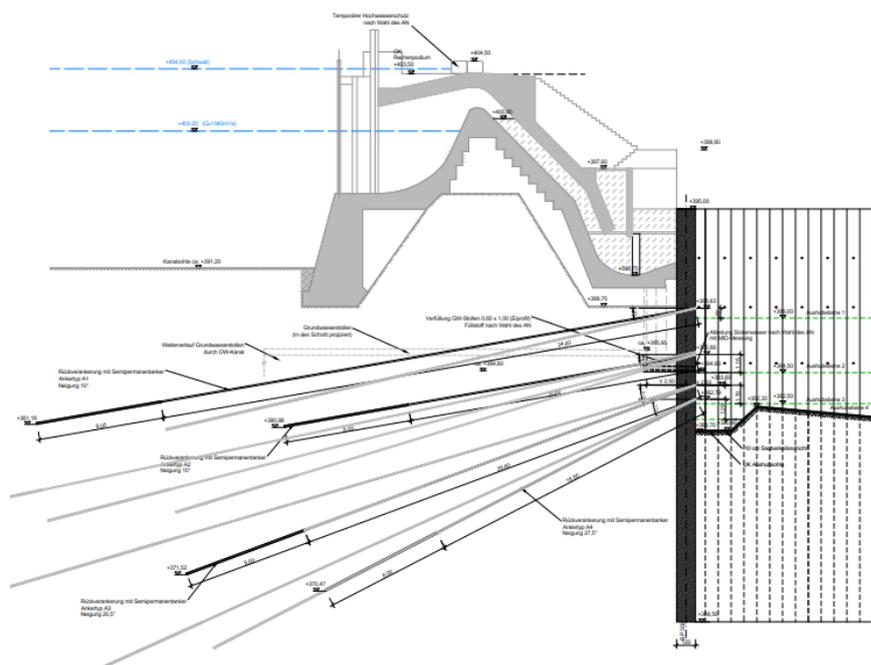


Abb. 6 Verbau für neues Kraftwerk (rechts) mit bestehendem Heber und OW-Kanal (links)

Seitliche Baugrubenumschließung

Als seitliche Baugrubenumschließung beidseitig des zukünftigen Wasserweges wurde ebenfalls eine mehrfach rückverankerte Bohrpfehlwand gewählt. Die Hauptherausforderungen bei Planung und Bau waren dabei das steil abfallende Gelände, die stetig wechselnden Bodenschichten und die angrenzenden Bebauungen, v.a. auf der Seite zum bestehenden Kraftwerk. Um die unregelmäßigen Geometrien und Bodenverhältnisse richtig zu erfassen, wurde die Planung mit Autodesk Revit im 3D-Modell durchgeführt (siehe Abb. 8). Anhand des Geländemodells und der implementierten Bodenschichten konnten so Lage und Neigung der eng gestaffelten Verpressanker bestimmt werden. Anhand der im 3D-Modell durchgeführten Kollisionsprüfungen konnten unzulässige Verpresskörperabstände, Ankerkreuzungen sowie Kreuzungen mit vorhandenen Bauwerken vermieden werden.

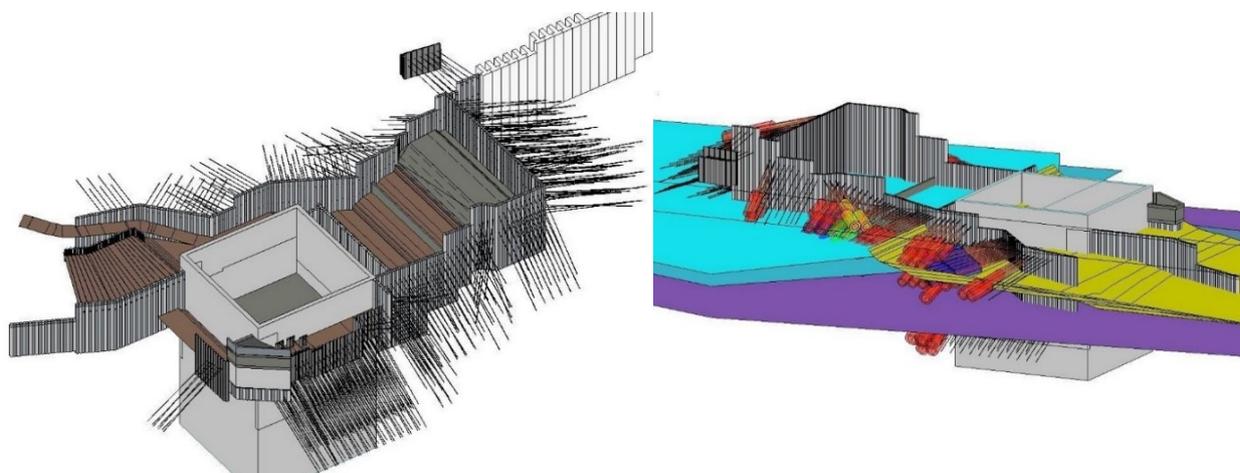


Abb. 7 Baugrubenmodelle im Autodesk Revit mit Baugrundsichten und Ankerkollisionsprüfung

2.4 Rechte Wangenmauer als T-Lamellen-Schlitzwand

Für den Einlauf zum neuen Wasserkraftwerk wurden zunächst verschiedene Systeme für die neu zu errichtende und am rechten Stauhaltungsdamm einzubindende Wangenmauer untersucht. Eine Gewichtsmauer mit anschließender Neuanschüttung des Dammes wurde wegen des inakzeptablen technischen und zeitlichen Bauaufwandes verworfen, ebenso wie eine mithilfe von Zugpfählen verankerte konventionelle Ortbetonschlitzwand, die zu Verformungen weit über den zulässigen Werten geführt hätte.

Letztlich wurde ein Mauerkonzept aus T-förmigen Schlitzwandelementen geplant und ausgeführt (siehe Abb. 8), welches es ermöglichte, trotz großer Mauerhöhen von bis zu knapp 15 m auf Rückverankerungen zu verzichten. Dadurch konnte eine wesentliche Verkürzung der Bauzeit und damit auch der Phase des Kraftwerksstillstandes erzielt werden.



Abb. 8 Lageplan Einlaufbereich KW Töging mit T-Lamellen-Schlitzwand

Die einzelnen aneinandergereihten T-Elemente haben – abgeleitet aus den Greiferabmessungen sowie der Herstellungsreihenfolge – eine Gurtbreite von 3,40 m und eine Steglänge von ca. 3,80 m. Sowohl Steg als auch Gurt wurden mit einer konstanten Dicke von 1,50 m hergestellt. Die maximale Länge eines T-Elementes beträgt ca. 30 m.

Da entgegen den Vorgaben der DIN 19712 keine Sickerwasserfassung und damit direkte Sickerwassermessung installiert werden konnte und eine Überprüfung der Dichtigkeit (bzw. eventueller Fehlstellen) der Schlitzwandkonstruktion nach Herstellung nicht durchgehend möglich ist, waren hohe Anforderungen an die Fugengestaltung zwischen den einzelnen Elementen zu stellen. Im oberen Bereich der Fugen wurden Fugenbänder mittels Abschaltbohle eingebracht. Zusätzlich wurden die Fugen im Anschluss an die Herstellung verpresst.

Eine besondere Herausforderung während der Planung lag in der Ermittlung der Absolut- und Relativverformungen der einzelnen T-Elemente untereinander. Zur realistischen Abschätzung der Verformungen wurde der gesamte Schlitzwandabschnitt mittels einer zusätzlichen 3D-FE-Modellierung mit PLAXIS durch die Baugrund Dresden Ingenieurgesellschaft mbH untersucht. Die maximalen Kopfverschiebungen wurden im FE-Modell mit ca. 0,5 cm ermittelt, bei Relativverschiebungen zwischen den einzelnen T-Elementen von praktisch 0 (< 0,1 mm).

Um in den Bereichen der größten Auskragung die maximalen Biegemomente und damit die erforderliche Biegezugbewehrung auf ein machbares Ausmaß zu reduzieren, wurde hier der

Schlitzwandkopf tiefergelegt und den T-Elementen eine kraftschlüssig verbundene Winkelstützmauer mit großer horizontaler Schenkellänge aufgesetzt (siehe Abb. 9).

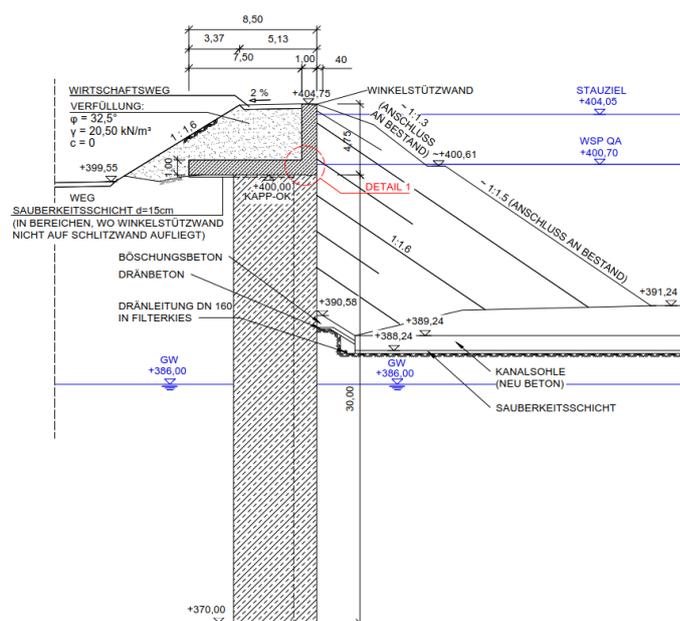


Abb. 9 Querschnitt T-Lamellenwand mit aufgesetzter Winkelstützmauer am OW-Kanal

Mit Blick auf die Ausführung war die Planung der einzubauenden Bewehrung insbesondere auf den Transport sowie auf die Herstellbarkeit bzw. die Einbaubedingungen vor Ort auszurichten. Daher wurden in enger Abstimmung mit der Baufirma gesonderte Bewehrungskörbe für die Längs- und Querlamelle geplant, die jeweils vertikal in drei Körbe unterteilt wurden (siehe Abb. 10). Der Korb für die Längslamelle (Flansch und Anschluss Steg) wurde in gedrungener T-Form anhand der möglichen Transportabmessungen dimensioniert. Der gesamte Bewehrungskorb weist ein Gewicht von knapp 26 t auf. Dies entspricht einem Bewehrungsgehalt von ca. 80 kg/m³.

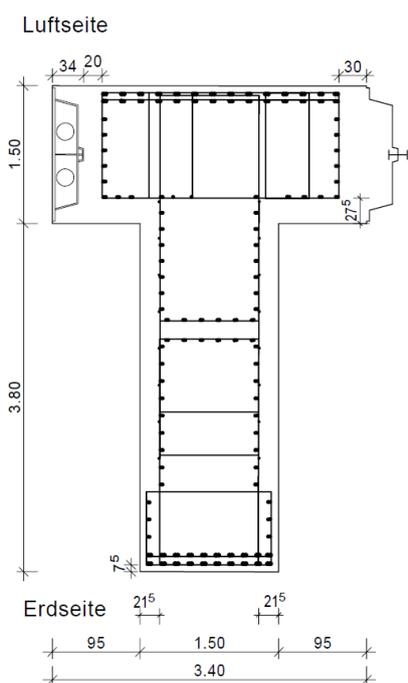


Abb. 10 Anordnung der Bewehrung im T-Element (links), Einbau Bewehrungskorb (rechts; Bild Firma Porr GmbH)

Die Herstellung der einzelnen T-Elemente erforderte einen Durchlaufbetrieb (Einbringen Bewehrung und Betonage im Rahmen einer Schicht), um den Einbau angesichts der großen Suspensions- und Betonkubaturen (bis zu 330 m³) sowie der normativ vorgegebenen maximalen Suspensionsstandzeiten überhaupt zu ermöglichen.

3 Fazit

Während der insgesamt 9-jährigen Planungs- und Bauzeit für die Errichtung des Kraftwerkes Töging konnten die anspruchsvollen Herausforderungen durch qualitativ hochwertiges Engineering erfolgreich gelöst werden. Es wurde eine Kraftwerksanlage nach dem neuesten Stand der Technik geschaffen. Einem erfolgreichen und dauerhaften Betrieb des Wasserkraftwerkes Töging steht daher nichts im Wege!

Literatur

Verbund AG [Hrsg.] Laufkraftwerk Töging [online]. Wien: Verbund AG. www.verbund.com/de-at/ueber-verbund/kraftwerke/unsere-kraftwerke/toeging-neu

Meier, T. (2021) Anwendung aktueller computergestützter Methoden im geotechnischen Planungsprozess am Beispiel des Großprojekts Erneuerung Kraftwerk Töging. Konstruktiver Ingenieurbau KI, H. 2, S. 5–12.

Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Matthias Feldmann
Tractebel Hydroprojekt GmbH
Elsenheimerstraße 11, D-80687 München
matthias.feldmann@tractebel.engie.com

Dipl.-Ing. Bernhard Ebner
Tractebel Hydroprojekt GmbH
Elsenheimerstraße 11, D-80687 München
bernhard.ebner@tractebel.engie.com

PRO Gewässer 2030 – Bayerns neue integrale Gewässerstrategie

Andreas Gorbauch, Jan Ulrich Job und Andreas Rimböck

Zusammenfassung

Mit dem Bayerischen Gewässer-Aktionsprogramm 2030 (PRO Gewässer 2030), der neuen integralen Strategie für Hochwasserschutz und naturnahe Gewässerentwicklung, bündelt und intensiviert der Freistaat Bayern seine bisherigen Anstrengungen und setzt neue Schwerpunkte. Das neue Programm besteht aus drei Säulen, die in mehrere Handlungsfelder untergliedert sind.

Die wesentlichen Ziele der Säule I „Hochwasserschutz“ sind die Vermeidung neuer Risiken, die Verringerung bestehender Risiken sowie die Reduktion nachteiliger Folgen während und nach einem Hochwasser. Dazu werden die erfolgreichen bisherigen Hochwasserschutz-Aktionsprogramme 2020 bzw. 2020plus konsequent weitergeführt und ergänzt.

Die Säule II „Ökologie“ behandelt den Schutz und die Entwicklung ökologisch funktionsfähiger Fließgewässer und Auen. Inhaltlich setzt PRO Gewässer 2030 auf die bestehenden Aktivitäten zur Umsetzung der europäischen Richtlinien (insbesondere der EG-Wasserrahmenrichtlinie) auf, geht aber in qualitativer und räumlicher Hinsicht darüber hinaus und schafft einen ökologischen Mehrwert.

Ein starker Fokus des PRO Gewässer 2030 liegt auf der Erlebbarkeit der Gewässer und Auen sowie ihrer Nutzung für naturverträgliche Formen der Erholung. Diese Maßnahmen zur Verbesserung der sog. Sozialfunktion (Säule III) erfolgen stets in Verknüpfung mit Maßnahmen aus den beiden anderen Säulen.

Zum neuen Programm wurde eine Broschüre erstellt, die einen Überblick über die wesentlichen Inhalte, Ziele sowie Synergien und Konflikte liefert https://www.bestellen.bayern.de/shoplink/stmuv_wasser_022.htm.

1 Anlass

Unsere Bäche, Flüsse und Seen sind Lebensgrundlage für viele Pflanzen, Tiere und uns Menschen sowie wichtige Bestandteile unserer Landschaft. Sie sind Lebens- und Erholungsraum, aber zeitweise auch Bedrohung. Sie sind und werden künftig noch mehr mit vielfältigen Herausforderungen konfrontiert: Trockenheit und Dürre, Starkregen und Hochwasser, naturferner Ausbau und ökologische Defizite, stoffliche Belastungen und steigender Erholungsdruck.

Unsere Gewässer zu schützen, sie naturnah und nachhaltig zu entwickeln, fit für die Zukunft zu machen, aber auch uns Menschen vor Wassergefahren zu schützen und das Gewässer erlebbar zu machen - dies kann nur ganzheitlich mit einem integralen Ansatz gelingen. Mit PRO Gewässer 2030 bündelt der Freistaat Bayern seine bisherigen Anstrengungen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes und der Gewässerökologie und setzt neue Schwerpunkte. Dabei stehen beispielsweise die intensivierte Umsetzung der europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EG-WRRL) oder die Berücksichtigung der Auswirkungen des Klimawandels im Fokus des Programms. Durch die integrale Betrachtung werden künftig Synergien besser genutzt.

2 Ziele

In konsequenter Umsetzung der bayerischen Nachhaltigkeitsstrategie werden auch in PRO Gewässer 2030 die drei Aspekte Ökologie, Ökonomie und Soziales („Nachhaltigkeitsdreieck“) zusammen betrachtet, um eine nachhaltige Gewässerbewirtschaftung auch über das Jahr 2030 hinaus zu gewährleisten. Das Gerüst des neuen Programms bilden die drei Säulen Hochwasserschutz („Hochwasserschäden vorbeugen“), Ökologie („Flüsse, Bäche, Auen renaturieren“) und Sozialfunktion („Erlebnisse und Erholung schaffen“). Jede Säule besteht wiederum aus mehreren Handlungsfeldern (vgl. Abbildung 1):



Abb. 1 Säulen und Handlungsfelder von PRO Gewässer 2030

Die Ziele von PRO Gewässer 2030 stellen sich wie folgt dar:

Übergreifende Ziele

- die Maßnahmen von Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie, EG-WRRL und Natura 2000 integral betrachten und umsetzen
- Synergien nutzen, Konflikte frühzeitig erkennen und vermeiden
- eine nachhaltige Gewässerbewirtschaftung in Bayern auch über 2030 hinaus gewährleisten

Säule I Hochwasserschutz („Hochwasserschäden vorbeugen“)

- neue Risiken durch Hochwasser- und Starkregenereignisse vermeiden und bestehende Risiken reduzieren
- nachteilige Folgen vor, während und nach Hochwasserereignissen reduzieren
- den natürlichen Rückhalt weiter stärken (u.a. Synergien für zunehmende längere Trockenheitsperioden infolge des Klimawandels)
- Eigenvorsorge stärken

Säule II Ökologie („Flüsse, Bäche, Auen renaturieren“)

- die ökologische Funktionsfähigkeit der Gewässer und ihrer Auen langfristig erhalten bzw. wiederherstellen, auch im Hinblick auf Resilienz gegenüber Trockenheit und Hitze
- Lebensräume am und im Gewässer vernetzen und naturschutzfachlich aufwerten

Säule III Sozialfunktion („Erlebnisse und Erholung schaffen“)

- Erholungsfunktion und Erlebbarkeit der Gewässer steigern
- eine umweltverträgliche Zugänglichkeit ermöglichen
- die Gewässerqualität verbessern

Maßnahmen zur Verbesserung der Sozialfunktion erfolgen nur in Verknüpfung mit Maßnahmen aus den beiden anderen Säulen.

3 Inhalte

Die Handlungsfelder der ersten beiden Säulen sind in Anlehnung an den LAWA-BLANO-Maßnahmenkatalog [3] unterteilt (vgl. auch Abbildung 1). Im Folgenden wird auszugsweise auf wesentliche Inhalte eingegangen.

3.1 Säule I Hochwasserschutz

Die Säule I besteht aus den fünf Handlungsfeldern Vermeidung, natürlicher Rückhalt, technischer Hochwasserschutz, Vorsorge sowie Bewältigung und Nachsorge.

- **Vermeidung:** Die Flächenvorsorge ist und bleibt ein wichtiger Bestandteil des Hochwasserschutzes. Ein wesentlicher Baustein ist die Ermittlung und Festsetzung von Überschwemmungsgebieten.
- **Natürlicher Rückhalt:** Eine Förderung des Rückhalts in der Fläche sowie des natürlichen Rückhalts in den Gewässern und Auen (beispielsweise durch Deichrückverlegungen) kann auf die Hochwasserentstehung positiv einwirken sowie den Hochwasserschutz bei kleinen Ereignissen verbessern.
- **Technischer Hochwasserschutz:** Der Neubau von „klassischen“ technischen Hochwasserschutzanlagen, wie Rückhaltebecken, Deichen, Hochwasserschutz-Wänden oder mobilen Elementen ist für den Schutz vor 100-jährlichen oder selteneren Ereignissen unverzichtbar. (vgl. Abb. 2: Hochwasserschutz an der Donau in Hofkirchen)
- **Vorsorge:** Nicht nur der Staat ergreift Maßnahmen zum Schutz vor Hochwasser. Auch die Kommunen und jede(r) einzelne Bürger/-in muss in seinem Bereich vorsorgend tätig werden. Wichtig ist es, mögliche Betroffene für den Umgang mit Hochwasserrisiken zu sensibilisieren und das Risikobewusstsein zu erhöhen.
- **Bewältigung und Nachsorge:** Eine gezielte Nachsorge schafft Grundlagen und liefert Informationen, mit denen die Vorbereitung auf zukünftige Hochwasserereignisse verbessert werden kann.



Abb. 2 Hochwasserschutz an der Donau in Hofkirchen

3.2 Säule II Ökologie

Die Säule II ist in vier Handlungsfelder untergliedert: Wasserhaushalt, Durchgängigkeit, Gewässerstruktur und Auen sowie Vernetzungsfunktion und Artenvielfalt.

- **Wasserhaushalt:** Ein möglichst naturnaher Wasserhaushalt ist Voraussetzung für die ökologische Funktionsfähigkeit von Gewässern und Auen und somit eine wesentliche Randbedingung für die ökologische Wirksamkeit von baulichen Renaturierungsmaßnahmen.
- **Durchgängigkeit:** Maßnahmen zur Wiederherstellung der biologischen Durchgängigkeit – mit Fokus auf den Fischeaufstieg – werden seit vielen Jahren von den Wasserwirtschaftsämtern (soweit zuständig) und im Bereich von Anlagen durch die Anlagenbetreiber umgesetzt, verstärkt seit Inkrafttreten der EG-WRRL.
- **Gewässerstruktur und Auen:** Dieses Handlungsfeld ist in die Bereiche Gewässerstruktur und Auen untergliedert. Zentraler Inhalt ist die Umsetzung von Maßnahmen zur Verbesserung des hydromorphologischen Zustands gemäß EG-WRRL und die naturnahe Gewässerentwicklung (vgl. Abb. 3: Renaturierungsmaßnahmen an der Schwarzach).
- **Vernetzungsfunktion und Artenvielfalt:** Naturnahe Fließgewässer und Auen sind wesentliche Bestandteile der Lebensraumraumvernetzung in der Kulturlandschaft und leisten einen wichtigen Beitrag zur Sicherung der Artenvielfalt. Sie bilden zentrale Achsen der Biodiversität und fördern mit ökologischen Korridoren und naturnahen Uferstreifen die Vernetzung der Lebensräume im und am Gewässer (Biotopverbund).



Abb. 3 Renaturierungsmaßnahmen (Störsteine und Leitwerke) an der Schwarzach (Oberpfalz)

3.3 Säule III Sozialfunktion

In der Säule III gibt es die beiden Handlungsfelder strategisch-konzeptionelle Maßnahmen und bauliche Maßnahmen:

- strategisch-konzeptionelle Maßnahmen: Ziel dieser Maßnahmen ist es, die Aspekte „Erholung“ und „Erlebbarkeit“ strategisch in den Planungsprozess wasserwirtschaftlicher Projekte zu integrieren und dabei die Erholungsnutzung am Gewässer naturverträglich zu lenken sowie die Verantwortung der Erlebnis- und Erholungssuchenden gegenüber der Natur bewusst zu machen
- bauliche Maßnahmen: Hierzu gehören sämtliche Maßnahmen am Gewässer, die das Verweilen und Erleben fördern, wie beispielsweise die Schaffung von Gewässerzugängen oder das Einrichten von Gewässer-Lehrpfaden. (vgl. Abb. 4: Wertach vital in Augsburg)



Abb. 4 Wertach vital in Augsburg – Begleitwege und Gewässerzugang

4 Fazit

Unter dem gemeinsamen Dach von PRO Gewässer 2030 werden die Maßnahmen in den drei Säulen Hochwasserschutz, Ökologie und Sozialfunktion an den bayerischen Gewässern zukünftig zusammengefasst. Durch eine integrale Herangehensweise werden für alle Bereiche größtmögliche Synergien erzielt. Die Öffentlichkeit wird durch das Instrument der offenen Planung bei der Umsetzung konkreter Maßnahmen eingebunden.

Die Bayerische Wasserwirtschaftsverwaltung hat zum neuen Programm unter anderem eine Broschüre erstellt, die auf 80 Seiten einen Überblick über die wesentlichen Ziele, Inhalte sowie Synergien und Konflikte liefert https://www.bestellen.bayern.de/shoplink/stmuv_wasser_022. Zur Vertiefung und Ausgestaltung des Programms sind mehrere Projekte eingerichtet worden bzw. werden noch eingerichtet.

Literatur

- [1] Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz (2022): Bayerisches Gewässer-Aktionsprogramm 2030, Hrsg. Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz, München.
- [2] Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz (2014): Hochwasserschutz-Aktionsprogramm 2020plus, Bayerns Schutzstrategie Ausweiten Intensivieren Beschleunigen. Hrsg. Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz, München.
- [3] LAWA, Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (2015): LAWA-BLANO Maßnahmenkatalog (WRRL, HWRM-RL, MSRL). Beschlossen auf der 150. LAWA Vollversammlung am 7./18.09.2015 in Berlin. Hrsg.: LAWA, Erfurt.

Anschrift der Verfasser

Andreas Gorbauch, Jan Ulrich Job, Dr. Andreas Rimböck
Bayerisches Landesamt für Umwelt
Bürgermeister-Ulrich-Straße 160
86179 Augsburg
andreas.gorbauch@lfu.bayern.de
jan-ulrich.job@lfu.bayern.de
andreas.rimboeck@lfu.bayern.de

Stauraumentwicklung am Unteren Inn: Naturschutzfachliche und gewässerökologische Herausforderungen

Thomas Herrmann, Gerald Zauner und Roland Schmalfuß

Zusammenfassung

Die Mitte des Zwanzigsten Jahrhunderts errichtete Kraftwerkskette am Unteren Inn ist in der Beckenlandschaft von der Mündung der Salzach bis zur Vornbacher Enge flussab von Schärding durch sehr breite Stauräume gekennzeichnet. Infolge der hohen Schwebstoffführung des Inn und seiner alpinen Zubringer setzte nach Stauerrichtung erwartungsgemäß eine starke Verlandungsentwicklung ein. Dabei entstanden insbesondere in den Seitenbereichen der Stauräume für den Inn neuartige aquatische und terrestrische Lebensräume, welche Ende des letzten Jahrhunderts die Grundlage für die Ausweisung von u.a. Natura 2000-Gebieten (FFH- sowie SPA- bzw. Vogelschutzgebiete) in Bayern und Oberösterreich bildeten. Unter den spezifischen Rahmenbedingungen am Unteren Inn bestehen hier viele naturschutzfachlich hochwertige Lebensräume somit nicht trotz, sondern infolge der Stauerrichtung.

Abseits der Hauptfließrinne, in der sich bereits nach wenigen Jahrzehnten ein Gleichgewicht zwischen Sedimentation und Erosion eingestellt hat, schreitet die Sedimentation weiterhin voran. Der Anteil offener Wasserflächen ist mittlerweile bereits stark zurückgegangen, bestehende Inseln und Schlammbänke werden auch in Zukunft weiter auflanden. Wertvolle Nahrungshabitate vor allem für durchziehende Wasservögel gehen damit verloren. Die erwartete Stauraumentwicklung beeinträchtigt nicht nur den Erhaltungszustand geschützter Lebensräume und Artenvorkommen, sondern hat auch Auswirkungen auf die biologischen Qualitätskomponenten der Wasser Rahmenrichtlinie; dies kann daher auch für die Definition und Erreichung des guten ökologischen Potenzials in den Wasserkörpern des Unteren Inn Relevanz haben.

In Hinblick auf den auch aus naturschutzfachlicher Sicht notwendigen Fortbestand der Stauanlagen am Unteren Inn wurden daher Maßnahmen konzipiert, welche mit baulichen Eingriffen und Managementmaßnahmen die durch die erwartete Stauraumentwicklung zurückgedrängten Lebensräume langfristig in anderen Stauraumabschnitten bereitstellen. Durch Entlandungsmaßnahmen werden dabei funktionsfähige Stillgewässersysteme wiederhergestellt, welche bei Stauerrichtung auch in diesen Stauraumbereichen anfangs großflächig vorlagen. Diese tiefgründigen Gewässer mit permanenter Anbindung an den Inn können somit künftig wieder ganzjährig als Winterhabitat, als Rückzugsort bei Hochwasserereignissen und als Lebensraum für stagnophile Arten genutzt werden; außerdem stellen sie ein Fresshabitat für tauchende Wasservögel dar. Flachwasserbereiche werden infolge der zu erwartenden Ausbildung wassergebundener Vegetation wieder bedeckt und eignen sich als Lebensraum für Larven und Jungfische sowie für grünelnde Wasservögel. Diese zunächst primär gewässerökologisch begründete Konzeption wurde aus naturschutzfachlichen Überlegungen um sehr seichte, temporär überflutete Zonen erweitert, wo trockenfallende Schlammflächen temporäre Nahrungshabitate u.a. für Limikolen (Watvögel) bereitstellen und auch als Lebensraum für Pionierpflanzen und andere Organismen dienen.

Ein großer Teil dieser Maßnahmen mit Schwerpunkt im Stauraum des Innkraftwerkes Eggfling-Obernberg wird von VERBUND bis 2028 im Rahmen des von der Europäischen Union geförderten und von den Naturschutzabteilungen in Niederbayern und Oberösterreich sowie den Landesfischereiverbänden unterstützten Projektes LIFE Riverscape Lower Inn umgesetzt.

1 Ausgangslage – Bisherige Entwicklung

Bis in die Mitte des 19. Jahrhunderts war der Inn ein verzweigter Wildfluss, der bis dahin durch anthropogene Nutzungen unmittelbar keine wesentlichen Änderungen erfahren hatte. Der Inn nutzte zu dieser Zeit den Talboden in einer Breite von ein bis zwei Kilometern. Mitte des 19. Jahrhunderts wurde jedoch aus verschiedenen Gründen (u.a. Beilegung von Grenzstreitigkeiten, der Inn war in diesem Abschnitt schon immer Grenzfluss) auf Grundlage eines zwischenstaatlichen Vertrags eine gemeinsame, planmäßige Korrektur von der Salzmündung bis Passau vereinbart. Die Korrektur des Unteren Inns zu einem Fluss mit durchgängig verbauten Ufern und konstanter Breite von 190 m dauerte bis etwa 1935. Die Fließstrecke zwischen der Salzmündung und Vornbach wurde dadurch um 2,6 km verkürzt, der bayerische Inn insgesamt wurde etwa 9 km kürzer. Dies führte u.a. zu einer Erhöhung der Fließgeschwindigkeiten sowie Sohleintiefungen von teilweise 1 – 2 m und mehr. Eine Folge dieser Entwicklung war die zunehmende Entkopplung der Auen von der Flussdynamik, was teilweise auch zur Intensivierung land- und forstwirtschaftlicher Nutzungen in den Auenbereichen führte.

1939 wurde am Unteren Inn mit dem Bau des ersten Flusskraftwerks Ering-Frauenstein begonnen, das 1942 in Betrieb ging. Drei weitere Innkraftwerke Egglfing-Obernberg (Inbetriebnahme 1944), Braunau-Simbach (1953) und Schärding-Neuhaus (1961) folgten in der Beckenlandschaft von der Mündung der Salzach bis zur Vornbacher Enge flussab von Schärding.

Mit Einstau der Innkraftwerke in den Beckenlagen entstanden sehr breite Stauräume mit teils gewaltigen Wasserflächen. Das größte Staugebiet von etwa 9 km² und einer Breite der zunächst noch offenen Wasserfläche von bis zu 1,6 km entstand am Innkraftwerk Ering-Frauenstein. Die hohe Schwebstoffführung des Inn und seiner alpinen Zubringer führte jedoch in allen Stauräumen rasch zu gravierenden Verlandungsprozessen. Die regelmäßigen Vermessungen der Stauräume durch den Kraftwerksbetreiber zeigen, dass sich in den ersten Jahren nach Einstau (1942 bis 1948) im Stauraum Ering-Frauenstein jährlich durchschnittlich ca. 2.700.000 m³ Sedimente absetzten. Die Sedimentationsrate nahm dann bis 1953 auf jährliche Werte von minimal ca. 250.000 m³ ab, bis das Hochwasser 1954 erstmals zu erheblichen Austrägen führte (ca. 4.670.000 m³). Innerhalb von etwa 20 Jahren war für die Sohle in der Flussrinne wieder ein quasistationärer Zustand erreicht (Fließgleichgewicht), der bis heute anhält. In ähnlicher Geschwindigkeit und Dimension verliefen die Verlandungen der Flussrinnen zeitlich gestaffelt in allen vier betrachteten Stauräumen.

In den großenteils durch Leitdämme abgetrennten großen Seitenbuchten der Stauräume schreitet die Verlandung dagegen nach wie vor voran. Die ältesten, in den einzelnen Stauräumen jeweils nahe der Stauwurzel gelegenen Verlandungen tragen heute urtümlich wirkende Silberweidenwälder, deren Entstehung aus einer Wasserfläche innerhalb weniger Jahrzehnte kaum jemand für möglich halten dürfte. Vom Auftauchen von Sedimentbänken im Bereich der Mittelwasserlinie bis zur Entstehung von dicht mit Röhrichten, Gebüsch und ersten Baumgruppen bewachsenen Inseln vergehen gerade einmal 20 bis 30 Jahre.

Insbesondere in diesen Seitenbereichen der Stauräume entstanden dabei für den Alpenfluss Inn untypische aquatische und terrestrische Lebensräume, die durch die abgelagerten Feinsedimente bestimmt waren. Solche Verlandungsbereiche mit tieferen und ausgedehnten flachen Gewässerbereichen, Röhrichten, Hochstaudenfluren sowie jungen Inseln mit beginnender Auwaldentwicklung finden sich sonst in Stromtallandschaften wie der niederbayerischen Donau, kaum aber an kiesgeprägten, hochdynamischen Alpenflüssen. Das neue Lebensraumangebot führte zur Entwicklung artenreicher Biozönosen, in denen sich – in der besonderen biogeografischen Situation von Donau und Inn an der Schnittstelle mehrerer Großlandschaften – die Elemente des Alpenflusses mit jenen der Flachländer überlagern. Die großen Wasserflächen der Innstauseen und die darin entstehenden strukturreichen Verlandungslandschaften lockten vor allem zahlreiche Wasservögel an, was die Innstauseen zu einem international bedeutenden Brut- und Rastgebiet macht.



Abb. 1 Blick über den mittleren Bereich des Stauraums Ering-Frauenstein mit der Heizinger Bucht rechts (Deutschland) und der Hagenauer Bucht im Hintergrund links (Österreich). Beide Buchten sind durch bewaldete Leitdämme vom Flussschlauch getrennt. Am Horizont flussauf die Städte Braunau und Simbach. Foto: Ingo Zahlheimer

Diese Entwicklung führte zunächst zur Ausweisung als international bedeutsames Feuchtgebiet auf Grundlage der Ramsar-Konvention sowie von nationalen Naturschutzgebieten und schließlich Ende des letzten Jahrhunderts von Natura 2000-Gebieten (FFH- sowie SPA- bzw. Vogelschutzgebiete) in Bayern und Oberösterreich. Unter den spezifischen Rahmenbedingungen am Unteren Inn bestehen hier viele naturschutzfachlich hochwertige Lebensräume in den Stauräumen somit nicht trotz, sondern infolge der Stauerrichtung.

Aktuell haben sich die ältesten Verlandungsbereiche zu weitgehend geschlossenen Wäldern entwickelt; fast ausschließlich Silberweidenauen, die dem europaweit geschützten Lebensraumtyp Weichholzaue entsprechen. In diesen Wäldern finden sich nur einzelne größere noch wasserführende Altwasserzüge, kleinere Gräben und Flutrinnen sind zumeist verlandet und von Röhrichten bewachsen. Auch die größeren Altwässer sind meist nur mehr flachgründig. Die Silberweidenauen in diesen ältesten Verlandungsbereichen sind mittlerweile bis zu 70 Jahre alt, vergreisen zusehends und beginnen strukturell zusammenzubrechen. Aufgrund fehlender Morphodynamik kann sich die Pionierbaumart Silberweide in der entstandenen dichten, hochwüchsigen Krautschicht nicht mehr verjüngen. Die Silberweidenauen werden daher flächig zunächst von Gebüsch, in denen der Holunder oft dominant ist, abgelöst. Es handelt sich dann nicht mehr um den europäischen geschützten Lebensraumtyp Weichholzaue.

In großen Seitenbuchten der zentralen Staubereiche finden sich derzeit noch sehr struktureiche Lebensraummosaiken mit noch großflächigen offenen Wasserflächen und kleinteilig gegliederten Inselgruppen mit Röhrichten, Flachwasserlagunen, Hochstaudenfluren, Auengebüsch und jungen Auenwäldern (s. Abb. 1). Diese Bereiche sind derzeit Zentren der Artenvielfalt in den Stauräumen am Unteren Inn, die besonders gut an den zahlreichen Wasservögeln, Watvögeln, Reihern u.a. zu erkennen ist. Hier sind derzeit die naturschutzfachlichen Zielvorstellungen für die Stauräume noch weitgehend realisiert, allerdings fehlen bereits meist tiefere Gewässerbereiche.

Diese Zonen, in denen derzeit vor allem Sedimentation stattfindet, erstrecken sich – je nach Struktur des jeweiligen Stauraums – bis unmittelbar ins Oberwasser des jeweiligen Kraftwerks (so bei Ering-Frauenstein und Eggfing-Obernberg; vgl. Abb. 2).



Abb. 2 Entwicklung Stauraum Eggfing-Obernberg (Luftbilder: Bayer. Vermessungsverwaltung)

Insgesamt hat die bisherige Entwicklung also zu einer drastischen Abnahme offener Wasserflächen zu Gunsten vor allem von Auwäldern und -gebüsch geführt. Röhrichte sind in älteren Verlandungsbereichen ebenfalls stark zurückgegangen, in aktuell dynamischen Bereichen bestehen noch größere Flächen. Sedimentbänke, die in frühen Entwicklungsphasen hunderte von Hektar einnahmen, sind abschnittsweise nahezu verschwunden und nur noch in aktuell dynamischen Bereichen in vergleichsweise geringem Umfang anzutreffen.

2 Erwartete weitere Entwicklung

Die beschriebene bisherige Entwicklung der Stauräume am Unteren Inn wird sich unvermindert fortsetzen. Der Fortschritt dieser gerichteten Entwicklung wird durch die Geschwindigkeit der Verlandung bestimmt. Diese gerichtete Verlandungsdynamik ist bis zum Erreichen ihres weitgehend stabilen Endstadiums zeitlich begrenzt und unterscheidet sich damit grundlegend von der eines Wildflusses, in dem zeitlich-räumlich wechselnde Dynamik für den langfristigen Erhalt eines Lebensraummosaiks sorgt (Mosaik-Zyklus-Konzept; REMMERT 1991, SCHERZINGER 2005). In naturnahen Flussauen bedingt die Morphodynamik einen räumlich-zeitlichen Wechsel von Lebensräumen wie Fließ- und Stillgewässern, Verlandungsbereichen oder Auengebüschen und Wäldern (Lebensraummosaik). So sind diese einzelnen Lebensraumtypen für Flüsse mit ihren Auen zwar in jeweils spezifischen Anteilen und Ausbildungen charakteristisch, die konkrete Verortung der Bestände verändert sich aber im Zeitverlauf aufgrund dynamischer Vorgänge. Dabei kann jeder einzelne Bestand an seinem Standort die charakteristische Sukzessionsfolge durchlaufen, bis dynamische Ereignisse zu einem Reset führen und so den Entwicklungszyklus wieder beginnen lassen. So sind heterogene landschaftliche System wie Auen ein in sich dynamisches, in der Summe der Lebensräume aber stabiles System. Als Antrieb der Zyklen wirken endogene Prozesse wie Alterung, die durch exogene Störungen modifiziert und beschleunigt werden. Das landschaftliche System besteht aus sich zyklisch ändernden Mosaiksteinen, deren Zyklen desynchron zueinander ablaufen.

Wie oben beschrieben, sind derzeit prägende Entwicklungstendenzen in den Stauräumen:

- die Zunahme von Silberweidenbeständen,
- die Abnahme von Pionierfluren der Schlammbänke, tendenziell auch von Röhrrieten sowie
- der Rückgang von Wasserflächen, insbesondere auch tieferer Wasserkörper.

Innerhalb der nächsten 20 bis 30 Jahre wird sich in den Stauräumen nach dem oben Gesagten die heutige Ausstattung mit Lebensräumen qualitativ noch erhalten haben, allerdings mit deutlich veränderten Flächenanteilen (LANDSCHAFT+PLAN PASSAU, 2020).

In Fortsetzung der aufgezeigten Entwicklungstendenzen wird für die Verlandungsbereiche der Stauräume vorübergehend ein Vorherrschen von Silberweidenauen angenommen, deren weitere Entwicklung aber noch unklar ist. Nachdem Silberweidenwälder bei unbeeinflusster Entwicklung nach etwa 60 bis 70 Jahren zerfallen, wird der flächige Bestandswechsel zu einer Folgegesellschaft innerhalb der nächsten 40 bis 80 Jahre großflächig eingeleitet werden. Allerdings können sich zunächst auch relativ stabile Verlichtungsstadien bilden, wie bereits derzeit auf den ältesten Verlandungsbereichen gut zu beobachten ist. Sonstige Lebensräume der Stauräume, also vor allem Schilfröhrichte und Sedimentbänke, werden auf vergleichsweise sehr geringe Flächen zurückgedrängt werden und abschnittsweise weitgehend verschwinden.

Damit wäre ein vorläufiges Endstadium der mit der Errichtung der Staustufen eingeleiteten, durch die Verlandung infolge der hohen natürlichen Schwebstoffführung des Inns angetriebenen landschaftlichen Entwicklung in den Stauräumen erreicht. Die dann entstandenen standörtlichen Bedingungen werden durch Biozönosen genutzt, die auch durch die derzeit ungewissen klimatischen Veränderungen bestimmt werden. Der beschriebenen Entwicklung der Lebensraumstrukturen werden wie schon bisher die an diese gebundenen Arten bzw. Artengruppen folgen. So zeigten detaillierte Analysen der Entwicklung der Vogelbestände für die Stauräume Ering-Frauenstein und Eggfing-Obernberg, dass diese sich in den nächsten zwei bis drei Jahrzehnten im Wesentlichen im Gebiet halten können werden, da so lange auch die Lebensraumstruktur der heutigen Verlandungsbereiche noch in ausreichendem Umfang zur Verfügung stehen dürfte. Im angenommenen Endstadium der Entwicklung der Stauräume ist aber ein grundlegender Wandel

zwangsläufig. An Gewässerlebensräume gebundene Vogelarten (Wasservögel, Limikolen, Reiher, u.a.) werden nur mehr in sehr kleinen Beständen bei reduziertem Artenspektrum anzutreffen sein, während an Waldlebensräume gebundene Arten dominieren werden.

Die erwartete Stauraumentwicklung beeinträchtigt nicht nur den Erhaltungszustand geschützter Lebensräume und Artvorkommen, sondern hat auch ganz wesentlich Auswirkungen auf die biologischen Qualitätskomponenten der Wasserrahmenrichtlinie; dies ist daher auch für die Definition und Erreichung des guten ökologischen Potenzials in den Wasserkörpern des Unteren Inn von Relevanz.

Die skizzierten Entwicklungen betreffen in erheblichem Maße auch die für die Natura 2000-Gebiete festgelegten Erhaltungsziele, die auf den – aus naturschutzfachlicher Sicht vorübergehend sehr günstigen – Verhältnissen in den Stauräumen vor über zwanzig Jahren basieren. In Hinblick auf den Weiterbetrieb der ältesten beiden Innkraftwerke am Unteren Inn, Ering-Frauenstein und Eggfing-Obernberg, wurden daher mit den Naturschutzbehörden Möglichkeiten diskutiert, die weitere Entwicklung der Stauräume durch alternative Betriebsweise der Stauwehre im naturschutzfachlichen Sinne positiv zu beeinflussen. Im Vordergrund standen die Fragen, ob es durch einen geänderten, naturschutzfachlich optimiertem Wehrbetrieb möglich wäre, einerseits dynamische Prozesse zu initiieren, die zum Erhalt offener Wasserflächen im Bereich von Seitenbuchten führen (und damit in Zusammenhang stehender Flachwasserbereiche und Röhrichte) sowie ob andererseits zu Zeiten des Vogelzugs durch moderate Absenkung des Stauziels temporär Sedimentbänke als Nahrungs- und Aufenthaltsflächen für Limikolen, Reiher u.a. Vogelgruppen zur Verfügung gestellt werden könnten. Randbedingungen wie Hochwasserschutz, Sedimentaustrag oder Auswirkungen auf fischereiliche Nutzung wurden bei diesen hypothetischen Betrachtungen zunächst ausgeklammert.

Detaillierte Analysen verschiedener Absenkungsszenarien (von -0,25 m bis zu -2,0 m) zeigten jedoch, dass selbst geringe Anpassungen der Stauregelung mit teils erheblichen Beeinträchtigungen von Schutzgütern verbunden sein können. Als besonders sensibel hat sich unter den spezifischen Bedingungen der Innstauräume die Fischfauna herausgestellt, die aus gewässerökologischer Sicht von zentraler Bedeutung ist.

3 Naturschutzfachliche und gewässerökologische Ziele

Wesentliche Elemente der Erhaltungsziele zu den Natura 2000-Gebieten am Unteren Inn sind die großflächigen Lebensraummosaiken aus tieferen und flachen Wasserbereichen, Sedimentbänken, Röhrichten und Inseln mit Flachwasserlagunen, Auengebüschen und -wäldern. An diesen Gebietszustand sind zahlreiche im Gebiet vorkommende Tierarten gebunden, die wiederum Gegenstand von Erhaltungszielen sind. Die seit Festlegung dieser Erhaltungsziele vor fast dreißig Jahren erfolgte sowie die erwartete weitere Stauraumentwicklung ist für diese Erhaltungsziele erkennbar ungünstig und wird die meisten auf Dauer in Frage stellen. Insbesondere betrifft diese Entwicklung auch die ornithologische Bedeutung des Gebietes für Mitteleuropa als Brut-, Rast- und Mausergebiet mit im Jahresverlauf etwa 300 im Gebiet festzustellenden Vogelarten. Zu den Brutvögeln zählen z.B. Seeadler und Nachtreiher. Unproblematisch sind dagegen auf Auwaldlebensräume bezogene Erhaltungsziele.

Der Erhalt des beschriebenen Lebensraummosaiks in maßgeblichen Anteilen der Stauräume ist daher vorrangiges naturschutzfachliches Ziel für die weitere Entwicklung der Stauräume. Derzeit bestehen entsprechende Bereiche in den großen Seitenbuchten aller vier Stauräume am Unteren Inn in noch ausreichendem Umfang; die fortschreitende Verlandung wird in den kommenden Jahrzehnten aber zunehmend zu Verschlechterungen führen.

Aus naturschutzfachlicher Sicht ist daher die Herstellung funktional gleichwertiger Bereiche anzustreben, also beispielsweise Nahrungsbiotope für rastende / überwinternde Limikolen (trocken

gefallene Sedimentbänke, Flachwasserbereiche), jedoch nicht unbedingt als in Struktur, Flächengröße und Lage im Stauraum identische Lebensraumkomplexe.

Aus gewässerökologischer Sicht ist neben den Zielen der FFH-Richtlinie insbesondere die Zielerreichung der Wasserrahmenrichtlinie von großer Wichtigkeit. Für die Stauräume am Unteren Inn als „heavily modified waterbodies“ fordert die Wasserrahmenrichtlinie das Erreichen des „Guten ökologischen Potentials“. Für die Erreichung dieses Ziels ist ein gemäß „Leitfaden zur Bewertung erheblich veränderter Gewässer“ definierter Teil des „höchsten ökologischen Potentials“ umzusetzen (ZAUNER ET AL., 2020). In diesem Zusammenhang kommt dem „fischökologischen Zustand“ eine besondere Rolle zu, da das Qualitätselement „Fische“ als zentraler Bewertungsparameter der hydromorphologischen Komponente gilt. Neben der Wiederherstellung von Schlüssellebensräumen durch gewässerökologische Strukturmaßnahmen in der Stauwurzel sind vor allem im zentralen Stauraum Maßnahmen zur Förderung der indifferenten Fischfauna essentiell. Tiefgründige, sichtige, makrophytenreiche Stillgewässer spielen für die Etablierung biomassereicher Fischzönosen eine zentrale Rolle. Aufgrund des Verlustes dieses Gewässertyps kommt somit der Wiederherstellung derartiger Gewässerstrukturen eine große Bedeutung zu. Die Entwicklung von derartigen stagnierenden Gewässern gewährleistet, dass ein wesentlicher Teil der Leitarten und zumindest ein (geringer) Teil der typischen Begleitarten sich in selbst erhaltenden Beständen mit ausreichender Biomasse ausbilden kann (=Definition des Guten ökologischen Potentials / Qualitätselement „Fische“).

4 Maßnahmenentwicklung

Aus den zu einem naturschutzfachlich optimierten Wehrbetrieb angestellten Überlegungen und Analysen ergaben sich zwei wesentliche Maßnahmenansätze:

- Bereitstellung von Nahrungshabitaten für Limikolen (trockengefallene Schlammflächen), die außerdem auch als Lebensraum für Pionierpflanzen und andere Organismen dienen
- Dauerhafter Erhalt eines Lebensraummosaiks entsprechend der Erhaltungsziele der Schutzgebiete in einem Teilbereich des Stauraums (Unterbrechung / Rückstellung der Verlandung).

Im zentralen Bereich bzw. im unmittelbaren Kraftwerksoberswasser der Stauräume Eggfing-Obernberg und Ering-Frauenstein finden sich jeweils aktuelle Verlandungsbereiche, in denen die entstandene Struktur des Stauraumbereichs derzeit noch weitgehend den naturschutzfachlichen Erhaltungszielen entspricht.

Insbesondere im Stauraum Eggfing-Obernberg wurde die Stauwurzel auf linksufriger, bayerischer Seite bereits durch die Errichtung eines ausgedehnten Insel-Nebenarmsystems, von Vorlandabsenkungen mit angebundenem Stillgewässer sowie der Einmündung eines groß dimensionierten Umgehungsgewässers weitest möglich aufgewertet (ZAUNER ET AL., 2020), die Stauwurzel des Stauraums Ering-Frauenstein bisher in geringerem Umfang durch eine Reihe kleinerer Maßnahmen (Uferrückbau, naturnahe Umgestaltung des Mündungsbereichs des Simbachs).

Zwischen diesen, naturschutzfachlich in ihrer Lebensraumstruktur derzeit befriedigenden Teilen der Stauräume, liegen jene Bereiche, in denen die Verlandung nach Einstau zuerst über die Mittelwasserlinie hinausgewachsen ist und Inseln entstanden sind, die mittlerweile zu fast durchgängig bewachsenen Vorländern zusammengewachsen sind. In diesen ältesten Verlandungsbereichen herrschen bereits alte Silberweidenwälder vor, Seitengewässer sind nahezu vollständig verlandet, verschliffen oder sogar verbuscht. Die letzten noch offenen Restgewässer sind nur mehr flachgründig und müssen teilweise künstlich erhalten werden. Diese ältesten Verlandungsbereiche verlieren also gegenwärtig die letzten Reste ihrer vor 20 bis 30 Jahren noch gut erkennbaren leitbildkonformen Lebensraumstruktur.

In Hinblick auf den auch aus naturschutzfachlicher Sicht notwendigen Fortbestand der Stauanlagen am Unteren Inn wurden daher Maßnahmen konzipiert, welche mit baulichen Eingriffen und Managementmaßnahmen die durch die erwartete Stauraumentwicklung zurückgedrängten Lebensräume langfristig in anderen Stauraumabschnitten bereitstellen, so dass sich ein dauerhaft gesicherter Biotopverbund im Sinne der Erhaltungsziele der Schutzgebiete ergibt. Diese Maßnahmen werden die derzeit strukturärmsten Abschnitte der Stauräume auf und stärken damit die innere Kohärenz der Schutzgebiete.

Durch Entlandungsmaßnahmen werden dabei funktionsfähige Stillgewässersysteme wiederhergestellt, welche bei Stauerrichtung auch in diesen Stauraumbereichen anfangs großflächig vorlagen. Diese Stillgewässer zeichnen sich vor allem durch abiotische Charakteristika aus, welche sich massiv von denen der fließenden Welle des alpin geprägten Inn unterscheiden. Während der gletschertrübe Inn durch sehr niedrige sommerliche Höchsttemperaturen gekennzeichnet ist, weisen diese Stillgewässersysteme typische potamale Eigenschaften auf. So stechen diese aquatischen Systeme trotz der großen Wassertiefen durch hohe Sichttiefen hervor. Nicht nur die Sichtigkeit, sondern auch die hohen Wassertemperaturen resultieren in enormen Produktivitätsleistungen, was sich nicht nur in dichten Makrophytenbeständen, sondern vor allem über hohe Benthos- und Planktonbiomassen in enormen Fischdichten niederschlägt.

Diese tiefgründigen Gewässer weisen eine permanente Anbindung an den Inn auf und gewährleisten somit ganzjährig die Nutzung als Fischlebensraum. Die permanent gegebene laterale Konnektivität ermöglicht der Fischfauna, saisonal differenziert, essentielle Entwicklungen im Lebenszyklus und Austauschprozesse mit dem Hauptfluss zu durchlaufen. Neben der Reproduktionsmöglichkeit für eine Vielzahl von indifferenten und stagnophilen Arten finden sich hier auch die adäquaten Larval- und Juvenilhabitate. Die im Frühjahr bereits sehr zeitig ablaufenden Produktionsprozesse gewährleisten ideale Aufwuchsbedingungen für eine große Fischartenzahl und sind ganz wesentlich mitverantwortlich für die Etablierung biomassereicher Fischbestände. Darüber hinaus erfüllen diese Wasserkörper wertvolle Funktionen als Winterzustände, aber auch als Rückzugsorte bei Hochwasserereignissen; selbstredend ist natürlich auch ihre Funktion als Fresshabitat für die Vielzahl der tauchenden Wasservögel.

Bei der Wiederherstellung von stagnierenden Gewässerteilen ist neben der Schaffung von Tiefzonen auch der Entwicklung von Flachwasserzonen ein besonderes Augenmerk zu schenken. Flachwasserbereiche werden infolge der zu erwartenden Ausbildung von wassergebundener Vegetation wieder bedeckt und eignen sich als Lebensraum für Larven und Jungfische sowie für gründelnde Wasservögel oder Reiher u.a..

Diese zunächst primär gewässerökologisch begründete Konzeption wurde aus naturschutzfachlichen Überlegungen großflächig um sehr seichte, temporär überflutete Zonen erweitert, wo trockenfallende Schlammflächen temporäre Nahrungshabitate u.a. für Limikolen (Wattvögel) bestellen und auch als Lebensraum für Pionierpflanzen und andere Organismen dienen. Im Sinne eines Mosaik-Zyklus-Konzeptes ist die Umsetzung abschnittsweise und über einen Zeitraum von mehreren Jahren geplant, um so langfristig Lebensraumkomplexe entsprechend der Erhaltungsziele der Schutzgebiete zu entwickeln und flächige Störungen jeweils auf Teilbereiche zu beschränken, so dass durchgehend Ausweichflächen für mobile Tierarten (v.a. Vögel) bereitstehen. Es ist davon auszugehen, dass die Flächen später teilweise wieder zurückgesetzt werden müssen. Diese wiederkehrenden Eingriffe ersetzen funktionell die Wirkungen einer natürlichen – in den Stauräumen jedoch fehlenden – flussmorphologischen Dynamik.

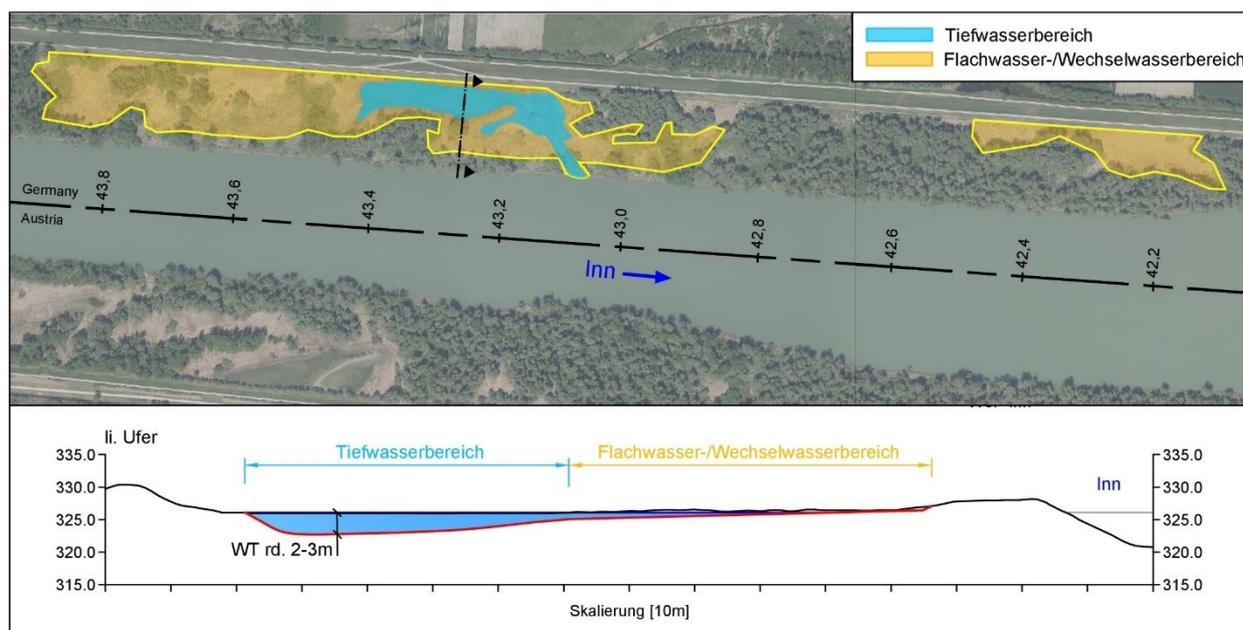


Abb. 3 Beispiel: Geplante Entlandung der Aufhausener Lacke im Stauraum Egglfing-Obernberg

5 Ausblick – LIFE Riverscape Lower Inn

Ein großer Teil dieser gewässerökologischen Maßnahmen wird bis 2028 im Rahmen von LIFE Riverscape Lower Inn umgesetzt (SCHMALFUSS ET AL., 2022). Im Europareservat Unterer Inn dient dieses von den VERBUND-Wasserkraftgesellschaften Innwerk AG und Österreichisch-Bayerische Kraftwerke Aktiengesellschaft getragene LIFE-Projekt der Erreichung wesentlicher Ziele der Fauna-Flora-Habitat-Richtlinie und der Vogelschutzrichtlinie im Rahmen des Natura 2000 Programms. Durch die Stärkung der Fischpopulation, der künftig neben neuen Wanderkorridoren vor allem auch Lebensraum für Reproduktion und Aufwuchs zur Verfügung stehen wird, trägt das LIFE-Projekt aber auch zur Erreichung des guten ökologischen Potenzials am Unteren Inn und damit zur Erreichung der Ziele der Wasserrahmenrichtlinie der Europäischen Union bei.

Mit einem großräumigen systemischen Ansatz zur Entwicklung der Flusslandschaft am Unteren Inn und zur langfristigen Sicherung des ökologischen Wertes der Schutzgebiete werden zwischen der Salzachmündung und der Stadt Schärding sowohl in Bayern als auch in Oberösterreich zahlreiche Maßnahmen umgesetzt, die bereits realisierte Revitalisierungsprojekte in den Stauräumen der Innkraftwerke Ering-Frauenstein und Egglfing-Obernberg sowie frühere LIFE-Projekte ergänzen:

- Zur Verbesserung der Durchgängigkeit für Fische und andere aquatische Lebewesen werden bei den Innkraftwerken Egglfing-Obernberg und Braunau-Simbach dynamisch dotierte Umgehungsflüsse errichtet.
- Vernetzungs- und Entlandungsmaßnahmen mit Schwerpunkt im Stauraum Egglfing-Obernberg folgen der in diesem Beitrag im Detail diskutierten Maßnahmenentwicklung entsprechend den dargestellten naturschutzfachlichen und gewässerökologischen Zielsetzungen.
- Wo es wasserbaulich vertretbar ist, werden die harten Ufersicherungen im Unterwasser der Innkraftwerke Egglfing-Obernberg, Ering-Frauenstein und Braunau-Simbach entfernt und die Ufer strukturiert. Im Unterwasser des Innkraftwerks Egglfing-Obernberg (Stauwurzel Schärding-Neuhaus) ergänzt ein Insel-Nebenarm-System diese Maßnahmen.
- Strukturmaßnahmen an Zubringermündungen (Enknach, Stampfbach, Kirnbach und Mühlheimer Ache) schaffen zusätzlichen Gewässerlebensraum am Unteren Inn.

- Durch gezielte Managementmaßnahmen werden an Dammböschungen entlang der Stauräume Schärding-Neuhaus, Eggfing-Obernberg, Ering-Frauenstein und Braunau-Simbach hochwertige terrestrische Lebensräume für geschützte Pflanzen und Tiere mit einer Längserstreckung von insgesamt über 40 km entwickelt.
- Die Regierung von Niederbayern als höhere Naturschutzbehörde ergänzt dieses Programm durch Kofinanzierung von Maßnahmen in der ausgedämmten Au, wodurch die naturschutzfachliche Qualität des Auwaldes wesentlich verbessert und zusätzliche Lebensräume für Insekten, Vögel und Amphibien geschaffen werden.
- Um die Flusslandschaft für die Bevölkerung besser erlebbar zu machen, ohne dabei die naturschutzfachlichen Schutzziele zu gefährden, wird ein grenzüberschreitendes Besucherlenkungskonzept entwickelt und umgesetzt.

Die Europäische Union trägt mit einer Förderung von rund 8,2 Millionen Euro aus dem LIFE Programm zu den Gesamtkosten von rund 25 Mio. Euro bei. Weitere finanzielle Unterstützungen erhält das Projekt durch die Regierung von Niederbayern als höhere Naturschutzbehörde, die Abteilung Naturschutz des Amtes der Oberösterreichischen Landesregierung sowie durch die Landesfischereiverbände von Oberösterreich und Bayern.

Literatur

Landschaft+Plan Passau (2020): Innkraftwerk Eggfing-Obernberg – Weiterbetrieb – Untersuchungen zu einem naturschutzfachlich optimierten Wehrbetrieb. Innwerk AG.

Remmert, H. (1991): Das Mosaik Zyklus Konzept und seine Bedeutung für den Naturschutz: Eine Übersicht. ANL Seminarber. 5: 5-15

Scherzinger, W. (2005): Mosaik-Zyklus-Konzept. In: Handbuch der Umweltwissenschaften, 15. Ergänzungslieferung, S. 3-13

Schmalfuß, R.; Rabitsch, H. (2022). 2022 und ein Blick in die Zukunft. Laufende und kommende LIFE Projekte. In: LIFE & The Danube. Renaturierungsprojekte an der Donau. VERBUND Hydro Power GmbH.

Zauner, G.; Lauber, W.; Jung, M.; Ratschan, C.; Schöfbenker, M.; Schmalfuß, R. (2020): Wie erreicht man das „gute ökologische Potenzial“? Fallbeispiel Innstauraum Eggfing-Obernberg. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 72, 223–235
doi.org/10.1007/s00506-020-00672-x

Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Thomas Herrmann
Landschaft+Plan Passau
Passauer Straße 21, D-94127 Neuburg am Inn
Thomas.Herrmann@landschaftundplan-passau.de

Dipl.-Ing. Dr. Gerald Zauner
ezb TB Zauner GmbH
Marktstraße 53, A-4090 Engelhartzell
zauner@ezb-fluss.at

Dipl.-Ing. Dr. Roland Schmalfuß
VERBUND Hydro Power GmbH
Europaplatz 2, A-1150 Wien
Roland.Schmalfuss@verbund.com

Entwicklung von Betriebsvorgaben zur Reduzierung des Geschiebeeintrags in den Kraftwerkseinlauf des Eisenbahnerwehrs in einem physikalischen Modellversuch

Richard Huber und Jonas Pfeiffer

Zusammenfassung

Am Eisenbahnerwehr am Lech in Augsburg wird seit etwa 15 Jahren eine Wasserkraftanlage betrieben, die als Buchtenkraftwerk am rechten Ufer angeordnet ist. Zur Vermeidung von Geschiebeeintrag in das Kraftwerk wurde vor dem Einlauf eine Kiesfalle angeordnet, die beim Erreichen eines bestimmten Verlandungsniveaus hydraulisch freigespült werden soll.

Die Funktionalität des Spülkonzepts in der Praxis war gegeben, allerdings kam es in den letzten Jahren nach Aussage des Betreibers an der rechten Lechseite unmittelbar oberhalb des Eisenbahnerwehrs immer wieder zu starken Geschiebeablagerungen und deshalb zu sehr großem Geschiebeeintrag in die Kiesfalle. Mit hydraulischen Spülungen allein war eine vollständige Entleerung der Kiesfalle dann oft nicht mehr möglich und es war daher eine mechanische Unterstützung durch Baggerungen erforderlich.

In einem physikalischen Modellversuch (Vollmodell nach Froude, Maßstab 1:20) mit beweglicher Sohle und Anlaufstrecke sollten zur Verbesserung der Situation Vorgaben zur modifizierten Steuerung der verschiedenen Verschlusselemente der Anlage entwickelt werden und ggf. flussbauliche Maßnahmen im Stauraum untersucht werden.

Die Steuerung der Anlage im IST-Zustand ist u.a. gekennzeichnet durch eine Teilöffnung der Kiesschleuse ab einem Lechabfluss von $165 \text{ m}^3/\text{s}$. Diese Teilöffnung führt zu einer starken Querströmung in Richtung Kiesfalle und bei bestimmten Abflüssen zu starkem Geschiebeeintrag in die Kiesfalle. Durch den Verzicht auf diese Teilöffnung kann die Situation ohne weitere erforderliche Baumaßnahmen bei kleinen und mittleren Hochwasserereignissen deutlich verbessert werden

In weiteren Versuchen soll noch untersucht werden, ob durch zusätzliche flussbauliche Maßnahmen die Situation auch für große Hochwasserereignisse verbessert werden kann.

1 Ausgangssituation

Am Eisenbahnerwehr am Lech in Augsburg (Fkm 45,5) wird seit etwa 15 Jahren eine Wasserkraftanlage betrieben. Die Anlage besteht orographisch von links nach rechts aus (siehe Abb. 1):

- einem zweifeldrigen Schlauchwehr mit einer Gesamtbreite von ca. 96,5 m (Oberkante des gestellten Schlauchs 476,83 m+NN, Oberkante des festen Wehrs mit gelegtem Schlauch 476,48 m+NN),
- einer Fischaufstiegsanlage mit einer Breite von 4,00 m,
- einer Kiesschleuse mit einer Breite von 9,00 m und einer Sohlhöhe von 472,00 m+NN, ausgestattet mit einem Schütz (Höhe 3,63 m) mit Aufsatzklappe (Oberkante 477,10 m+NN),

- dem als Buchtenkraftwerk ausgebildeten Kraftwerk mit fünf Einlaufschützen (lichte Breite jeweils 4,95 m, Sohlhöhen 474,00 m+NN) und zwei vertikalen Kaplan turbinen mit einem gesamten Ausbauabfluss von $Q_A = 56 \text{ m}^3/\text{s}$.

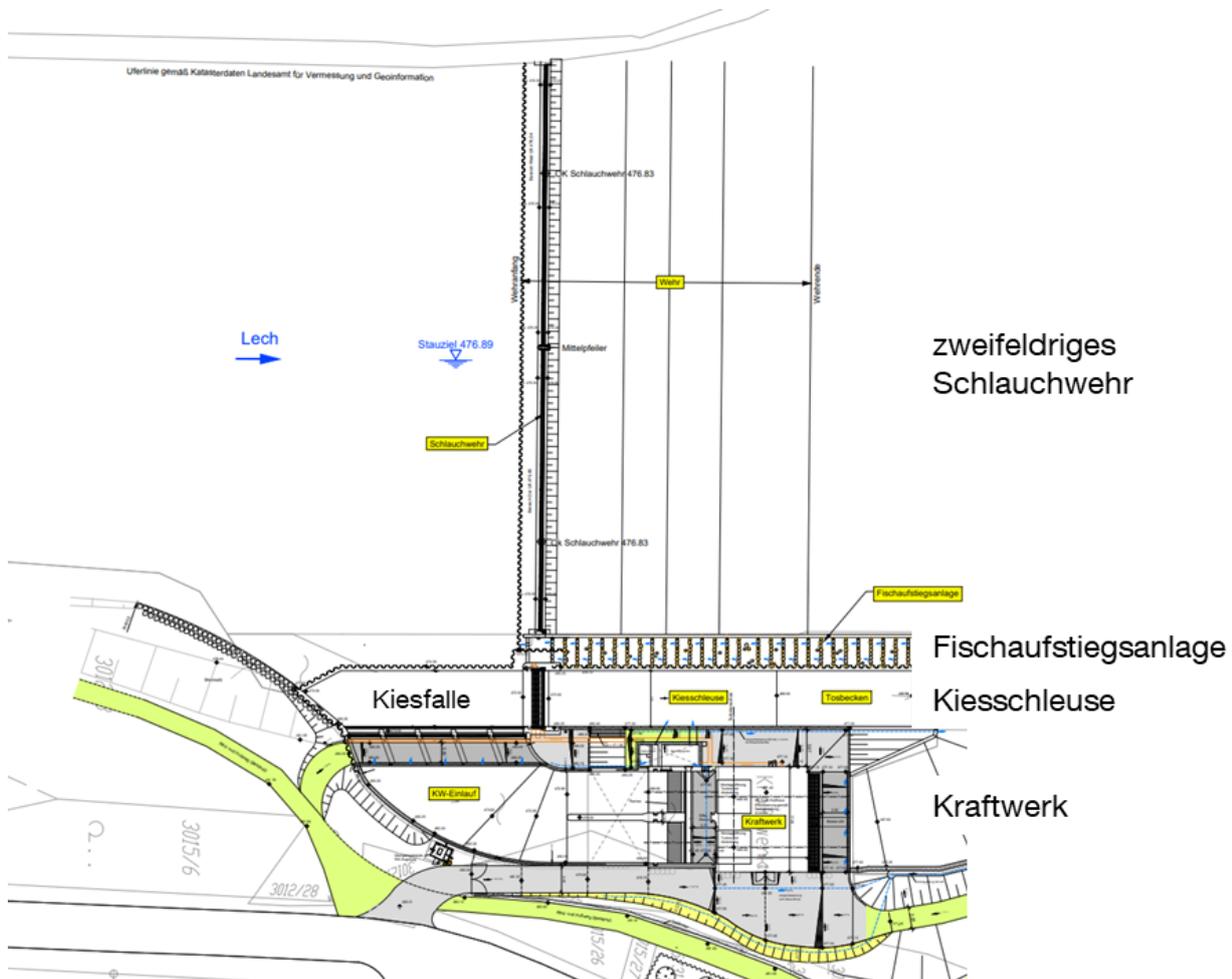


Abb. 1 Lageplan der Wehranlage, Fließrichtung von links nach rechts

Zur Vermeidung des Geschiebeeintrags in den Zulauf des Kraftwerks ist vor den fünf Einlaufschützen eine Kiesfalle angeordnet, die beim Erreichen eines bestimmten Verlandungsniveaus hydraulisch freigespült werden soll. Dazu werden bei einem geeigneten Abfluss die Kraftwerkseinläufe geschlossen, das Schlauchwehr gelegt und das Schütz der Kiesschleuse vollständig gehoben. Dadurch wird der Wasserstand im Oberwasser deutlich abgesenkt, im Zulauf zur Kiesfalle tritt schießender Abfluss und in der Kiesfalle ein Wechselsprung auf. Dieser mobilisiert das darin abgelagerte Geschiebe und transportiert es durch die Kiesschleuse ins Unterwasser. Neben der Kraftwerksanströmung wurden Kiesfalle und -schleuse in den Jahren 2004/2005 in einem physikalischen Modellversuch an der Versuchsanstalt Oberrach optimiert (Strobl et al., 2005).

Die Funktionalität des Spülkonzepts in der Praxis war gegeben, allerdings kam es in den letzten Jahren nach Aussage des Betreibers an der rechten Lechseite unmittelbar oberhalb des Eisenbahnerwehrs immer wieder zu starken Geschiebeablagerungen und deshalb zu sehr großem Geschiebeeintrag in die Kiesfalle. Mit hydraulischen Spülungen allein war eine vollständige Entleerung der Kiesfalle dann oft nicht mehr möglich und es war daher eine mechanische Unterstützung durch Baggerungen erforderlich.

2 Untersuchungsziele

In einem physikalischen Modellversuch mit beweglicher Sohle sollten

1. **Vorgaben zur Anlagensteuerung** (Schlauchwehr, Kiesschleuse und Kraftwerkseinlauf) entwickelt werden, die den Geschiebeeintrag in die Kiesfalle und den Kraftwerkseinlaufbereich minimieren, sowie
2. **ggf. flussbauliche Maßnahmen im Oberwasser** des Eisenbahnerwehrs untersucht werden, die die Geschiebeablagerungen auf die linke Lechseite verlagern, den Geschiebetransport über das Schlauchwehr verbessern und damit den Geschiebeeintrag in die Kiesfalle reduzieren. Falls sich solche Maßnahmen generell als geeignet erweisen, sollten anschließend die Anzahl, Position, Länge, Höhe und Ausrichtung im Grundriss optimiert werden.

3 Modell

Die darzustellenden Strömungssituationen sind von Trägheitskräften und der Schwerkraft dominiert. Deshalb war das Modell nach dem Modellgesetz von Froude zu betreiben. Der geometrische Modellmaßstab betrug (wie bereits im Modellversuch von 2004/2005) 1:20.

Um die Strömungsverhältnisse und das Geschiebetransportverhalten im Oberwasser des Eisenbahnerwehrs korrekt abzubilden, war ein Vollmodell über die ganze Flussbreite mit einer ausreichend langen Oberwasserstrecke (ca. 400 m) notwendig (siehe Abb. 2).

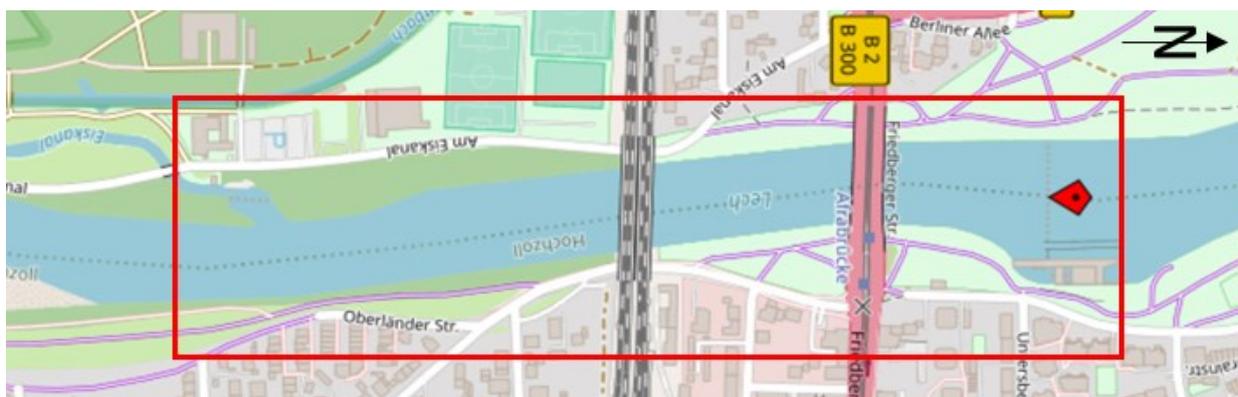


Abb. 2 Modellumgriff, Basis: Eisenbahnerwehr, Augsburg (Open Street Maps, 2023) veröffentlicht unter Open Database License ODbL

Die Wehr- und Kraftwerksbauwerke stellen das unterstromige Ende des Modells dar (siehe Abb. 3 links).

Die gesamte Oberwasserstrecke wurde mit beweglicher Sohle und festen Ufern ausgeführt (siehe Abb. 3 rechts). Die Modellierung basiert auf einer repräsentativen Sohle (Unterwasser-Laserscanning im 0,5 m Raster am 29.07.2013). Das im Lech vorhandene Geschiebe wurde maßstäblich durch Modellsand der Korngröße 0/3 mm mit einem mittleren Korndurchmesser von 1,2 mm modelliert. Eine idealisierte Anlaufstrecke mit beweglicher Sohle im oberstromigen Teil des Modells ermöglichte einen Geschiebeeintrag mit gesättigter Transportkapazität in die eigentliche Versuchsstrecke bis zum Kraftwerkseinlauf und Wehrbauwerk.

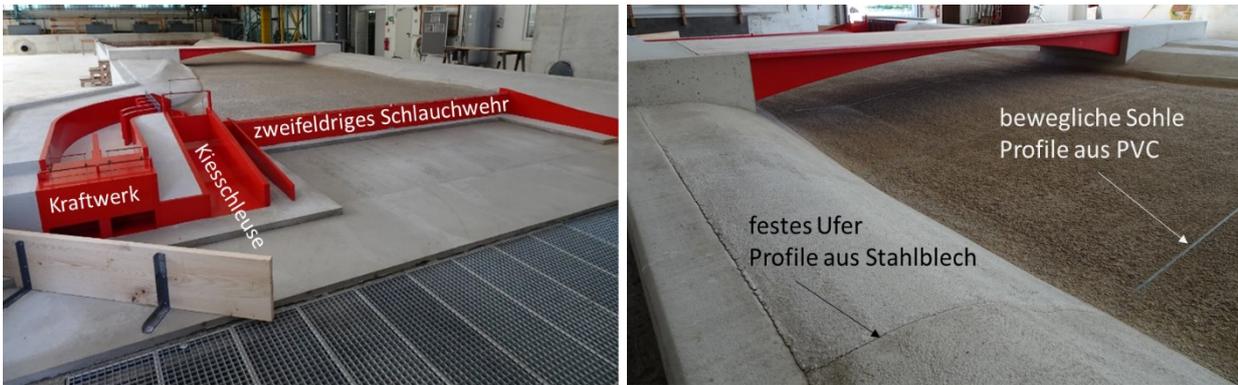


Abb. 3 links: Modellierung der Wehr- und Kraftwerksbauwerke (Messrinne für Kraftwerksabfluss noch nicht installiert); rechts: Modellierung der festen Ufer und der beweglichen Sohle (Die PVC-Profile wurden für die Versuche gezogen.)

4 Versuchsdurchführung und Messtechnik

4.1 Abflüsse und Wasserstände

Die Versuchsdauer betrug in der Regel 24 (Natur-)Stunden (entspricht ca. 5 h 20 min im Modell) bei konstantem Abfluss. Die Messung des stationären Modellzuflusses und falls erforderlich die Bestimmung des Kraftwerksdurchflusses erfolgte mit kalibrierten Messrinnen. Der Oberwasserstand wurde mittels Stechpegel gemessen.

4.2 Sohlvermessung

Die lokale Beurteilung und Dokumentation der verschiedenen Betriebszustände am Bauwerk erfolgten in der Regel visuell und photographisch.

Bei ausgewählten Versuchen wurde die Modellsohle mit Hilfe einer Drohne jeweils im trockenen Ausgangs- und Endzustand photogrammetrisch vermessen. Die daraus erzeugten digitalen Geländemodelle dienen zur Darstellung der im Versuch erfolgten Erosionen und Auflandungen.

5 Versuchsergebnisse

5.1 Anlagensteuerung im IST-Zustand und Versuchsprogramm

Derzeit wird die Anlage beim Anlaufen einer Hochwasserwelle wie folgt betrieben:

Tab. 1 Anlagensteuerung im IST-Zustand

Q_{Lech}	KW-Einläufe 1 - 5	Schlauchwehr (SW)	Kiesschleuse (KS)
< 160 m ³ /s	geöffnet	gestellt	geschlossen
160 m ³ /s	geöffnet	<u>wird gelegt</u>	geschlossen
165 m ³ /s	geöffnet	gelegt	<u>Teilöffnung auf 15%</u>
280 m ³ /s	<u>werden geschlossen</u>	gelegt	15% geöffnet
> 280 m ³ /s	geschlossen	gelegt	15% geöffnet

In Absprache mit dem Betreiber wurden auf Grundlage der bestehenden Anlagensteuerung zunächst mehrere typische Betriebssituationen definiert.

- Kraftwerksbetrieb bei $Q_{Lech} = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ ($> MQ = 46 \text{ m}^3/\text{s}$)
Schlauchwehr gestellt, Kiesschleuse geschlossen
- Kraftwerksbetrieb bei $Q_{Lech} = 165 \text{ m}^3/\text{s}$
Schlauchwehr gelegt, Kiesschleuse wird teilgeöffnet
- ohne Kraftwerksbetrieb bei $Q_{Lech} = 400 \text{ m}^3/\text{s}$ ($\approx MHQ = 386 \text{ m}^3/\text{s}$)
Schlauchwehr gelegt, Kiesschleuse 15% teilgeöffnet

5.2 Kraftwerksbetrieb bei $Q_{Lech} = 80 \text{ m}^3/\text{s}$

5.2.1 Anlagensteuerung im IST-Zustand

In dieser Betriebssituation (siehe Abb. 4 links) sind die Kraftwerkseinläufe KW1 – KW5 geöffnet, der Kraftwerksdurchfluss beträgt $Q_A = 56 \text{ m}^3/\text{s}$. Das Schlauchwehr (SW) ist gestellt und wird mit dem restlichen Abfluss von $24 \text{ m}^3/\text{s}$ überströmt. Die Kiesschleuse (KS) ist geschlossen (0% geöffnet).

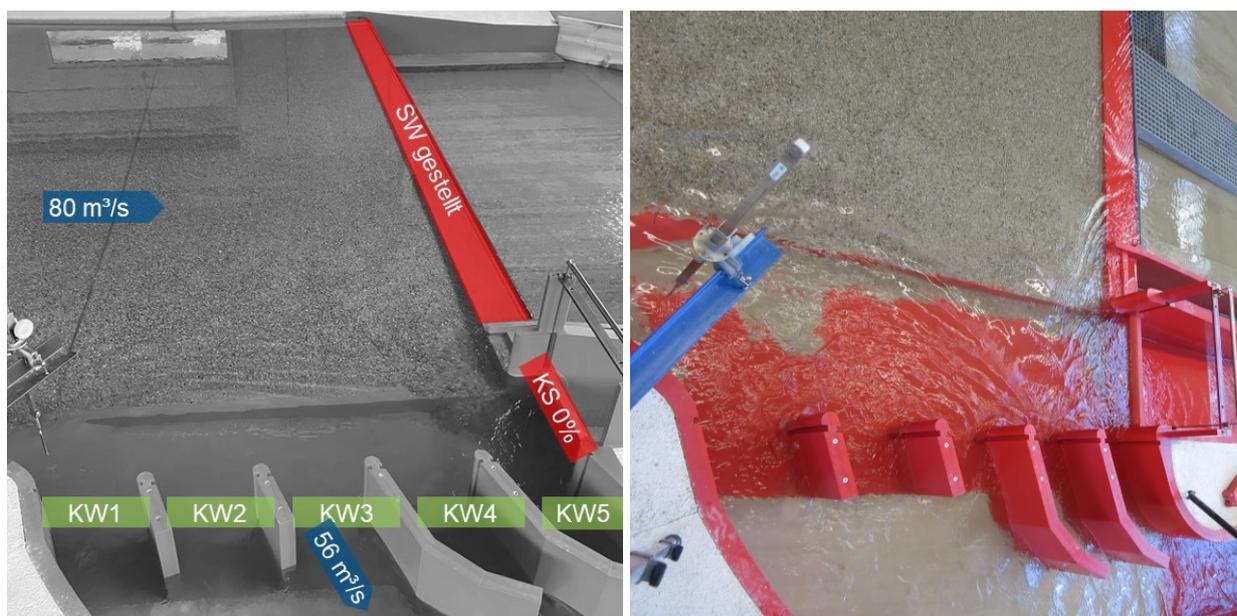


Abb. 4 links: Darstellung der Betriebssituation mit Anlagensteuerung im IST-Zustand; rechts: kein nennenswerter Eintrag in die Kiesfalle

Nach Beginn des Versuchs fand für wenige Minuten geringfügiger Geschiebetrieb im Nahbereich der Kiesfalle mit vernachlässigbarem Eintrag in die Kiesfalle statt (teilweise modellbedingt durch das Anfahren des Versuchs). Nach kurzer Zeit war ein Gleichgewichtszustand erreicht, es erfolgte kein weiterer Eintrag in die Kiesfalle (siehe Abb. 4 rechts). In der Natur ist dieser Zustand hinsichtlich des Geschiebeeintrags unkritisch.

5.2.2 Modifizierte Anlagensteuerung

Es ergab sich daher keine Notwendigkeit, das bestehende Steuerungskonzept für $Q_{Lech} = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ zu modifizieren.

5.3 KW-Betrieb bei $Q_{Lech} = 165 \text{ m}^3/\text{s}$

5.3.1 Anlagensteuerung im IST-Zustand

In dieser Betriebssituation (siehe Abb. 5 links) sind die Kraftwerkseinläufe KW1 – KW5 noch geöffnet, der Kraftwerksdurchfluss beträgt weiterhin $Q_A = 56 \text{ m}^3/\text{s}$. Das Schlauchwehr (SW) ist nun gelegt, die Kiesschleuse (KS) entsprechend der IST-Steuerung um 15% (0,77 m) teilgeöffnet.

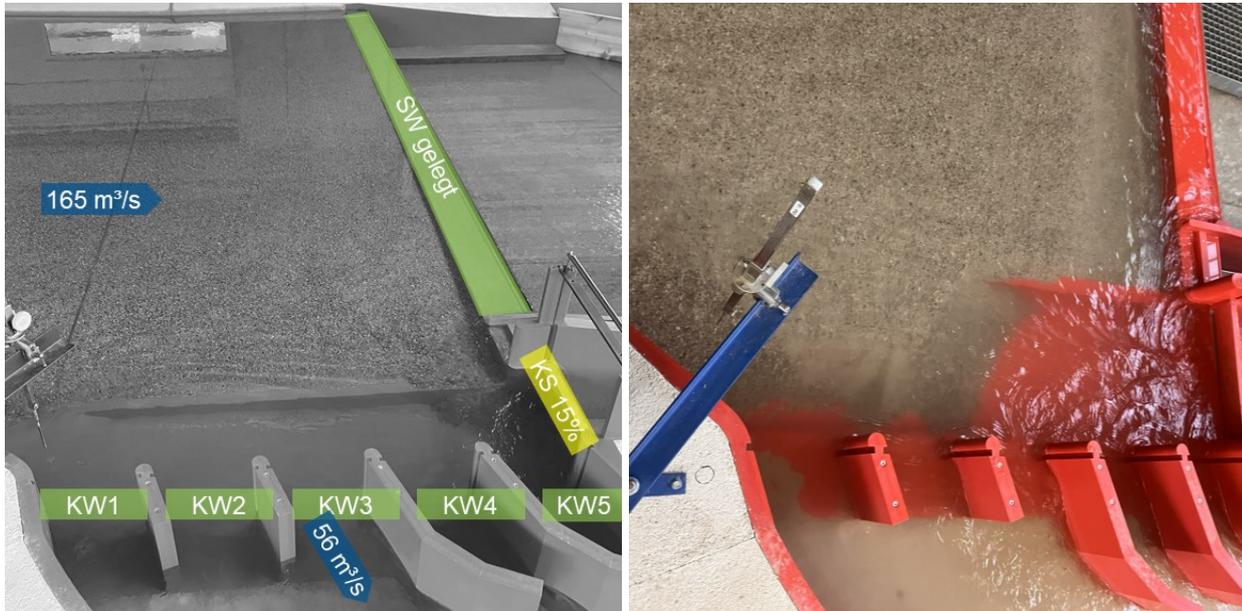


Abb. 5 links: Darstellung der Betriebssituation mit Anlagensteuerung im IST-Zustand; rechts: Geschiebeeintrag in Kiesfalle, Auskolkung vor Schlauchwehr

Im Stauraum war über die gesamte Versuchsdauer geringfügiger Geschiebetrieb zu beobachten.

Nach der Teilöffnung der Kiesschleuse ergab sich starker Geschiebetrieb im Nahbereich der Kiesfalle mit dauerhaften Geschiebeablagerungen im hinteren Teil der Kiesfalle, jedoch nicht bis direkt an die Einlaufschützen des KW-Einlaufs heran (siehe Abb. 5 rechts). Unmittelbar vor dem Bauwerk des rechten Schlauchwehrfelds zeigte sich eine Auskolkung aufgrund der ausgeprägten Querströmung zur Kiesschleuse und zum Kraftwerkseinlauf (Abflussanteil Kiesschleuse ca. 40%, Kraftwerk ca. 35%).

5.3.2 Modifizierte Anlagensteuerung

Aus dem oben beschriebenen Versuchsergebnis ergab sich die Überprüfung einer modifizierten Anlagensteuerung, bei der auf das Teilöffnen der Kiesschleuse bei $Q_{Lech} = 165 \text{ m}^3/\text{s}$ verzichtet und damit die Querströmung in Richtung Kiesfalle verringert wird (siehe Abb. 6 links).



Abb. 6 links: Darstellung der Betriebssituation mit modifizierter Anlagensteuerung; rechts: Geschiebefälle weitgehend geschiebefrei

Durch den Verzicht auf die Teilöffnung der Kiesschleuse ergab sich nur geringfügiger Geschiebetrieb im Nahbereich des Bauwerks. Die Kiesfalle blieb weitgehend geschiebefrei (siehe Abb. 6 rechts).

5.4 Ohne Kraftwerksbetrieb bei $Q_{Lech} = 400 \text{ m}^3/\text{s} \approx \text{MHQ}$

5.4.1 Anlagensteuerung im IST-Zustand

In dieser Betriebssituation (siehe Abb. 7 links) ist das Kraftwerk nicht mehr in Betrieb und die Kraftwerkseinläufe KW1 - KW5 sind geschlossen. Das Schlauchwehr (SW) ist gelegt, die Kiesschleuse (KS) entsprechend der IST-Steuerung um 15% (0,77 m) teilgeöffnet.



Abb. 7 links: Darstellung der Betriebssituation mit Anlagensteuerung im IST-Zustand; rechts: vernachlässigbarer Geschiebeeintrag in die Kiesfalle

Im Stauraum war über die gesamte Versuchsdauer Geschiebetrieb zu beobachten, der zum Großteil über das Schlauchwehr geführt wurde.

Trotz Teilöffnung der Kiesschleuse ergaben sich im Gegensatz zum Versuch bei $Q_{Lech} = 165 \text{ m}^3/\text{s}$ kaum Geschiebeablagerungen in der Kiesfalle (siehe Abb. 7 rechts). Aufgrund des geschlossenen Kraftwerkseinlaufs wird die Querströmung in Richtung Kiesfalle nur durch den Abflussanteil der teilgeöffneten Kiesschleuse (ca. 20% im Gegensatz zu 75% bei $Q_{Lech} = 165 \text{ m}^3/\text{s}$) induziert.

5.4.2 Modifizierte Anlagensteuerung

Die Kiesschleuse ist geschlossen, um die Querströmung in Richtung Kiesfalle zu verringern (siehe Abb. 8 links).

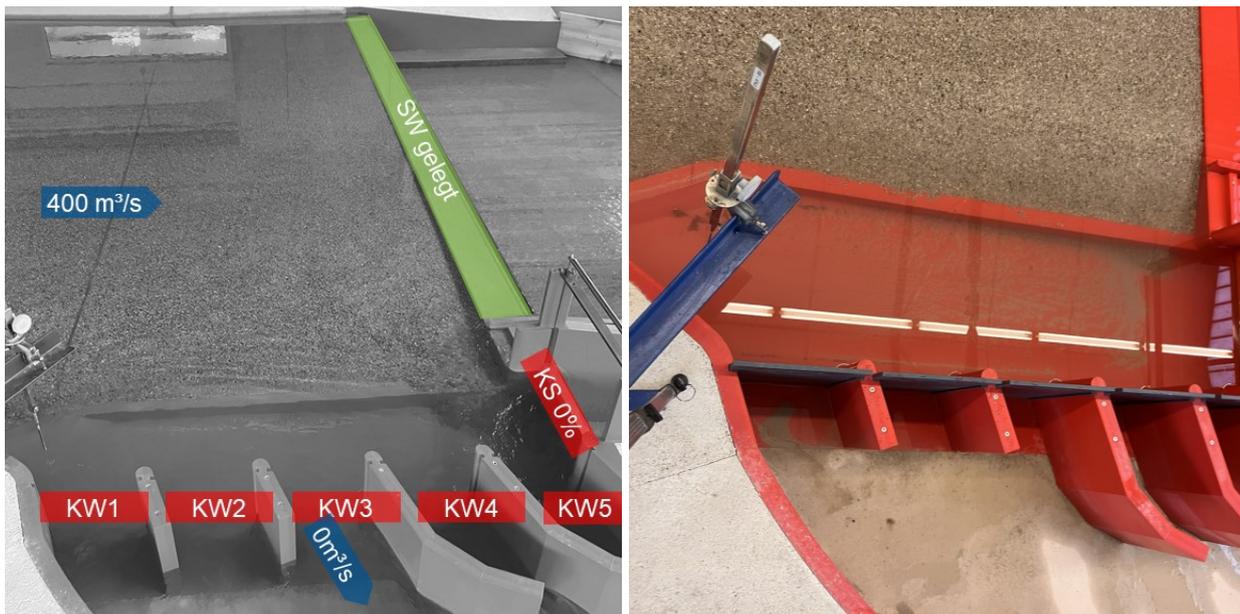


Abb. 8 links: Darstellung der Betriebssituation mit modifizierter Anlagensteuerung; rechts: kaum Geschiebeeintrag in die Kiesfalle

Es war kein nennenswerter Unterschied zur Situation im IST-Zustand zu beobachten, d.h. es fand auch in dieser Betriebssituation kein nennenswerter Eintrag in die Kiesfalle statt (siehe Abb. 8 rechts).

5.5 Ohne Kraftwerksbetrieb bei $Q_{Lech} = 800 \text{ m}^3/\text{s}$

5.5.1 Modifizierte Anlagensteuerung

Mit diesem Versuch sollte für die modifizierte Anlagensteuerung bei einem deutlich höheren als dem eigentlich für die Untersuchungen relevanten Abfluss die Verlandung im Einlaufbereich des Kraftwerks untersucht werden. In Absprache mit dem Betreiber wurde $Q_{Lech} = 800 \text{ m}^3/\text{s}$ festgelegt (Größenordnung HQ_{30}). Die Kraftwerkseinläufe und die Kiesschleuse sind geschlossen, das Schlauchwehr ist gelegt (siehe Abb. 9 links).



Abb. 9 links: Darstellung der Betriebssituation mit modifizierter Anlagensteuerung; rechts: erheblicher Geschiebeeintrag in die Kiesfalle

Im Stauraum war über die gesamte Versuchsdauer starker Geschiebetrieb zu beobachten, der zum Großteil über das Schlauchwehr geführt wurde. Im Bereich der Aufweitung des Buchtenkraftwerks bildete sich allerdings eine hochliegende Front aus, die zu erheblichem Eintrag in die Geschiebefalle führte (siehe Abb. 9 rechts und Abb.10 links). Die Einlaufschützen zum Kraftwerk wurden dabei nicht verlegt.

In einem anschließenden Spülversuch mit Anwendung des im Modellversuch 2005 entwickelten Spülkonzepts ($Q_{Lech} = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, Kraftwerkseinläufe 1 - 5 geschlossen, Schlauchwehr gelegt, Kieschleuse vollständig geöffnet) konnte die Kiesfalle innerhalb von ca. 13 (Natur-)Stunden wieder hydraulisch weitgehend freigespült werden (siehe Abb. 10 rechts).

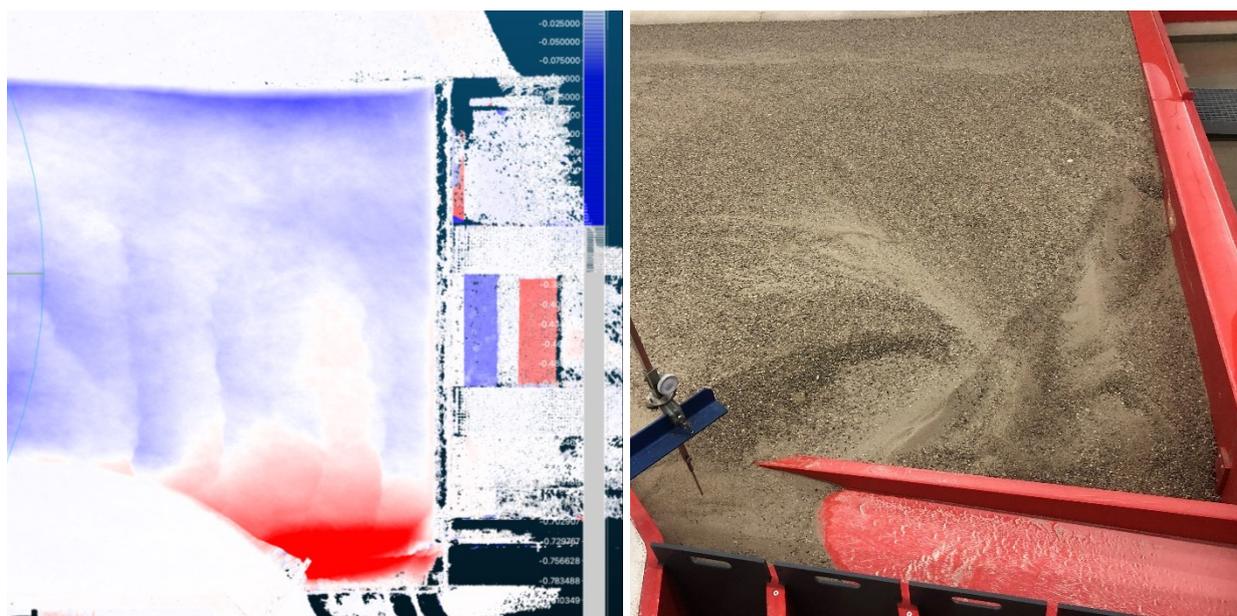


Abb. 10 links: photogrammetrische Auswertung der Modellsohle als Differenzbetrachtung zwischen End- und Anfangszustand (blau = Erosion, rot = Auflandung); rechts: Zustand nach der Spülung

6 Fazit und Ausblick

Durch die modifizierte Anlagensteuerung ohne Öffnung der Kiesschleuse kann im relevanten Abflussbereich (kleine, häufig auftretende Hochwasserereignisse) die Verlegung der Kieschleuse im Vergleich zur bisherigen Situation weitgehend vermieden werden. Daraus resultierende höhere Oberwasserstände sind im Hinblick auf wasserrechtliche Auflagen unkritisch, da der Hochwasserbetrieb mit gelegtem Schlauchwehr, geschlossenem Kraftwerk und geschlossener Kiesschleuse dem Zustand vor Errichtung der Kraftwerksanlage entspricht und damit hochwasserneutral ist.

In weiteren Versuchen soll untersucht werden, ob durch die Anwendung von flussbaulichen Maßnahmen im Stauraum auch für große Hochwasserereignisse der Eintrag in die Kiesfalle bzw. Anlandungen im Aufweitungsbereich verringert werden können.

Literatur

Open Street Maps, Deutschland. (n.d.). [Kartenausschnitt Eisenbahnerwehr, Augsburg] [Map]. Karte hergestellt aus Open Street Map Daten. Open Database License ODbL (<http://open-data-commons.org/licenses/odbl/>). Abgerufen 27.02.2023, from <https://www.openstreetmap.de/karte/?zoom=16&lat=48.35455&lon=10.9393&layers=B00TF>

Strobl, T.; Sepp, A.; Wang, R. W.; Sperer, A. (2005). Wasserkraftanlage am Eisenbahnerwehr Lech / Augsburg, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München (Versuchsbericht, unveröffentlicht)

Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Richard Huber
Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München
Oberrach 15, D-82432 Walchensee
richard.huber@tum.de

Jonas Pfeiffer, B.Eng.
Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München
Oberrach 15, D-82432 Walchensee
jonas1.pfeiffer@tum.de

Wirkung einer Zusatzdotation auf die Nutzung einer Fischwanderhilfe durch die Bachforelle

Barbara Grüner, Walter Reckendorfer, Michael Schabuss und Horst Zornig

Zusammenfassung

Sowohl in Deutschland als auch in Österreich wurden Leitfäden entwickelt, um Richtwerte für die Erstellung von funktionsfähigen Fischwanderhilfen (FWH) zu definieren. Während die Durchwanderbarkeit der Fischwanderhilfen durch die geometrischen Verhältnisse der Fischwanderhilfe definiert wird, geht die Lehrmeinung davon aus, dass die Auffindbarkeit der Fischwanderhilfen von der Lage des Einstieges und den hydraulischen Rahmenbedingungen abhängig ist. Oft fordern Leitfäden und Sachverständige eine Zusatzdotation, um einen höheren Leitstrom zu erreichen, der die Auffindbarkeit verbessern soll.

Die Frage, ob eine Zusatzdotation die Auffindbarkeit der Fischwanderhilfen verbessert, ist noch nicht abschließend beantwortet, da es wenige empirische Untersuchungen zu deren Wirkung gibt.

Die vorliegende Studie analysiert den Effekt der Zusatzdotation auf das Aufstiegsverhalten der Bachforelle (*Salmo trutta fario*) an zwei baugleichen Fischwanderhilfen der Salzach. Im Gegensatz zur gängigen Lehrmeinung wurden keine statistisch signifikanten Effekte der Betriebsweise auf das Aufstiegsverhalten festgestellt.

1 Einleitung

In der europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EE-RL 2000) ist vorgesehen, dass bis 2027 für alle Fließgewässer der gute ökologische Zustand beziehungsweise das gute ökologische Potenzial zu erreichen ist. Diese Richtlinie sowie die darauf aufbauenden nationalen Managementpläne und Richtlinien gehen davon aus, dass in den meisten Gewässern die longitudinale Durchgängigkeit für die Erreichung des guten ökologischen Zustandes erforderlich ist.

Zu den Maßnahmen zur Erreichung der longitudinalen Durchgängigkeit zählt vor allem die Errichtung von funktionsfähigen Fischwanderhilfen.

Zur Errichtung dieser Fischwanderhilfen wurden Leitfäden entwickelt, die Richtwerte für Planungskriterien definieren. Diese Kriterien umfassen neben der Dimensionierung für die größenbestimmende Fischart auch die Lage des Einstieges der FWH und einen ausreichenden Abfluss bezogen auf die Flussgröße.

Die für die Durchwanderbarkeit notwendige Dotation ergibt sich rechnerisch durch die geometrischen Vorgaben hinsichtlich des Wanderkorridors für die größenbestimmende Fischart.

Zur Sicherstellung der Auffindbarkeit wird von Leitfäden und Sachverständigen oft eine Zusatzdotation gefordert. Diese wird zusätzlich in den unteren Teil der FWH eingespeist, um einen höheren Strömungsimpuls im Einstiegsbereich zu erzielen, welcher die Auffindbarkeit verbessern soll.

Die tatsächliche Wirkung der Zusatzdotation zur Verbesserung der Auffindbarkeit ist umstritten.

Zudem gibt es kaum empirische Studien, welche den ökologischen Effekt der Zusatzdotation gezielt untersuchen. Bei einigen durchgeführten Untersuchungen in großen Flüssen konnte kein Zusammenhang zwischen erhöhter Dotation und der Anzahl der aufsteigenden Fische hergestellt werden (Mader et al. 2020).

Um diesen möglichen Zusammenhang zwischen Zusatzdotation und Auffindbarkeit näher zu untersuchen, wurde an der Salzach ein Versuch durchgeführt, bei dem das Aufstiegsverhalten an zwei baugleichen Fischaufstiegshilfen analysiert wurde. Ziel der Studie war es, zu untersuchen, ob die eingeschaltete Zusatzdotation am Fischaufstieg Wallnerau sichtbare Auswirkungen auf die Auffindbarkeit der FWH durch die Bachforelle (*Salmo trutta fario*) an der Salzach hat.

1.1 Bewegungsmuster der Bachforelle

Es gibt verschiedene Arten von Wanderungen, die in saisonalen, monatlichen oder täglichen Rhythmen stattfinden. Sie werden von unterschiedlichen, komplex zusammenwirkenden Faktoren getriggert. Dabei unterscheidet man äußere Faktoren, wie zum Beispiel abiotische Rahmenbedingungen (Temperatur, Sauerstoffgehalt, Tageslänge) oder Futterverfügbarkeit und innere Faktoren (Nahrungsbedürfnis, Laichreife, Stress) (vgl. Archer et al. 2019, Lucas und Baras 2001).

2 Untersuchungsaufbau

Im Untersuchungsgebiet ist die Salzach der Äschenregion mit den Leitfischarten Äsche (*Thymallus thymallus*), Bachforelle (*Salmo trutta fario*) und Koppe (*Cottus gobio*) zuzuordnen.

Für die Untersuchung wurden die Fischwanderhilfen St. Veit und Wallnerau an der Salzach herangezogen (Abb. 1). Die beiden Fischwanderhilfen sind baugleich, bestehen aus Schlitzpassagen im Ein- und Ausstieg und naturnahen mittleren Abschnitten und werden mit 400 l/s dotiert.

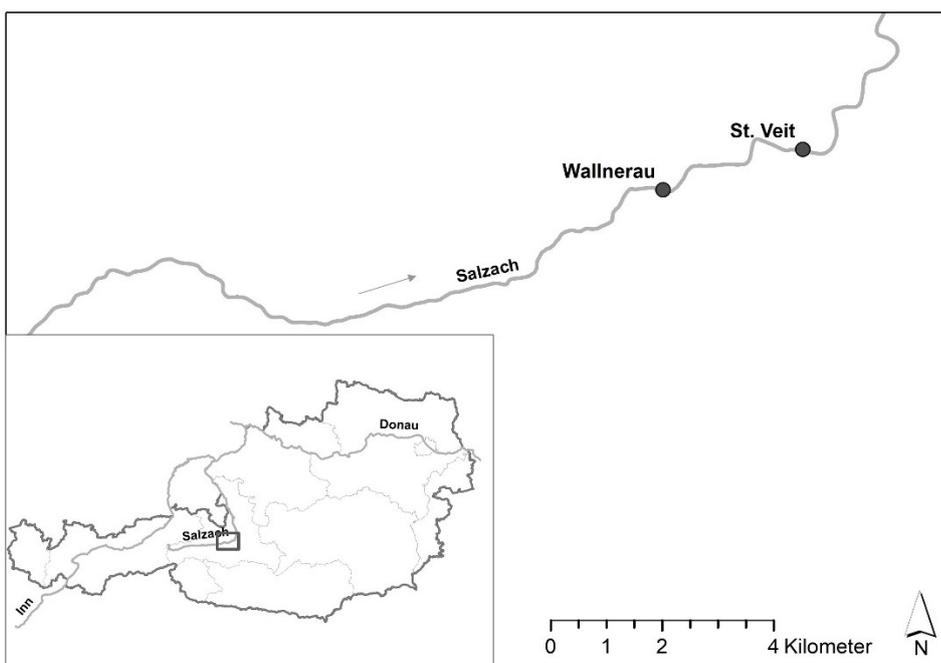


Abb. 1 Lage des Untersuchungsgebietes an der Salzach

Die FWH Wallnerau ist mit einer Zusatzdotationspumpe ausgestattet. Die Zusatzdotation wird durch eine Pumpe durch einen Vertikalrechen in das erste Becken im Einstiegsbereich der Fischwanderhilfe abgegeben. Dieses Becken ist deutlich größer, um eine entsprechende Energiedissipation zu ermöglichen. Die Pumpe wird entsprechend der Spiegeldifferenz zwischen Salzach und erstem Becken gesteuert und hält die Spiegeldifferenz zwischen Salzach und letztem Becken konstant zwischen 10 und 15 cm (Abb. 2).

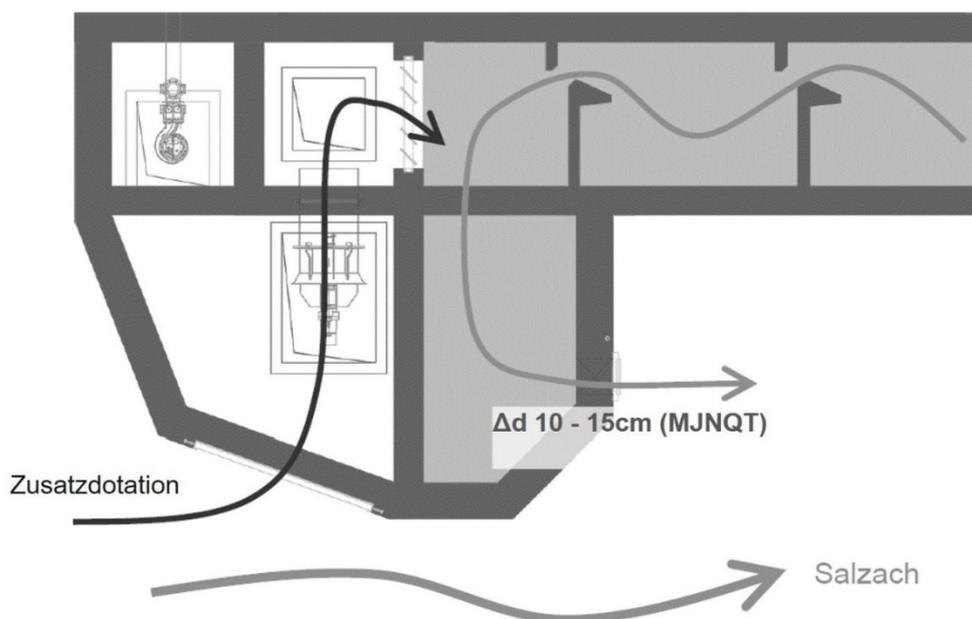


Abb. 2 Funktionsweise der Dotationspumpe an der FWH Wallnerau. Die Grafik zeigt den Einstiegsbereich der FWH mit den ersten drei Becken sowie der Dotationspumpe (links im Bild). Die Dotationswassermenge wird in das erste Becken eingeleitet, das deshalb auch größer ausgeführt ist.

2.1 Untersuchungsdesign und Auswertung

Um die Auswirkungen auf die Aufwärtswanderungen zu untersuchen, wurde die FWH Wallnerau alternierend ca. 24 Stunden mit und ohne Zusatzdotation betrieben, die FWH St. Veit als statistische Kontrolle durchgehend ohne Zusatzdotation. Um eine Aussage über die Auffindbarkeit der FWH treffen zu können, wurde die Anzahl der Fische, die mit den Reusen am Einstieg der FWHs gefangen wurden, herangezogen. Die Untersuchungen wurden von November 2017 bis November 2018, von September bis Dezember 2019 und von September bis November 2020 durchgeführt. Die Reusen wurden täglich zur etwa gleichen Uhrzeit geleert.

Zusätzlich fanden quantitative Elektrofischungen im Unterwasser der FWHs zwischen 15.11.2017 und 17.11.2017 zur Bestimmung der Fischdichten und damit des Aufstiegspotenzials statt.

Für den Untersuchungsaufbau werden die Wanderbewegungen in der FWH Wallnerau mit jenen in der FWH St. Veit verglichen, um zu untersuchen, ob bei eingeschalteter Zusatzdotation mehr Fische in die FWH Wallnerau einsteigen als bei ausgeschalteter Zusatzdotation.

Die FWH Wallnerau wird alternierend mit und ohne eingeschalteter Zusatzdotation betrieben, alle anderen Parameter der FWHs wie Durchgängigkeit, Barrierewirkung der Reuse etc. werden als gleichwertig eingestuft. Die Auswertung erfolgte mittels einer 2-faktoriellen Varianzanalyse

(ANOVA). Faktoren sind die Fischwanderhilfen (Wallnerau, bzw. St. Veit) und die Pumpenstellung (ein/aus). Tritt eine signifikante Interaktion der FWH und der Pumpenstellung auf, so ist ein Einfluss der Zusatzdotation auf den Fischaufstieg anzunehmen.

3 Ergebnisse

3.1 Fischdichten im Unterwasser

Die Fischdichten im Unterwasser unterscheiden sich deutlich zwischen dem KW Wallnerau und dem KW St. Veit. Bei Untersuchungen 2017 wurden unterhalb des KW Wallnerau 76,5 Ind/ha festgestellt, während es unterhalb des KW St. Veit 279,5 Ind/ha waren (Tab. 1) (Schabuss et. al 2020).

Tab. 1 Gesamtdichte im Unterwasser (Ind/ha) sowie relativer Anteil der einzelnen Arten am Gesamtfang (Schabuss et. al 2020).

Art	Unterwasser Wallnerau	% Anteil Gesamtfang	Unterwasser St. Veit	% Anteil Gesamtfang
Äsche	0,00	0,00	10,71	3,83
Bachforelle	65,32	85,35	230,84	82,59
Koppe	0,81	1,06	9,87	3,53
Rotaugen	3,57	4,66	0,00	0,00
Bachsaibling	0,97	1,27	0,00	0,00
Regenbogenforelle	5,86	7,66	28,08	10,05
Gesamt Ind./ha	76,53		279,50	

In beiden Abschnitten dominierte die Bachforelle gefolgt von der Regenbogenforelle. Neben den Leitfischarten Äsche, Bachforelle und Koppe und der nicht heimischen Regenbogenforelle (*Oncorhynchus mykiss*) wurden bei den Erhebungen das Rotaugen (*Rutilus rutilus*) und der ebenfalls nicht heimische Bachsaibling (*Salvelinus fontinalis*) nachgewiesen.

3.2 Visuelle Dateninspektion

Generell ist zu sehen, dass deutlich mehr Fische in St. Veit in die FWH einwandern als in Wallnerau. Bei der FWH Wallnerau wanderten insgesamt 415 Individuen in die FWH ein, das sind im Mittel 0,78 Bachforellen pro Tag. Bei der FWH in St. Veit waren es im Mittel 1,51 Bachforellen pro Tag und insgesamt 801 Individuen. Die höchste tägliche Aufstiegszahl verzeichnete die FWH St. Veit mit 29 Individuen am 3.11.2018.

Betrachtet man die Daten der aufsteigenden Fische über den Monitoringzeitraum am Kraftwerk Wallnerau, so ist sichtbar, dass die meisten Fische im April bzw. Oktober 2018 gewandert sind (Abb. 3).

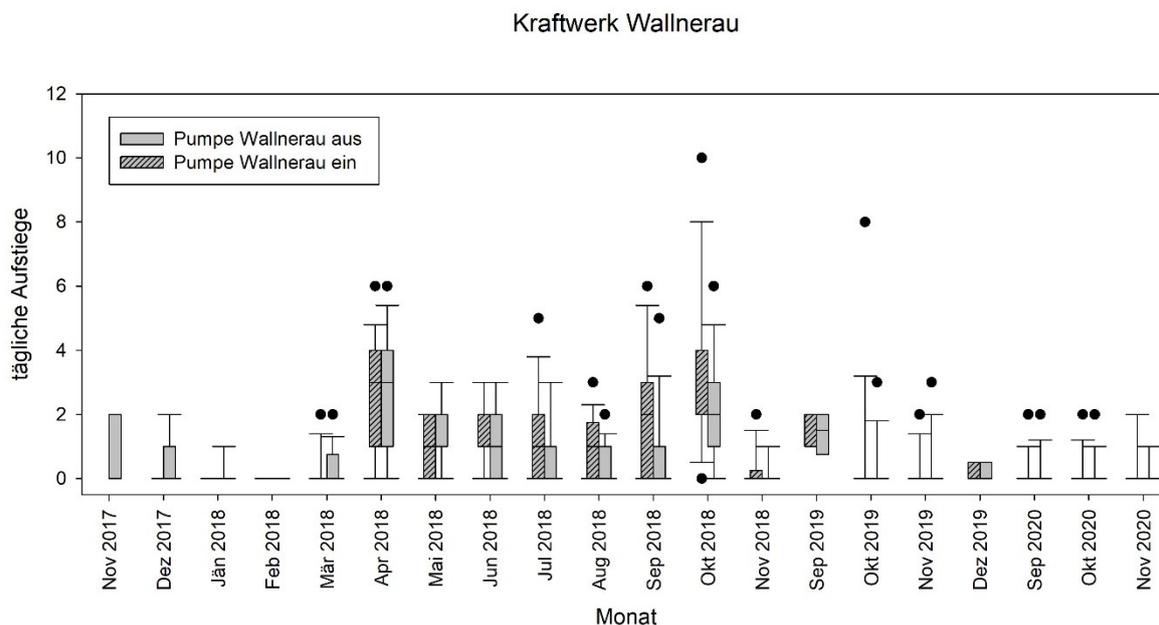


Abb. 3 Tägliche Aufstiege an der FWH Wallnerau mit und ohne Zusatzdotations (Boxplot Darstellung inkl. 5% und 95% Perzentile, Punkte: alle Ausreißer)

Die Wanderraten in St. Veit zeigen ein ähnliches Muster und ebenfalls erhöhte Fangzahlen im April und Oktober bzw. November 2018 (Abb. 4).

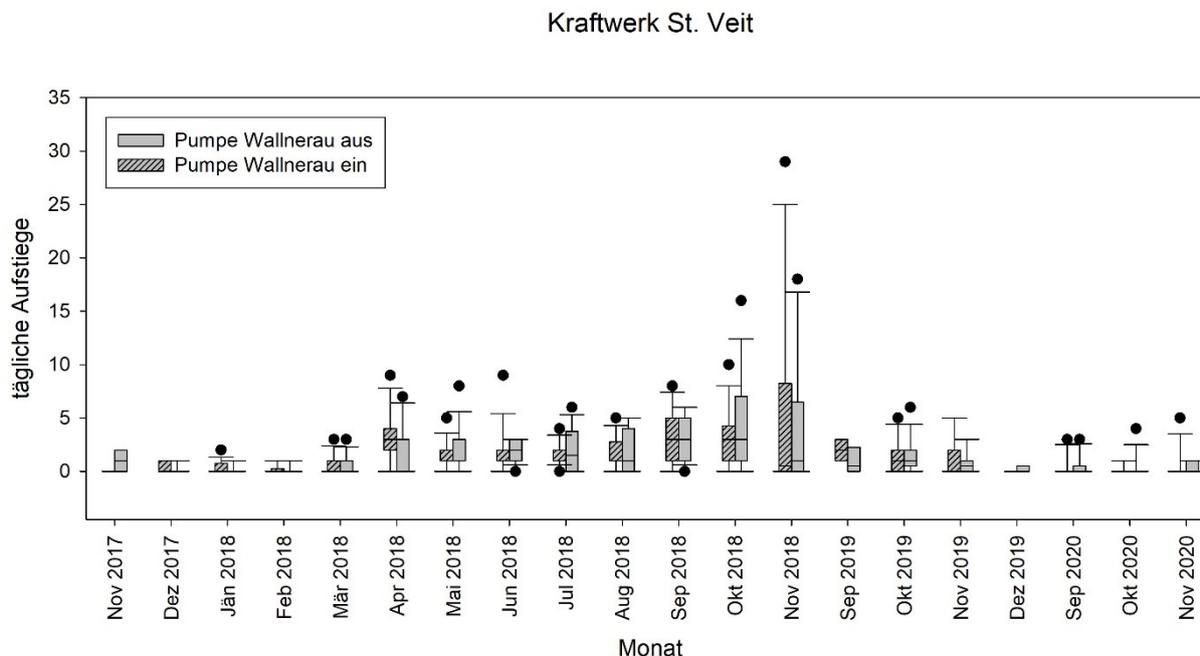


Abb. 4 Tägliche Aufstiege an der FWH St. Veit mit und ohne Zusatzdotations an der FWH Wallnerau (Boxplot Darstellung inkl. 5% und 95% Perzentile, Punkte: alle Ausreißer)

3.3 Auswirkung der Zusatzdotation auf das Wanderverhalten

Betrachtet man die Verteilung der Aufstiegszahlen an beiden Fischwanderhilfen mit und ohne Zusatzdotation im direkten Vergleich (Abb. 5), so ist zu sehen, dass der Median in St. Veit deutlich höher ist als bei den Aufstiegen an der FWH Wallnerau. In St. Veit zeigt sich erwartungsgemäß wenig Unterschied in den Aufstiegszahlen bezogen auf die Pumpenstellung der FWH Wallnerau. An der FWH Wallnerau ist die Anzahl der täglichen Aufstiege deutlich niedriger als in St. Veit. Der Unterschied in den Aufstiegen mit bzw. ohne Zusatzdotation ist gering und statistisch nicht signifikant. Bei eingeschalteter Zusatzdotation wandern im Mittel 0,87 Fische in eine der beiden Reusen in der FWH Wallnerau ein, bei ausgeschalteter Zusatzdotation sind es 0,69.

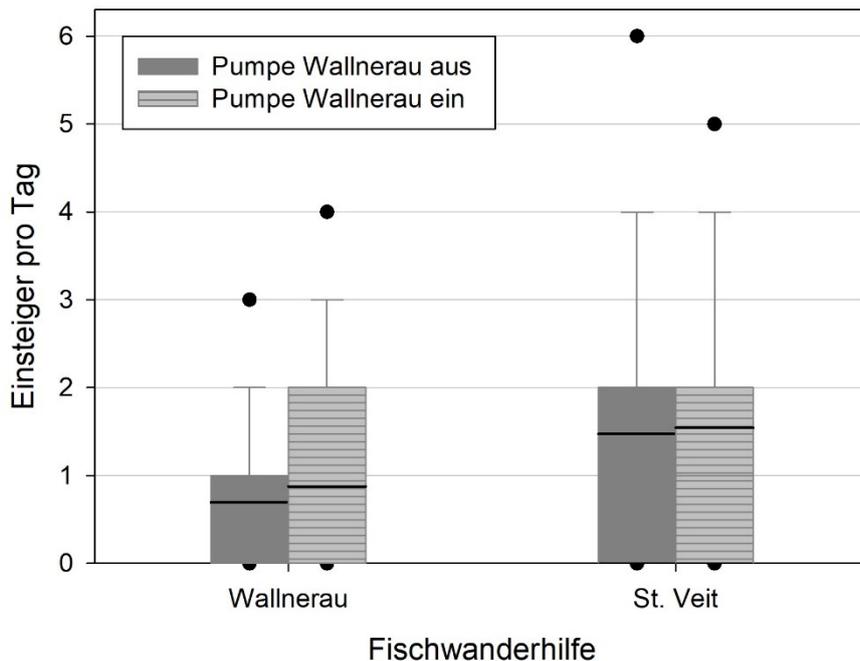


Abb. 5 Einsteige pro Tag an den Fischwanderhilfen Wallnerau und St. Veit bei ein- und ausgeschalteter Pumpe (+95% Konfidenzintervall)

Die zweifaktorielle Varianzanalyse (ANOVA) ist ein sehr aussagekräftiger Test, um zu untersuchen, ob es signifikante Unterschiede zwischen den Mittelwerten von Gruppen gibt, die sich bezüglich zweier Faktoren unterscheiden. Sie wurde herangezogen, um zu untersuchen, ob bei eingeschalteter Zusatzdotation mehr Fische in die FWH Wallnerau einsteigen, als bei ausgeschalteter Zusatzdotation.

Die zweifaktorielle Varianzanalyse zeigt, dass der Wechselwirkungseffekt zwischen der Fischwanderhilfe und der Pumpenstellung nicht signifikant ist, ein Einfluss der Zusatzdotation auf das Wanderverhalten der Bachforelle ist daher nicht nachweisbar. Betrachtet man die beiden Haupteffekte, so sieht man, dass auch die Pumpenstellung nicht signifikant ist. Lediglich der Effekt der FWH ist signifikant ($p < 0,05$, siehe Tab. 2), das heißt, in der Fischwanderhilfen St. Veit wurden signifikant mehr Fische gefangen als in der FWH Wallnerau.

Tab. 2 Ergebnisse der Varianzanalyse, der p-Wert für die Interaktion Pumpenstellung und FWH ist nicht signifikant. Lediglich der p-Wert der FWH deutet auf einen Einfluss der FWH auf das Aufstiegsverhalten hin (* signifikanter p-Wert).

FAH	Pumpe Wallnerau	Mittelwert	N	StAbw
Wallnerau	Ein	0,87	226	1,46
Wallnerau	Aus	0,69	189	1,15
St. Veit	Ein	1,54	400	2,91
St. Veit	Aus	1,47	401	2,42
Teststatistik (p Wert)				
Pumpenstellung	0,337			
FAH	0,000 *			
Pumpenstellung x FAH	0,677			

4 Diskussion

4.1 Saisonales Wanderverhalten

Die Aufstiegszahlen an den beiden Fischwanderhilfen lassen ein deutliches saisonales Muster erkennen mit höheren Aufstiegszahlen zwischen April und Oktober (Wallnerau) bzw. zwischen April und November (St.Veit). Peaks sind bei etwa 6-7 Grad Wassertemperatur im April bei steigenden Temperaturen und im Oktober/November bei fallenden Temperaturen festzustellen (Abb. 3, Abb. 4 und Abb. 6). Diese Peaks sind in Wallnerau deutlich ausgeprägter als in St. Veit. Im Winter zwischen November und April ist das Wanderverhalten deutlich reduziert.

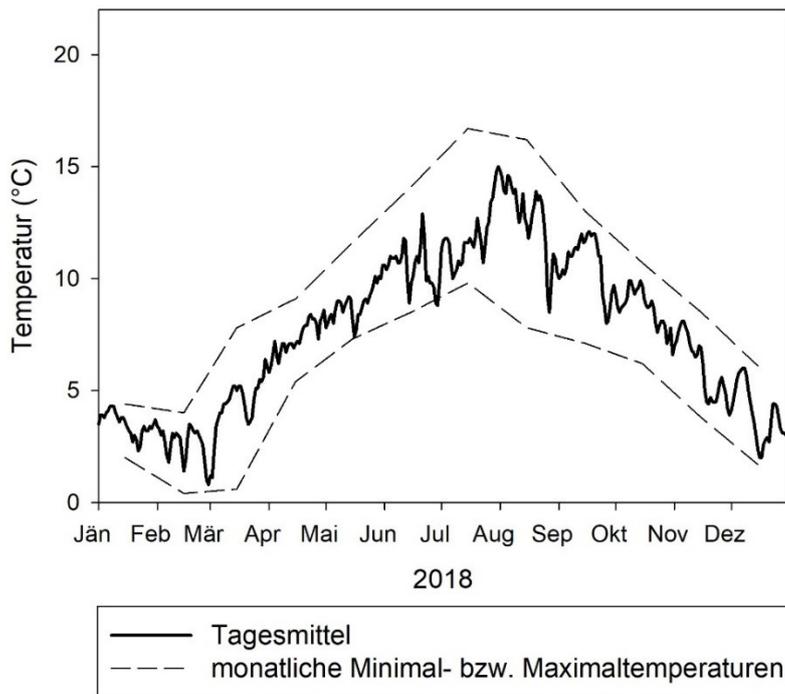


Abb. 6 Tägliche Wassertemperaturen im Jahr 2018 am Pegel Golling flussab von St. Veit (Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus 2021)

4.2 Unterschiede zwischen den FWHs

Der Vergleich zwischen den absoluten und mittleren Aufstiegszahlen an den beiden FWHs Wallnerau und St. Veit deutet darauf hin, dass die Unterschiede im Wanderverhalten vor allem von den unterschiedlichen Potenzialen im Unterwasser, sprich den unterschiedlichen Fischdichten unterhalb der Kraftwerke Wallnerau und St. Veit bestimmt sind (vgl. Tab. 1). Darauf weist auch der signifikante p-Wert des Faktors FWH in der ANOVA hin.

4.3 Wirkung der Zusatzdotation

Einige der Annahmen zum Wanderverhalten der Fische, die dem österreichischen Leitfaden zugrunde liegen, beziehen sich auf die ersten Studien zu den Wirkungen der Dotationswassermengen bei der Auffindung des Einstiegs einer FWH, die in den 1940er bis 1960er Jahren mit Lachsen durchgeführt wurden (Clay 1995). Aufgrund der hohen Schwimmleistung und des stark ausgeprägten „Homing-Effektes“ (Orientierung am „Heimatduft“) des Lachses stellt sich die Frage, ob dieses Verhalten einfach auf die heimische potamodrome Fischfauna übertragen werden kann, die zu einem Großteil aus Cypriniden besteht. Zudem zeigt eine Studie von Wolter und Schomaker (2019), dass in großen Flüssen schon ein relativ geringer Anteil des mittleren Durchflusses zur Dotation der FHW reicht, damit sie voll funktionstüchtig ist.

Zu potamodromen Fischarten gibt es mittlerweile auch einige Untersuchungen, unter anderem an der Drau in Schwabeck und an der Salzach in Werfen-Pfarwerfen (Brandl 2017, Mader et al. 2020). Auch diese Studien zeigen keine signifikante Auswirkung der Zusatzdotation auf das Wanderverhalten von Salmoniden. Bei indifferenten Arten und Kleinfischen ist eine gute Auffindbarkeit auch bei geringeren Dotationen gegeben, hier ist eine höhere Aufstiegsrate bei niedrigeren Dotationen zu beobachten (Brandl 2017, Mader et al. 2018).

5 Ausblick

Neuere Studien an Drau und Salzach zeigen, dass durch eine Zusatzdotation keine signifikanten Auswirkungen auf die Auffindbarkeit von Fischwanderhilfen festzustellen sind.

Diese Erkenntnis widerspricht der gängigen Annahme, dass die Auffindbarkeit durch höhere Durchflüsse in der FWH gesteigert wird. Die Ergebnisse legen nahe, dass es weiteren Forschungsbedarf hinsichtlich der Faktoren, die die Fischwanderung beeinflussen, gibt und dass die Frage, welche Faktoren die Fischwanderung positiv beeinflussen, noch nicht abschließend beantwortet ist. Eine generelle Empfehlung für eine Zusatzdotation kann nicht abgeleitet werden, im Gegenteil zeigen die vorliegenden Studien, dass schon bei einem relativ geringen Anteil des mittleren Durchflusses zur Dotation der FWH die Auffindbarkeit gegeben ist.

6 Literatur

- Archer, L. C., Hutton, S.A.; Harman, L.; O'Grady, M. N.; Kerry, J. P. ; Poole, W. R.; Gargan, P.; McGinnity P.; Reed, T.E. (2019). The Interplay between Extrinsic and Intrinsic Factors in Determining Migration Decisions in Brown Trout (*Salmo trutta*): An Experimental Study. *Frontiers in Ecology and Evolution* (7): 222. <https://doi.org/10.3389/fevo.2019.00222>.
- Brandl, A. (2017). Untersuchung ausgewählter Einflussfaktoren auf die Auffindbarkeit von Fischaufstiegshilfen. Diplomarbeit, Wien: Universität für Bodenkultur.
- Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus (2021). Hydrographisches Jahrbuch von Österreich 2018. 126. Band. Hydrographischer Dienst in Österreich
- Clay, C.H. (1995). *Design of Fishways and Other Fish Facilities*. Lewis Publishers.
- EE-RL (2000). Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik.
- Larinier, M.; Travade, F.; Porcher, J.P. (2002). Fishways: Biological basis, design criteria and monitoring. *Bulletin Français de la Pêche et de la Pisciculture* 364 (Supplement). Online verfügbar: <https://www.kmae-journal.org/articles/kmae/abs/2002/04/contents/contents.html> (zugegriffen am 07.02.2023).
- Lucas, M.; Baras, E. (2001). *Migration of Freshwater Fishes*. Oxford: Blackwell Science.
- Mader, H.; Brandl, A.; Käfer, S. (2020). Design and Function Monitoring of an Enature® Vertical Slot Fish Pass in a Large Potamal River in Carinthia/Austria. *Water* 12(2).
- Mader, H.; Kratzert, F; Brandl, A.; Üblacker, M. (2018). Wirksamkeitsanalysen bei bestehenden Leitstromzusatzdotationsbauwerken und weiterführende Untersuchungen zur Auffindbarkeit von FAH. Endbericht. Universität für Bodenkultur Wien, Department für Wasser – Atmosphäre – Umwelt, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau im Auftrag der Salzburg AG, Salzburg.
- Schabuss, M.; Zornig, H.; Reckendorfer, W.; Schütz, C. (2020). Beweissicherung der Fischwanderhilfen Wallnerau & St. Veit. Wirkung der Zusatzdotation Wallnerau. Studie im Auftrag von VERBUND Hydro Power GmbH, 20 Seiten
- Wolter, C.; Schomaker, C. (2019). Fish Passes Design Discharge Requirements for Successful Operation. *River Research and Applications* 35 (10): 1697–1701. <https://doi.org/10.1002/rra.3399>.

Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Barbara Grüner, M Sc.
VERBUND Hydro Power GmbH
Europaplatz 2, A-1150 Wien
barbara.gruener@verbund.com

Mag. Dr. Walter Reckendorfer
VERBUND Hydro Power GmbH
Europaplatz 2, A-1150 Wien
walter.reckendorfer@verbund.com

Mag. Dr. Michael Schabuss
Profisch OG
Semperstraße 56/2A, A-1180 Wien
schabuss@profisch.at

Mag. Horst Zornig
Profisch OG
Semperstraße 56/2A, A-1180 Wien
zornig@profisch.at

Hochwasserschutz Frutigen (CH): Modellversuche zum Rückhalt von Schwemmholz in verzweigter Flussmorphologie

Andris Wyss, Florian Hinkelammert-Zens, Michael Auchli, Jana Hess, Rolf Künzi, Volker Weitbrecht

Zusammenfassung

In einem verzweigten Flussabschnitt der Engstlige oberstrom von Frutigen (Kanton Bern, CH) soll bei Hochwasser Schwemmholz zurückgehalten werden, damit es in der nachfolgenden Dorfstrecke nicht zu Verklausungen an Brücken kommt. Das Rückhaltesystem soll einen maximalen Rückhalt von Schwemmholz gewährleisten und gleichzeitig den Geschiebehaushalt nur minimal beeinträchtigen. Zudem muss das System die bestehende Geschiebebewirtschaftung weiterhin ermöglichen und das vorhandene Auengebiet von nationaler Bedeutung möglichst wenig beeinträchtigen. Um verschiedene Schwemmholzrückhaltesysteme zu untersuchen, wurde der betreffende Flussabschnitt der Engstlige (ca. 1 km Länge) in einem gegenständlichen Modell im Maßstab 1:35 untersucht. Ein ausführliches Variantenstudium zeigte, dass im Dimensionierungsszenario HQ_{100} mit verschiedenen Varianten ein Schwemmholzrückhalt zwischen 30% und 60% erreicht werden konnte. Als Bestvariante stellte sich ein Parallelrechen mit Lenkelement heraus. Dieses System wurde anschliessend optimiert und in verschiedenen Ganglinienversuchen bei HQ_5 , HQ_{100} und EHQ ($= 1.5 \times HQ_{100}$) überprüft. Ebenfalls wurde die Sensitivität des Systems auf die Schwemmholzganglinie und die Rechenlänge untersucht. Die Versuche zeigten, dass das System die Anforderungen erfüllt. Es hält 55 – 65% des zugegebenen Schwemmholzes zurück, während gleichzeitig genügend Geschiebe durch das Rückhaltesystem nach unterstrom transportiert wird. Im Überlastfall, d.h. bei einer für das System möglichst ungünstigen Schwemmholzganglinie, muss jedoch mit der Remobilisierung von Schwemmholzpaketen gerechnet werden. Allerdings wird dieses Risiko als nicht grösser als im Ist-Zustand eingeschätzt. Bei sehr seltenen Ereignissen (EHQ) zeigte das System zudem ein robustes Verhalten. Die extremen Abflüsse führten zu einer Steigerung des Rückhalts auf 77 – 88% (bei gleicher Holzzugabe wie im HQ_{100}).

1 Ausgangslage

An der Engstlige in Frutigen (Kanton Bern, CH) soll in einem verzweigten Flusslauf ein Schwemmholzrückhaltesystem gebaut werden, um die nachfolgende Dorfstrecke bei Hochwasser vor Schwemmholzverklausungen zu schützen. Die Dorfstrecke weist ein deutliches Hochwasserschutzdefizit auf. Ihre Abflusskapazität beträgt knapp HQ_{30} . In Zukunft wird die Abflusskapazität durch verschiedene bauliche Massnahmen entlang der Dorfstrecke zwar auf ein HQ_{100} ($Q = 140 \text{ m}^3/\text{s}$) erhöht (HZP 2017), trotzdem muss aufgrund des geringen Freibords weiterhin mit Schwemmholzverklausungen an den vorhandenen Brücken gerechnet werden. Dieses Risiko soll durch ein Schwemmholzrückhaltesystem oberstrom der Dorfstrecke minimiert werden. Dabei muss das geplante Schwemmholzrückhaltesystem am Standort Grassi (Abb. 1) folgenden Anforderungen genügen:

- **Schwemmholzrückhalt:** Grundsätzlich soll so viel Schwemmholz wie möglich zurückgehalten werden. Angestrebt wird jedoch kein vollständiger Schwemmholzrückhalt (>90%), sondern ein teilweiser Schwemmholzrückhalt (30 – 60%). Grund dafür sind diverse Randbedingungen, unter anderen die Systemanforderungen hinsichtlich Geschiebehaushalt, Auengebiet und Geschiebebewirtschaftung.

- **Geschiebehaushalt:** Das Schwemmholzrückhaltesystem darf den Geschiebehaushalt nicht zu stark beeinträchtigen. Bei Hochwasser muss ein gewisse Geschiebefracht am Rückhaltesystem vorbei in die Dorfstrecke transportiert werden, um unzulässige Erosionen in der Dorfstrecke zu vermeiden ($Q_S = 370 - 560 \text{ kg/s}$ bei HQ_{100}).
- **Auengebiet:** Das Schwemmholzrückhaltesystem soll das bestehende Auengebiet von nationaler Bedeutung möglichst wenig beeinträchtigen, d.h. möglichst wenig Fläche beanspruchen und die bestehende Ökomorphologie möglichst wenig verändern.
- **Geschiebebewirtschaftung:** Am Standort Grassi wird Geschiebe entnommen. Dadurch können die Sohlenlagen in der Dorfstrecke kontrolliert und Auflandungen vermieden werden. Im heutigen Zustand werden die Entnahmen wechselseitig entlang der Mittelinsel (Abb. 1a) durchgeführt. Die Mittelinsel dient dabei als Wasserhaltung und ermöglicht die Baggerungen von Geschiebe auf der trockengelegten Seite. In Zukunft muss das Rückhaltesystem weiterhin mit der Geschiebebewirtschaftung vereinbar sein. Die Mittelinsel muss dafür allerdings nicht zwingend bestehen bleiben, sondern kann zugunsten eines alternativen Geschiebebewirtschaftungskonzepts aufgegeben werden.

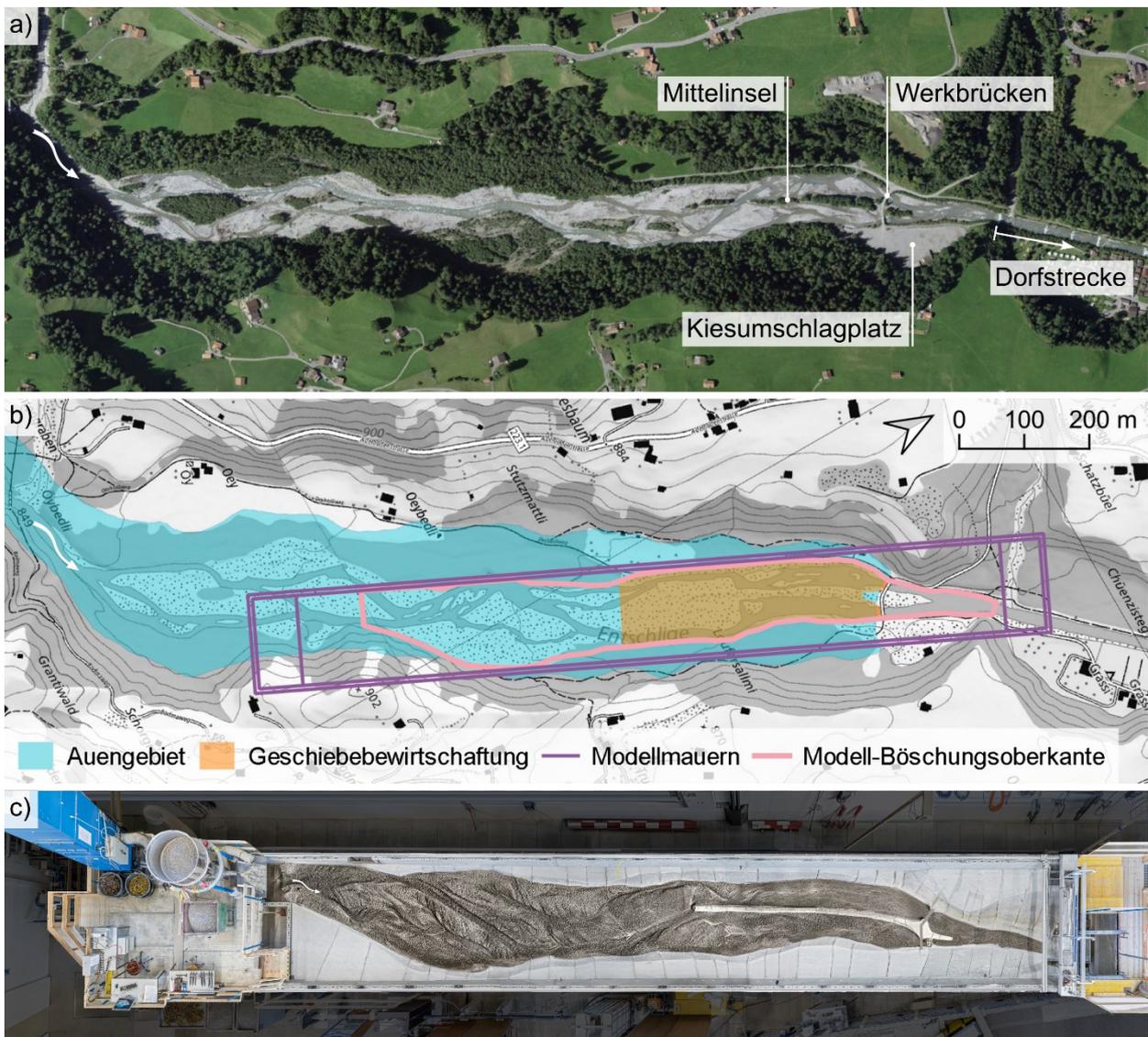


Abb. 1 Verlauf der Engstlige am Standort Grassi oberstrom des Dorfs Frutigen als a) Luftaufnahme, b) Kartenausschnitt mit Modellperimeter und c) Foto des gegenständlichen Modells in der Versuchshalle der VAW. (Quelle Luftaufnahme und Kartenmaterial: swisstopo)

2 Modellversuche

Die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich wurde von der Gemeinde Frutigen beauftragt, verschiedene Konzepte von Schwemmholzrückhaltesystemen im gegenständlichen Modell zu untersuchen und darauf aufbauend einen Systemvorschlag zu entwickeln. Zu diesem Zweck wurde die Engstlige am Standort Grassi im Maßstab 1:35 nachgebildet.

Das Modell bestand bei Inbetriebnahme aus den festen Böschungen, der Mittelinsel und den Werkbrücken sowie der mobilen Flusssohle (Abb. 1c). Die Kornverteilung des Sohlenmaterials wurde aus Naturdaten ($d_{30} = 3.0$ cm, $d_{50} = 8.6$ cm, $d_{90} = 27$ cm) skaliert. Als Modellschwemmholz wurde entastetes Schnittholz ($L_H = 1 - 10$ m) eingesetzt. Das Dimensionierungsvolumen von $4'000$ fm³ Schwemmholz entsprach im Modell knapp 300 Liter Lockervolumen. Im Modell wurden verschiedene Größen messtechnisch erfasst, darunter der Modellzufluss (mittels MID), die Geschiebezugaberate (Dosieranlage), die Geschiebeaustragsrate (Wägezellen), die Schwemmholzzugabe (manuell-volumetrisch), das zurückgehaltene Schwemmholz (manuell-volumetrisch) sowie die Sohlenlagen vor und nach jedem Versuch (Laserscanner).

Das Versuchsprogramm umfasste knapp 70 Versuche und kann in folgende Versuchsreihen unterteilt werden: i) die Untersuchung des Ist-Zustands, ii) das Variantenstudium, iii) die Systemoptimierung, iv) die Überprüfung des finalen Systems mittels Ganglinienversuchen sowie v) die Untersuchung zur Sensitivität des Systems hinsichtlich der Schwemmholzganglinie und der Rechenlänge. Die Resultate der Versuchsreihen ii) bis v) sind in diesem Beitrag zusammengefasst.

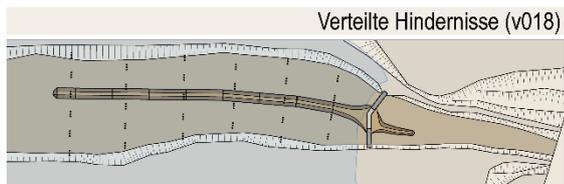
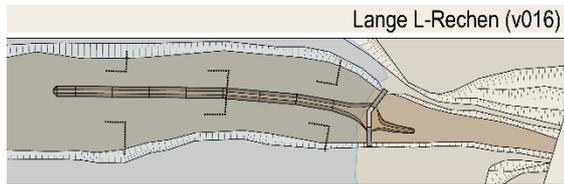
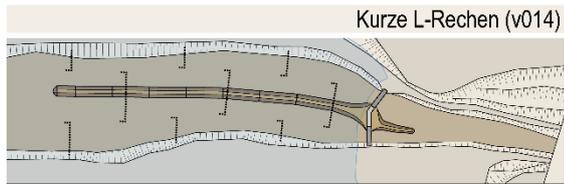
3 Resultate

3.1 Variantenstudium

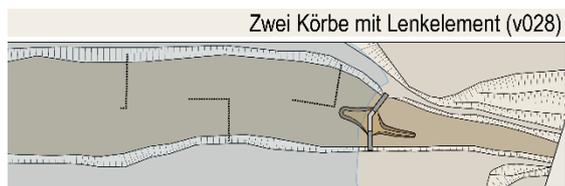
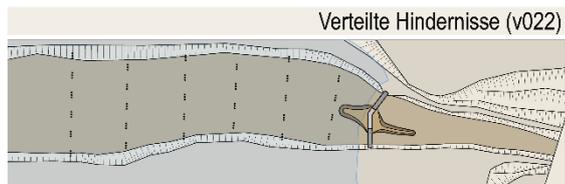
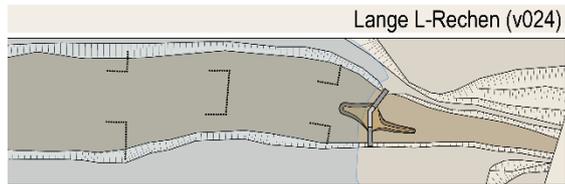
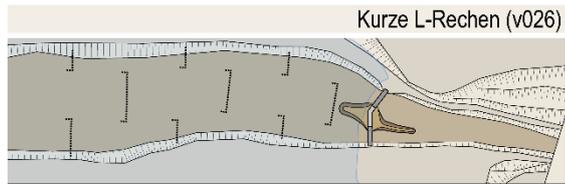
Im Variantenstudium wurden insgesamt zwölf verschiedene Schwemmholzrückhaltesysteme untersucht (Abb. 2). Neben der Anordnung der Rückhalteelemente unterschieden sich die Systeme in der Positionierung in Bezug auf des Auengebiet (innerhalb, außerhalb oder teilweise innerhalb) sowie bezüglich der Modellbestandteile (mit/ohne Mittelinsel, mit/ohne Werkbrücken). Zur Beurteilung des Schwemmholzrückhalts wurde jede Variante mit dem Dimensionierungsvolumen von $4'000$ fm³ Schwemmholz bei einem stationären Abfluss von HQ_{100} während 3 h (Naturstunden) belastet. Neun der zwölf untersuchten Varianten erreichten einen Schwemmholzrückhalt im Bereich von 30 – 70%. Jedoch hielten alle drei Varianten der Gruppe außerhalb des Auengebiets nur < 30% des Schwemmholzes zurück. Damit konnte aufgezeigt werden, dass ein relevanter Schwemmholzrückhalt nur mit einem System erreicht werden kann, das zumindest teilweise im Auengebiet steht. Die Varianten außerhalb des Auengebiets wurden entsprechend nicht weiterverfolgt.

Ein detaillierter Vergleich der verbliebenen neun Varianten verdeutlichte, dass die Variante *Parallelrechen mit Lenkelement* die Bestvariante darstellt. Gründe dafür sind neben dem effizienten Schwemmholzrückhalt, i) dass diese Variante das Auengebiet weniger stark beeinträchtigt als die meisten anderen Varianten, ii) dass die Investitionskosten für dieses System im Vergleich zu allen anderen Systemen als „mittel“ eingestuft werden, iii) dass das System eine geringe Anzahl bautechnischer Elemente beinhaltet und iv) dass das System ein gutmütiges und vorhersehbares Verhalten aufweist. Letzteres ist beispielsweise bei Systemen mit Mittelinsel aufgrund von unvorhersehbaren Erosionsprozessen sowie bei Systemen mit Werkbrücken aufgrund des Risikos von unkontrollierten Holzverklausungen nicht gegeben.

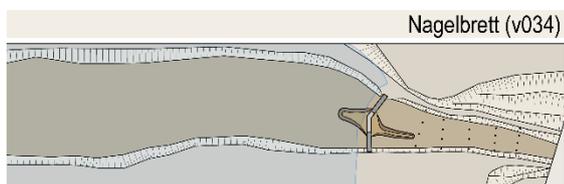
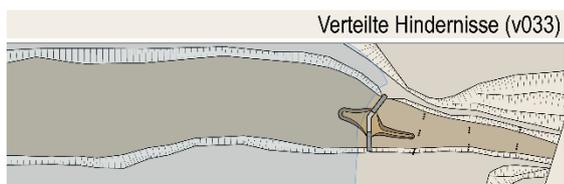
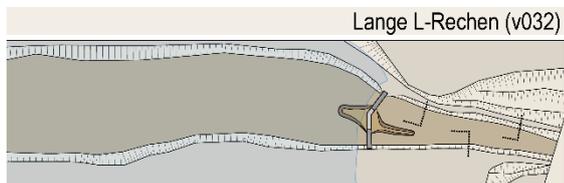
Innerhalb Auengebiet mit Mittelinsel



Innerhalb Auengebiet ohne Mittelinsel



Ausserhalb Auengebiet



Teilweise im Auengebiet

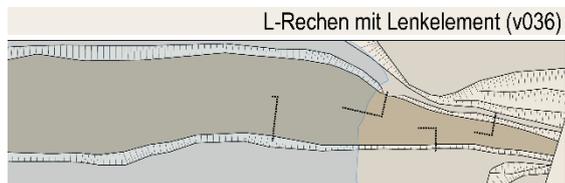


Abb. 2 Skizzen der untersuchten Varianten von Schwemmholzrückhaltesystemen eingeteilt nach ihrer Position bezüglich des Auengebiets (blaue Fläche). Die Variante Parallelrechen mit Lenkelement stellt die Bestvariante dar. Die Fließrichtung ist in allen Teilabbildungen von links nach rechts.

3.2 Systemoptimierung

Anschließend an das Variantenstudium wurde der Parallelrechen mit Lenkelement optimiert. In der Systemoptimierung wurde der lichte Stababstand (2 m, 3.5 m, 5 m) sowie der Grundriss respektive die Länge des Parallelrechens variiert. Für das Lenkelement wurden verschiedene Bauweisen (Rechenbauweise, Sohlenerhöhung, Buhne) getestet sowie dessen Länge und Abstand zum ersten Rechenstab variiert.

Die Optimierungen führten schließlich zu einem Parallelrechen mit einer Länge von 115 m bei einem lichten Stababstand von 3.5 m entlang des geraden Rechenabschnitts und einem lichten Stababstand von 2.5 m entlang des gekrümmten Rechenabschnitts („Basiskonfiguration“). Als Lenkelement wurde eine Buhne eingesetzt, deren Oberkante so hoch liegt, dass diese nicht überströmt wird. Durch diese Buhne wird sichergestellt, dass die Strömung unabhängig der momentanen Morphologie in den Rechen gelenkt wird.

Aufgrund der durchgeführten Systemoptimierungen verbesserte sich der Schwemmholzurückhalt leicht. So wurde mit der Basiskonfiguration ein Schwemmholzurückhalt im Bereich von 60 – 70% erreicht.

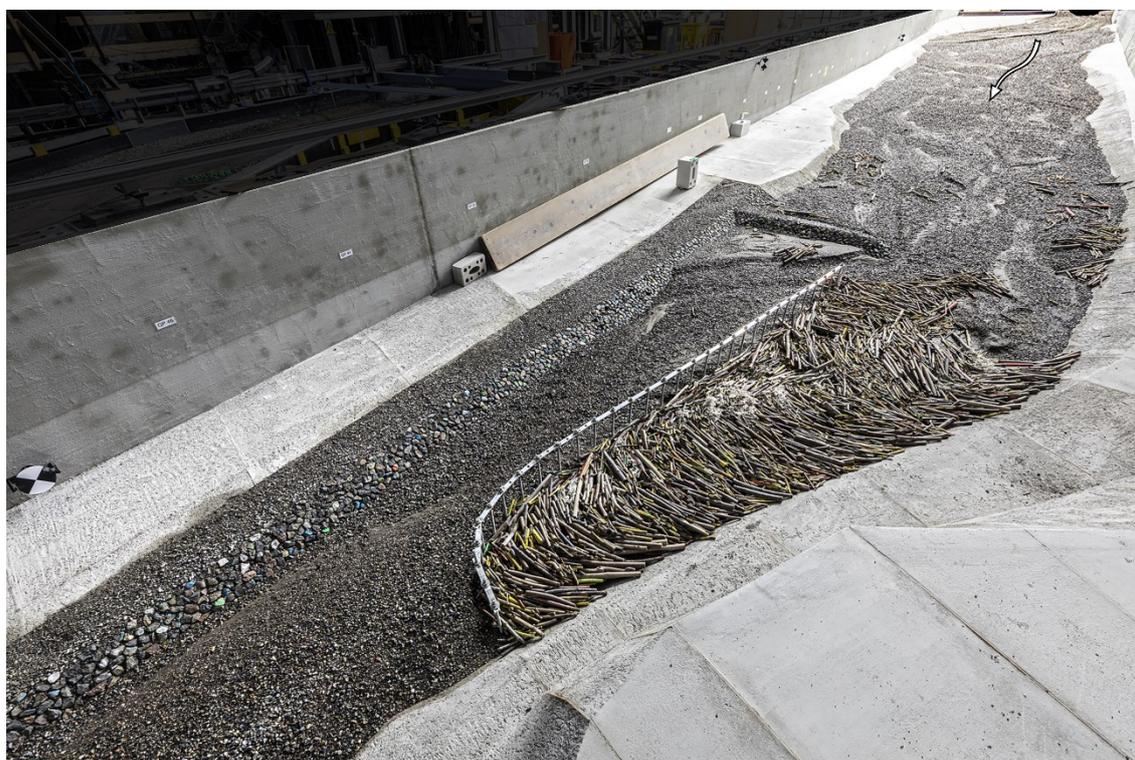


Abb. 3 Basiskonfiguration des Schwemmholzurückhaltesystems nach einem Ganglinienversuch HQ_{100} (Versuch v059). Oberstrom des Rechens liegt auf der orografisch rechten Seite das Lenkelement (unüberströmbare Buhne), welches die Strömung und somit das Holz in den Rückhalterraum lenkt.

3.3 Systemüberprüfung

Das Systemverhalten der Basiskonfiguration wurde in verschiedenen Ganglinienversuchen überprüft, darunter dreimal HQ_{100} (Abb. 4 links) und zweimal EHQ ($= 1.5 \times HQ_{100}$). In den Ganglinienversuchen HQ_{100} ($Q_{\text{Spitze}} = 140 \text{ m}^3/\text{s}$) wurden 27% (Versuch v056), 57% (v057) respektive 65% (v059) des zugegebenen Schwemmholzes zurückgehalten. Der erste Versuch (v056) mit ledig-

lich 27% Rückhalt zeigte auf, dass ein stark vorbelastetes System (nach zwei Ganglinienversuchen HQ_5 ohne Bewirtschaftung) die Systemfunktionalität deutlich beeinträchtigen kann. In diesem Versuch führten Geschiebeablagerungen am oberen Rechenende zu einer teilweisen Umlenkung der Strömung am Rechen vorbei. Mit einer verbesserten Bewirtschaftung (Einbau einer Schüttung zwischen Buhne und erstem Rechenstab) konnte die Umlenkung der Strömung in den nachfolgenden Versuchen immer vermieden werden. Es resultierte der hohe Schwemmholzurückhalt von 57% respektive 65% (Abb. 5).

Im Weiteren zeigten die Versuche bei HQ_{100} , dass der Rechen kurz vor Abflussspitze bereits vollständig mit Holz gefüllt war. Sämtliches Holz, das zu diesem Zeitpunkt zum Rechen transportiert wurde, wurde entlang des abgelagerten Holzes am Rechen vorbei in die Dorfstrecke geleitet. Dieser Prozess ist ungünstig, weil gerade bei Abflussspitze das Freibord an den Brücken in der Dorfstrecke am kleinsten und die Gefahr von Verklausungen somit am größten ist. Mit einer Verlängerung des Rechens könnte dies verhindert werden (Abschnitt 3.4).

Während der Ganglinienversuche HQ_{100} wurde der Geschiebeaustrag aus dem Modell kontinuierlich erfasst. Die Messungen (Abb. 4 rechts) des Geschiebeaustrags während der Versuche v056, v057 und v059 zeigten, dass während der Abflussspitze die Sollwerte von $Q_S = 370 - 560 \text{ kg/s}$ erreicht wurden. Folglich können unzulässige Erosionen in der Dorfstrecke unterstrom des Schwemmholzurückhaltesystems bei diesem Szenario ausgeschlossen werden.

In den Ganglinienversuchen EHQ ($Q_{\text{Spitze}} = 210 \text{ m}^3/\text{s}$) wurden 77% respektive 88% des zugegebenen Schwemmholzes zurückgehalten. Das zugegebene Schwemmholzvolumen entsprach $V_H = 4'000 \text{ fm}^3$, analog zu den Ganglinienversuchen HQ_{100} . Im Vergleich zu den Ganglinienversuchen bei HQ_{100} wurden also 10 – 15% mehr Schwemmholz zurückgehalten. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass bei größeren Abflüssen ein höherer Strömungsdruck auf die Verklausung herrscht und die Verklausung dadurch stärker zusammengedrückt und höher aufgeschichtet wird. Entsprechend grössere Ablagerungsmächtigkeiten des Schwemmholzes im Parallelrechen wurden bei Versuchsende EHQ beobachtet. Aufgrund der größeren Ablagerungsmächtigkeiten und des damit einhergehenden größeren, spezifischen Holzurückhalts war bei EHQ der Rechen zum Zeitpunkt der Abflussspitze noch nicht gefüllt. Somit zeigte der Parallelrechen bei EHQ ein robusteres Systemverhalten als bei HQ_{100} .

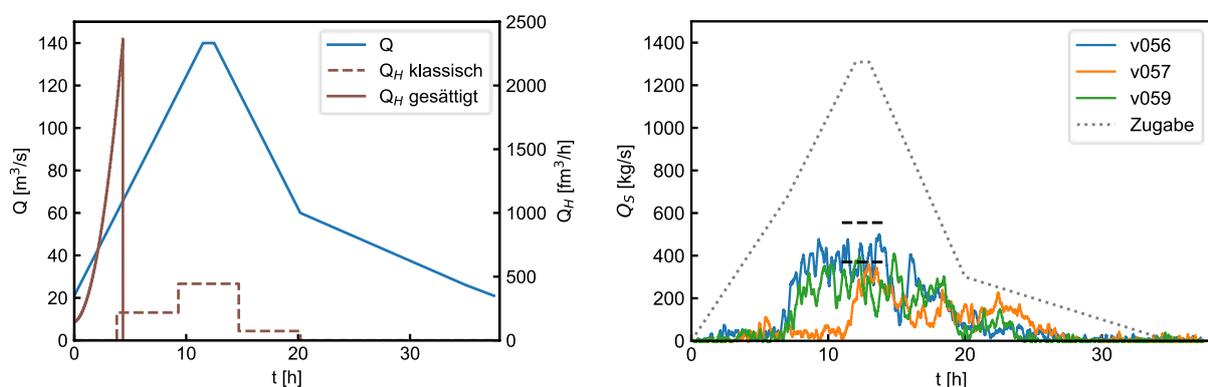


Abb. 4 Abfluss- und Schwemmholzganglinien bei HQ_{100} (links) sowie gemessener Geschiebeaustrag für drei Ganglinienversuche HQ_{100} (v056, v057, v059; rechts). In der rechten Grafik markieren die schwarz strichlierten Linien den Bereich des erwünschten Geschiebeaustrags während der Abflussspitze.



Abb. 5 Holzablagerungen und morphologische Strukturen im Modell nach einem Ganglinienversuch HQ_{100} (v059). Im Parallelrechen wurden 65% ($2'600 \text{ fm}^3$) des zugegebenen Schwemmholzes zurückgehalten.

3.4 Sensitivität Schwemmholzganglinie und Rechenlänge

In den Ganglinienversuchen zur Sensitivität der Schwemmholzganglinie und der Rechenlänge wurde bei HQ_{100} untersucht, inwiefern der Schwemmholzurückhalt auf eine veränderte Schwemmholzganglinie respektive einen verlängerten Rechen reagiert. Insbesondere war von Interesse, ob der Parallelrechen unter diesen Umständen zum Zeitpunkt der Abflussspitze wieder vollständig gefüllt ist oder ob noch Schwemmholz zurückgehalten werden kann.

Aus den bisherigen Ganglinienversuchen war bekannt, dass die Ablagerungsmächtigkeit des Holzes im Rechen bei kleinen Abflüssen geringer ist als bei großen Abflüssen. Entsprechend ist es für das Rückhaltesystem ungünstig, wenn viel Holz bei kleinen Abflüssen anfällt. Aus diesem Grund wurde die ursprünglich angewandte Schwemmholzganglinie („ Q_H klassisch“ in Abb. 4 links) angepasst. Das Holz wurde neu gleich zu Beginn der Ganglinie zugegeben, also bei den kleinsten Abflüssen der Ganglinie („ Q_H gesättigt“ in Abb. 4 links). Dabei wurde jeweils so viel Holz ins Modell gegeben, wie gerade noch vom Fluss transportiert werden konnte („gesättigter“ Schwemmholztransport). Dieses Szenario ist bewusst sehr konservativ gewählt. Es soll die Grenzen des Rückhaltesystems aufzeigen.

In Abb. 6 ist der Zustand des Rechens am Ende der Schwemmholzzugabe und bei Versuchsende abgebildet. Für beide Rechenvarianten (Basisconfiguration mit $L_R = 115 \text{ m}$ und verlängerter Rechen mit $L_R = 175 \text{ m}$) konnte beobachtet werden, dass sich das Schwemmholz mit geringer Mächtigkeit ablagert und eine Verklausung bildet, die weit über den ersten Rechenstab nach oberstrom zurückreichte (Abb. 6a und 6c). Insbesondere bei der Basisvariante $L_R = 115 \text{ m}$ nahm der Schwemmholzteppich große Ausmaße an und bedeckte oberstrom der Buhne die gesamte Flussbreite (Abb. 6a).

Im weiteren Verlauf der Ganglinienversuche konnten bei beiden Rechenvarianten zwei Prozesse beobachtet werden. Einerseits wurde das Schwemmholz bei steigenden Abflüssen in den Rechen geschoben. Und andererseits wurden immer wieder Pakete von Schwemmholz aus dem Teppich mobilisiert, bis sich die Strömung einen Weg zwischen Buhnenkopf und erstem Rechenstab freigespült hatte (Abb. 6b und 6d). Die Remobilisierung von Schwemmholzpaketen birgt ein gewisses Risiko für die Hochwassersicherheit in der nachfolgenden Dorfstrecke, denn bei hohen Abflüssen steigt die Gefahr von Verklausungen an den Brücken.

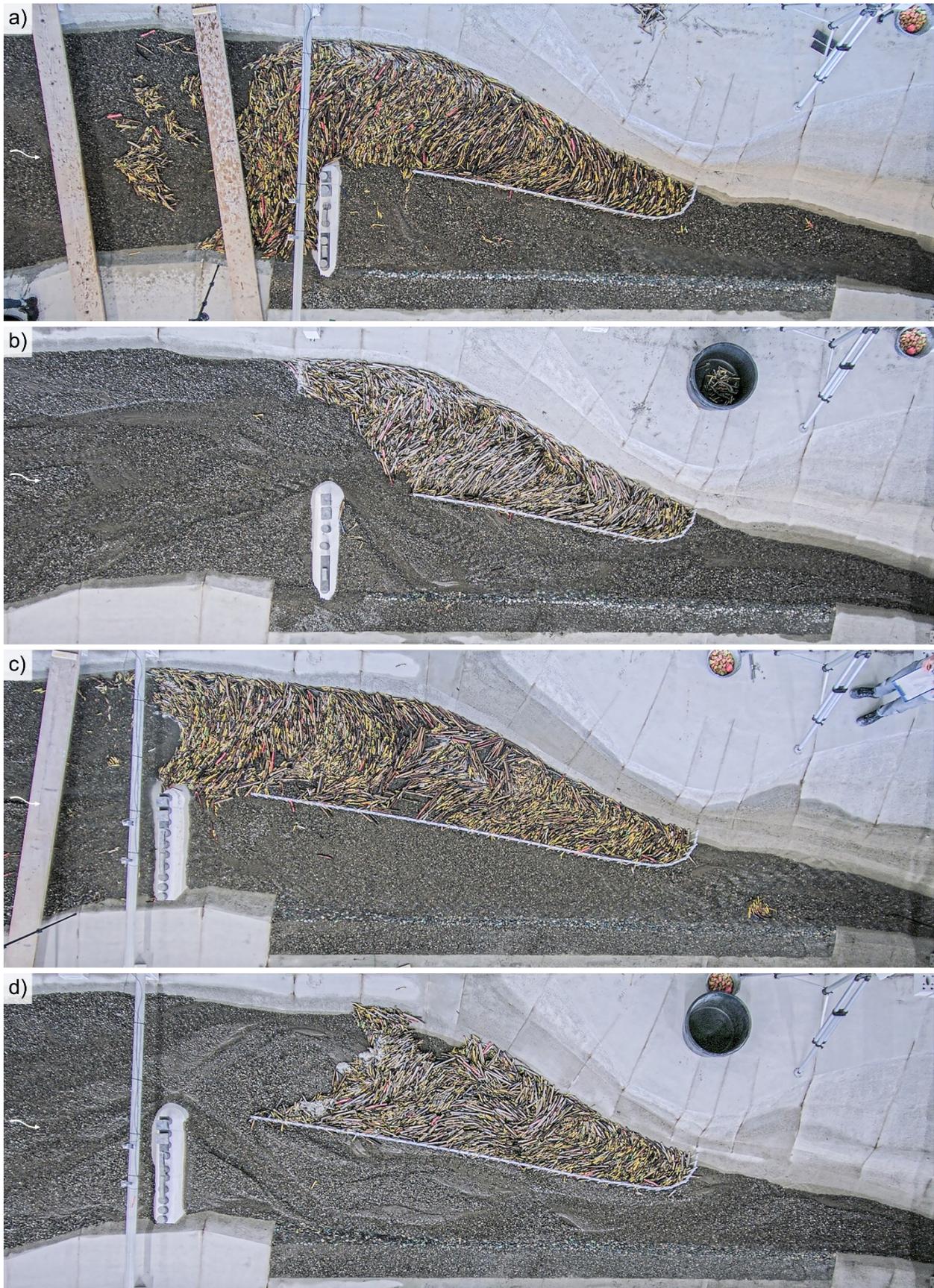


Abb. 6 Holzurückhalt während der Ganglinienversuche HQ_{100} bei gesättigter Schwemmholzganglinie („ Q_H gesättigt“ in Abb. 4 links). a) Basiskonfiguration ($L_R = 115$ m) am Ende der Schwemmholzzugabe, b) Basiskonfiguration bei Versuchsende, c) verlängerter Rechen ($L_R = 175$ m) am Ende der Schwemmholzzugabe und d) verlängerter Rechen bei Versuchsende.

Die Versuche mit dem verlängerten Rechen (Abb. 6c und 6d) machten deutlich, dass diese Konfiguration einen erhöhten Schwemmholzurückhalt aufweist im Vergleich zur Basiskonfiguration. Folglich sind größere Schwemmholzvolumen nötig, um den verlängerten Rechen zu überlasten. Sobald aber genügend große Volumina auftreten, sind die Prozesse vergleichbar mit denjenigen in der Basiskonfiguration. Das bedeutet auch, dass durch eine Verlängerung des Parallelrechens die Remobilisierung von Schwemmholzpaketen nicht vermieden werden kann, sondern nur die Eintretenshäufigkeit verringert wird.

4 Schlussfolgerung

In einem breiten Variantenstudium wurde nach einem Schwemmholzurückhaltesystem gesucht, das die Anforderungen hinsichtlich Schwemmholzurückhalt, Geschiebehaushalt, Auengebiet und Geschiebebewirtschaftung möglichst gut erfüllt. Als Bestvariante wurde ein Parallelrechen mit Buhne als Lenkelement identifiziert. Dieser weist folgende Merkmale auf:

- **Schwemmholzurückhalt:** Der Parallelrechen mit Lenkelement ($L_R = 115$ m) hält 55 – 65% der erwarteten Schwemmholzmenge zurück. Dieser Wert liegt am oberen Ende des Zielbereichs von 30 – 60%. Mit einer Verlängerung des Rechens um 30 m auf $L_R = 145$ m kann der Rückhalt auf ca. 95% gesteigert werden. Ein Rechen mit $L_R = 145$ m wurde im Modell zwar nicht untersucht, jedoch kann sein Rückhalt anhand der Versuche mit $L_R = 115$ m und $L_R = 175$ m abgeschätzt werden.
- **Auengebiet:** Der Parallelrechen mit Lenkelement steht teilweise im Auengebiet von nationaler Bedeutung. Im Vergleich zu allen anderen untersuchten Varianten beeinträchtigt dieses Bauwerk das Auengebiet vergleichsweise wenig und erfüllt trotzdem die Anforderungen an den Schwemmholzurückhalt. Systeme komplett außerhalb des Auengebiets erfüllen diese Anforderungen nicht. Außerdem kann mit dem projektierten System die bestehende Mittelinsel entfernt werden, die deutlich weiter ins Auengebiet ragt als das projektierte System.
- **Geschiebehaushalt:** Der Geschiebeaustrag erreichte bei HQ_{100} die erforderlichen Werte, um Erosionen in der Dorfstrecke unterstrom des Rückhaltesystems zu vermeiden. Durch gezielte Geschiebebewirtschaftung (Entnahme und Schüttung) kann in Zukunft die Transportrate zusätzlich positiv beeinflusst werden.
- **Geschiebebewirtschaftung:** Um die Funktion des Rückhaltesystems nach Hochwasserereignissen aufrecht zu erhalten bzw. wiederherzustellen, sind gewisse Bewirtschaftungsmaßnahmen zwingend notwendig. Da am Standort Grassi aber bereits im aktuellen Zustand Geschiebeentnahmen durchgeführt werden, ist mit keinem Zusatzaufwand aufgrund des Rückhaltesystems zu rechnen.
- **Überlastfall gesättigter Holztransport:** Neben den beschriebenen Systemanforderungen wurde auch das Verhalten bei Überlast untersucht. Dazu wurde das Schwemmholz als gesättigter Schwemmholztransport zu Beginn der Ganglinie zugegeben, also möglichst ungünstig für das Rückhaltesystem. Die Versuche zeigten, dass bei Überlast, unabhängig von der gewählten Rechenlänge, mit einer Remobilisierung von Schwemmholzpaketen gerechnet werden muss. Dies ist ungünstig hinsichtlich der Verklausungsgefahr an den Brücken der Dorfstrecke. Jedoch ist auch im Ist-Zustand bereits mit Schwemmholzpaketen zu rechnen (aufgrund von Schwemmholzeinträgen durch Rutschungen und Seitenerosionen; aber auch aufgrund von unkontrollierter Remobilisierung von Verklausungen an den bestehenden Werkbrücken). Folglich wird dieses Risiko nicht grösser als im Ist-Zustand eingeschätzt.

- *Überlastfall Extremhochwasser*: Bei extremen Abflüssen (EHQ) konnten die größten Schwemmholtzrückhalte erzielt werden. Durch den erhöhten Strömungsdruck bei extremen Abflüssen wird das Schwemmholtz dichter und mächtiger zusammengedrückt, sodass auf gleicher Grundfläche mehr Holz zurückgehalten werden kann. Dieser Prozess verdeutlicht die Robustheit des Systems.

Literatur

HZP (2017). Wasserbauplan Hochwasserschutz Engstlige Frutigen. Technischer Bericht. Projekt Nr. 692 /2863. Hunziker, Zarn & Partner (HZP), Ramu Ingenieure AG. 20.04.2017

Anschrift der Verfasser

Andris Wyss

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich
Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich
wyss@vaw.baug.ethz.ch

Florian Hinkelammert-Zens

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich
Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich
hinkelammert-zens@vaw.baug.ethz.ch

Michael Auchli

Hunziker, Zarn & Partner AG
Schachenallee 29, CH-5000 Aarau
michael.auchli@hzp.ch

Jana Hess

Flussbau AG SAH
Schwarztorstrasse 7, CH-3007 Bern
jana.hess@flussbau.ch

Rolf Künzi

Flussbau AG SAH
Schwarztorstrasse 7, CH-3007 Bern
rolf.kuenzi@flussbau.ch

Dr. Volker Weitbrecht

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich
Hönggerbergring 26, CH-8093 Zürich
weitbrecht@vaw.baug.ethz.ch

Erste Bewertung des Blue Carbon Potenzials in der Ems-Dollart-Region

Leonie Koenders, Jelmer Cleveringa, Niels Nijborg, Niels Slik und Christoph Grass

Zusammenfassung

Der Klimawandel fordert uns auf, unseren Umgang mit natürlichen Ressourcen neu zu überdenken und Emissionsminderungsansätze zu identifizieren. Blue Carbon ist eine Möglichkeit, die erheblich zum Erreichen der Klimaziele beitragen kann (zum Beispiel Klimaneutralität bis spätestens 2050 und internationale Treibhausgasreduktionsziele). In diesem Projekt wurde als erster Schritt das Blue Carbon Potenzial der Ems-Dollart-Region in den Niederlanden bewertet. Als Reaktion auf das Pariser Klimaabkommen im Jahr 2015 und das wachsende Interesse daran, wie die Niederlande ihre Klimaziele erreichen können, wurde von Naturmonumenten (niederländische Naturschutzorganisation) und It Fryske Gea (Provinzialverband für Naturschutz in Fryslân) eine Studie in Auftrag gegeben, um die Bindung von CO₂ in Salzwiesen und Wattflächen zu untersuchen. In der Ems-Dollart-Region werden viele Initiativen mit kohlenstoffreichen Sedimenten, Salzwiesenvegetation und Naturentwicklungen durchgeführt, die Chancen für Blue Carbon bieten können. Die Bewertung der Projekte beinhaltet:

1. eine Abschätzung des Beitrags zur Minderung von Treibhausgasen,
2. eine Bewertung des ergänzenden Beitrages zur Minderung von Treibhausgasen im Hinblick auf bestehende Schutzmaßnahmen und geltende Bestimmungen,
3. die Identifizierung relevanter Wissenslücken in Bezug auf Blue Carbon,
4. die Kombination von Blue Carbon mit geltenden Naturschutzzielen und
5. das Potenzial für CO₂-Zertifikate.

Der Begriff Blue Carbon beschreibt die Bindung von CO₂ in Küsten- und Meeresumgebungen weltweit. Ein wichtiger Bestandteil der Kohlenstoffbindung in Meeresumgebungen ist die Sedimentation, die dafür sorgt, dass der Kohlenstoff gespeichert wird. Salzwiesen bieten ein großes Potenzial für Blue Carbon, wobei das Watt und die Kanäle auch Kohlenstoff im Untergrund speichern können. Der durchschnittliche Kohlenstoffvorrat in den niederländischen Salzwiesen beträgt 1.012,0 [t CO₂/ha], mit einem durchschnittlichen Kohlenstoffbindungspotenzial von 8,9 [t CO₂/ha/Jahr], weitaus mehr als Wälder. Informationen wie Projektgröße und Sedimentationsraten können bereits erste Einblicke in das Potenzial von Blue Carbon geben. Für die Studie wurden über 40 Projekte aufgelistet; davon wurden 14 Projekte näher analysiert. Neben groben Berechnungen des Kohlenstoffbindungspotenzials wurden die Projekte nach Projektphase, Kohlenstoffbindung, Interaktion mit geltenden Naturzielen, verfügbaren Informationen und Hochskalierungsmöglichkeiten geordnet. Dieses Ranking lieferte dem Kunden praktischere Informationen zur Priorisierung von Projekten zur Potenzialermittlung von Blue Carbon und Kohlenstoffzertifizierung. Die gewonnenen Erkenntnisse verbesserten unser Verständnis von Kohlenstoffbindung, Berechnungsmethoden und Nature-based Solutions für die Ems-Dollart-Region und ermöglichen die nächste Phase der Umsetzung der Blue Carbon Zertifizierung. Für die nächste Phase sind weitere Untersuchungen erforderlich, um festzustellen, ob der Kohlenstoff langfristig gebunden wird.

1 Einleitung

Der Begriff Blue Carbon beschreibt den Kohlenstoff, der in Küsten- und Meeresgebieten gebunden ist (Mcleod et al., 2011), eine genauere Betrachtung des Begriffs im Rahmen dieses Artikels folgt im nächsten Abschnitt. Unter Berücksichtigung des internationalen Klimaabkommens und des wachsenden Interesses daran, wie die Niederlande ihre Klimaziele erreichen können, wurde Waardenburg Ecology (unabhängiges, ökologisches Forschungs- und Beratungsunternehmen in den Niederlanden) durch Natuurmonumenten und It Fryske Gea beauftragt, eine Studie über die Bindung von CO₂ in Salzwiesen und Wattflächen auszuführen. Dabei zeigte sich, dass Blue Carbon für die Niederlande eine potenziell interessante Rolle bei der CO₂-Bindung spielen könnte. Blue Carbon wurde im Klimaabkommen ausdrücklich als eine mögliche Maßnahme zum Schutz und zur Erhöhung des Kohlenstoffbestands genannt. Dennoch befassen sich Projekte nur selten mit Blue Carbon Potenzialen. In früheren Untersuchungen des Waardenburg Ecology wurde eine Reihe von Standorten in den Niederlanden als möglicherweise vielversprechend für die Kohlenstoffbindung identifiziert, unter anderem in der Ems-Dollart-Region (Jagt, van der H.A., W.E. van Duin & G. Hoefsloot, 2020). In der Ems-Dollart-Region gibt es zahlreiche Initiativen, die mit kohlenstoffreichem Sediment, Salzwiesenvegetation und Naturentwicklung arbeiten oder arbeiten werden, welche Möglichkeiten für die Implementierung von Blue Carbon bieten.

Was ist Blue Carbon?

Der Begriff Blue Carbon bezeichnet die Bindung von CO₂ in den Küstengewässern weltweit. Eine wichtige Komponente der Kohlenstoffbindung in der Meeresumwelt ist die Sedimentation, die dazu führt, dass Kohlenstoff in Form des abgelagerten Sediments im Gewässerboden gespeichert wird. Im niederländischen Kontext sprechen wir im Zusammenhang mit Blue Carbon hauptsächlich über Salzwiesen. Im internationalen Kontext gibt es verwandte Küstenökosysteme, wie zum Beispiel Seegrasswiesen und Mangroven. Die von Hoefsloot et al. (2020) ermittelten charakteristischen Werte für niederländische Salzwiesen sind:

- Durchschnittlicher Kohlenstoffbestand: 276 [t C/ha] (entspricht 1.012 [t CO₂/ha]),
- Durchschnittliche jährliche Kohlenstoffbindung von 2,4 [t C/ha/Jahr] (8,9 [t CO₂-eq/ha/Jahr]).

Die organische Substanz gelangt über zwei Wege in den Boden. Ein Teil des organischen Materials wächst vor Ort und verbleibt nach dessen Absterben auch dort in der Form von Sediment. Dies gilt für Salzwiesenpflanzen, Seegrass und Algen. Dies wird als autochthoner Kohlenstoff bezeichnet. Hinzu kommt organisches Material, welches an anderer Stelle gebunden und dorthin transportiert wird, wo es im Boden durch Sedimentation abgelagert wird. Dies wird als allochthoner Kohlenstoff bezeichnet. Ein Teil des allochthonen organischen Kohlenstoffs ist an Feinsedimentpartikel (Schlick) gebunden.

Für die Salzwiesen besteht ein Konsens darüber, dass bei den Kohlenstoffberechnungen davon ausgegangen werden kann, dass die Hälfte des Kohlenstoffs aus allochthonem rekazitranterem Kohlenstoff besteht, also eine schlechte mikrobielle Abbaubarkeit aufweist, dieser Teil wäre auch ohne ein Projekt vermutlich festgelegt worden und sollte daher nicht mitgerechnet werden (Hoefsloot et al., 2020). Salzwiesen werden stark beeinflusst von allochthonem rekazitranterem Kohlenstoff, wodurch nur die Hälfte des Kohlenstoffs einem Projekt angerechnet werden kann. Daher lauten die von Hoefsloot et al. (2020) vorgeschlagenen Berechnungswerte wie folgt:

- Durchschnittlicher Kohlenstoffbestand: 138 [t C/ha] (entspricht 510 [t CO₂/ha])

- Durchschnittliche jährliche Kohlenstoffbindung von 1,2 [t C/ha/Jahr] (4,44 [t CO₂-eq/ha/Jahr])

Salzwiesen sind jedoch nicht die einzige Komponente der niederländischen Küstengebiete, in denen Kohlenstoff potenziell gebunden werden kann. In Schlickflächen und durch den Transport über Rinnensystemen kann ebenfalls die Speicherung von Kohlenstoff im Boden erfolgen.

Zielsetzung des Projekts in der Ems-Dollart-Region

Ziel der vorliegenden Studie ist es, eine Bestandsaufnahme der geplanten und laufenden Projekte in der Ems-Dollart-Region, von Schiermonnikoog bis zur deutschen Ems-Dollart-Küste in Bezug auf ihr Blue Carbon Potenzial durchzuführen. Projekte, die kohlenstoffreiche Sedimente wie zum Beispiel die Wiederverwertung von Baggergut verwenden oder die an die Entwicklung von Salzwiesen, Seegras- oder Muschelbänken gebunden sind, werden näher analysiert.

Für jedes Projekt umfasst die Bewertung die folgenden Komponenten:

1. eine Abschätzung des Beitrags zur Minderung von Treibhausgasen,
2. eine Bewertung des ergänzenden Beitrages zur Minderung von Treibhausgasen im Hinblick auf bestehende Schutzmaßnahmen und geltende Bestimmungen,
3. die Identifizierung relevanter Wissenslücken in Bezug auf Blue Carbon,
4. die Kombination von Blue Carbon mit geltenden Naturschutzzielen und
5. das Potenzial für CO₂-Zertifikate.

Um herauszufinden, welche Projekte für Blue Carbon relevant sind, wird ein besonderes Augenmerk auf Projekte mit folgenden Aspekten, wie die Dauer und das Ausmaß der Kohlenstoffspeicherung, gelegt. Die hier gesammelten Informationen liefern erste Grundlagen zur Beantragung einer Kohlenstoffzertifizierung für Projekte in der Ems-Dollart-Region und Nutzung von Synergien zwischen den Themen CO₂-Reduktion, Klimaanpassung, Hochwasserschutz und Naturentwicklung.

Untersuchungsgebiet

Das Untersuchungsgebiet umfasst die Ems-Dollart-Mündung mit sowohl niederländischen als auch deutschen Projektstandorten.

2 Blue Carbon und die Ems-Dollart Region

Die Rolle des Wattengebietes

Die Jade-, Weser- und Elb-Mündung bilden zusammen mit dem Rest des internationalen Wattenmeeres ein "Silt-Sharing-System" (Oost et al., 2021). Der Schlick in der Mündung kommt aus der Nordsee sowie aus verschiedenen Flüssen. Ein Teil des Schlicks wird durch die Strömung abtransportiert und ein anderer Teil der Schlickreste bleibt in Salzwiesen, auf Schlickflächen und in Rinnensystemen liegen. Der transportierte Schlick sedimentiert schließlich in den tieferen Gewässern, wie der Norwegischen Rinne (Cleveringa, 2008). In der Ems-Dollart ist der heutige Schlick, welcher durch die Mündung gelangt, ein Problem für das reibungslose Funktionieren des Ökosystems. Aufgrund einer Kombination von Ursachen wie zum Beispiel der Vertiefung von Kanälen, dem Bau von Dämmen, wodurch Schlick nicht mehr an der Küste auf eine natürliche Weise sedimentieren kann und der Ausbaggerung von Sedimenten, ist der Schlickgehalt des Wassers in der Mündung deutlich gestiegen. Zur Verbesserung der Schlickbewirtschaftung gilt es, die ökologischen Anforderungen einzuhalten und die Aspekte der

Hochwassersicherheit zu berücksichtigen. Es gibt unterschiedliche Strategien, welche darin bestehen können, den Schlick außerhalb und innerhalb von Deichen aufzufangen und dadurch zu binden, ihn auszubaggern und landseitig auszubringen. Alternativ ist die Verarbeitung des ausgebagerten Schlickes oder die Verteilung im Meer möglich.

Blue Carbon und der Verein *Stichting Nationale Koolstofmarkt (SNK)*

Die Stiftung Nationaler Kohlenstoffmarkt (SNK) unterstützt in den Niederlanden den freiwilligen nationalen Kohlenstoffmarkt durch die Bewertung von Plänen und Erstellung von Zertifikaten für geprüfte Emissionsreduktion und/oder Kohlenstoffbindung. Die Emissionsminderung und/oder -bindung wird unabhängig ermittelt und ein Zertifikat pro Tonne CO₂-Äq. ausgestellt. Die Zertifikate für geprüfte Emissionsreduktionen stellen ein Marktinstrument dar, das einen finanziellen Wert an Emissionsminderungen und/oder -bindung zuweist. Dies macht Investitionen in solche Projekte attraktiver. Nicht alle (Blue Carbon)-Projekte, die Emissionsreduktionen und/oder -bindung beinhalten, qualifizieren sich für eine Zertifizierung. Das Projekt muss die Bedingungen von SNK erfüllen. Diese SNK-Bedingungen lassen sich wie folgt zusammenfassen: positive Auswirkungen auf die Reduktion von Treibhausgasemissionen in Form von zum Beispiel Kohlenstoffbindung durch (innovative) Maßnahmen, die (noch) nicht Teil der bestehenden Schutzmaßnahmen und geltenden Bestimmungen sind, und in diesem Fall die Minderung von Emissionen beschleunigen.

Die Kohlenstoffbindung in Salzwiesen ist derzeit nicht Gegenstand der staatlichen Klimapolitik, kann aber eine Folge von Vereinbarungen oder Verpflichtungen im Rahmen der Umweltschutzpolitik werden. Als zusätzlich gelten nur neue Maßnahmen, die noch nicht realisiert oder vorgeschrieben sind und für die noch keine strukturelle Finanzierung vereinbart wurden. Weitere Maßnahmen, die zusätzlich zu den Verpflichtungen aus Natura 2000 und der Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) ergriffen werden und den zusätzlichen Kohlenstoff binden, kommen ebenfalls für Kohlenstoffzertifikate in Frage.

3 Inventar und Analyse

Rechenmethode

Für die Berechnung der Kohlenstoffbindung in Salzwiesen werden die bereits erwähnten charakteristischen Werte verwendet. Die Berechnungsmethode zur Ermittlung des Blue Carbon Potenzials von Projekten hat einen allgemeinen Charakter, sodass sie nicht nur für Salzwiesenprojekte geeignet ist, sondern auch für andere Projekte, die kohlestoffreiches Material nutzen. Auch für weitere Projekte mit Entnahme von Schlick ist die Berechnungsmethode anwendbar. Nachfolgend wird diese kurz beschrieben.

Primäre Berechnungen

Die erste Berechnung besteht in der Erstellung einer Kohlenstoffbilanz.

+ Aufnahme/Zufuhr bezieht sich auf die Bindung von Kohlenstoff durch die Primärproduktion von Pflanzen oder Algen und durch die Zufuhr von an Schlick gebundenem Kohlenstoff. Dabei wird zwischen autochthonem und allochthonem Kohlenstoff unterschieden. Die folgenden Faktoren werden bei der Berechnung für die potenzielle Kohlenstoffbindung betrachtet: Projektfläche (*ha*), Durchschnittliche Kohlenstoffspeicherung $\frac{\text{Tonnen}}{\text{Jahr}} \cdot \text{ha}$, Geplante Projektdauer, Dauer der Sedimentation (*Jahr*) und ein Korrekturfaktor für allochthoner Kohlenstoff (0,5).

- Emissionen beziehen sich auf die Kohlenstoffverluste (zum Beispiel CO₂ und CH₄), die während des Projekts entstehen. Die Verluste resultieren aus den Emissionen im Zusammenhang mit der Durchführung der Maßnahme durch den Einsatz von Maschinen mit Verbrennungsmotoren und den Verlust von Kohlenstoff durch Oxidation. Der Verlust von Kohlenstoff kann z.B. durch Erosion einer Salzwiese entstehen, bei der das gebundene organische Material freigesetzt und oxidiert wird.

Im Vergleich mit dem Status quo

Die Berechnungen werden sowohl für die Situation ohne Projekt als auch mit Projekt durchgeführt. Die Situation ohne Projekt wird als Status quo bezeichnet. Der Unterschied zwischen den Berechnungen spiegelt die zusätzliche Bindung von Kohlenstoff wider. Der Vergleich mit dem Status quo ist besonders wichtig für Projekte, bei denen in der Ausgangssituation bereits Kohlenstoff gebunden ist. Die zusätzliche Kohlenstoffbindung durch das Projekt wird durch den Vergleich mit dem Status Quo deutlich. Der Ausgangswert ist Null, wenn bisher keine Kohlenstoffbindung stattfindet. Wird infolge eines Projektes Kohlenstoff gebunden, geht dieser in die Bilanz als zusätzlich gespeichert ein.

Projekte

Im Rahmen dieses Projektes wurden insgesamt 43 Projekte ermittelt, davon 26 Projekte in den Niederlanden, 10 Projekte in Deutschland und 7 grenzüberschreitende Projekte. In Zusammenarbeit mit der Projektgruppe und einigen Kriterien (Ergänzender Beitrag zu bestehenden Schutzmaßnahmen und geltenden Bestimmungen, Lebensraumtypen, Projekttyp, Fläche, Verfügbarkeit von Information und Skalierbarkeit) wurden 14 Projekte ausgewählt (Tab. 1), um die Relevanz von Blue Carbon zu untersuchen.

Tab. 1 Übersicht der analysierten Projekte

#	Name des Projektes	Beschreibung
1.	Kleirijperij pilot	Spülfelder werden mit Baggergut aus der Ems-Dollart gefüllt. Nach einigen Jahren ist das Material in seiner chemischen Zusammensetzung verändert und kann in Deichen verarbeitet werden.
2.	Weide- und Küstenvögel, Teilprojekt Salzwiesenentwicklung Schiermonnikoog	Entwicklung von Salzwiesen durch Verwendung von sandigem Baggergut aus der Hafenfahrrinne zur Schaffung von Hochwasserrastplätzen mit Salzwiesenvegetation für Vögel
3.	Pilotprojekt Muschelbett	Untersuchung von Möglichkeiten zur Einrichtung von Muschelbänken und zur Erhöhung ihrer Erfolgsquote
4.	Pilotprojekt Aufwertung der landwirtschaftlichen Flächen	Baggergut wird in diesem Projekt großflächig auf landwirtschaftlichen Flächen verteilt, um Emissionen aus alten Mooregebieten zu unterbinden.
5.	Marconi	Hier wurde mithilfe von Baggergut aus der Ems-Dollart eine Salzwiese angelegt.

#	Name des Projektes	Beschreibung
6.	Nistinsel für Vögel Stern	Baggergut wurde für den Bau einer Insel verwendet, welche Brutplätze für Vögel bietet.
7.	Polder Breebaart	Ist ein Naturprojekt, welches seit Beginn des Projekts große Mengen an Sediment fängt. 2001 wurde eine Deichschleuse eingebaut, wodurch das Gebiet unter Einfluss der Gezeiten steht. Vor Kurzem wurden die Sedimente aus dem Polder ausgebagert und in einem Deich verarbeitet.
8.	Groote Polder Termunten/Eemszijlen	Durch eine Verbindung mit der Ems entsteht hier eine Salzwiese an der Landseite hinter dem Deich.
9.	Pilot-Doppeldeich	Durch ein zwei-Deiche-System wurde ein Zwischenraum für Natur hergestellt, der unter anderem für die Garnelenproduktion und innovative Formen von Landwirtschaft genutzt wird. Für die Naturentwicklung wird Wasser zwischen die Deiche mithilfe einer Schleuse durchgeleitet.
10.	Pilot Waddenslib	Baggergut wird in diesem Projekt auf Sandböden zur Verbesserung der Bodenqualität verteilt.
11.	Salzwiesenentwicklung Uithuizerwad	An der Landseite hinter dem Deich wird eine Salzwiese durch die Herstellung einer Scharte im Deich und das dadurch durchströmende Wasser entwickelt.
12.	Erkundung Außendeich Sedimentation	Salzwiesenentwicklung durch Sedimentation
13.	Programm zur Wiederherstellung von Lebensräumen, Niederlande	Entlang der gesamten Groninger Küste werden Salzwiesen wiederhergestellt.
14.	Umsetzung des Projekts, Verwendung von Emsschlick auf landwirtschaftlicher Fläche, Deutschland	Ausbringung von Emsschlick auf landwirtschaftliche Flächen zur Verbesserung der Bodenqualität

Einstufung des Blue Carbon-Potenzials

Nach der Prüfung der 14 ausgewählten Projekte wurden 5 Kriterien zur Einstufung der Projekte und zur Erstellung einer Schätzung des Blue Carbon Potenzials für jedes Projekt genutzt. Die verwendeten Kriterien lauten wie folgt: Projektphase, CO₂-Bindung oder Emissionsminderung, Interaktion mit der Natur, Verfügbarkeit von Daten und Informationen sowie die Skalierbarkeit des Projekts.

4 Schlussfolgerung

Einschätzung des Beitrags zur Reduzierung der Treibhausgase

Die 14 weiter ausgearbeiteten Projekte zeigen, dass die vielversprechendsten Projekte zur Kohlenstoffbindung der sogenannte Marconi-Pilot und die Salzwiesenentwicklung Uithuizerwad sind, gefolgt vom Polder Breebaart (in Kombination mit dem Kleirijperij Pilot und Breiter Grüner Deich), dem Doppeldeich und dem Groote Polder Projekt. Diese Projekte befinden sich in unterschiedlichen Stadien, von bereits durchgeführt (Marconi-Pilotprojekt) bis hin zur Explorationsphase (Salzwiesenentwicklung Uithuizerwad und Doppeldeich). Um die projektspezifische Quantifizierung der potenziellen Kohlenstoffbindung zu ermitteln, erfordern einige dieser Projekte zusätzliche Kenntnisse über die jeweilige Kohlenstoffbilanz.

Zusätzlich zu den 5 identifizierten vielversprechenden Projekten sind die Projekte Pilot Kleirijperij und Pilot VLOED (Verbesserung der landwirtschaftlichen Flächen durch Aufschüttung mit Baggergut aus der Ems-Dollart Mündung einschließlich Spülfeldern) potenziell interessant für die Verminderung von Emissionen (CO₂ und CH₄). Im Rahmen des IBP-Projektes VLOED wurden die Möglichkeiten einer großflächigen Anwendung von Baggergut auf landwirtschaftlichen Flächen und in Spülfeldern ausgearbeitet. Für diese Projekte sind weitere Untersuchungen erforderlich, um festzustellen, ob der Kohlenstoff langfristig gebunden wird.

Bewertung der zusätzlichen Reduktion im Vergleich zu bestehenden Maßnahmen

Es ist wichtig, zwischen der zusätzlichen Bindung von CO₂ aus Sicht der SNK-Zertifizierung und den potenziellen Möglichkeiten für eine zusätzliche Kohlenstoffbindung als Beitrag zu den Klimazielen zu differenzieren. Alle Salzwiesenprojekte binden CO₂ und dürften mit Ausnahme des Programmes zur Wiederherstellung der Salzwiesen als politisch zusätzlich relevant gelten. Diese Projekte scheinen somit für eine SNK-Zertifizierung in Frage zu kommen. Andere vielversprechende Projekte wie der Polder Breebaart und der Groote Polder werden sich wahrscheinlich positiv auswirken. Es ist jedoch weitere Forschung erforderlich, um festzustellen, ob und wie viel Kohlenstoff tatsächlich zusätzlich, unabhängig vom Projektstandort, gebunden werden kann.

Identifizierung relevanter Wissenslücken in Bezug auf Blue Carbon

Wie bereits angedeutet, muss vor allem der (endgültige) Verbleib allochthoner Stoffe genauer untersucht werden. Dies beinhaltet die Aspekte der Schlickentnahme, Bewirtschaftung von Salzwiesen, Erweiterung der Berechnungsmethode und Kohlenstoffbindung in Bezug auf die Naturentwicklung. Die explorativen Berechnungen in der vorliegenden Studie ergeben erste Einblicke. Kohlenstoffmessungen im Feld sind jedoch unverzichtbar, um z. B. die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Emissionverminderung bei der Nutzung von Baggergut einschätzen zu können. Darüber hinaus ist es wichtig, weitere Forschungsarbeiten durchzuführen und den Anteil des allochthonen Kohlenstoffs im gesamten schlickführenden System des internationalen Wattenmeeres und der Nordsee zu quantifizieren. Bestehende Forschungsprojekte liefern bereits Hinweise auf die Kohlenstoffbindung und das Alter von Salzwiesen. Weitere Erkenntnisse über die günstigsten Vegetationstypen in Bezug auf die Kohlenstoffbindung stehen noch aus. Eine Ausweitung der Berechnungsmethode auf weitere Projekte ist anzustreben.

Verbindung von Blue Carbon mit Naturschutzzielen

Blue Carbon kann einen wichtigen Beitrag zur Kohlenstoffbindung leisten. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass sämtliche Außendeichprojekte in der Ems-Dollart-Region mit Natura-2000-Gebieten, den Zielen des Naturschutzes und anderer Rahmenwerke (WRRRL und PAGW)

kollidieren können. Die Ausdehnung von Salzwiesen kann zu Konflikten mit anderen Erhaltungszielen führen, wie z. B. die Erhaltung von Wattflächen und Gezeitenkanälen.

Zur Bindung von Kohlenstoff ist die Zunahme der Schichtmächtigkeit durch fortlaufende Sedimentation wünschenswert. Dies kann im Widerspruch zur Aufrechterhaltung verschiedener Lebensraumtypen der Salzwiesen stehen. Ein Eingreifen in die natürlichen (autonomen) Prozesse und Entwicklungen im Wattenmeer wird von der Politik abgelehnt. Weitere Forschung kann dazu beitragen, dass neue oder angepasste politische Ziele, die die Kohlenstoffbindung einschließen, formuliert werden und das Potenzial von Blue Carbon genutzt wird.

Möglichkeiten für Kohlenstoffzertifikate

Aus der vorliegenden Studie geht hervor, dass die Salzwiesenentwicklung Uithuizerwad am vielversprechendsten für Kohlenstoffzertifizierung ist. Die Salzwiesenentwicklung Uithuizerwad trägt zur Kohlenstoffbindung bei und ist wahrscheinlich zusätzlich zu den derzeit existierenden politischen Vorgaben zu sehen, wodurch das Projekt für SNK-Zertifikate infrage kommt. Der Entwurf der SNK-Methode zur Bindung von Kohlenstoff in Salzwiesen ist für die Salzwiesenentwicklungen Uithuizerwad anwendbar. Für andere Projekte muss diese noch weiter ausgearbeitet und individuell angepasst werden.

Diese Analyse bot einen Überblick über potenzielle Blue Carbon Projekte und ihre Relevanz für Kohlenstoffzertifizierung. Im Zuge der zunehmenden Manifestationen des Klimawandels und der Forderung nach einer Änderung des menschlichen Verhaltens in Bezug auf fossile Brennstoffe bieten Kohlenstoffzertifikate einen Übergangsmechanismus für Veränderungen. Kohlenstoffzertifikate ermöglichen es Unternehmen, die ihre Emissionen noch nicht reduzieren können, einen Beitrag zu Umweltprojekten zu leisten, indem sie ihre finanziellen Mittel einsetzen. Kohlenstoffzertifikate sind anfällig für Greenwashing und erfordern eine gründliche Analyse, damit die Unternehmen einen sinnvollen Beitrag leisten können. In diesem Sinne sind Kohlenstoffzertifikate kein Ziel, sondern ein vorübergehender Mechanismus für den Wandel.

Literatur

- Cleveringa, J., 2008. Ontwikkeling sedimentvolume Eems-Dollard en het Groninger wad; Overzicht van de beschikbare kennis en gegevens. Alkyon Hydraulic Consultancy & Research, rapport met kenmerk No. A2269R1r3.
- Elschot K., Bakker J.P., Temmerman S., van de Koppel J., Bouma T.J. (2015). Ecosystem engineering by large grazers enhances carbon stocks in a tidal salt marsh. *Marine Ecology Progress Series*.
- Elschot K., M.E.B. Van Puijenbroek, D.D.G. Lagendijk, J-T. Van der Wal, C. Sonneveld (2020).
- Esselink, P., Tolman M.E., Veenstra, W. (2020) Slibinvang Polder Breebaart na herinrichting: Datarapport eerste halfjaar. PUCCIMAR rapport 20. PUCCIMAR Ecologisch Onderzoek & Advies, Vries.
- Glorius, S.T., A. Meijboom, J. Schop, J.T. Wal van der, (2019). Ontwikkeling van enkele droogvallende mosselbanken in de Nederlandse Waddenzee; situatie 2018. Wettelijke Onderzoekstaken Natuur & Milieu, WUR, Wageningen:
- Greendeal Nationale Koolstofmarkt, in concept. Methodedocument voor vaststelling van emissiereductie en/of vastlegging van CO₂-eq. Type project: CO₂-vastlegging kwelders

- (Blue Carbon). Document ter bespreking in SNK-werkgroep 2 in mei 2021. 8 april 2021 met kenmerk 20210325.
- Hiraishi, T., Krug, T., Tanabe, K., Srivastava, N., Baasansuren, J., Fukuda, M. and Troxler, T.G. (2014) IPCC 2014, 2013 Supplement to the 2006 IPCC Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories: Wetlands. Published: IPCC, Switzerland.
- Hoefsloot, G., H.A. van der Jagt & W.E. van Duin, 2020. Blue Carbon in Nederlandse kwelders. Kansen voor extra CO₂-vastlegging in kwelders. Bureau Waardenburg Rapportnr. 20-028. Bureau Waardenburg, Culemborg.
- Jagt, van der H.A., W.E. van Duin & G. Hoefsloot, 2020. Blue Carbon in Peazemerlanden. Blue Carbon potentie bij verkweldering van een zomerpolder. Bureau Waardenburg Rapportnr.19-250. Bureau Waardenburg, Culemborg.
- Klahsen, W., Witte, S. (2020) Machbarkeitsstudie zur Verwertung von Baggergut der Ems auf landwirtschaftliche Flaechen – Abschlussbericht. NLWKN. Oldenburg. Pp. 16BLUE CARBON EEMS DOLLARDREGIO 42
- Kox et al. (Nog niet gepubliceerd). Greenhouse gas emissions during ripening of dredged marine sediment-case study from the Ems Dollard estuary.
- Leuven, J., Dankers, P. (2019) Uitgangspuntnotatie Pilot Buitendijkse Slibsedimentatie Eems-Dollard. Rijkswaterstaat en Ministerie voor Landbouw, Natuur en Voedselkwaliteit. Royal Haskoning DHV.
- Leuven, J., de Vries, B., Dankers, P., van Puijenbroek, M., Willemsen, P., Coumou, L., Cleveringa, J., Baptist, M., Elschot, K. (2021). Kwelderontwikkeling als Nature-based Solution-Kennis en ervaring van de Proefkwelder Marconi. Gemeente Delfzijl. Ecoshape
- Mcleod, E., Chmura, G.L., Bouillon, S., Salm, R., Bjork, M., Duarte, Lovelock, C.E., Schlesinger, W.H., Silliman, B.R. (2011) A blueprint for blue carbon: toward an improved understanding of the role of vegetated coastal habitats in sequestering CO₂. *Frontiers in Ecology and the Environment*
- Oost, A.P., A. Colina Alonso, P. Esselink, Z. B. Wang, T. van Kessel & B. van Maren. 2021. Where Mud Matters; Towards a Mud Balance for the Trilateral Wadden Sea Area: Mud supply, transport and deposition. Wadden Academy report 2021-2.
- Schouten, C. (2019). Startbeslissing Pilot Buitendijkse Slibsedimentatie Eems-Dollard. Rijkswaterstaat, Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat
- Shahmirzadi, E.M., de Groen, F., van der Star, W., van Keulen, D., van der Star, W. (2020) Pilot Kleijrijperij WP4.5.1 Monitoringsrapportage Kleirijperij. Eems Dollard 2050 en EcoShape. Deltares
- SNK (Nog niet gepubliceerd). Methodedocument voor vaststelling van emissiereductie en/of vastlegging van CO₂-eq.
- Tamis, J.E & E.M. Foekema, 2015. A review of blue carbon in the Netherlands. IMARES rapportnr C151/15. IMARES Wageningen UR.
- Teunis, M & K. Dideren (2018). Blue Carbon in Nederlandse kwelders. Resultaten van vier kwelders in beheergebieden van Natuurmonumenten. Bureau Waardenburg Rapportnr. 18-301. Bureau Waardenburg, Culemborg.

Van Agtmaal, M, Deru, J.G.C., Lenssinck, F. (2019) Klei voor behoud van veen. Verkenning mogelijkheden van koolstofvastlegging en preventie bodemdaling met klei uit de kringloop. Louis Bolk Instituut

Report 2020-03. NIOZ Royal Netherlands Institute for Sea Research. 69 pp.

Van Duin, W.E. & Dijkema, K.S. (2012) Kwelderherstel Groningen: uitgangssituatie (2009) maaiveldhoogte en vegetatie in de RWS-meetvakken. IMARES Wageningen UR. Pp.25

Natuurlijke klimaatbuffers: <https://www.klimaatbuffers.nl/nieuws/22/blue-carbon-y-het-zwarte-goud-in-de-kwelders>

Life-ip-deltanatuur: <https://life-ip-deltanatuur.nl/news/view/58799083/schorren-en-kwelders-klimaatbuffers-in-hetkwadraat> Strobl, T.; Huber, R.; Keller, A.P. (2005). Cavitation scale effects and case studies on cavitation model tests, The International Journal on Hydropower & Dams, 12(1), 86-90.

Anschrift der Verfasser

M.A. Leonie Koenders
Junior Beraterin Stakeholder-Management
und Wassermanagement
Postbus 220, 3800 AE Amersfoort
Niederlande
Leonie.koenders@arcadis.com

Dipl.-Ing. Christoph Grass
Projektleiter
Arcadis Germany GmbH
Europaplatz 3, D-64293 Darmstadt
christoph.grass@arcadis.com

Dr. Jelmer Cleveringa
Senior Berater Küstenmorphologie
Postbus 137, 8000 AC Zwolle
Niederlande
Jelmer.cleveringa@arcadis.com

M.A. Niels Nijborg
Senior Projektleiter
Postbus 220, 3800 AE Amersfoort
Niederlande
Niels.nijborg@arcadis.com

M.A. Niels Slik
Senior Kundenbetreuer
Postbus 220, 3800 AE Amersfoort
Niederlande
Niels.slik@arcadis.com

Auswirkungen des anthropogenen Klimawandels auf die Passierbarkeit von Schlitzpässen

Philipp Werner und Nicole Saenger

Zusammenfassung

Der vom Menschen gemachte Klimawandel wirkt sich mehr denn je auf das Leben auf der Erde aus. Dies gilt sowohl für das Leben an Land als auch für das Leben im Meer und in den Flüssen. Obwohl wir die Veränderungen der Grundlagen, die sich auch auf ganze Ökosysteme auswirken, begreifen, kennen wir nicht alle Auswirkungen auf Wasserbauwerke. Aus diesem Grund wurden Experimente durchgeführt, die den Einfluss zunehmende und abnehmender Abflüsse auf Schlitzpässe zeigen. Der Versuch wird an einem 1:2 Modell in einem Gerinne der Wasserbauhalle an der Hochschule Darmstadt durchgeführt. Die Messdaten wurden mit den Bemessungsparametern der DWA-M 509 verglichen. Die wichtigsten Ergebnisse sind, dass zunehmende und abnehmende Abflüsse die Funktionsfähigkeit des vertikalen Schlitzpasses beeinflussen.

1 Einleitung

Der Wasserkreislauf wird sowohl durch klimatische als auch nichtklimatische Faktoren beeinflusst. Der Strahlungsantrieb durch Veränderungen der Treibhausgaskonzentrationen, der Aerosole und der Oberflächenalbedo führt zu Veränderungen der Verdunstung und des Niederschlags. Steigende CO₂-Konzentrationen beeinflussen den Wasserkreislauf durch pflanzenphysiologische Reaktionen, welche die Transpiration beeinflussen (Arias et al. 2021). Darüber hinaus wird die Widerstandsfähigkeit von Biotopen und Ökosystemen verringert. In Wechselwirkung mit dem Klimawandel stehen nicht-klimatische Gefahren wie Lebensraumverlust, Verlagerung von Lebensräumen, Fragmentierung, Übernutzung, Wasserentnahme, Nährstoffanreicherung und Verschmutzung ein große Rolle (Tanneberger et al. 2017; Ojanen und Minkkinen 2020; Page und Baird 2016).

Im Allgemeinen verringert eine steigende atmosphärische CO₂-Konzentration die Transpiration von Pflanzen, die sich auf die Bodenfeuchtigkeit, den Abfluss, die Rückführung von Feuchtigkeit in die Atmosphäre und die Oberflächentemperatur auswirkt (Skinner et al. 2017). Laut Lange et al. (2020) erhöht es außerdem die Temperaturen und verändert die Niederschlags- und Abflussmuster, erhöht die Variabilität von Temperatur, Abfluss und Wasserstand und erhöht die Häufigkeit von Extremereignissen. Diese Veränderungen haben Auswirkungen auf hydraulische Strukturen wie Dämme, Fischwege oder Wasserkraftwerke.

Eines der hydraulischen Bauwerke sind die vertikalen Schlitzpässe. Sie dienen dazu, Fischen und anderen Wasserlebewesen die Passage vom Unterwasser zum Oberwasser zu ermöglichen. Sie werden auf einen bestimmten Durchflussbereich ausgelegt, der an die vorherrschenden Fischarten angepasst ist. Gemäß der deutschen Richtlinie DWA-M 509 muss der vertikale Schlitzpass zusätzlich von Q_{30} bis Q_{330} eines Fließgewässers funktionieren. Die wichtigsten Parameter sind der Wasserstand in den Becken der Fischaufstiegsanlage, die maximale und minimale Fließgeschwindigkeit sowie die Energiedissipation in den Becken.

Um einen Überblick darüber zu erhalten, wie hoch der Einfluss des Klimawandels auf Schlitzpässe ist, wurden anhand von Fließgewässerdaten Versuche im Labor durchgeführt. Dabei wurde der Durchfluss durch die Fischaufstiegsanlage unter Berücksichtigung der Auswirkungen

des Klimawandels erhöht und verringert. Die Messwerte werden mit der Richtlinie (DWA M-509) verglichen.

Dieses Paper untersucht die Auswirkungen des anthropogenen Klimawandels auf die Bemessungsparameter von Schlitzpässen. Abschließend wird ein Überblick über die bei den Experimenten aufgenommenen Daten gegeben und die Belastbarkeit von vertikalen Schlitzpassagen beleuchtet.

2 Methode

2.1 Versuchsfeld

Das Gerinne mit dem Schlitzpass befindet sich in der Wasserbauhalle der Hochschule Darmstadt und ist in Anlage 4 dargestellt. Das Gerinne ist etwa $L_{ges} = 14,00$ m lang und $b_{ges} = 1,00$ m breit. Das Modell des Schlitzpasses im Verhältnis 1:2 wurde in die Rinne verbaut. Die Rinne selbst hat kein Gefälle. Die Sohle des Schlitzpasses ist jedoch mit einer Sohlneigung von $I_s = 5,40$ % in das Gerinne eingesetzt. Insgesamt überwindet der Schlitzpass einen Höhenunterschied von $h_{ges} = 0,38$ m. Die Sohle des Beckens besteht aus rundkörnigem Kies mit einer Korngröße von 16 – 32 mm. Die verbleibenden Fugen zwischen dem Glas und den Trennwänden wurden mit einer Dichtungsmasse abgedichtet. Insgesamt gibt es sechs Trennwände und somit fünf Becken mit den in Anlage 1 angegebenen Maßen. Der Abstand von der ersten bis zur letzten Trennwand beträgt $L_{Schlitzpass} = 6,87$ m. Einschließlich des Einlaufbereichs von $L_{Einlauf} = 3,00$ m hat das Modell eine Gesamtlänge von $L_{Modell} = 9,87$ m. Im Einlaufbereich des Gerinnes befinden sich mehrere Rohre mit einer Länge von $L_{Rohre} = 0,55$ m und einem Durchmesser DN70 zum Ausrichten der Strömung im Einlaufbereich der Rinne. Am unteren Ende befindet sich ein Wehr zur Regulierung des Unterwasserspiegels. Dieses wurde zu Beginn der Versuche auf einen Unterwasserstand von $h_{UW} = 0,378$ m eingestellt. Während der Messungen wurde das Wehr nicht verstellt, um die Strömungsverhältnisse im Schlitzpass nicht zu beeinflussen.

2.2 Messraster

Zunächst wurde ein Messraster erstellt. In der Nähe der Schlitzpassagen wurde ein feineres Raster gewählt. Insgesamt enthält das Messraster 161 Messpunkte. Das Messraster ist in Anlage 2 zu sehen. Die Hauptmesspunkte wurden mit Großbuchstaben benannt und haben einen Abstand in x-Richtung von etwa $\Delta x = 0,12$ m. Im Feinrasterbereich definieren Kleinbuchstaben das Raster und liegen zwischen den Hauptmesspunkten. In y-Richtung werden die Messpunkte mit einer Zahl benannt; sie haben einen Abstand von $\Delta y = 0,10$ m. Die Punktnummern bestehen also aus einem Buchstaben für die x-Richtung und einer Zahl für die y-Richtung. Im Bereich der Wände ist ein Sicherheitsabstand eingehalten, in dem keine Messungen vorgenommen werden, um die Sensoren des ADVs nicht zu beschädigen.

2.3 Messinstrumente

ADV-Vectrino

Das Vectrino (Firma Nortek) misst die Fließgeschwindigkeit von Wasser, indem sie ein physikalisches Prinzip namens Doppler-Effekt nutzen. Der Doppler-Effekt ist die Änderung der Frequenz einer Schallwelle, wenn sich eine Quelle in Bezug auf einen Beobachter bewegt. Die Schallimpulse die durch das Messgerät in die Wassersäule sendet, werden nicht vom Wasser selbst reflektiert, sondern von passiven Tracern, die im Wasser schweben. Diese Tracer sind in der

Regel Zooplankton oder Schwebstoffe, die sich mit der gleichen Durchschnittsfließgeschwindigkeit wie das Wasser bewegen, so dass die gemessenen Geschwindigkeiten der Wasserströmung entsprechen (Nortek 2022). Um sich auf die Qualität der Daten verlassen zu können und eine korrekte Berechnung der Fließgeschwindigkeiten zu ermöglichen, sind zwei Faktoren entscheidend. Die Signalstärke (Amplitude) als Parameter für das Ausmaß der akustischen Reflexion vom Wasser. Die Signalstärke ist als "Signal-to-Noise ratio", SNR (in dB), angegeben. Bei der Erfassung von Rohdaten (z. B. bei 25 Hz) wird empfohlen, ein SNR zu erreichen, der konstant über 15 dB liegt (Nortek 2022). Die Korrelation (COR) als Maß für die Ähnlichkeit der an den beiden Z-Sensoren gemessenen Impulsechos. Eine Korrelation von Null bedeutet, dass zwischen den beiden Echos keine Ähnlichkeit besteht, und eine Korrelation von 1 bedeutet, dass die beiden Echos identisch sind (Nortek 2022). Wenn die Korrelationen über ~70 % liegen, wird davon ausgegangen, dass das Gerät, Daten von guter Qualität erzeugt. Eine genaue Prüfung des Datensatzes ist jedoch der beste Weg, um einen Korrelationsschwellenwert für die Aussonderung schlechter Datenpunkte festzulegen (Nortek 2022). Der Unsicherheitsbereich des ADVs liegt bei $\pm 0.50\%$ und ist abhängig von der gemessenen Fließgeschwindigkeit und hat ± 1 mm/s als Standardabweichung (Nortek 2022).

Stechpegel

Zur Messung der Sohle und des Wasserstandes wurde ein mobiler Stechpegel eingesetzt. (Morgenschweis 2018). Der Stechpegel ist auf einem beweglichen Schlitten montiert und kann in x-, y- und z-Richtung verfahren werden. Mit Hilfe einer Ableseskala mit Nonius kann eine manuelle Genauigkeit von 0,1 mm erreicht werden (Morgenschweis 2018). Bedingt durch die Messanordnung treten Exzentrizitäten des Messpunktes auf, die bei der Messung berücksichtigt werden müssen. Die Exzentrizität in y- Richtung beträgt bei der Einstechlatte aufgrund des Versatzes auf dem Schlitten 2,5 cm. Der Punkt für die Ablesung des x-Wertes befindet sich links vom Messschlitten, was zu einer Exzentrizität von 20,5 cm führt.

2.4 Datenbearbeitung

Maßstabsfaktoren

Das Modell des Schlitzpasses ist in einem Maßstab von 1:2 erstellt. Dies muss bei der Bewertung der Ergebnisse berücksichtigt werden. Modelle werden unter der Annahme aufgebaut, dass zwischen der Natur und dem Modell physikalisch ähnliche Prozesse ablaufen. Die maßstabsbedingten Veränderungen dieser Prozesse müssen berücksichtigt werden. Ein Ansatz ist die Umrechnung des Modellmaßstabs in die verschiedenen Parameter, wie Geometrie, Fließgeschwindigkeiten und Abflüsse, die das Froude-Modell liefert. Dies kann angewandt werden, wenn Trägheits- und Schwerkrafteinflüsse vorherrschend sind. Hierfür gibt es unterschiedliche Faktoren für die verschiedenen Parameter, die vom Maßstab abhängen. M_L ist die Modellskalierung und der Kehrwert der Skala. M_L wird als Faktor für alle geometrischen Werte sowie für die Wassertiefen verwendet. M_u ist der Faktor für die Fließgeschwindigkeiten und M_Q für die Abflüsse. Alle gemessenen und berechneten Werte müssen mit den angegebenen Faktoren multipliziert werden (Kim et al. 2016).

$$M_L = 2 \text{ (Skalierung von 1:2)} \quad [1]$$

$$M_u = M_L^{\frac{1}{2}} = 1,414 \quad [2]$$

$$M_Q = M_L^{\frac{5}{2}} = 5,657$$

[3]

WinADV

Die Filterung der Daten ist ein wichtiger Aspekt bei der Analyse der ADV-Daten. SNR und COR sind gute Indikatoren für einige der möglichen Probleme, die bei der Verwendung eines ADV auftreten können, und WinADV bietet Filter, die auf diesen Werten basieren (Wahl 2000). WinADV bietet einen Filter, der auf dem SNR- und dem COR-Wert basiert, mit einem vom Benutzer gewählten Grenzwert (Wahl 2000). Der Fließgeschwindigkeitsabscheidefilter von WinADV kann bei Datendateien, die Fließgeschwindigkeitsmehrdeutigkeiten enthalten, hilfreich sein. Der Benutzer kann einen Grenzwert für eine der drei Fließgeschwindigkeitskomponenten festlegen und bestimmen, ob die Daten oberhalb oder unterhalb des Grenzwerts bleiben sollen (Wahl 2000).

Treten Spitzen in den Daten auf, überschreitet die Fließgeschwindigkeit den voreingestellten Fließgeschwindigkeitsbereich oder es liegt eine Kontamination durch frühere Impulse vor, die von den Grenzen komplexer Geometrien reflektiert werden (z. B. Kieselsteine im Bachbett). Leider sehen einige dieser Spitzen den natürlichen Schwankungen der Fließgeschwindigkeit sehr ähnlich (Goring und Nikora 2002). WinADV verwendet den Phasenraum-Schwellenwert, von Goring und Nikora (2002). Bei der Phasenraum-Schwellenwertmethode verwendet das Programm das Konzept einer Phasenraumdarstellung, in der die Variable und ihre Ableitungen gegeneinander aufgetragen werden. Die Punkte werden von einem Ellipsoid umschlossen, das durch das Universalkriterium definiert ist, und die Punkte außerhalb des Ellipsoids werden als Spikes bezeichnet. Die Methode wird so lange wiederholt, bis die Anzahl der guten Daten konstant ist (bzw. die Anzahl der neuen Punkte, die als Spikes identifiziert werden, auf null fällt) (Goring und Nikora 2002).

2.5 Messfehler

Bei Messungen treten Fehler auf. Das Ziel ist es, alle Messfehler zu beseitigen. Messfehler können in systematische Fehler, objektive Fehler, zufällige oder stochastische Fehler und subjektive Fehler unterteilt werden. Systematische Fehler werden durch Fehler der Messgeräte, der Messverfahren und des Messobjekts sowie durch messbare Umwelteinflüsse und persönliche Einflüsse der Beobachter verursacht. Bei objektiven Fehlern handelt es sich um Fehler des Messverfahrens oder des Messgeräts. Zufällige oder stochastische Fehler werden durch nicht messbare Veränderungen der Messkörper, der Messgeräte, des Messobjekts, der Umgebung und der Beobachter verursacht. Auch numerische Berechnungen, sind nicht beliebig genau, sondern fehlerbehaftet. Die zufälligen Fehler lassen sich in einer einzigen Messung weder nach Größe noch nach Vorzeichen bestimmen; sie können daher nicht korrigiert werden und machen das Ergebnis unsicher. Subjektive Fehler sind die vom Menschen verursachten Fehler während des Prozesses (Gräber 2016).

2.6 Untersuchte Durchflüsse

Für die untersuchten Durchflüsse wurde die Studie von Brahmer und Wrede (2014) verwendet. In dieser Studie analysierten sie den Einfluss des anthropogenen Klimawandels auf das Abflussverhalten in hessischen Flüssen. Zunächst verwendeten sie ein Modell. Ausgangspunkt eines

solchen Modells sind Emissionsszenarien, die eine mögliche Entwicklung der zukünftigen Treibhausgaskonzentrationen in der Atmosphäre in Abhängigkeit von einer angenommenen wirtschaftlichen, sozialen, politischen und technischen Entwicklung beschreiben (Brahmer und Wrede 2014). Dieses Modell wird für numerische Modelle (General Circulation Models oder GCMs) verwendet, welche die physikalischen Prozesse in der Atmosphäre, dem Ozean, der Kryosphäre und der Landoberfläche darstellen. GCMs sind die fortschrittlichsten Instrumente, die derzeit für die Simulation der Reaktion des globalen Klimasystems bei aufsteigenden Treibhausgaskonzentrationen zur Verfügung stehen. Mit dem GCM in Kombination mit dem Modell werden Läufe (runs) mit verschiedenen Initialisierungsbedingungen gestartet. Um Daten über regionale Klimaänderungen zu erhalten, werden zusätzlich regionale Klimamodelle (RCM) simuliert. Diese bilden nur einen räumlichen Ausschnitt des Klimasystems ab, allerdings mit einer höheren räumlichen Auflösung (Gittergrößen von etwa 1 - 50 km).

Regional gesehen treten die größten Abflusserhöhungen im hessischen Teil des Mains (Einzugsgebiete von Nidda, Kinzig und Odenwald) mit durchschnittlich 21 % auf, wobei die größten Zunahmen im Einzugsgebiet der Nidda zu verzeichnen sind. Im Einzugsgebiet der Lahn kommt es zu sehr gleichmäßigen Veränderungen mit Zunahmen zwischen 9 und 15 % des jährlichen Abflusses. Ähnliche Abflusserhöhungen sind in den Einzugsgebieten der Fulda und der Diemel zu verzeichnen, mit Erhöhungen zwischen 8 und 13 %. Die geringsten Abflussteigerungen sind im Ulsterbecken zu verzeichnen, wo die Steigerungen nur 3 – 5 % betragen (Brahmer und Wrede 2014). Der mittlere jährliche Abfluss (*MQ*) nimmt in der Zukunft für alle Einzugsgebiete zu, der Mittelwert über alle Einzugsgebiete beträgt 14 % mit einer Spanne von 9 – 30 %. Hier spiegelt sich vor allem die Zunahme des Niederschlags wider (Brahmer und Wrede 2014). Die mittleren monatlichen Durchflüsse nehmen im Vergleich zum Referenzzeitraum um 20 – 50 % zu, insbesondere in der Zeit von November bis April (hydrologischer Winter). In den Sommermonaten kommt es zu leichten Abnahmen des Abflusses in der Größenordnung von 5 %. Das Abflussregime mit höherem Abfluss im hydrologischen Winter und abnehmendem Abfluss im hydrologischen Sommer wird also in Zukunft zunehmen, wobei die Veränderungen im hydrologischen Sommer eher gering sein werden (Brahmer und Wrede 2014). Brahmer et al. (2012) untersuchten Durchflüsse getrennt für die beiden hydrologischen Jahreszeiten, Sommer und Winter. Sie analysierten einen Trend über den gesamten Simulationszeitraum, mit steigenden Winterabflüssen (5 – 10 % in der ersten Hälfte des Jahrhunderts und etwa 20 % danach) und sinkenden Sommerabflüssen (-10 % in der ersten Hälfte des Jahrhunderts und -15 bis -20 % danach). Darüber hinaus wurde an der Lahn die jahreszeitliche Veränderung bis 2100 mit einer Zunahme von bis zu 30 % des *MQ* im hydrologischen Winter und einer Abnahme von bis zu 21 % im hydrologischen Sommer untersucht (Brahmer et al. 2012).

Für die Fischaufstiegsanlage wurde ein *MQ* von 64,0 l/s nach den Vorgaben der DWA-M 509 berechnet. Die Fischregion wurde als Äschenregion definiert. Dieser Durchfluss diente als Ausgangsbasis für die Untersuchung von Veränderungen der Fließgeschwindigkeiten und Strömungsmuster. Aufgrund der Studien von Brahmer und Wrede (2014) und Brahmer et al. (2012) wurde der Bemessungsdurchfluss um 10 % und 20 % erhöht, um die Veränderungen des hydrologischen Winters nachzuahmen bzw. um 10 % und 20 % verringert, um die Veränderungen des hydrologischen Sommers nachzuahmen.

Tab. 1 Untersuchte Durchflüsse

Abflussmodell	Durchfluss
MQ _{Bemessung}	64 l/s
MQ _{Winter,10}	70,4 l/s
MQ _{Winter,20}	76,8 l/s
MQ _{Sommer,10}	57,6 l/s
MQ _{Sommer,20}	51,2 l/s

3 Ergebnisse und Diskussion

Insgesamt konnten alle benötigten Daten während der Experimente gemessen werden. Einige mussten aufgrund der Qualität der SNR-Werte durch eine zweite Messung verifiziert werden. Um festzustellen, welche Daten verifiziert werden müssen, müssen Grenzen für das SNR und die COR gesetzt werden. Hier werden die Grenzen für SNR auf unter 10 dB als schlechte Daten, 10 dB – 20 dB als gute Daten und über 20 dB als sehr gute Daten festgelegt. Für die COR gelten alle Daten unter 40 % als schlechte Daten, 40 % - 60 % als gute Daten und über 60 % als sehr gute Daten. Bei allen analysierten Durchflüssen liegt der Mittelwert des SNR und der Korrelation über 20 dB für den SNR und über 60 % für die COR, was sehr gute Daten entspricht. Dies konnte so festgelegt werden, da die Fließgeschwindigkeiten in einem logischen Bereich liegen. Es wurden keine Extremwerte im Datensatz festgestellt.

Um zu überprüfen, ob die hydrologischen Winter- und Sommermodelle mit den Bemessungswerten übereinstimmen, müssen zunächst die Daten analysiert werden. Hier werden die Fließgeschwindigkeiten und der Wasserstand gemessen und die Energiedissipation berechnet. In Tabelle 2 sind alle wichtigen Parameter des vertikalen Schlitzpasses bei allen Strömungsvarianten dargestellt. Um die Daten für die maximalen Fließgeschwindigkeit zu erhalten, müssen die Daten der X-, Y- und Z-Sensoren, die die Fließgeschwindigkeit in diesen Richtungen messen, berechnet werden. Hier wird Formel [4] verwendet.

$$v = \sqrt{v_x^2 * v_y^2 * v_z^2} \quad [4]$$

Der Wasserstand wird mit dem Stechpegel gemessen. Die Differenz zwischen Oberwasser und Unterwasser ist die Differenz zwischen den Punkten A55 und C55. Die Energiedissipation kann mit der Formel [5] berechnet werden.

$$p_D = \rho_w * g * Q * \frac{\Delta h}{v} \quad [5]$$

Tab. 2 Bemessungsparameter des Schlitzpasses für alle Abflussmodell

Modell										
Abflüsse [l/s]	51,2		57,6		64		70,4		76,8	
Messpunkt	15%	40%	15%	40%	15%	40%	15%	40%	15%	40%
min. Wasserstand [cm]	28,95		31,97		35,59		37,21		39,50	
mittl. Wasserstand [cm]	33,86		37,29		39,98		42,83		45,56	
max. Wasserstand [cm]	39,94		44,01		46,48		49,80		51,99	
Differenz OW zu UW [m]	0,06		0,07		0,10		0,11		0,11	
min. Fließgeschwindigkeit [m/s]	0,03	0,02	0,02	0,03	0,06	0,04	0,02	0,03	0,02	0,05
mittl. Fließgeschwindigkeit [m/s]	0,54	0,52	0,56	0,52	0,57	0,53	0,58	0,54	0,60	0,57
max. Fließgeschwindigkeit [m/s]	1,21	1,21	1,25	1,20	1,24	1,23	1,27	1,25	1,29	1,31
Energiedissipation [W/m ³]	71,24		85,44		123,23		130,19		141,44	

Zur Analyse müssen die Daten mit den Modellkorrekturen des Froude-Modells (Kapitel 2.2.) skaliert werden. Die Energiedissipation wird nicht skaliert, sondern mit den skalierten Daten berechnet.

Tab. 3 Skalierte Bemessungsparameter des Schlitzpasses für alle Abflussmodell mit dem Froude – Modell

Maßstabsgetreu										
Abflüsse [l/s]	289,6		325,8		362,0		398,2		434,4	
Messpunkt	15%	40%	15%	40%	15%	40%	15%	40%	15%	40%
min. Wasserstand [cm]	57,90		63,94		71,18		74,42		79,00	
mittl. Wasserstand [cm]	67,72		74,59		79,95		85,67		91,13	
max. Wasserstand [cm]	79,88		88,02		92,96		99,60		103,98	
Differenz OW zu UW [m]	0,13		0,15		0,21		0,21		0,22	
min. Fließgeschwindigkeit [m/s]	0,04	0,03	0,03	0,05	0,08	0,05	0,02	0,05	0,03	0,07
mittl. Fließgeschwindigkeit [m/s]	0,76	0,73	0,80	0,74	0,80	0,75	0,82	0,77	0,85	0,80
max. Fließgeschwindigkeit [m/s]	1,71	1,70	1,77	1,70	1,76	1,74	1,79	1,77	1,82	1,86
Energiedissipation [W/m ³]	100,75		120,84		174,28		184,11		200,03	

Wasserstand

Der Wasserstand wird mit einem Stechpegel gemessen und ist insbesondere in turbulenten Bereichen schwerer einzustellen. Der Bemessungswert des Wasserstandes in FAA von Äschenregionen liegt bei $h_W = 0,53$ m. Der gemessene Mindestwasserstand des Schlitzpasses liegt bei einem Durchfluss von $Q = 0,29$ m³/s bei $h_W = 0,58$ m. Trotz des schwer einstellbaren Stechpegels ist die Differenz $\Delta h = 0,05$ m und somit außerhalb der Unsicherheit. Der gemessene Wasserstand ist größer als der Bemessungswert und alle Fische der Äschenregion können den Schlitzpass passieren.

Fließgeschwindigkeit

Die mit dem ADV gemessenen Fließgeschwindigkeiten werden zuerst mit der Formel [4] berechnet und dann über eine Maximalwertsuche ausgewertet. Die maximale Fließgeschwindigkeit ist für die Äschenregion mit $v_{max} = 2,00$ m/s festgelegt, wenn die Höhendifferenz (OW zu UW) unter $\Delta h = 3$ m liegt (DWA-M 509 2014). Die maximale gemessene Fließgeschwindigkeit im Schlitzpass beträgt $v_{max} = 1,86$ m/s. Somit ist der Schlitzpass für die Fische passierbar. Wenn man den Sicherheitskoeffizienten mit der Fließgeschwindigkeit verrechnet, verringert sich der Parameter. In Tabelle 4 ist die angepasste Fließgeschwindigkeit für die Fälle $S_b = 1,00$, $0,95$ und $0,90$ und $S_v = 0,95$ angegeben. Hieraus ergibt sich eine Verringerung des Bemessungswertes, was dazu führt, dass die gemessene maximale Fließgeschwindigkeit größer als der Bemessungswert ist. Dies ist bei allen Durchflussmodellen der Fall (je nach Sicherheitsbeiwert). Aus diesem Grund ist je nach Sicherheitsbeiwert der Schlitzpass nicht mehr passierbar.

Tab. 4 Angepasste maximale Fließgeschwindigkeit je nach Sicherheitskoeffizient

$V_{\text{Grenzwert,max}} \text{ [m/s]}$	S_b	S_v	$V_{\text{Bemessung,max}} \text{ [m/s]}$
2,00	1,00	0,95	1,90
2,00	0,95	0,95	1,81
2,00	0,90	0,95	1,71

Energiedissipation

Die maximale Energiedissipation ist mit $pd = 200,03 \text{ W/m}^3$ bei einem Durchfluss von $MQ_{\text{Winter},20} = 0,43 \text{ m}^3/\text{s}$ berechnet. Die vom Regelwerk vorgegebene maximale Energiedissipation beträgt $pd = 200 \text{ W/m}^3$ für die Äschenregion. Damit ist der Schlitzpass nicht passierbar. Wird zusätzlich der Sicherheitskoeffizient von $S_P = 0,9$ verrechnet, ergibt sich ein Maximum von $pd = 180,00 \text{ W/m}^3$. Hier ist die Energiedissipation im Modell hydrologischer Winter +10 % ($MQ_{\text{Winter},10} = 0,40 \text{ m}^3/\text{s}$) mit $pd = 184,11 \text{ W/m}^3$ und +20 % ($MQ_{\text{Winter},20} = 0,43 \text{ m}^3/\text{s}$) mit $pd = 200,03 \text{ W/m}^3$ höher als die vorgegebene maximale Energiedissipation, so dass der Schlitzpass nicht passierbar ist.

4 Fazit

Die Experimente wurden wie geplant durchgeführt und die Messungen funktionierten mit einigen Anpassungen wie erwartet. Alle COR- und SNR-Werte liegen über der unteren Grenze von unter 10 dB für SNR und über 40 % für die COR, was alle Messungen als zuverlässig einordnet. Die Messungen bei 15 % des Wasserstandes waren im Durchschnitt von geringerer Qualität. Dies könnte auf die grobe Sohle zurückzuführen sein. Wenn die Messungen nicht gut genug gewesen wären, hätten die Messpunkte höher angesetzt werden müssen (20% des Wasserspiegels). In Anbetracht der Tatsache, dass alle Messungen gut waren, musste dies nicht angewendet werden.

Der Schlitzpass ist den Daten zufolge anfällig für den anthropogenen Klimawandel. Dies gilt insbesondere für die Energiedissipation. Hier wird der Bemessungswert von $p_d = 200,00 \text{ W/m}^3$ im hydrologischen Wintermodell +20 % ($MQ_{\text{Winter},20} = 0,43 \text{ m}^3/\text{s}$) überschritten. Wird ebenfalls der Sicherheitskoeffizient verrechnet, wird der Bemessungswert von $p_d = 180,00 \text{ W/m}^3$ durch das hydrologische Wintermodell +10 % ($MQ_{\text{Winter},10} = 0,40 \text{ m}^3/\text{s}$) überschritten. Der maximale Bemessungswert für die Fließgeschwindigkeit liegt bei $v_{\text{max}} = 2,00 \text{ m/s}$ und wird bei keinem Durchfluss überschritten. Werden die Sicherheitskoeffizienten verrechnet, wird die maximale Fließgeschwindigkeit von $v_{\text{max}} = 1,90 - 1,71 \text{ m/s}$ (je nach Sicherheitskoeffizient) von allen Durchflüssen überschritten. Der Wasserstand liegt über dem vorgegebenen Wert, so dass er für alle Fische passierbar ist.

Es lässt sich schlussfolgern, dass vor allem die Veränderungen im Winterhalbjahr (+20 % und +10 %) die Passierbarkeit des Schlitzpasses beeinflussen, und zwar durch die maximale Fließgeschwindigkeit und die Energiedissipation. Der Bemessungsgrenzwert für den Wasserstand, der vor allem bei den Sommerszenarien (-10 % und -20 %) eine Rolle spielen, wurden eingehalten. Somit lässt sich schlussfolgern, dass Schlitzpässe in Zukunft auf größere Abflussverhältnisse angepasst werden müssen. Eine Reduzierung der maximalen Fließgeschwindigkeit sowie die Reduzierung der Energiedissipation im Becken sind die maßgebenden Aufgaben. Wie der Schlitzpass an eine größere Strömung und höhere Fließgeschwindigkeit angepasst werden kann, wird zukünftig analysiert

5 Literaturverzeichnis

- Arias, P. A.; N. Bellouin; E. Coppola; R.G. Jones; G. Krinner; J. Marotzke et al. (2021): Technical Summary.
- Brahmer, Gerhard; Richter, K.-G.; Iber, Christian (2012): Untersuchung der Auswirkungen des Klimawandels auf Hochwasserscheitelabflüsse und Abflussverhalten im Lahngbiet und im hessischen Maingebiet.
- Brahmer, Gerhard; Wrede, Sebastian (2014): Auswirkungen des Klimawandels auf die Abflussverhältnisse an hessischen Flüssen auf Basis hochaufgelöster Klima- und Wasserhaushaltsmodelle.
- Goring, Derek G.; Nikora, Vladimir I. (2002): Despiking Acoustic Doppler Velocimeter Data. In: *J. Hydraul. Eng.* 128 (1), S. 117–126. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:1(117).
- Gräber, Peter-Wolfgang (2016): Automatisierungstechnik in der Wasserwirtschaft. Messfehler.
- Kim, Jung Hwan; Kwon, Soon Ho; Yoon, Kwang Seok; Du Lee, Han; Chung, Gunhui (2016): Hydraulic Experiment for Friction Loss Coefficient in Non-circular Pipe. In: *Procedia Engineering* 154, S. 773–778. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.07.582.
- Lange, Stefan; Volkholz, Jan; Geiger, Tobias; Zhao, Fang; Vega, Iliusi; Veldkamp, Ted et al. (2020): Projecting Exposure to Extreme Climate Impact Events Across Six Event Categories and Three Spatial Scales. In: *Earth's Future* 8 (12). DOI: 10.1029/2020EF001616.
- Morgenschweis, Gerd (2018): Hydrometrie. Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen. 2. Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer Vieweg (VDI-Buch). Online verfügbar unter <http://www.springer.com/>.
- Nortek (2022): The Comprehensive Manual for Velocimeters.
- Ojanen, Paavo; Minkkinen, Kari (2020): Rewetting Offers Rapid Climate Benefits for Tropical and Agricultural Peatlands But Not for Forestry-Drained Peatlands. In: *Global Biogeochem. Cycles* 34 (7). DOI: 10.1029/2019GB006503.
- Page, S. E.; Baird, A. J. (2016): Peatlands and Global Change: Response and Resilience. In: *Annu. Rev. Environ. Resour.* 41 (1), S. 35–57. DOI: 10.1146/annurev-environ-110615-085520.
- Skinner, Christopher B.; Poulsen, Christopher J.; Chadwick, Robin; Diffenbaugh, Noah S.; Fiorella, Richard P. (2017): The Role of Plant CO₂ Physiological Forcing in Shaping Future Daily-Scale Precipitation. In: *J. Climate* 30 (7), S. 2319–2340. DOI: 10.1175/JCLI-D-16-0603.1.
- Tanneberger, F.; Tegetmeyer, C.; Busse, S.; Barthelmes, A.; Shumka, S.; Moles Mariné, A. et al. (2017): The peatland map of Europe. In: *Mires and Peat* 19, Artikel 22, S. 1–17.
- Wahl, Tony L. (2000): Analyzing ADV Data Using WinADV. In: Rollin H. Hotchkiss und Michael Glade (Hg.): Building Partnerships. Joint Conference on Water Resource Engineering and Water Resources Planning and Management 2000. Minneapolis, Minnesota, United States, July 30-August 2, 2000. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, S. 1–10.

Anschrift der Verfasser

M. Eng. Philipp Werner

Prof. Dr.-Ing. Nicole Saenger

Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwesen, Hochschule Darmstadt

Schöfferstraße 3, 64295 Darmstadt

philipp.werner@h-da.de

Untersuchungen am physikalischen Modell zur Optimierung des neu zu errichtenden Kraftwerkes Stegenwald

Josef Schneider, Hannes Badura und Franz Georg Piki

Zusammenfassung

Die VERBUND Hydro Power GmbH und die Salzburg AG planen den Bau eines neuen Laufwasserkraftwerks (WKW) an der Salzach in Österreich. Das Wasserkraftwerk besteht aus einer linksufrigen Wehranlage mit zwei Wehrfeldern, die mit radialen Segmenten und aufgesetzten Klappen verschlossen werden können. Um eine Verringerung der Einbautiefe zu erreichen, werden vertikale Kaplan turbinen um 90 Grad gedreht und horizontal eingebaut. Die beiden Turbinenfelder sind durch Klappen aufgestaut und für einen ausreichenden und sicheren Hochwasserabfluss überflutbar ausgelegt. Diese Bauweise macht es erforderlich, einen nahezu waagerechten Einlaufrechen vorzusehen. Daher besteht die Gefahr, dass Geschiebe in die Turbineneinlässe gelangt. Um dies zu vermeiden, muss der Sedimentabwehr vor dem Turbineneintritt große Bedeutung beigemessen werden. Aus ökologischen Gründen, insbesondere um die Strömungsgeschwindigkeiten im Stauraum möglichst hoch zu halten, ist man bestrebt, die Länge des Stauraumes zu minimieren. Daher wird möglichst nahe an der Wehranlage eine Rampe errichtet. Form und Lage der Rampe sind entsprechend zu optimieren, damit die Strömung bei Hochwasser über die Wehrfelder geführt und die Sedimente vom Rechen ferngehalten werden.

Die Versuche an einem 1:40 Froude Modell ermöglichten die Optimierung der Kraftwerksanlage Stegenwald. Die starke Wirbelbildung im linken Turbinenzulauf konnte durch die Anordnung eines Trennpfeilers sowie dem oberwasserseitigen Verschieben der Klappen deutlich reduziert werden. Die Abmessungen der Tosbecken sowie die Nachkolk ausführung wurden ermittelt. Die Lage und Richtung der Rampe und die Anordnung von Geschiebeleitschwellen verhindern signifikant den Eintrag von Geschiebe in die Turbinen. Ausführliche Ergebnisse hinsichtlich der Rampenversuche werden im Beitrag von Pirker und Schneider (2023) „Modellversuch zur Untersuchung des Nachkolkbereichs einer Sohlrampe im Stauraum des KW Stegenwald“ vorgestellt.

Der vorliegende Beitrag fasst einige aus den Modellversuchen gewonnenen Erkenntnisse kompakt zusammen.

1 Einleitung

Die VERBUND Hydro Power GmbH und die Salzburg AG planen den Bau eines neuen Laufwasserkraftwerks (KW) an der Salzach in Österreich. Die Ausbauwassermenge beträgt 203 m³/s, die Fallhöhe ist mit 8,09 m definiert, was eine Leistung von 14,3 MW und eine mittlere jährliche Energiekapazität von rund 73,8 GWh erwarten lässt. Das Wasserkraftwerk besteht aus einer linksufrigen Wehranlage mit zwei Wehrfeldern, die mit radialen Segmenten und aufgesetzten Klappen verschlossen werden können. Das Kraftwerkskonzept weist einige Besonderheiten auf. Um eine Reduzierung der Einbaulänge und -tiefe zu erreichen, werden vertikale Kaplan turbinen um 90 Grad gedreht und horizontal eingebaut. Die beiden Turbinenfelder sind durch Klappen gestaut und überflutbar ausgelegt, um einen ausreichenden und sicheren Hochwasserabfluss zu gewährleisten. Diese Bauweise macht den Einbau eines nahezu waagerechten Einlaufrechens erforderlich. Daher besteht die Gefahr, dass Geschiebe in die Turbineneinlässe gelangt. Um dies

zu vermeiden, muss der Sedimentabwehr vor dem Turbineneintritt große Bedeutung beigemessen werden. Der in diesem Symposium eingereichte Beitrag von Pirker und Schneider (2023) behandelt dieses Thema ausführlicher.

Aus ökologischen Gründen, insbesondere um die Strömungsgeschwindigkeiten im Stauroaum möglichst hoch zu halten, ist man bestrebt, die Länge des Stauroams zu minimieren. Daher wird möglichst nahe oberwasserseitig der Wehranlage eine Rampe gebaut. Form und Lage der Rampe sind entsprechend zu optimieren, damit die Standfestigkeit der Rampe bei Hochwasser gewährleistet und die Strömung über die Wehrfelder geführt und somit die Sedimente vom Rechen ferngehalten werden.

2 Methodik

2.1 Das Modell

Das Vollmodell des Kraftwerks Stegenwald wurde im Wasserbaulabor der TU Graz aufgebaut. Der Modellversuch umfasst neben dem Hauptbauwerk des Laufwasserkraftwerks mit Krafthaus und Wehranlage einen 460 m langen Oberwasserbereich und einen 240 m langen Abschnitt im Unterwasser. Das Modell wurde klassisch mit Ziegeln und Beton errichtet. Die Wehranlage sowie das Krafthaus bestehen aus durchsichtigem Plexiglas sowie Kunststoff. Die verwendeten Sedimente sind auf den Naturmaßstab abgestimmt und bestehen teils aus mineralischen Sedimenten und teils aus Kunststoffen. Abbildung 1 gibt einen Überblick über das Modell im Maßstab 1:40. Das Modell wurde nach dem Ähnlichkeitsgesetz von Froude betrieben.

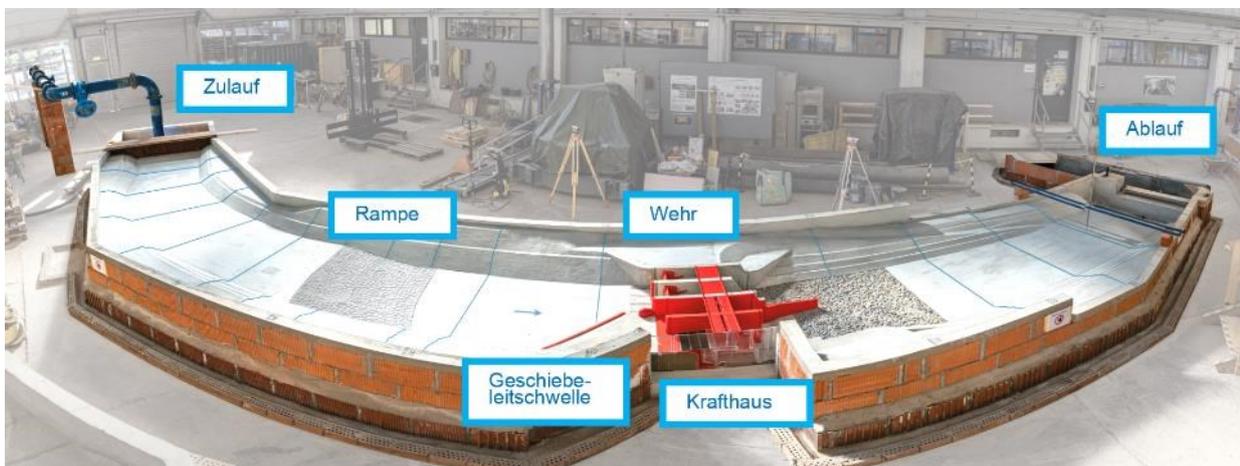


Abb. 1 Übersicht Modell KW Stegenwald, Maßstab 1:40 (Foto: Piki/TU Graz)

2.2 Aufgabenstellung und Messungen

Für die Untersuchungen werden sedimentologische und hydrologische Kennwerte vom geplanten Kraftwerkstandort verwendet. Die Abflüsse decken einen Bereich zwischen Mittelwasser und rechnerisch höchstem Hochwasser ab. Alle Tests erfolgen stationär.

Die Ziele des Modelltests umfassen grob folgende Punkte:

- Untersuchung der Wehranlage inkl. Tosbeckenoptimierung, Wehrförderfähigkeit und Ausbildung des Wehrrückens, Beherrschung des Nachkolks
- Anströmung des Krafthauses und der Turbinen
- Sedimenttransport im Ober- und Unterwasser einschließlich Konzeption der Rampe
- Freibord der Brücken

Zur Erreichung der Ziele kommen vor allem Messungen von Strömungsgeschwindigkeiten mittels ADV Sonden sowie Sohlvermessungen mit Hilfe der Laserscannertechnologie (TLS) zum Einsatz. Die visuelle Beurteilung der Strömungsbilder erfolgt durch Zugabe von Tracern (Farben sowie Schwimmstoffe) und fotografischer Auswertungen (auch Videos).

Nähere Details sind im Endbericht angeführt (Zenz et al., 2022).

3 Ergebnisse

3.1 Wehranlage und Tosbecken

Die Form des Wehres wird nach USBR (1987) optimiert und das Tosbecken für eine sichere Energiedissipation entwickelt. Der Ausgangszustand des Tosbeckens ist wegen unzureichender Energiedissipation nicht zufriedenstellend und es kommt zu einer unterwasserseitig des Tosbeckens gelegenen Kolkbildung. Um eine zufriedenstellende und sichere Lösung für die endgültige Gestaltung des Beruhigungsbeckens zu finden, wurden größere Optimierungsmaßnahmen notwendig. Das Tosbecken wurde fünf Mal umgebaut. Für die endgültige Gestaltung wird die Ausgangslänge um 3,0 m auf 25,5 m reduziert, die Tiefe des Tosbeckens ebenfalls um 0,5 m reduziert und die Schwellenhöhe um 1,25 m abgesenkt. Die Tosbeckensicherheit ist auch bei Wehrfehlsteuerung gegeben. Abbildung 2 zeigt beispielhaft den Vergleich zweier Varianten, die zeitgleich beurteilt werden. Es handelt sich dabei um ein einjähriges Ereignis, bei dem beide Kraftwerksklappen geschlossen sind. Das innere Wehrfeld (Foto links, orografisch rechts) befindet sich im Ausgangszustand, das äußere Wehrfeld wurde bereits optimiert. Die erheblich besser funktionierende Energiedissipation in der optimierten Variante ist augenscheinlich. In Abbildung 3 sind die Auswirkungen auf den Nachkolk unterschiedlicher Varianten dargestellt. Nähere Informationen hinsichtlich der Optimierung der Tosbecken sind in Schneider et al. (2022) angeführt.



Abb. 2 Tosbeckenoptimierung, Ansicht der Wehranlage vom Unterwasser: Rechts das Wehrfeld 1 mit der Variante 3, links das Wehrfeld 2 mit der Geometrie des Ausgangszustands. Hochwasserabfluss $HQ_1(n-2)$. (Foto: Piki/TU Graz)



Abb. 3 Draufsicht vom Erosionsverhalten des unterwasserseitigen Bereichs der Kraftwerksanlage, Kolkbildung bei Tosbeckenvariante 1 (links) und Nachkolkssicherung Variante 5, Lastfall (rechts) nach $HQ_{100}(n-0)$, (Foto: Piki/TU Graz)

3.2 Anströmung Krafthaus

Abbildung 4 zeigt im linken Bild die Wirbelbildung beim 2-Maschinen-Betrieb für den Ausgangszustand. Es wird ein massiver, schnell rotierender Oberflächenwirbel beobachtet, der zu einem Wirbel und einem zweitweise erheblichen Lufteintrag in die Turbine führt. Grund dafür ist die relativ geringe Wasserüberdeckung über dem Rechen und die asymmetrische Umströmung des vorgelagerten Trennfeilers zwischen Wehr und Krafthaus. Die rechnerische Überprüfung der

erforderlichen Überdeckungshöhe nach einschlägiger Literatur zeigt, dass die hydraulische Mindestüberdeckung zur Vermeidung des Luft- und Dralleintrages in den Turbineneinlauf für die vorliegende Maschinenanordnung im Grenzbereich liegt.

Eine erhebliche Verbesserung dieser Situation wird erreicht, indem der vorgelagerte, sich unter der Wasseroberfläche befindliche Trennpfeiler (Lage: siehe gelber Pfeil) optimiert und die Klappen einige Meter stromaufwärts verschoben werden. Dadurch wird die Totstromzone stromabwärts der Turbineneinlässe verringert. Die Wirbelbildung und der Lufteintrag werden dadurch deutlich reduziert (Abbildung 4, rechts).

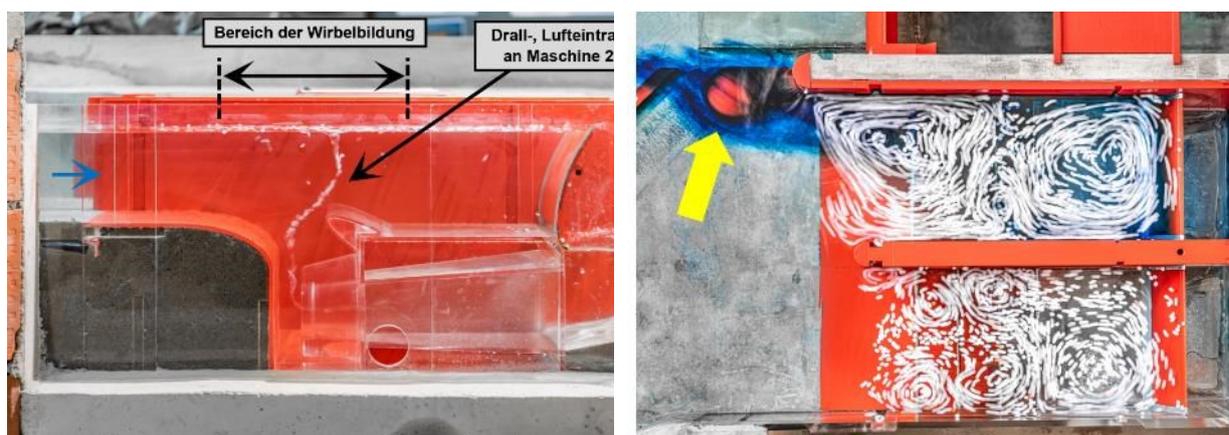


Abb. 4 Ausgangszustand mit Luftzopf, links, Wirbelbildung nach Optimierung, rechts (Fotos: Piki/TU Graz)

3.3 Sedimenttransport

Um die Strömungsgeschwindigkeiten für die in der Salzach natürlich vorkommenden rheophilen Fischarten möglichst hoch zu halten, wurde nach dem Vorbild des Kraftwerks Lehen im Stadtgebiet Salzburg eine Rampe knapp oberwasserseitig des Kraftwerkes vorgesehen. Diese Rampe erhöht dauerhaft die Fließgeschwindigkeit im Stauraum und das Stauvolumen wird minimiert. Diese Situation wirkt sich auf die Transportvorgänge von Sedimenten im Hochwasserfall aus. Im Regelbetrieb sollten die Sedimente an günstigen Stellen abgelagert und im Spülfall über die Wehranlage abgeführt werden. Vor allem sollten keine Sedimente in den horizontalen Rechen eingetragen werden, da in die Turbineneinläufe gelangende Sedimente nur mit erheblichem Aufwand wieder entfernt werden können. Aus diesem Grund werden verschiedenste Lastfälle an und mit der Rampe durchgeführt und untersucht. Die ersten Versuche erfolgen am Modell mit fester Sohle, wobei Modellsedimente am oberen Modellrand zugegeben werden. Die folgende Abbildung 5 zeigt die Situation nach einem HQ100. Vor der Optimierung des oberwasserseitig gelegenen Einlaufbereiches werden erhebliche Sedimentmengen vor allem in den linken Turbineneinlauf eingetragen. Nach der Optimierung werden im Turbineneinlauf fast keine Sedimente mehr beobachtet (Abbildung 5, rechts).



Abb. 5 Links: Sedimenteintrag in die Turbineneinläufe Ausgangszustand (links) und Ausführungsvorschlag (rechts) nach einem HQ100 (Fotos: Piki/TU Graz)

Als Ergebnis kann die Form und Lage der Rampe so definiert werden, dass die Strömung über die Wehrfelder erfolgt und die Sedimente damit nicht in die Turbinen eingezogen werden (Abbildung 6, links). Die Situation wird insofern optimiert, als dass der oberwasserseitige Einlaufbereich adaptiert wird und als Lösung eine Anordnung von zwei parallelen Geschiebeleitschwellen gefunden werden konnte (Abbildung 6, rechts). Diese Ergebnisse sind qualitativ zu beurteilen, da die Sohle, wie gesagt, fixiert ist. Weitere Untersuchungen mit beweglicher Sohle sind notwendig und werden zurzeit noch durchgeführt. Dieser Versuche werden im Gegensatz zu den hier vorgestellten Tests instationär, sowohl hinsichtlich Abfluss als auch Sedimentfrachten durchgeführt. Erste Ergebnisse sind im Beitrag von Pirker und Schneider (2023) nachzulesen.



Abb. 6 Links: Hydraulische Strömungsverhältnisse mit der visualisierten Hauptströmung im Stauraum bei HQ1(n-0), beide Turbinenfelder offen; Rechts: Funktionsweise der Geschiebeleitschwellen zur Sedimentverfrachtung und Sedimentabwehr. Lastfall HQ100(n-0), (Fotos: Piki/TU Graz)

3.4 Brückenfreibord

Für die Erfassung des Freibords an den beiden Kraftwerksbrücken bzw. zur Bestimmung des erforderlichen Segmenthubes an den Wehrfeldern werden für die maßgebenden Hochwasserereignisse Wasserspiegelmessungen durchgeführt bzw. wird der vorhandene Freibord visuell beurteilt. Es hat sich gezeigt, dass für die vorgegebenen hydrologischen Kennzahlen (Abflüsse bei großen Jährlichkeiten) sowohl für die Krafthaus- als auch die Wehrbrücke kein ausreichendes Freibord vorhanden ist. Die fotografische Darstellung der Freibordsituation für ein rechnerisch

höchstes Hochwasser ist in Abbildung 7 dargestellt. Aus Basis der Messungen und der Beobachtungen wird schlussendlich vorgeschlagen, die Brückenunterkante bei beiden Brücken um 0,5 m anzuheben (nicht auf den Fotos ersichtlich).

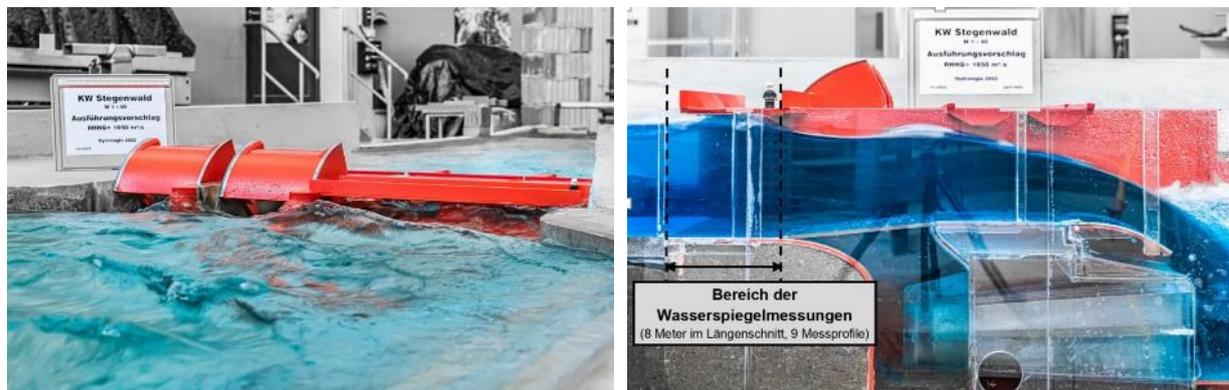


Abb. 7 Situation vom Freibord beim Lastfall RHHQ = 1650 m³/s, links: Ansicht der Krafthausbrücke vom Oberwasser, rechts: Freibord an der Krafthaus- und Wehrbrücke, Ansicht von Turbinenfeld 2, (Fotos: Piki/TU Graz)

4 Fazit

Dieser Artikel beschreibt Auszüge der Ergebnisse eines Modellversuches, der im Auftrag der VERBUND Hydro Power GmbH durchgeführt wurde. VERBUND und die Salzburg AG planen den Bau eines Kraftwerkes neuen Typs an der Salzach. Vertikale Kaplan-Turbinen werden horizontal installiert, um die Abmessungen des Krafthauses zu reduzieren. Die Einlaufrechen zu den beiden Turbinen werden dabei nahezu waagrecht eingebaut. Um den Sedimenteintrag in die Turbinenschächte zu minimieren, wird eine ökologisch notwendige Rampe in Form und Ausrichtung optimiert. Durch die Anordnung von zwei optimierten Geschiebeleitschwellen kann der Eintrag in die Turbinenschächte sehr stark reduziert werden. Die Untersuchungen hinsichtlich Rampe und Geschiebeeinzug sind jedoch noch nicht abgeschlossen.

Darüber hinaus wird in diesem Artikel die erfolgreiche Optimierung des Wehres und des Tosbeckens beschrieben. Die Überdeckung über dem Turbinenrechen ist vergleichsweise gering und dadurch ist die Gefahr eines Luftwirbels und Lufteinzuges in die Turbinen nicht unrealistisch. Dieses Problem wird durch die Gestaltung eines überströmten Trennpfeilers sowie der Position der Verschlussklappen in den Turbinenfeldern reduziert.

Literatur

Pirker, M., Schneider, J. (2023). Modellversuch zur Untersuchung des Nachkolkbereichs einer Sohlrampe im Stauraum des KW Stegenwald, 21. Wasserbau - Symposium, Wasserbau - krisenfest und zukunftsweisend, Wallgau, Deutschland.

Schneider, J., Piki, F.G., Badura, H. (2022). Physical model tests of a new run-of-hydro power plant with some special features, Proceedings of the 39th IAHR World Congress, Granada, Spanien.

USBR. (1987). Design of Small Dams. Denver, CO: U. S. Bureau of Reclamation, USA.

Zenz, G., Schneider, J., Piki, F.G., Lazar, F. (2022). Hydraulischer Modellversuch Kraftwerk Stegenwald, unveröffentlichter Endbericht., Graz, Österreich.

Anschrift der Verfasser

DI Dr. Josef Schneider
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz
Stremayrgasse 10/II, A-8010 Graz
schneider@tugraz.at

DI Dr. Hannes Badura
VERBUND Hydro Power GmbH
Europaplatz 2, A-1150 Wien
hannes.badura@verbund.com

DI Franz Georg Pikel
Ehemaliger Mitarbeiter am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität
Graz
Aktuell: KELAG-Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft
Arnulfplatz 2
A-9020 Klagenfurt
Franzgeorg.Pikel@kelag.at

Bau eines Hochwasserschutzdamms in Maskat (Sultanat Oman)

Reinhard Schmid und Aitor Perez Suescun

Zusammenfassung

Die STRABAG International GmbH erhielt im Jahr 2019 den Auftrag zum Bau eines Hochwasserschutzdamms in der Nähe von Maskat, der Hauptstadt des Sultanats Oman.

Oman ist weltweit eines der fünf Länder ohne Flüsse, d.h. ohne jeglichen permanenten Wasserlauf. Nichtsdestotrotz kommt es, im Falle von heftigen Regenereignissen, zu überraschenden Sturzfluten in den normalerweise trockenen Tälern, den sogenannten Wadis.

Aufgrund des ständigen Wachstums vieler Siedlungsbereiche innerhalb des Muscat Governoraates und der Verknappung von Bauland, bleiben auch die Wadis nicht verschont und deren Flutbereiche werden damit eingengt. Unter diesen Randbedingungen ist ein zunehmender Anteil der Wohn- und auch Geschäftslagen von einer möglichen Flut besonders gefährdet. Zum Schutze dieser Bebauungen beauftragte der Kunde (Ministry of Agriculture, Fisheries Wealth and Water Resources) das italienische Ingenieurbüro Sering International Engineering Consultancy LLC mit der Planung und Überwachung der Bauausführung des Projekts Construction of Wadi Al Jifnain Flood Protection (JIF07 Dam).

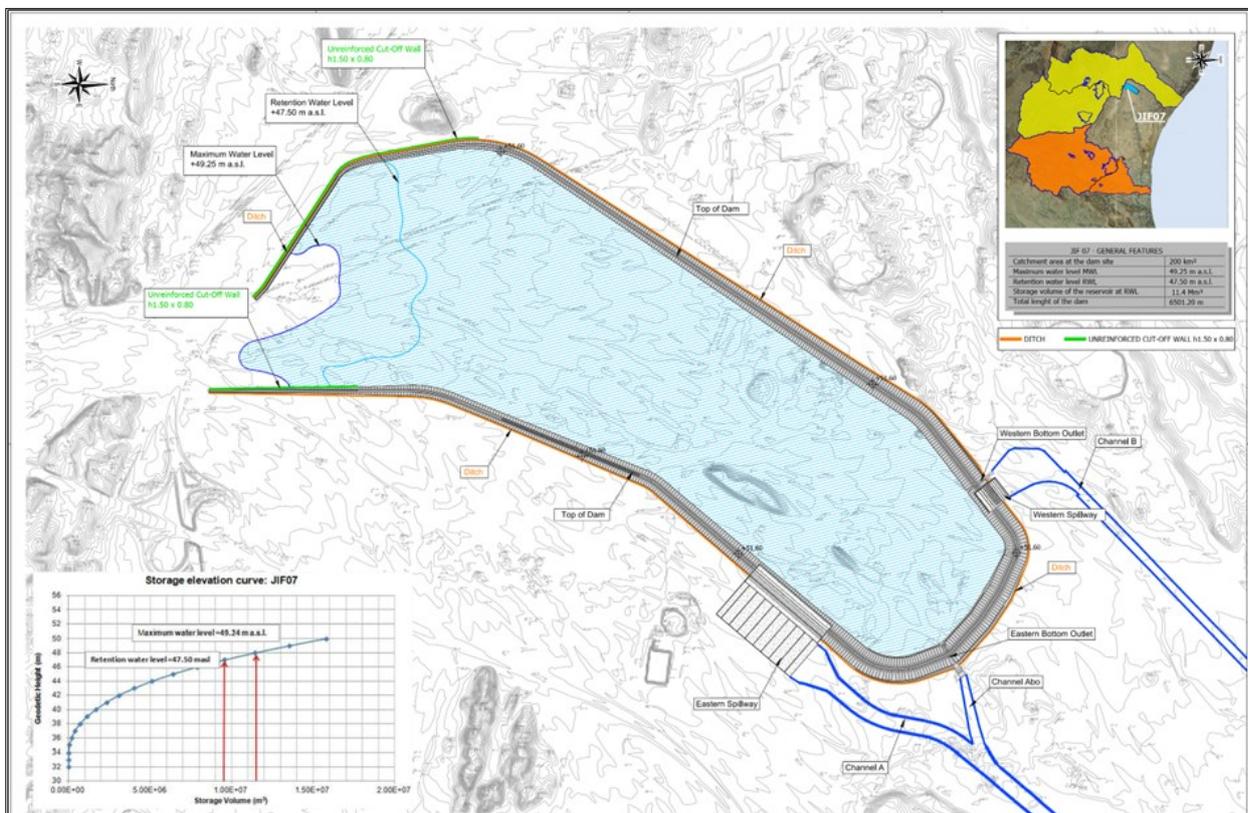


Abb. 1 Grundriss, Standort und Fassungsvermögen des JIF07 Damms

1 Allgemeine Informationen

Der vorgenannte Hochwasserschutzdamm ist das Schlüsselprojekt des übergeordneten "Protection Scheme Wadi Al Jifnain" und wurde mit einer Wiederkehrperiode von 500 Jahren bemessen. JIF7 Dam liegt auf der Mitte eines weiten Flachlands zwischen dem Meer und zwei Bergketten, direkt neben der Sultan Qaboos Universität und stromaufwärts vom dichtbesiedelten Stadtteil Al-Seeb. Das Wassereinzugsgebiet beträgt 200 km² und entspricht ungefähr 80% des gesamten Wadi Al Jifnain.

Die Geologie des Standortes beinhaltet Flussablagerungen (Alluvium), mit einer durchschnittlichen Mächtigkeit von 8 bis 10 m, über dem darunterliegenden Grundgestein, das großteils aus Kalkstein besteht, sowie Konglomerat und Schluffstein.

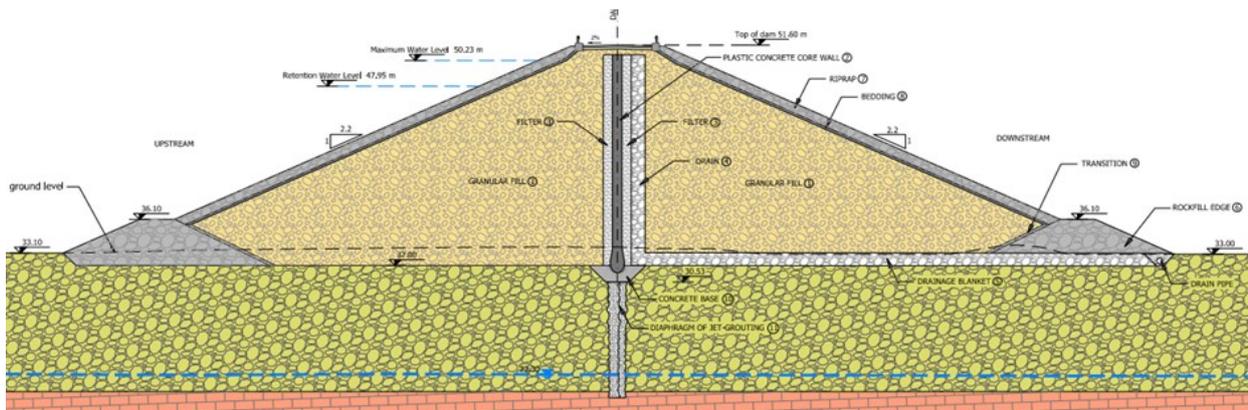


Abb. 2 Klassischer Querschnitt des JIF07 Damms

2 Hauptkennzahlen

Die Hauptkennzahlen dieses ca. 110 Millionen Euro teuren Dammbauprojekts sind:

- Dammtyp: Erddamm
- Dammlänge: 6.400 Meter
- Dammhöhe: 22 Meter
- Kernwand: Plastischer Beton
- UG-Abdichtung: SW / Cut-Off Wall
- Dammvolumen: 2,6 Mio. m³
- Speichervolumen: 11,4 Mio. m³
- Norm. Abfluss: 125 m³/s
- Max. Abfluss (bei HQ500): 1.636 m³/s



Abb. 3 Luftaufnahme des Grundablasses

3 Bauverfahren

STRABAG gewann den Bauauftrag auf Grund eines alternativen Vorschlags, der die Herstellung einer ca. 60,000 m² Schlitzwand anstatt des ausgeschriebenen JET-Grouting Schirmes vorsah. Die Schlitzwandbreite beträgt 80 cm bei einer Tiefe bis zu 22 m, mit einer 50 cm tiefen Einbindung in den Fels. Aufgrund der Tiefe des Grundwasserspiegels (14 m unter Geländeoberkante gemäß Baugrundgutachten) und des zementierten Alluviums im trockenen Zustand, entschloss sich das

Baustellenteam die Arbeitsbereiche wie folgt aufzuteilen und in verschiedenen Bauverfahren herzustellen:

- Tiefe Bereiche (unten in Rot) mit einer Schlitztiefe > 10 m ca. 25,000 m²
- Flache Bereiche (unten in Grün) mit einer Schlitztiefe < 10 m ca. 35,000 m²

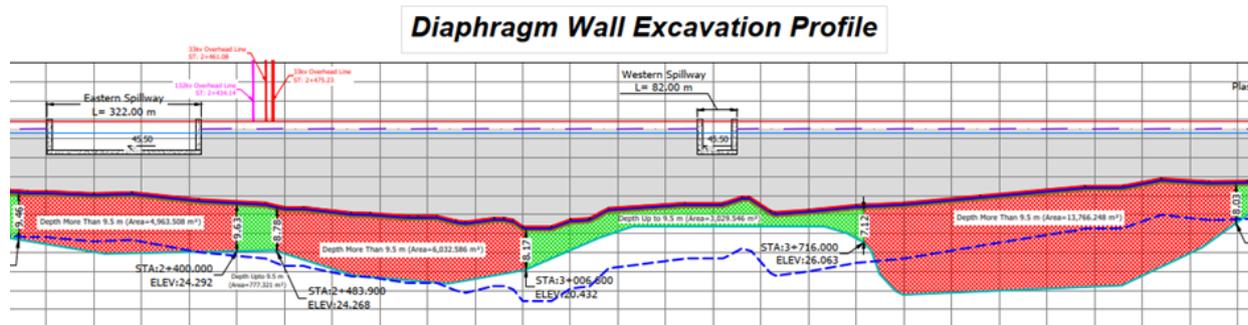


Abb. 4 Exemplarische Einteilung der Schlitzwandbereiche je nach Lage des Felsuntergrundes

Besonders erwähnenswert sind die zwei Schlitzwandverfahren, die für die Ausführung der oben genannten Bereiche eingesetzt wurden:

Das Herstellen der Schlitzwände in den tiefen Bereichen (>10 m) erfolgte mittels Hydrofräse und bentonitgestützt.



Abb. 5 Schlitzwandarbeiten mit Hydrofräse und Bentonitsuspension



Abb. 6 Anbaufräse an Raupenbagger

Die Herstellung in den flachen und trockenen Bereichen (<10 m) erfolgte durch zwei Raupenbagger. Die Herausforderung bestand darin, das teilweise sehr zementierte Alluvium als auch die untere Felschicht zu fräsen und aus einer Tiefe von bis zu 11 m auszuheben. Das Fräsen des Baugrundes erfolgte mittels Anbaufräse und einer 5m langen Stillverlängerung des 30 Tonnen Kettenbaggers (siehe Abbildung links). Der Aushub des gefrästen Materials erfolgte mittels Langarmbagger, sodass die Geräte beidseitig des offenen Schlitzes positioniert waren. Die Schlitzherstellung erfolgte im Pilgerschrittverfahren mit einer durchschnittlichen Aushubleistung von ca. 7 m²/h bzw. 70 m²/Tag. Folglich konnte eine Lamelle täglich fertiggestellt bzw. betoniert werden.

Aufgrund der innerstädtischen Lage des Projektes und der infolgedessen vorhandenen Vielzahl von Versorgungsleitungen, war das Baustellenteam in der Anfangsphase mit außergewöhnlichen Schwierigkeiten konfrontiert. Die größte Herausforderung war die Ausführung der soeben beschriebenen Schlitzwandtechnik unter einer Gasleitung, deren Betrieb nicht unterbrochen werden durfte. In Anbetracht der behördlichen Anforderungen hinsichtlich des besonderen Schutzes der Bestandsgasleitung, entschloss sich das Baustellenteam zuerst den planmäßig vorgesehenen Stahlbeton-Inspektionstunnel um die Gasleitung herum zu bauen. In weiterer Folge wurde die ca. 12 m tiefe darunterliegende Schlitzwand von zwei vertieften Arbeitsebenen und von beiden Seiten des Tunnelbauwerkes ausgehend, hergestellt.

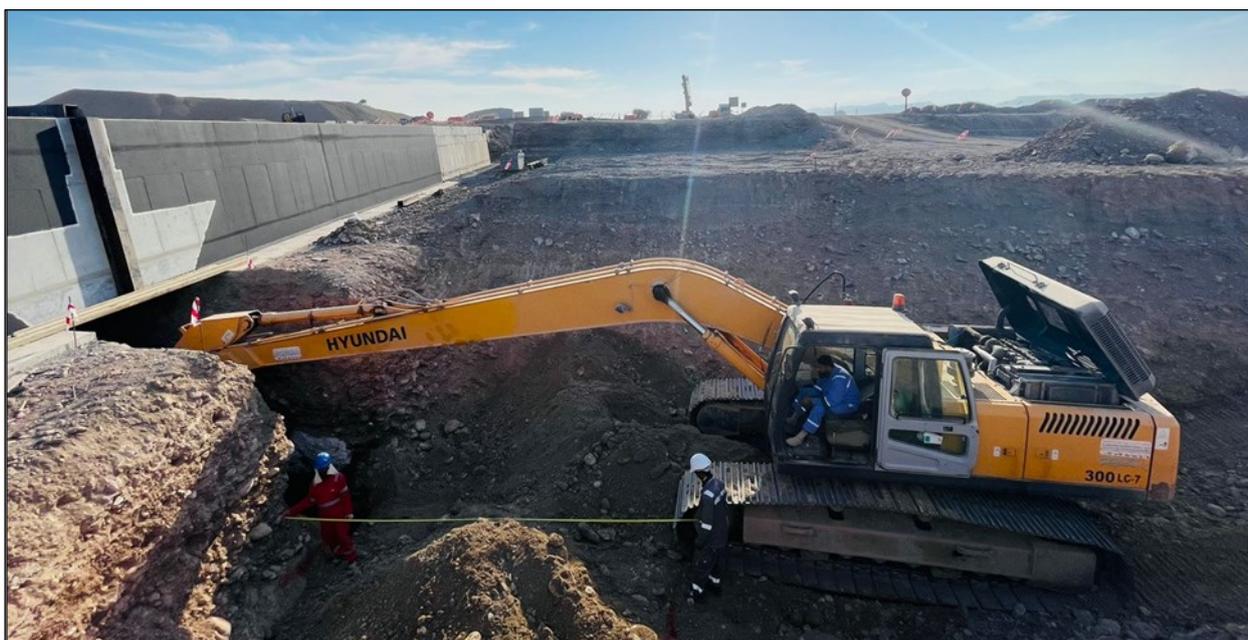


Abb. 7 Schlitzwandaushub mittels Langarmbagger am Inspektionstunnel Nr. 2

Um die Wasserundurchlässigkeit des Dammkerns an der Schnittstelle mit dem Inspektionstunnel sicherzustellen, wurden zudem folgende weitere Maßnahmen vorgenommen:

1. Einbauen von Fugenbändern in allen Arbeitsfugen des Stahlbeton-Inspektionstunnels.
2. Einbauen eines Fugenbandes um den Inspektionstunnel herum an den Schnittstellen mit der Kernwand.
3. Händischer Aushub des Verbindungselementes vom Inspektionstunnel zur darunterliegenden Schlitzwand, der Herdmauer aus plastischem Beton.
4. Temporärer Schutz des seitlichen und oberen Fugenbandes während der laufenden Erdarbeiten.
5. Händischer Aushub des Kerns um den Inspektionstunnel und Verfüllung des Grabens mit plastischem Beton gemäß Projektspezifikation.

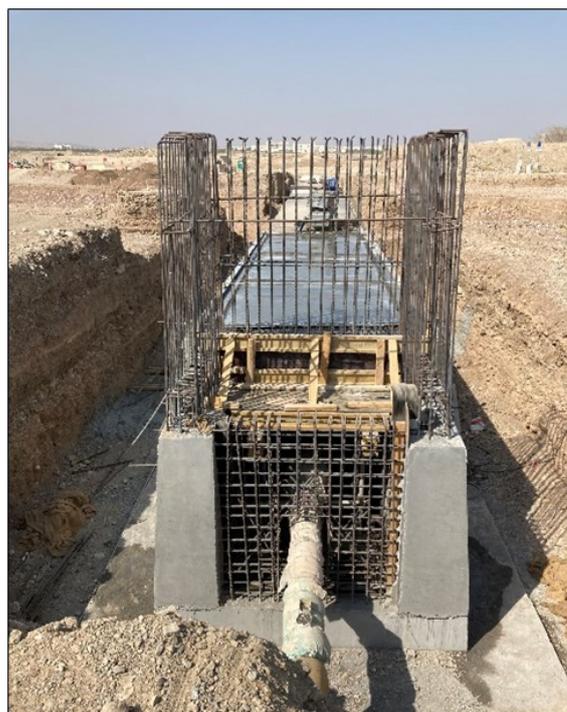


Abb. 8 Ansicht Inspektionstunnel

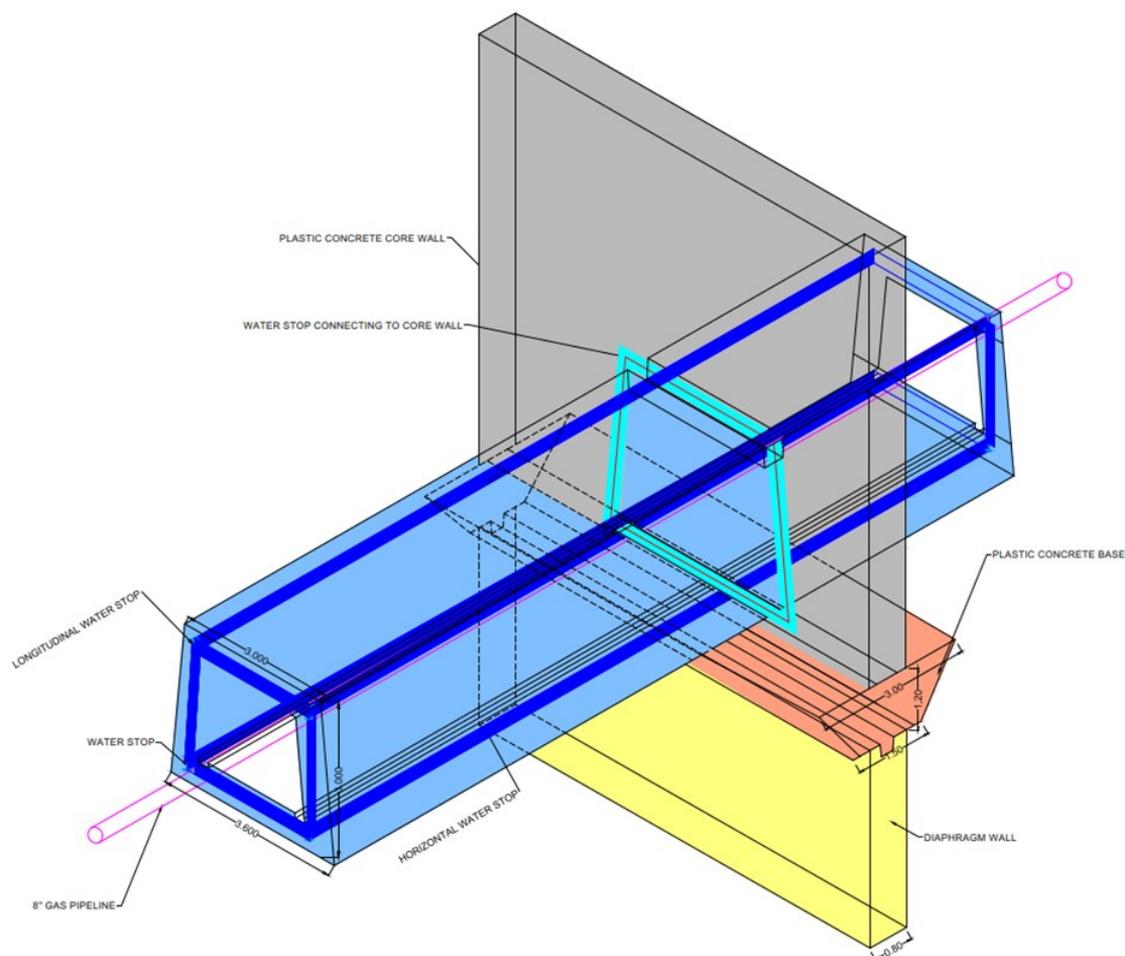


Abb. 9 Isometrische Ansicht der Schnittstelle zwischen Dammkern und Inspektionstunnel

4 Fazit

Das Herstellen einer Schlitzwand als Untergrundabdichtung eines Hochwasserschutzdamms unter einer Bestandsgasleitung ist eine außergewöhnliche Bautätigkeit, die qualitative Arbeitsvorbereitung und zahlreiche Abstimmungsgespräche mit allen Projektbeteiligten verlangt. Dank der hervorragenden Leistung des gesamten STRABAG-Teams und der innovativen Lösung, die im Hinblick auf die örtlichen Baugrundverhältnisse und die eingesetzte Maschinenteknik gefunden wurde, konnten alle drei Inspektionstunnel rechtzeitig hergestellt werden.

Anschrift der Verfasser

Dr. Reinhard Schmid
Bereichsleiter Dammbau, STRABAG International GmbH
Siegburger Straße 241
50679 Köln, Deutschland
Tel.: +968 99881424
reinhard.schmid@strabag.com

Aitor Perez Suescun, MSc.
Projektleiter Dammbau, STRABAG International GmbH
Siegburger Straße 241
50679 Köln, Deutschland
Tel.: +968 91708679
aitor.perez-suescun@strabag.com

Resilienz durch Partizipation: Einsatzplanung für gravitative Naturgefahren

Markus Müller, Christoph Werner und Anton Lüthi

Zusammenfassung/Abstract

Hochwasser, Oberflächenabfluss, Murgänge, Rutschungen, Sturzprozesse und Lawinen gefährden Personen und Sachwerte in weiten Teilen des Alpenraums. Mit Hilfe des Integralen Risikomanagements können Risiken wirksam begrenzt werden. Als Teil der Massnahmenpalette des Integralen Risikomanagements (Abb. 2) umfassen organisatorische Massnahmen die Vorbereitung und die Intervention im Ereignisfall, um Leben zu retten und Schäden zu begrenzen. Aber nur wenn Einsätze vorbereitet sind, können Ereignisse erfolgreich bewältigt werden. Diese Vorbereitung erfolgt mittels Einsatzplänen, welche der Schlüssel für erfolgreiche Interventionen sind.

«Betroffene zu Beteiligten machen» - der partizipative Ansatz ist auch im Bereich Einsatzplanung Grundlage für den Erfolg. Indem alle Betroffenen frühzeitig in die Erarbeitung von Einsatzplänen eingebunden werden, kann das lokal vorhandene Wissen genutzt werden. Und dadurch das alle Betroffenen Bescheid wissen, können sie sich im Ereignisfall gefahrengerecht verhalten.

Die Erstellung von Einsatzplänen erfolgt unter Einbezug der Partner des Bevölkerungsschutzes und des zivilen Führungsorgans mit entsprechendem lokalem Fachwissen, unterstützt durch VertreterInnen des übergeordneten Staatsebene, den Verantwortlichen für bedeutende Schutzgüter, der Assekuranz sowie bei Bedarf in Zusammenarbeit mit Dritten. Der Bedarf nach gesamtschweizerischen Standards veranlassten die beiden zuständigen Ämter, das Bundesamt für Umwelt BAFU und das Bundesamt für Bevölkerungsschutz BABS, vorhandenes Wissen von Kantonen und Gemeinden in einem Leitfaden zu bündeln und zu ergänzen. Deshalb wurde 2020 gemeinsam mit Vertretern der Kantone und der Feuerwehr ein entsprechendes Dokument erarbeitet.

Der so entstandene Leitfaden «Einsatzplanung gravitative Naturgefahren» (BABS, BAFU 2020) zeigt auf, wie Einsatzplanungen systematisch und integral durchgeführt werden. Er definiert Minimalstandards, die zu Subventionen durch das BAFU berechtigen und erläutert die Erarbeitung der Einsatzplanung für gravitative Naturgefahren exemplarisch anhand des Naturgefahrenprozesses Hochwasser. Das Vorgehen lässt sich mit entsprechenden Anpassungen auch auf Gefährdungen in anderen Bereichen anwenden. Das Bundesamt für Umwelt verfolgt mit periodischen Umfragen bei den Kantonen den Stand der Umsetzung des Leitfadens.

1 Intervention als Teil des Integrales Risikomanagement

Insgesamt betragen die Kosten für Schäden in der Schweiz infolge Hochwasser, Murgänge, Rutschungen und Sturzprozesse für die Zeit von 1972 bis 2021 rund CHF 300 Mio. pro Jahr (Abb. 1). Wie gross ein Schaden jeweils ist, hängt stark von der Raumnutzung (Wert und Verletzlichkeit der gefährdeten Objekte) sowie der Intensität und Ausdehnung des Ereignisses ab. Und nicht zuletzt kommt es darauf an, welche Massnahmen ergriffen wurden, um Menschen, Umwelt und Sachwerte vor Naturgefahren zu schützen.

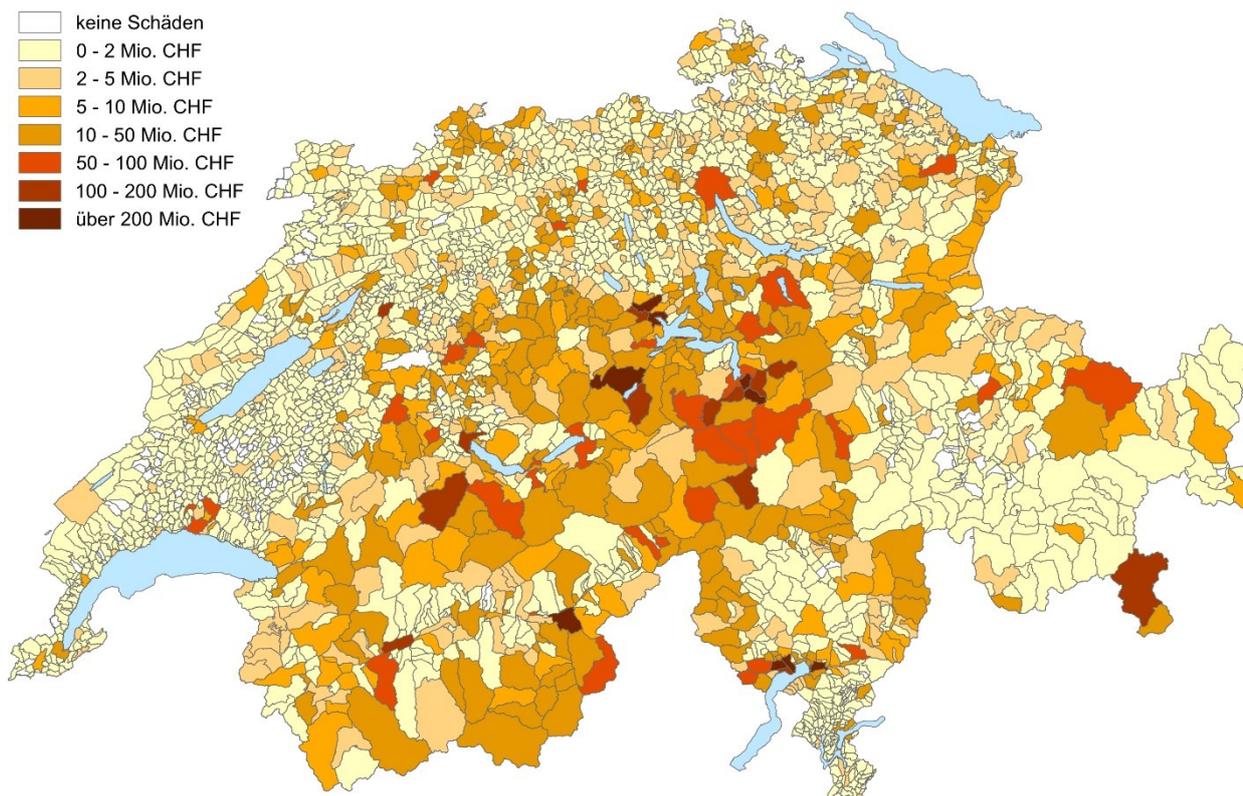


Abb. 1: Schadenssummen pro Gemeinde der Prozesse Hochwasser, Murgang, Rutschung und Sturz 1972-2021 (Daten Eidg. Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL)

Hauptziel im Umgang mit Naturgefahren ist es, eine angemessene Sicherheit zu schaffen und zu erhalten und damit die bestehenden Risiken auf ein tragbares Mass zu senken. Dabei ist ein Optimum zwischen den Ansprüchen an die Sicherheit und der finanziellen Tragbarkeit anzustreben. Dieses Ziel soll mit einem integralen Risikomanagement erreicht werden. Dabei haben alle Akteure ihren Beitrag zu leisten.

Risikomanagement ist die Gesamtheit der Massnahmen und Methoden, mit denen die angestrebte Sicherheit erreicht werden soll (BABS 2014). Es umfasst die periodische Erfassung und Bewertung von Risiken hinsichtlich ihrer Tragbarkeit. Daraus werden der Handlungsbedarf und die Prioritäten abgeleitet. Mit geeigneten Massnahmen wird die Entwicklung der Risiken gesteuert: Künftige Risiken können gemieden, bestehende Risiken auf ein tragbares Mass gemindert und verbleibende Risiken solidarisch getragen werden. Ein erfolgreiches Risikomanagement setzt einen intensiven Risikodialog unter allen beteiligten Akteuren voraus.

Integral ist das Risikomanagement, wenn alle Naturgefahren betrachtet werden, sich alle Verantwortungsträger an der Planung und Umsetzung von Massnahmen beteiligen und alle Arten von Massnahmen in die Massnahmenplanung einbezogen werden. Integrales Risikomanagement soll ökologisch und sozial vertretbar und ökonomisch verhältnismässig sein.

Die Massnahmen zur Steuerung der Risiken sind vielfältig und müssen optimal kombiniert werden. Massnahmen zum Umgang mit Naturgefahren decken die drei Phasen Vorbeugung, Bewältigung und Regeneration ab.

Die Ereignisanalysen des Lawinenwinter 2018 (Bründl, M. et al. 2019) sowie der Hochwasser des Sommers 2005 (Bezzola G. R.; Hegg C., 2007) haben aufgezeigt, dass der Vorsorge große

Bedeutung beizumessen ist, um im Ereignisfall zielgerichtet, effizient und sicher handeln zu können. Einsatzpläne sind ein wichtiges Element der Vorsorge.

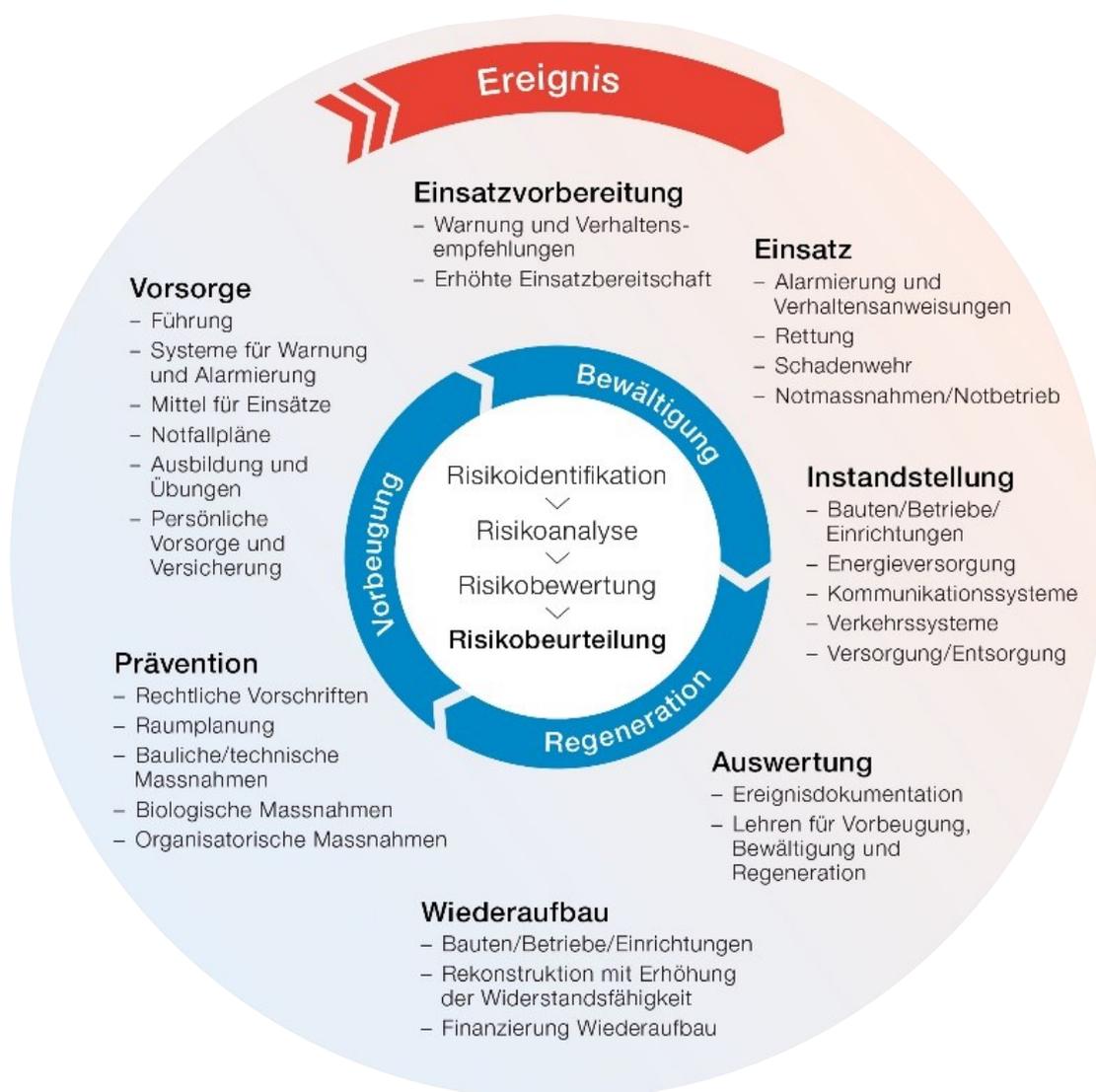


Abb. 2: Massnahmenpalette des integralen Risikomanagements (BABS 2019)

2 Der partizipative Ansatz bei der Einsatzplanung

Die politische Bereitschaft zur Erarbeitung und Umsetzung eines Einsatzplans ist eine Voraussetzung für dessen Gelingen. Um dem Vorhaben die nötige Legitimation zu geben, ist ein entsprechender Auftrag seitens der Gemeinde erforderlich. Dieser ist notwendig, da die Planung als Querschnittsaufgabe unterschiedliche Stellen der Gemeinde sowie weitere AkteurInnen betrifft und einbezieht. Dieser Auftrag regelt die Ziele, die Rahmenbedingungen wie z. B. den Perimeter sowie die Organisationsform und ermöglicht es den Beauftragten, im Namen der Gemeinde zu agieren. Von zentraler Bedeutung für das Vorhaben ist angesichts der unterschiedlichen Beteiligten die Projektkoordination. Sie moderiert die Einsatzplanung und treibt als «Motor» die Arbeiten voran. Weiter sollten zur Erarbeitung eines Einsatzplans die Aufgaben und Produkte, die Projektorganisation, ein Zeitplan und die personellen und finanziellen Ressourcen der Gemeinde festgelegt werden.

«Betroffene zu Beteiligten machen» - diesen partizipativen Ansatz verfolgt das Bundesamt für Umwelt generell bei Wasserbauprojekten. Im Handbuch für die Partizipation bei Wasserbauprojekten (BAFU 2019) wird dieses Vorgehen Schritt für Schritt erläutert. Aber auch bei der Einsatzplanung ist ein partizipatives Vorgehen Grundlage für den Erfolg. Indem alle Betroffenen frühzeitig in die Erarbeitung von Einsatzplänen eingebunden werden, kann das lokal vorhandene Wissen genutzt werden und die Identifikation mit den erarbeiteten Produkten fällt den Beteiligten leichter.

3 Der Leitfaden «Einsatzplanung gravitative Naturgefahren»

Nicht nur die Ereignisbewältigung, auch die Einsatzplanung ist eine Gemeinschaftsarbeit und erfordert die Zusammenarbeit der fünf Partner des Verbundsystems Bevölkerungsschutz und der Naturgefahrenfachstellen einer Gemeinde. Zu diesem Zweck koordiniert durch das zivile Führungsorgan Vertreter von Polizei, Feuerwehr, Gesundheitswesen, technischen Betrieben und Zivilschutz. Im Leitfaden „Einsatzplanung gravitative Naturgefahren“ (BABS, BAFU 2020) des Bundesamtes für Bevölkerungsschutz und des Bundesamts für Umwelt wird der Prozess der Einsatzplanung detailliert erläutert.

Sie erfolgt in vier Schritten.

- Grundlagen bereitstellen
- Interventionen planen und vor Ort überprüfen
- Einsatzplan erstellen und überprüfen
- Einsatzplan umsetzen und üben

In Schritt 1 werden die Grundlagen bereitgestellt; dafür steuern alle Beteiligten die Informationen aus ihrem Fachbereich bei. Die Bevölkerungsschutzpartner bringen eine Übersicht der verfügbaren Ressourcen und der vorhandenen Schutzgüter mit und die Naturgefahrenfachperson stellt die Gefährdungssituation in der Gemeinde dar.

In Schritt 2 wird durch Überlagerung der Schutzgutkarte und der Gefahren- und Risikogrundlagen ermittelt, welche Schutzgüter wie betroffen sind und geschützt werden müssen. Entscheidend ist die Betrachtung konkreter, gemeindespezifischer Szenarien, um eine Vorstellung des Ablaufs eines Ereignisses zu entwickeln. Die geplanten Interventionen werden vor Ort überprüft und gegebenenfalls optimiert. Unter Berücksichtigung der Zeitverhältnisse, Einwirkungen, Ziel und Grenzen werden mögliche Interventionen geplant. Vor Ort werden an den Schutzobjekten gemeinschaftlich mit allen Beteiligten Auswirkungen und Konsequenzen diskutiert und die notwendigen Interventionen festgelegt. Gleichzeitig werden die benötigten personellen und materiellen Ressourcen festgehalten und der Zeitbedarf für die Umsetzung der Interventionen ermittelt.

In Schritt 3 werden die einzelnen Interventionen im Einsatzplan zusammengefügt. Dies unter Berücksichtigung der jeweiligen Interventionskriterien (z. B. Warnungen, Schwellenwerte, Beobachtungen), des zeitlichen Ereignisablaufs und der personellen und materiellen Ressourcen. Dabei werden auch die Grenzen der Interventionen aufgezeigt. Der Einsatzplan wird dem Auftraggeber zur Kenntnisnahme vorgelegt und die Einsatzdokumente finalisiert.

In Schritt 4 geht es darum, den genehmigten Einsatzplan umzusetzen. Nach Erstellung des Einsatzplanes wird dieser allen Betroffenen vorgestellt. Betroffene sind nicht nur die Einsatzkräfte, sondern auch Behörden und die Öffentlichkeit. Die Bevölkerung sowie die Verantwortlichen für die betroffenen Schutzgüter müssen wissen, was die Einsatzorganisationen leisten können und

wo die Eigenverantwortung beginnt. Grundsätzlich ist es Aufgabe der Einsatzorgane Personen zu schützen und Schäden zu begrenzen oder zu mindern. Offene Information verhindert unrealistische Erwartungen an die Einsatzorgane. Beispielsweise haben Räumungsarbeiten während eines Ereignisses keine Priorität. Die Bevölkerung muss deshalb wissen, wie sie sich vor, während und nach einem Ereignis verhalten soll um selbständig Schäden zu verhindern oder zu begrenzen ohne sich dabei in Gefahr zu bringen. Deshalb sind erarbeitete Einsatzpläne unter Einbezug aller Betroffenen regelmässig auszubilden und zu aktualisieren (Abb. 4).

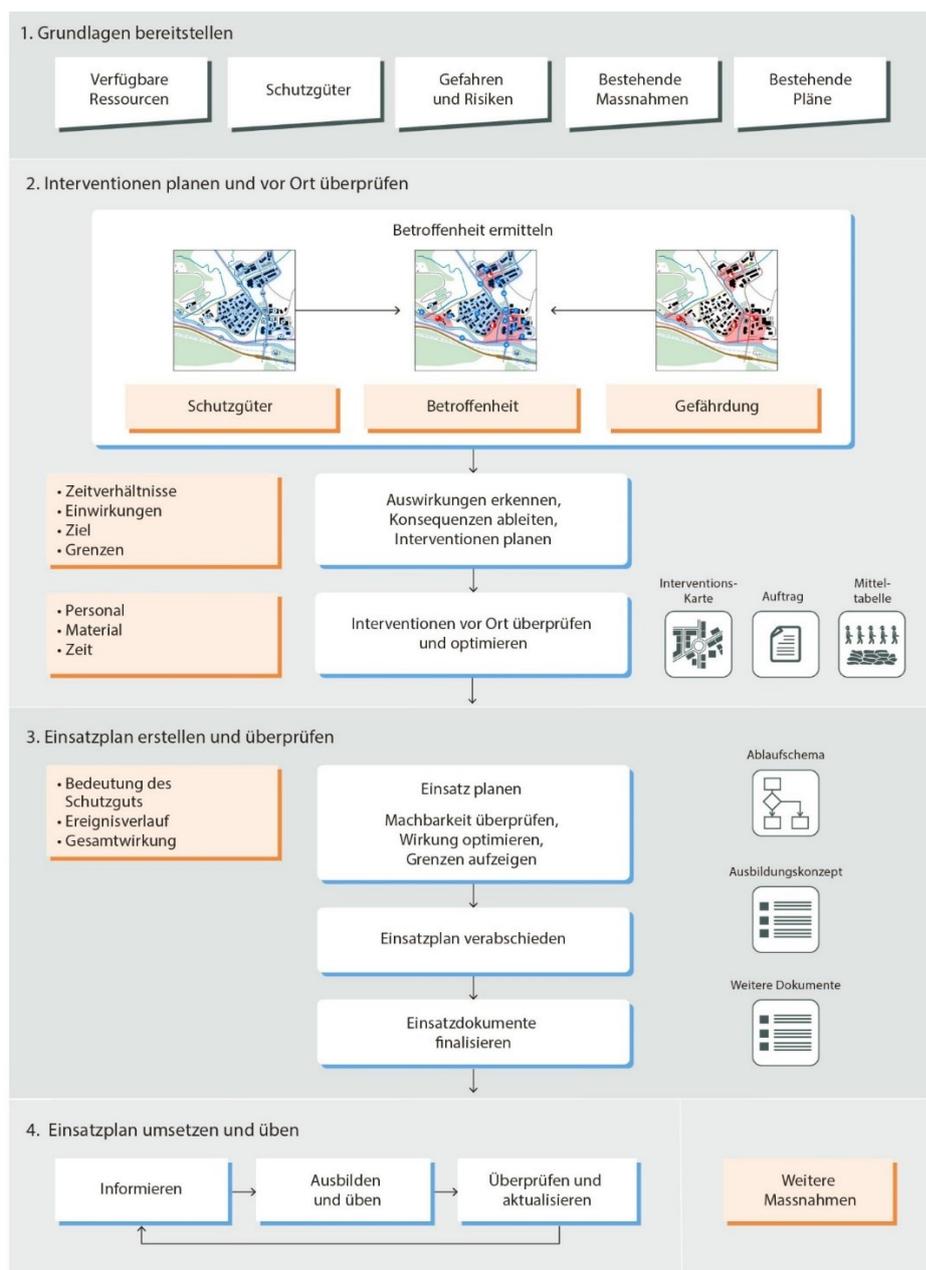


Abb. 3: Schritte zur Erarbeitung und Umsetzung eines Einsatzplans (aus BABS, BAFU 2020)

4 Denke das Udenkbare

Seltene und extreme Ereignisse sind immer mit Unsicherheiten verbunden. Zudem stehen in der Anfangsphase eines Ereignisses oft noch nicht alle Ressourcen zur Verfügung. Die Einsatzkräfte

müssen deshalb im Ereignisfall situativ angemessen reagieren und nötigenfalls den standardisierten Ablauf anpassen können. Dies führt dazu, dass im Einsatz allenfalls nur die Interventionen mit höchster Priorität umgesetzt werden können. Dies sind in der Regel Einsätze bei denen es um das Retten von Personen oder das Schützen von besonders bedeutenden Schutzgütern geht. Bei der Planung ist weiter zu berücksichtigen, dass Interventionen in der Regel Personal und Material dauerhaft binden und diese Mittel für weitere Interventionen nicht mehr zur Verfügung stehen. Einsatzpläne sind vorbehaltene Entschlüsse. Die Realität zwingt oft zum Abweichen vom Einsatzplan. Das kann aber nur effizient und sicher geschehen, wenn sich die Einsatzkräfte auch mit Extremszenarien auseinandergesetzt haben.

Dadurch dass die Einsatzkräfte bei der Erarbeitung der Einsatzpläne direkt involviert sind, sind sie im Einsatz auch in der Lage, situativ zu reagieren. Oberste Priorität bei einem Einsatz hat dabei immer die Sicherheit der Einsatzkräfte.



Abb. 4: Bei Planung und Einsatz ist lokales Naturgefahrenwissen entscheidend für den Erfolg.

5 Umsetzung am Beispiel des Kantons Bern

Der Kanton Bern ist ein grossflächiger Kanton, der sich vom hügeligen Jura über ein seen- und flussreiches Mittelland bis ins Hochgebirge der Alpen erstreckt. Entsprechend ist auch die Siedlungsdichte unterschiedlich. Eine Million Einwohner verteilt sich auf kleine Weiler, Dörfer und Städte bis hin zur Bundeshauptstadt mit ihren 135'000 Einwohnern. Aufgrund der Topographie und der Siedlungsdichte ist der Kanton Bern mit einem vielfältigen und breiten Spektrum von möglichen Gefährdungen konfrontiert – natur-, technik- und gesellschaftsbedingten Katastrophen und Notlagen. Die Bewältigung solcher Ereignisse muss vorsorglich geplant werden.

Das Amt für Bevölkerungsschutz, Sport und Militär (BSM) geht für die Erarbeitung der Einsatzpläne in den Gemeinden nach einer Mehrjahresplanung vor. Die Gemeinden werden in der vorgesehenen Reihenfolge (abhängig von laufenden Hochwasserschutz-Projekten, Revisionen der Gefahrenkarten usw.) bei der Erarbeitung begleitet und unterstützt. Dazu existiert ein entsprechender Leitfaden (BSM, 2023).

Als Grundlage dienen die in allen Gemeinden vorhandenen Beurteilungen gravitativer Naturgefahrenprozesse (Gefahrenkarten), die Gefährdungskarte Oberflächenabfluss sowie die bisherigen Planungen der ortsansässigen Einsatzkräfte und bereits gemachte Erfahrungen. Auf dieser Grundlage definiert ein Planungsteam bestehend aus den Beteiligten (Feuerwehr, Schwellenkorporation / Werkhof, Infrastrukturbetreiber, Gemeinde, Fachbüro, BSM usw.) als Erstes die relevanten Schwachstellen, die anschliessend detailliert bearbeitet werden.



Abb. 5: Am Feldtag werden vor Ort die nötigen Interventionen diskutiert.

Herzstück der Erarbeitung ist der sogenannte Feldtag (Abb. 5). Die Beteiligten diskutieren in diesem zweiten Schritt an den Schwachstellen vor Ort («im Feld») die Gefahrensituation und mögliche Interventionsmassnahmen. Die vorgeschlagenen Massnahmen, inkl. Personal- und Materialbedarf, werden in Wort und Bild dokumentiert.

Anschliessend wird im dritten Schritt ein Interventionsdossier in Form eines Notfall-Ordners erstellt und den Interventionskräften zur detaillierten Prüfung und Stellungnahme übergeben.

Eine Notfallplanung kann nur dann im Ereignisfall erfolgreich umgesetzt werden, wenn sie durch die Stäbe und Einsatzkräfte geschult, regelmässig geübt und aktuell gehalten wird. Deshalb finden im Kanton Bern als vierter Schritt der Einsatzplanung regelmässig entsprechende Übungen mit den Beteiligten sowie eine periodische Aktualisierung der Interventionsdossiers statt.

6 Fazit

Die Wichtigkeit der Erarbeitung von Einsatzplänen für gravitative Naturgefahren wurde in verschiedenen Ereignisanalysen erkannt. Die bestehenden Erfahrungen der Kantone sind in den 2020 publizierten Leitfaden «Einsatzplanung gravitative Naturgefahren» eingeflossen. Seit diesem Zeitpunkt verfolgt das BAFU mit periodischen Umfragen den Stand der Umsetzung. Dabei fällt auf, das insbesondere im Bereich Oberflächenabfluss / Starkregen noch grosser Nachholbedarf besteht.

Die Bewältigung von Naturgefahrenereignissen sind nicht alleinige Sache der Feuerwehr, sondern aller Bevölkerungsschutzpartner. Nur wenn die ganze Warnkette funktioniert, die Einsatzkräfte über das nötige Naturgefahrenwissen verfügen und entsprechende Einsatzpläne bestehen und trainiert sind, können im Ereignisfall Leben gerettet und Schäden begrenzt werden.

Literatur

Bezzola G. R.; Hegg C. (Hrsg.) (2007). Ereignisanalyse Hochwasser 2005, Teil 2: Analyse von Prozessen, Massnahmen und Gefahregrundlagen. Bundesamt für Umwelt BAFU, Eidgenössische Forschungsanstalt WSL. Umwelt-Wissen Nr. 0825. 215 S.

https://www.bafu.admin.ch/dam/bafu/de/dokumente/naturgefahren/uw-umwelt-wissen/ereignisanalyse_hochwasser2005teil2analysevonprozessenmassnahmen.pdf.download.pdf/ereignisanalyse_hochwasser2005teil2analysevonprozessenmassnahmen.pdf

Amt für Bevölkerungsschutz, Sport und Militär des Kantons Bern BSM (2012). Leitfaden Notfallplanung Naturgefahren Kanton Bern, abgerufen am 28.02.2023

https://www.naturgefahren.sites.be.ch/content/dam/naturgefahren_sites/dokumente/de/aufgaben-gemeinden/Notfallplanung-Leitfaden-V1.21-Kanton%20Bern.pdf

Bundesamt für Bevölkerungsschutz BABS (2014): Integrales Risikomanagement. Bedeutung für den Schutz der Bevölkerung und ihrer Lebensgrundlagen.

https://www.babs.admin.ch/content/babs-internet/de/aufgabenbabs/gefaehrdrisiken/_jcr_content/contentPar/tabs/items/dokumente/tabPar/downloadlist/downloadlists/487_1461676033419.download/88_064_d_Broschuere_Integrales_Risikomanagement.pdf

Bundesamt für Bevölkerungsschutz BABS (2019): Mit Gefährdungen und Risiken umgehen, abgefragt am 28.02.2023

www.babs.admin.ch/de/aufgabenbabs/gefaehrdrisiken.html

Bundesamt für Bevölkerungsschutz / Bundesamt für Umwelt BABS/BAFU (2020). Leitfaden Einsatzplanung gravitative Naturgefahren,

<https://www.bafu.admin.ch/dam/bafu/de/dokumente/naturgefahren/fachinfo-daten/leitfaden-einsatzplanung-gravitative-naturgefahren.pdf.download.pdf/Leitfaden%20Einsatzplanung%20gravitative%20Natur-gefahren.pdf>

Bründl, M.; Hafner, E.; Bebi, P.; Bühler, Y.; Margreth, S.; Marty, C.; Schaer, M.; Stoffel, L.; Tschel, F.; Winkler, K.; Zweifel, B.; Schweizer, J. (2019): Ereignisanalyse Lawinensituation im Januar 2018. WSL Bericht, 76. 162 S.

https://www.dora.lib4ri.ch/wsl/islandora/object/wsl%3A19842/datastream/PDF/Br%C3%BCndl-2019-Ereignisanalyse_Lawinensituation_im_Januar_2018-%28published_version%29.pdf

Bundesamt für Umwelt (Hrsg.) (2019). Handbuch für die Partizipation bei

Wasserbauprojekten. Betroffene zu Beteiligten machen Umwelt-Wissen Nr. 1915: 49 S.

https://www.bafu.admin.ch/dam/bafu/de/dokumente/naturgefahren/uw-umwelt-wissen/handbuch-partizipation-bei-wasserbauprojekten.pdf.download.pdf/de_UW_1915_HB_Wasserbauprojekte_4_GzD_04-12-19.pdf

Anschrift der Verfasser

Markus Müller

Bundesamt für Umwelt

Worbentalstrasse 68, CH-3063 Ittigen

markus.mueller@bafu.admin.ch

Christoph Werner

Bundesamt für Bevölkerungsschutz

Guisanplatz 1B, CH-3003 Bern

Anton Lüthi

Amt für Bevölkerungsschutz, Militär und Sport des Kantons Bern

Papiermühlestrasse 17V, CH-3000 Bern 22

Ein integrativer Ansatz zur Optimierung hydrologischer Modelle anhand hydraulischer Simulationen

Antonia Dallmeier, Markus Reisenbüchler und Nils Rüther

Zusammenfassung

Mit Hilfe hydrologischer Modelle können Niederschlag-Abfluss-Prozesse ganzer Einzugsgebiete räumlich und zeitlich verteilt recheneffizient ermittelt werden. Somit können Abflusswerte an beliebiger Stelle des betrachteten Gewässers berechnet und als Eingangsdaten für hydraulische Simulationen verwendet werden. Im Rahmen des Projektes „VieWBay – Virtueller Wasserraum Bayern“ wurde ein Konzept zur hydrologisch-hydraulischen Kopplung entwickelt, um den Wasserhaushalt und die Fließprozesse in Bayern zu modellieren. Dabei wurde das hydrologische Landoberflächenmodell PROMET mit dem zweidimensionalen hydraulischen Programm TELEMAC2D verknüpft. Durch die Kopplung können die verschiedenen Abflusskomponenten des hydrologischen Modells dem hydraulischen Modell an dynamisch wählbaren Modellgrenzen und entlang des Gerinnes zugegeben werden. Auf kleinskaliger Ebene wie im Pilotgebiet des Gewässers Schmutter wurden jedoch die Schwachstellen des aktuellen Ansatzes sichtbar. Die Abflussprozesse der Schmutter sind komplexer als sie mit den Standardansätzen in PROMET modelliert werden können, insbesondere da die Wellenausbreitung und -verzögerung auf vereinfachten, empirischen Gleichungen basiert. Entsprechend ergeben sich in der nachgeschalteten, detaillierten hydraulischen Modellierung größere Unterschiede im Vergleich zur Realität, da bereits in den Eingangsdaten große Abweichungen enthalten sind. Die folgende Studie beschreibt einen Ansatz zur Verbesserung der hydrologisch-hydraulischen Kopplung am Beispiel der Schmutter. Hierfür werden anhand hydraulischer, instationärer Simulationen eines charakteristischen Hochwasserabflusses an dem Gewässer Schmutter die Fließcharakteristika an definierten Stellen ausgewertet und in ein Speichermodell nach Muskingum überführt. Durch Integration des Speichermodells in PROMET wird erwartet, dass die Abflussprozesse im Einzugsgebiet genauer modelliert werden können.

1 Einleitung

Informationen über das Abflussgeschehen sind für hydrodynamische Simulationen essentiell. Diese werden in Form von Initial- und Randbedingungen definiert und ermöglichen es so, die tiefengemittelten zweidimensionalen hydrodynamischen Gleichungen zu lösen (Hervouet 2007; Ferziger und Perić 2002). Oftmals liegen jedoch an den gewählten Modellgrenzen keine Messwerte vor bzw. die Modellgrenzen können nicht immer so gewählt werden, dass Messwerte vorhanden sind, da das zur Folge haben kann, dass Modellgebiete größer werden als notwendig und so die Rechenleistung unverhältnismäßig steigt. Zudem kann es sein, dass an Pegelstellen im Fall von Hochwasserereignissen die hydrologischen Daten nicht erfasst werden (Patt und Jüpner 2020).

Hydrologische Modelle berechnen die räumliche und zeitliche Verteilung der Niederschlag-Abfluss-Prozesse recheneffizient über beliebig große Einzugsgebiete. Je nach räumlicher Auflösung der hydrologischen Modelle können somit an beliebigen Stellen Abflusswerte ermittelt werden und somit hydraulischen Modellen als Eingangsdaten dienen (Fohrer et al. 2016; Maniak 2010; Nützmann und Moser 2016). Im Rahmen des Projekts „VieWBay – Virtueller Wasserraum Bayern“ wurde ein Konzept zur automatisierten und effizienten Übermittlung von hydrologischen

Daten an hydraulische Modelle entwickelt. Hierfür wurden die Daten des hydrologischen Landoberflächenmodells PROMET (Mauser und Bach 2009) als Eingangsdaten für das zweidimensionale hydraulische Programm TELEMAC2D (Hervouet 2007) verwendet. Mit Hilfe dieser Ein-Wege-Kopplung können Modellumgriffe flexibel gewählt und die resultierenden Abflusskomponenten des hydrologischen Modells unterschiedlicher räumlicher Diskretisierung (50 bis 1000 m) als Randbedingungen im hydraulischen Modell definiert werden. Auf kleinskaliger Ebene wie im Pilotgebiet Schmutter wurden jedoch Schwachstellen dieses Ansatzes sichtbar. So kann das hydrologische Modell PROMET die komplexen Abflussprozesse der Schmutter standardmäßig nicht detailliert genug abbilden. Entsprechend weichen die Ergebnisse der anschließenden hydraulischen Simulationen erheblich von den Messwerten ab.

Anhand einer Ortsbegehung sowie hydraulischer Simulationen wurde ersichtlich, dass es bereits bei Hochwasserabflüssen geringer Jährlichkeit (HQ_1) zu Ausuferungen im Einzugsgebiet der Schmutter kommt. Die komplexe Abflusscharakteristik der Schmutter im Hochwasserfall, die ein Resultat des gewundenen Verlaufs sowie der zahlreichen Querbauwerke ist, konnte durch das hydrologische Modell PROMET bisher nicht korrekt abgebildet werden. Um die Dämpfung sowie Verzögerung der Hochwasserwelle in PROMET besser berechnen zu können, wurde deshalb bereits ein vereinfachtes Speichermodell in das hydrologische Modell PROMET integriert. Dabei wird an einem Abflussknoten des hydrologischen Modells ein Grenzabfluss definiert. Wenn der Abfluss im Gerinne größer als der Grenzabfluss ist, wird der Abfluss auf diesen Maximalwert gedrosselt und der überschüssige Abfluss wird in einem fiktiven, unendlich großen Speicher temporär zurückgehalten. Die mathematische Beziehung wird durch die folgenden Formeln ausgedrückt:

$$Q_{out}(t) = \min\left(Q_{BV}, Q_{in}(t) + \frac{V_S(t-1)}{dt}\right) \left[\frac{m^3}{s}\right] \quad [1]$$

$$V_S(t) = (Q_{in}(t) - Q_{out}(t)) * dt [m^3] \quad [2]$$

Anhand vorläufiger Untersuchungen wurde gezeigt, dass die Implementierung des einfachen Speichermodells die Translation sowie Retention des Abflusses in PROMET bereits verbessert (Rutschmann et al. 2022). Dennoch besteht weiteres Potenzial für Verbesserung.

Die folgende Studie beschreibt die Methodik und Ergebnisse der weiterführenden Untersuchungen zur Verbesserung der Abbildung der Abflussprozesse im hydrologischen Modell PROMET unter der Verwendung hydraulischer Simulationen. Dabei werden zunächst das Vorgehen und die verwendeten Konzepte bzw. Formeln beschrieben. Anschließend werden die Ergebnisse dargestellt und diskutiert. Abschließend wird ein Ausblick für zukünftige Entwicklungen gegeben.

2 Projektgebiet

Das Projektgebiet umfasst das Gewässer Schmutter und liegt westlich der Stadt Augsburg im bayerischen Voralpenraum. Die Schmutter (Gewässer 2. Ordnung) hat ein Einzugsgebiet von 498 km² mit einer gesamten Fließlänge von ca. 76 km und drei Pegelstationen Fischach, Achsheim und Druisheim (Aufzählung in Fließrichtung). Der Verlauf des Flusses ist durch zahlreiche Brücken- sowie Wehrbauwerke geprägt, welche einen maßgebenden Einfluss auf die Hochwasserretention haben. Im mittleren Bereich weist die Schmutter zudem einen stark gewundenen Verlauf auf, der im Hochwasserfall schnell überströmt wird und die angrenzenden Wiesen und Auenvegetation weitläufig überflutet. Vor allem die Straßendeiche, die das Überschwemmungsgebiet der Schmutter quer zur Fließrichtung schneiden, wirken wie Staudämme und erzeugen

im Hochwasserfall eine Speicherwirkung. In Abb. 1 ist ein Abschnitt der Schmutter mit Überschwemmungen dargestellt. Anhand der Abbildung kann sowohl die Retentionswirkung der Bauwerke als auch der gewundene Verlauf erkannt werden. Zudem sind die zahlreichen Quer- und Sohlbauwerke durch farbige Symbole dargestellt. (Reisenbüchler und Dallmeier 2022)

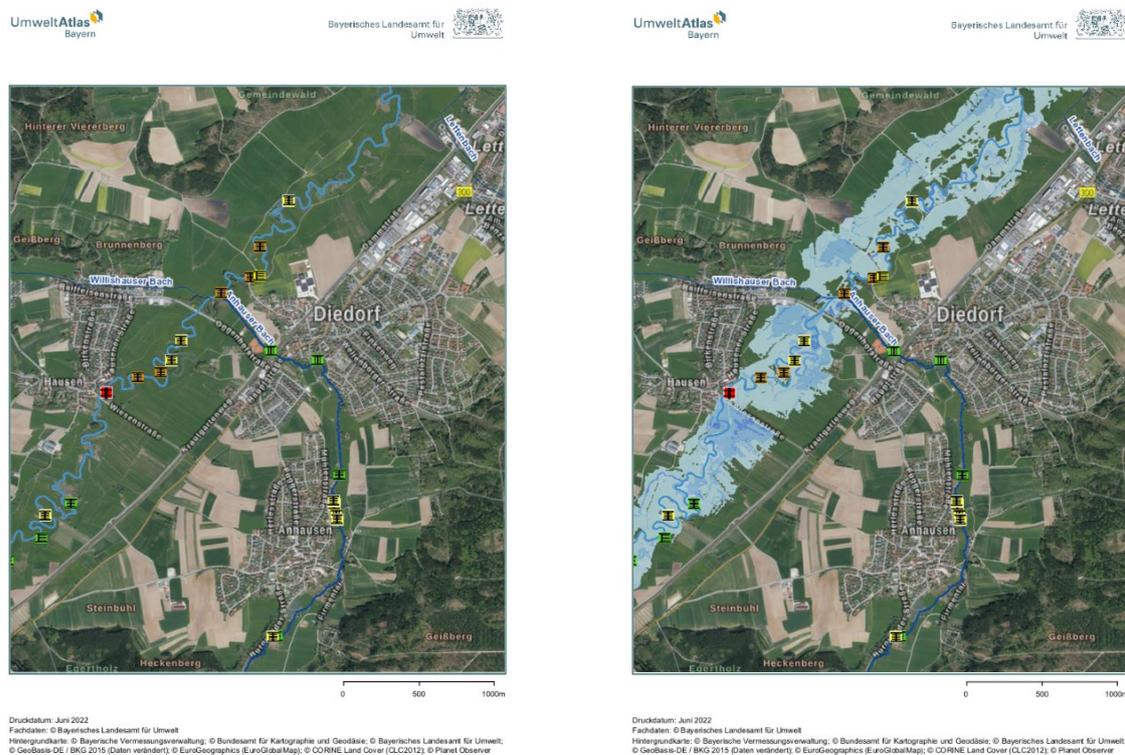


Abb. 1 Abschnitt der Schmutter bei Diedorf zur Veranschaulichung ohne (links) und mit (rechts) Überschwemmungsfläche (Quelle: Reisenbüchler und Dallmeier 2022)

3 Methodik

Die Implementierung des einfachen Speicherkonzeptes in PROMET hat die Berechnung des Abflusses an dem Gewässer Schmutter zwar deutlich verbessert (Rutschmann et al. 2022), doch auch gleichzeitig weiteres Verbesserungspotential aufgezeigt. Deshalb wird in dieser Studie die Möglichkeit der Verwendung des Speichermodells nach Muskingum untersucht (Wittenberg 2011). Für die Studie werden entlang der Schmutter drei größere Speicher definiert (vgl. Abb. 2 und Tab. 1), welche mittels hydrodynamischer Simulationen parametrisiert werden.

Zunächst wird ein detailliertes hydraulisches Modell zwischen den Pegelstationen Fischach und Druisheim an der Schmutter erstellt. Bei der Erstellung wird insbesondere auf die Einbindung der Querbauwerke wie Brücken, Wehre sowie Straßendeiche, aber auch der Gebäude geachtet. Die Lage und Steuerparameter der Querbauwerke werden auf Grund fehlender Daten aus den bereitgestellten Hydro_AS-2D Modellen der Hochwassergefahrenkarten (HWGK-Modell-ID: 2089 und 2090) entnommen. Die Bathymetrie des Flussschlauches wird mit Hilfe des automatischen Mesherstellungswerkzeuges TUMesh (Rutschmann et al. 2022) aus vermessenen Querprofilen erzeugt und zusammen mit den Höhen eines Digitalen Geländemodells (DGM) der Auflösung

1x1 m auf das hydraulische Modell interpoliert. Die Rauheitswerte in Form von Stricklerwerten werden ebenfalls den HWGK-Modellen entnommen.



Abb. 2 Lage und Ausdehnung des Speichers 1

Tab. 1 Räumliche Eigenschaften der drei Speicher im Modellgebiet (Quelle: Reisenbüchler und Dallmeier 2022)

Speicher	Fläche [km ²]	Fließlänge [km]	Mittleres Gefälle [%]
1	7,068	17,066	0,12
2	6,901	15,159	0,09
3	22,421	23,288	0,14

Um die empirischen Parameter des Muskingum-Speichermodells bestimmen zu können, werden drei instationäre Simulationen mit dem zweidimensionalen hydrodynamischen Programm TELEMAC2D (Hervouet 2007) durchgeführt. Aus Voruntersuchungen, bei denen stationäre Simulationen mit Hochwasserabflüssen unterschiedlicher Jährlichkeit (MQ – HQ₂₀) durchgeführt wurden, geht hervor, dass es bereits ab einem Abfluss von 4 m³/s zu weitläufigen Ausuferungen kommen kann (Rutschmann et al. 2022). Deshalb werden drei instationäre Simulationen mit künstlich generierten Abflussganglinien durchgeführt. Wie in Abb. 3 dargestellt ist, weisen die drei Ganglinien den gleichen Spitzenabfluss von 10 m³/s auf, der so gewählt ist, dass es in allen Bereichen der Schmutter zu Ausuferungen kommt. Die Ganglinien unterscheiden sich im Abflussvolumen, da der Spitzenabfluss in 6 h, 12 h und 24 h erreicht wird. Dieses Vorgehen wird gewählt, damit sich die Speicher im Gebiet unterschiedlich schnell füllen bzw. leeren. Für die Bestimmung der Parameter des Muskingum-Speichermodells werden der zeitliche Verlauf des Abflusses in den Speicher (Q_{in}), die Ganglinie des Abflusses aus dem Speicher (Q_{out}) sowie das Speichervolumen der hydraulischen Simulationen am Speicherauslass ausgewertet. Anschließend werden die Muskingumparameter so angepasst, dass sie der simulierten Ganglinien am Speicherauslass ent-

sprechen. Die Qualität der Abbildung wird sowohl durch visuellen Vergleich als auch die statistische Größe NSE belegt. Für die Definition und Berechnung der NSE wird an dieser Stelle auf Moriasi et al. (2007) verwiesen.

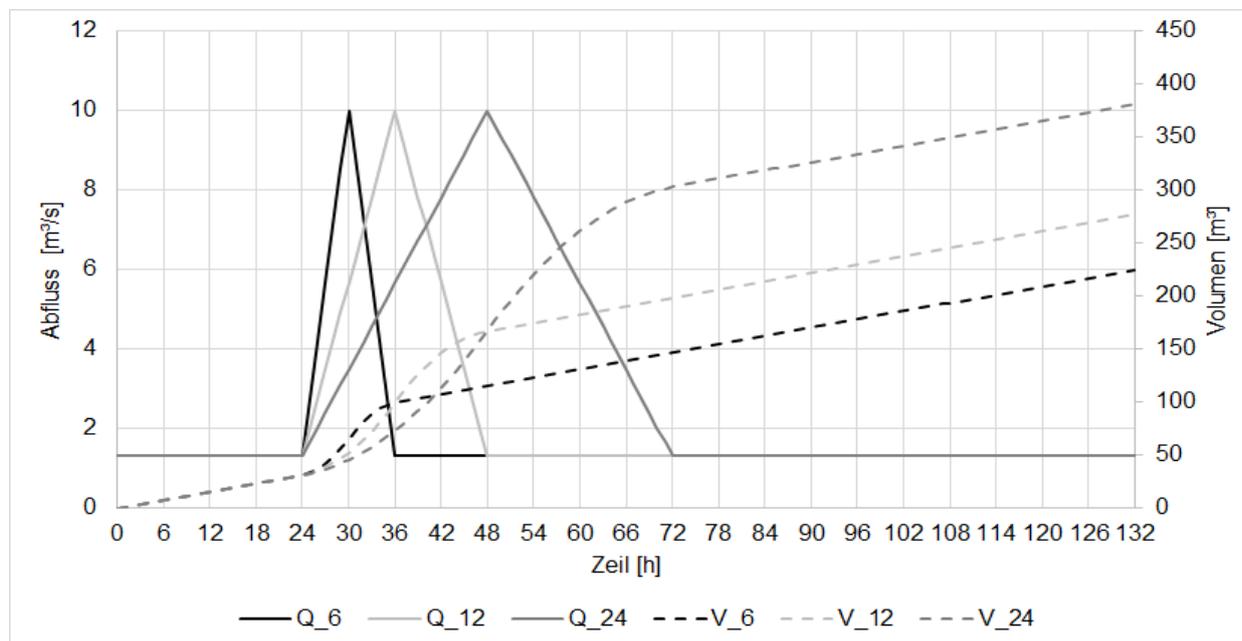


Abb. 3 Abflussganglinien der drei instationären Simulationen mit zugehörigem Speichervolumen (Quelle: Reisenbüchler und Dallmeier 2022)

Die Formeln 3-6 zeigen die Berechnung der Muskingumparameter sowie des Abflusses aus einem Speicher. Die Parameter c_0 , c_1 und c_2 sind von der Retentionskonstante k , dem dimensionslosen Koeffizienten x sowie dem Zeitschritt dt abhängig. Die Ermittlung des Abflusses aus dem Speicher (vgl. Formel 3) kann anschließend in das hydrologische Modell integriert werden. In PROMET werden insgesamt drei Speicher implementiert, die in Lage und Größe dem einfachen Speichermodell entsprechen. Folglich werden für diese drei Speicher die Muskingumparameter bestimmt.

$$Q_{Out}(t) = c_0 \cdot Q_{In}(t) + c_1 \cdot Q_{In}(t-1) + c_2 \cdot Q_{Out}(t-1) \left[\frac{m^3}{s} \right] \quad [3]$$

$$c_0 = \frac{(-k \cdot x + 0,5 \cdot dt)}{(k \cdot (1-x) + 0,5 \cdot dt)} \quad [4]$$

$$c_1 = \frac{(k \cdot x + 0,5 \cdot dt)}{(k \cdot (1-x) + 0,5 \cdot dt)} \quad [5]$$

$$c_2 = \frac{(k \cdot (1-x) - 0,5 \cdot dt)}{(k \cdot (1-x) + 0,5 \cdot dt)} \quad [6]$$

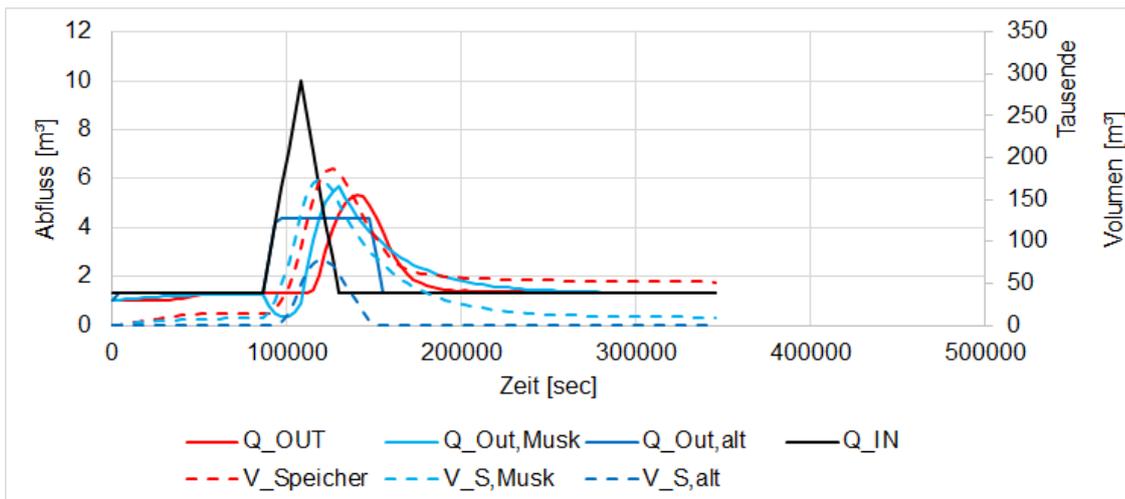
Nachdem das Muskingum-Speichermodell in PROMET in das hydrologische Modell der Schmutter implementiert worden ist, wird die Leistungsfähigkeit des neuen Ansatzes anhand eines realen Hochwasserereignisses (30.05.2013 6:00 Uhr – 06.06.2013 23:00 Uhr) überprüft. Dieses Ereignis wurde gewählt, da es statistisch einem HQ₅ entspricht und somit aufgrund deutlicher Ausuferungen eine Aktivierung der Speicher zu erwarten ist. Abschließend werden die hydrologisch simulierten Ganglinien mit Messwerten der Pegelstationen Fischach und Druisheim verglichen.

4 Ergebnisse

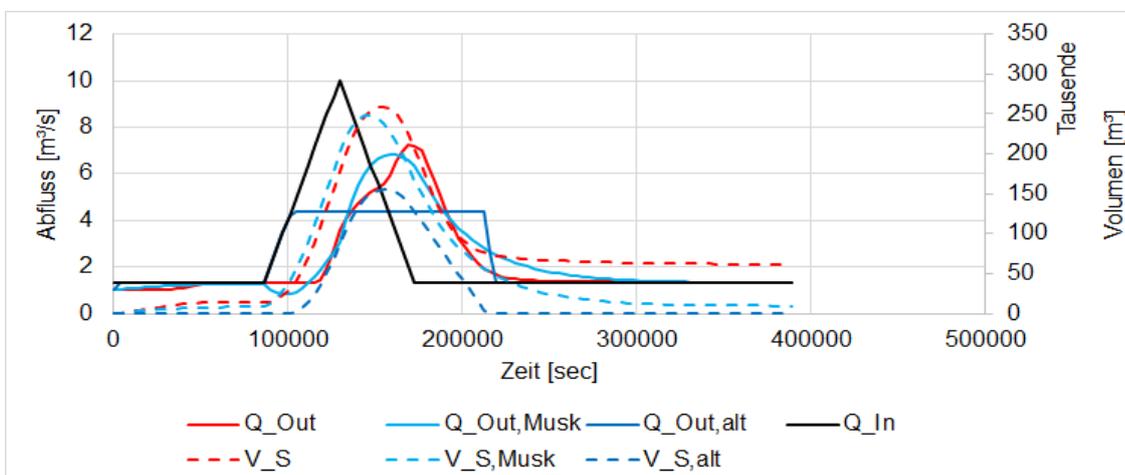
Im Folgenden werden die Ergebnisse des Speichers 1 dargestellt. Die Lage und Ausdehnung des Speichers kann Abb. 2 entnommen werden. Speicher 1 ist der oberstromige Speicher und befindet sich aufgrund des Reliefs in einem relativ schmalen Bereich des Modellgebiets. Die räumliche Ausdehnung der Überschwemmungsflächen ist deshalb begrenzt. Eine detaillierte Beschreibung der Ergebnisse der Parametrisierung der Speicher 2 und 3 kann Reisenbüchler und Dallmeier (2022) entnommen werden.

In Abb. 4 ist die Auswertung der Speicherparametrisierung der drei instationären Simulationen des Speichers 1 dargestellt. Da beim einfachen Speichermodell lediglich der bordvolle Abfluss die Befüllung des Speichers definiert, entsteht ein Zeitversatz beim Befüllen und Entleeren sowie eine deutliche Abweichung der Abflussganglinie. Im Vergleich dazu wird die simulierte Ganglinie durch die empirisch ermittelten Parameter des Muskingum-Modells für alle drei Szenarien gut angenähert. Unter Berücksichtigung der räumlichen Ausdehnung des Gebiets, das der Speicher 1 umfasst, kann mit dem Muskingum-Modell die Retention genauer angenähert werden als mit dem bisherigen, einfachen Ansatz. Dies belegt auch die statistische Größe NSE, die in Tab. 2 für das einfache sowie das Muskingum-Speichermodell für die drei Speicher dokumentiert ist.

a)



b)



c)

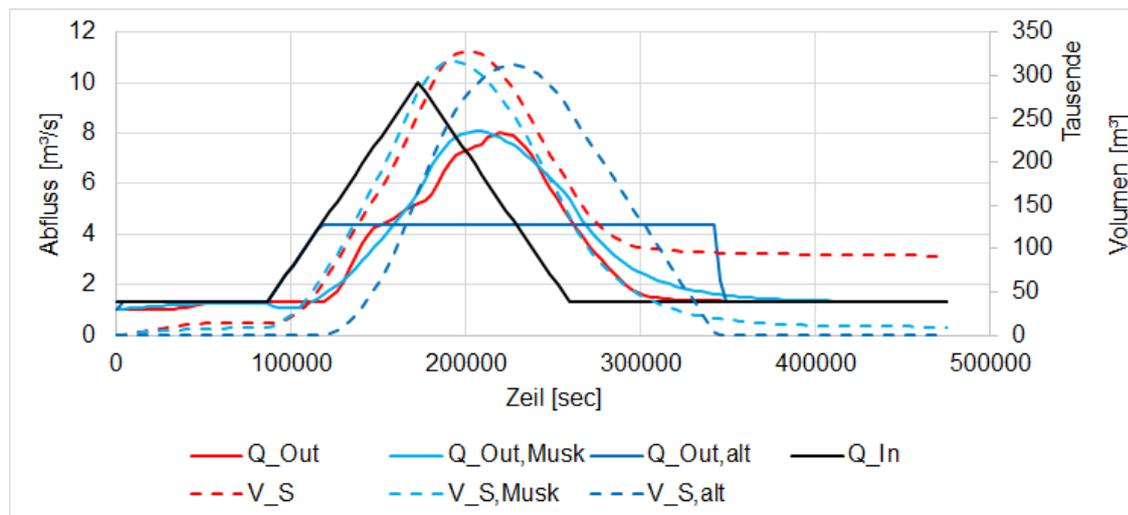


Abb. 4 Auswertung der Speicherparametrisierung des Muskingum-Verfahrens des Speichers 1 anhand a) 6 h Ganglinie, b) 12 h Ganglinie und c) 24 h Ganglinie. Q_{In} bezeichnet die Zuflussganglinie, Q_{Out} die Auslaufganglinie des Speichers des einfachen, alten Speichermodells ($Q_{out,alt}$), des Muskingum Modells ($Q_{out,Musk}$) und der hydrodynamischen Simulation (Q_{out}). V_S bezeichnet das vorhandene Wasservolumen im Speicher des einfachen Speichermodells ($V_{S,alt}$), des Muskingum Modells ($V_{S,Musk}$) und der hydrodynamischen Simulation (V_S) (Quelle: Reisenbüchler und Dallmeier 2022)

Tab. 2 Statistische Auswertung der berechneten Abflusswerte aus dem Speicher. NSE (1 – 0,75 sehr gut, 0,75 – 0,65 gut, 0,65 – 0,50 akzeptabel, kleiner 0,50 unbefriedigend) (Quelle: Reisenbüchler und Dallmeier 2022)

NSE	Speicher 1		Speicher 2		Speicher 3	
	einfach	Muskingum	einfach	Muskingum	einfach	Muskingum
6 h	0,518	0,850	0,362	0,946	0,732	0,820
12 h	0,585	0,938	0,695	0,956	0,389	0,816
24 h	0,423	0,966	0,597	0,914	0,191	0,845

In Abb. 5 ist der Vergleich der simulierten sowie gemessenen Ganglinien an den Pegeln Fischach (Modellzulauf) und Druisheim (Modellauslauf) für das Referenzhochwasserereignis dargestellt. Hierbei werden die simulierten Ganglinien des hydrologischen Modells der Schmutter **ohne** Speichermodell, mit **einfachem** Speichermodell und mit dem Muskingum-Speichermodell (**optimierter** Speicher) verglichen. Da der Pegel Fischach den Modellbeginn markiert und oberstrom des Pegels und somit des Modellgebiets kein Speicher im hydrologischen Modell implementiert ist, ist am Pegel Fischach erkennbar, dass die drei simulierten Ganglinien identisch sind. Am Pegel Druisheim am Modellauslauf ist jedoch eine große Diskrepanz der simulierten Abflussganglinien von der gemessenen erkennbar. Die Abflussganglinie des hydrologischen Modells ohne Speicher weist eine ähnliche Form am Pegel Druisheim wie am Pegel Fischach auf. Die Ganglinie

behält ihre Form bei und überschätzt den Spitzenabfluss deutlich. Die Fließprozesse sowie Retention werden folglich in dem hydrologischen Modell ohne Speicher nicht korrekt abgebildet. Die Abflussganglinie des hydrologischen Modells mit einfachem Speichermodell überschätzt im Vergleich dazu die Retention, sodass die Hochwasserwelle zu stark gedämpft wird. Auch hier wird zudem die Translation nicht richtig abgebildet, da die simulierte Hochwasserspitze deutlich früher als die Gemessene auftritt. Zudem entleeren sich die Speicher nicht schnell genug, sodass der Abfluss zum Ende des Hochwasserereignisses deutlich überschätzt wird. Jedoch kann auch das hydrologische Modell mit dem neuen Muskingum-Speichermodell das Hochwasserereignis nicht richtig abbilden. Die Retention ist hier zudem noch stärker als im hydrologischen Modell mit einfachem Speicher, sodass das Volumen der Hochwasserwelle signifikant unterschätzt wird. Auch hier wird die Translation nicht richtig abgebildet, da der Abflussscheitel deutlich früher als tatsächlich auftritt.

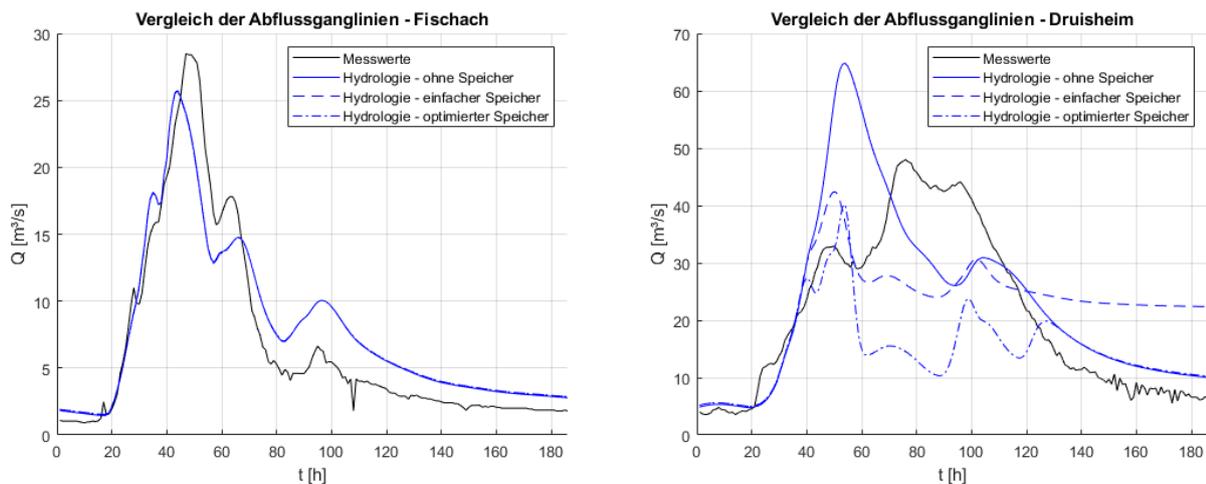


Abb. 5 Vergleich der gemessenen Abflussganglinien (Messwerte) mit den Abflussganglinien des hydrologischen Modells ohne Speicher (Hydrologie – ohne Speicher), des hydrologischen Modells mit einfachem Speicher (Hydrologie – einfacher Speicher) und des hydrologischen Modells mit optimiertem Speicher (Hydrologie- optimierter Speicher) am Pegel Fischach / Modellzulauf (links) und Pegel Druisheim / Modellauslauf (rechts) (Quelle: Reisenbüchler und Dallmeier 2022)

5 Diskussion

Obwohl die instationären Ganglinien zur Bestimmung der Muskingum-Parameter durch diese deutlich besser als mit dem bisherigen Ansatz angenähert worden sind, konnte die Qualität der Zwischenergebnisse nicht auf die Simulationsergebnisse eines echten Hochwasserereignisses übertragen werden. Diese Abweichung der Simulationsergebnisse von realen Messwerten wird im Folgenden diskutiert.

Zum einen können die Abweichungen in der grundsätzlichen Eignung des Muskingum-Speichermodells begründet sein. So kann es sein, dass das Modell aufgrund seiner Einfachheit die komplexen Abfluss- und Speicherprozesse des Modellgebiets Schmutter nicht umfassend darstellen kann. Hierfür sollten weitere, alternative Speichermodelle in ihrer Eignung überprüft werden. Ebenso sollte auch der Zeitschritt des hydrologischen Modells mit dem Zeitkoeffizienten des Muskingum-Speichermodells auf Konsistenz überprüft werden. Weitere Simulationen mit einer größeren Variation an instationären Abflussganglinien sowohl mit veränderlichem Spitzenabfluss

als auch Dauer des Hochwasserereignisses könnten hierbei weitere Sicherheit bei der Festlegung der Speicherkonstante k und des dimensionslosen Koeffizienten x bringen.

Außerdem wird die Anzahl der Speicher einen Einfluss auf die Qualität der Ergebnisse haben. In dieser Studie wurden zur Vergleichbarkeit mit den bisherigen Arbeiten lediglich drei Speicher in dem Modellgebiet implementiert. In Tab. 1 sind Fläche, Fließlänge und Gefälle der drei Speicher dargestellt. Jeder der drei Speicher umfasst mehrere Kilometer an Fließlänge und Modellgebiet. Wie in Abb. 2 erkennbar ist, kreuzen in jedem Speicherbereich mehrere Straßendeiche das Gebiet und unterteilen es wiederum in mehrere kleine Speicher. Demnach kann es sein, dass die große flächenhafte Ausdehnung, die mit der geringen Anzahl an implementierten Speichern einhergeht, die tatsächlich stattfindenden Speicherprozesse in dem Modellgebiet nicht korrekt abbildet. Hier wäre weiterhin zu untersuchen, inwiefern eine Erhöhung der Anzahl der implementierten Speicher die Qualität der simulierten Retentionseffekte verbessert.

Zu guter Letzt sollte auch die Qualität des hydraulischen Modells in die Diskussion miteinbezogen werden. Aufgrund fehlender Daten der Querbauwerke sowie Wasserspiegelfixierungen für die Kalibrierung wurde auf Daten bereits bestehender Modelle zurückgegriffen. Zudem konnten einige Wehre und Abstürze aufgrund der Datenlage nicht in das hydraulische Modell integriert werden. Dies kann einen Einfluss auf die hydraulischen Simulationsergebnisse haben, mit deren Hilfe die Parameter des Muskingum-Speichermodells bestimmt wurden.

6 Fazit

In dieser Studie wurde untersucht, wie mit Hilfe hydraulischer Simulationen das Speicherkonzept des hydrologischen Modells PROMET verbessert werden kann. Hierfür wurde ein hydraulisches Modell des Gewässers Schmutter zwischen den Pegeln Fischach und Druisheim erstellt. Bei der Erstellung wurde vor allem auf die Integration von Gebäuden, abflusswirksamen Querbauwerken sowie Deichstrukturen geachtet. Anschließend wurden fiktive, instationäre Szenarien hydraulisch simuliert. Anhand dieser Simulationen wurden die Parameter des Muskingum-Speichermodells hergeleitet, die wiederum in das hydrologische Modell der Schmutter in PROMET implementiert worden sind. Abschließend wurde das Hochwasserereignis Anfang Juni 2013 hydrologisch simuliert und mit Messwerten verglichen. Dabei hat sich gezeigt, dass die Implementierung des Muskingum-Speichermodells keine Verbesserung im Vergleich zum bereits bestehenden einfachen Speichermodell ergab. Dies kann zum einen am Muskingum-Modell liegen, das möglicherweise nicht das passende Speichermodell ist. Zum anderen kann aber auch die Anzahl der betrachteten Speicher einen signifikanten Einfluss haben. Letztendlich kann auch das hydraulische Modell, das für die Ermittlung der Parameter des Muskingum-Modells verwendet worden ist, einen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Weitere Untersuchungen und Berechnungen würde hier Klarheit schaffen. Dennoch liefert die vorgestellte Studie bereits interessante Erkenntnisse über die Speichercharakteristika sowie die Optimierung hydrologischer und hydraulischer Simulationen. In weiterführenden Studien sollten die Translations- und Retentionsprozesse an einem kleineren Modellgebiet mit weniger Freiheitsgraden umfassend untersucht werden. Dabei könnte der Einfluss von Querbauwerken, die Anzahl der Speicher sowie der Mäandereffekt genauer quantifiziert und so die Abflussvorhersage mit Hilfe hydrologischer Modelle optimiert werden.

Anerkennung

Diese Studie wurde vom Bayerischen Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz im Rahmen des Forschungsprojektes „VieWBay – Virtueller Wasserraum Bayern“ gefördert.

Literatur

- Ferziger, J. H.; Perić, M. (2002): Computational Methods for Fluid Dynamics. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.
- Fohrer, N.; Bormann, H.; Miegel, K.; Casper, M.; Bronstert, A.; Schumann, A.; Weiler, M. (2016): Hydrologie. Stuttgart, Deutschland: utb GmbH.
- Hervouet, J.-M. (2007): Hydrodynamics of Free Surface Flows: Wiley.
- Maniak, U. (2010): Hydrologie und Wasserwirtschaft. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.
- Mausser, W.; Bach, H. (2009): PROMET – Large scale distributed hydrological modelling to study the impact of climate change on the water flows of mountain watersheds. In: Journal of Hydrology 376 (3-4), S. 362–377. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2009.07.046.
- Moriasi, D. N.; Arnold, J. G.; van Liew, M. W.; Bingner, R. L.; Harmel, R. D.; Veith, T. L. (2007): Model Evaluation Guidelines for Systematic Quantification of Accuracy in Watershed Simulations. In: Transactions of the ASABE 50 (3), S. 885–900. DOI: 10.13031/2013.23153.
- Nützmann, G.; Moser, H. (2016): Elemente einer analytischen Hydrologie. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden.
- Patt, H.; Jüpner, R. (Hg.) (2020): Hochwasser-Handbuch. Auswirkungen und Schutz. Springer Fachmedien Wiesbaden. 3., neu bearbeitete Auflage. Wiesbaden, Heidelberg: Springer Vieweg.
- Reisenbüchler, M.; Dallmeier, A. (2022): VieWBay - Virtueller Wasserraum Bayern. Simulation hydromorphologischer Gerinneprozesse (TP1). Ergänzungsbericht: 01.01.2022 – 30.06.2022. Lehrstuhl für Wasserbau, Technische Universität München. München. Unveröffentlicht
- Rutschmann, P.; Bui, M. D.; Liepert, T.; Reisenbüchler, M.; Dallmeier, A.; Aguirre, D. et al. (2022): VieWBay - Virtueller Wasserraum Bayern. Simulation hydromorphologischer Gerinneprozesse (TP1). Schlussbericht: 01.01.2018 – 31.12.2021. Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München. München. Unveröffentlicht.
- Wittenberg, H. (2011): Speicher. In: Hartmut Wittenberg (Hg.): Praktische Hydrologie. Wiesbaden: Vieweg+Teubner, S. 49-58.

Anschrift der Verfasser*innen

M.Sc. Antonia Dallmeier
 Lehrstuhl für Hydraulic Engineering, TU München
 Arcisstraße 21, D-80333 München
 antonia.dallmeier@tum.de

Prof. Dr. Nils Rüther
 Lehrstuhl für Hydraulic Engineering, TU München
 Arcisstraße 21, D-80333 München
 nils.ruether@tum.de

Dr. Markus Reisenbüchler
 Lehrstuhl für Hydraulic Engineering, TU München
 Arcisstraße 21, D-80333 München
 markus.reisenbuechler@tum.de

Renaissance einer alten Technik: Leistungsanalyse eines halbseitig beplankten Zuppinger-Wasserrads

Julius Maier, Daniel Heim, Kevin Rieger, Martin Weber und Nicole Saenger

Zusammenfassung

In Zeiten hohen Energiebedarfs ist jede generierte Kilowattstunde von Bedeutung. Dennoch wird das Potential der Kleinwasserkraft, welche in ihrer Definition eine installierte Leistung von unter 1 MW aufweist, nicht vollständig genutzt. Um ein Wasserrad in Betrieb nehmen zu dürfen, müssen unterschiedliche Auflagen erfüllt sein. So sind beispielsweise ökologische Vorgaben wie die der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie äußerst strikt. Es werden Fischwanderhilfen benötigt, um eine gefahrlose Passierbarkeit für Fische und andere aquatische Lebewesen zu gewährleisten. An der Hochschule Darmstadt wird an einem Zuppinger-Wasserrad geforscht. Das Rad ist in der Mitte seiner Breite halbiert, weshalb es ein halbbeplanktes Zuppinger-Wasserrad, kurz ein Halbrad, darstellt. Durch den zusätzlichen Raum neben dem Rad soll dem Fisch die Möglichkeit gegeben werden, am Wasserradstandort vom Unter- ins Oberwasser zu gelangen. Dabei wird ein Leistungsverlust in Kauf genommen. Diverse Leistungsmessungen wurden durchgeführt, wobei das Hauptaugenmerk auf dem Verhältnis der Leistung des Halbrads zur Leistung der konventionellen Bauweise liegt. Somit können Aussagen zur Wirksamkeit des entwickelten Wasserkraftwandlers getroffen werden.

1 Einleitung

Wasserräder sind heute weitgehend aus dem Erscheinungsbild verschwunden. Daher ist es schwierig, ihren Einfluss auf den deutschen Energiemix zu beziffern. Die Literatur bezieht sich häufig allgemein auf Kleinwasserkraft unter 1 MW. Heute existieren in Deutschland noch etwa 7400 Wasserkraftanlagen. Die Mehrheit entspricht der Ausbaugröße der Kleinwasserkraft. Und dennoch sind es nur etwa 100 Anlagen, die mehr als zwei Drittel der gesamten Stromerzeugung durch Wasserkraft generieren. (Giesecke et al. 2014, S. 37)

Mit einem Blick in die Vergangenheit lässt sich die Bedeutung von Wasserrädern darlegen. Im Jahr 1927 existierten alleine in Bayern 7571 Wasserräder mit einer Gesamtleistung von 35,62 MW. Mit 4,70 kW liegt die Durchschnittsleistung demnach am unteren Spektrum moderner Anlagen. Im vergangenen Jahrhundert hat sich die Anzahl an Wasserradanlagen bis auf ein Minimum reduziert. So sind zu Beginn des neuen Jahrtausends nur noch 33 Wasserräder im gesamten süddeutschen Raum in Betrieb gewesen. Dies ist verwunderlich, da ein Vorteil von Wasserrädern doch darin liegt, gerade im ländlichen Raum die Energieversorgung mit dezentralen Anlagen sicherzustellen. (Müller und Kauppert 2002, S. 185)

Hinzu kommt, dass die Kleinwasserkraft in der breiten Bevölkerung ein höheres Ansehen genießt als große Wasserkraftanlagen (Giesecke et al. 2014, S. 37). Wenngleich die Technik alt und beinahe vergessen ist, kann sie auch heute noch Einfluss auf den Energiemix nehmen und somit lohnenswert sein.

Soll ein Wasserrad installiert werden, sind ökologische Vorgaben zu jeder Zeit einzuhalten. Die Fischdurchgängigkeit ist dabei ein wichtiger Aspekt. Für Fische stellen Wasserräder, wie auch nahezu jede andere Form von Wasserkraftnutzung, ein Wanderhindernis dar (Deutsche

Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA) 2014, S. 25). Um den guten ökologischen Zustand eines Fließgewässers zu wahren, ist nach der EU-WRRL (2000, S. 55) jegliche Barriere für Fische und Makrozoobenthos passierbar zu gestalten. In der Regel ist hierfür ein separater Fischpass erforderlich, welcher jedoch die Gesamtbaukosten einer Wasserkraftanlage steigert und dadurch die Amortisationszeit verlängert. Um dies zu vermeiden, sollte es das Ziel sein, eine Durchgängigkeit vom Unter- in das Oberwasser direkt am Wasserrad zu gewährleisten.

Diese Veröffentlichung zielt darauf ab, die Technologie des Wasserrads aus heutiger Sicht zu denken. Zu diesem Zweck wird das Halbrad vorgestellt. Dessen Leistung wird mit der konventionellen Bauform des Zuppinger-Wasserrads verglichen. Das Verhältnis gibt Aufschluss über die Effektivität des Halbrads. Für mehrere Betriebspunkte liegt das besagte Verhältnis über 50%. Während die Konstruktion zwar zu einer Reduktion der Leistung führt, stellt sie für die ökologischen Ziele einen wichtigen Baustein dar, da die offene Hälfte künftig als Fischpass fungieren soll.

2 Ökologische Herausforderungen für die Kleinwasserkraft

Nur wenige Wissenschaftler haben sich in den letzten Jahrzehnten mit Wasserrädern auseinandergesetzt. Ein halbiertes Zuppinger-Wasserrad wurde nicht untersucht. An dieser Stelle lohnt sich ein allgemeiner Vergleich von Wasserrädern mit einem anderen Wasserkraftwandler: der Turbine. Im Vergleich zu Turbinen haben bereits konventionelle Wasserräder ökologische Vorteile. Aber auch aus ökonomischer Sicht sind Wasserräder unter bestimmten Bedingungen zu bevorzugen.

Wasserräder sind wirtschaftlich im Vorteil, wenn wenig Durchfluss und nur eine geringe Fallhöhe zur Verfügung stehen. Für den Ausbaudurchfluss unterscheiden sich die Wirkungsgrade nicht. Liegen schwankende Abflussverhältnisse vor, sinkt der Wirkungsgrad von Turbinen. Wasserräder dahingegen decken ein größeres Abflussspektrum ab. Auch die Instandhaltungskosten sind bei Wasserrädern niedriger als bei Turbinen. (Mueller 2010, S. 165)

Während Turbinenanlagen üblicherweise hohe Mortalitätsraten aufweisen (Jacoby, D., Gollock, M. 2014, S. 12), gelten Wasserräder laut Wolter et al. (2019, S. 94) als wesentlich fischfreundlicher. Zwar wird zu Turbinen und deren stromabwärts gerichteten Passierbarkeit geforscht (Watson et al. 2022), die ökologischen Vorteile von Wasserrädern dahingegen sind bereits bewiesen.

Den guten ökologischen Zustand der Fließgewässer und damit auch die Durchgängigkeit für aquatische Lebewesen gilt es zu gewährleisten. Diese beiden Kriterien nehmen maßgebend Einfluss auf die zur Energiewandlung zur Verfügung stehende Wassermenge.

Die Möglichkeit zur Migration an unnatürlichen Barrieren wie Wasserkraftanlagen ist ein äußerst wichtiges Thema. Für die Durchgängigkeit entgegen der Fließrichtung bedarf es für beide Varianten von Wasserkraftanlagen Aufstiegsanlagen. Diese Veröffentlichung stellt eine Variante des Zuppinger-Wasserrads vor, die zukünftig die vollständige Fischdurchgängigkeit gewährleisten soll.

3 Methodik

Basierend auf einem existierenden physikalischen Modell eines Zuppinger-Wasserrads im Wasserbaulabor der Hochschule Darmstadt wurde eine Radvariante eingebaut und analysiert. Ziel ist es, eine stromaufgerichtete Fischdurchgängigkeit herzustellen.

Nachfolgend wird die Leistung des Wasserrads analysiert. Untersuchungen zur Durchwanderbarkeit, im Sinne der Prüfung hydraulischer Parameter, sind im weiteren Forschungsverlauf vorgesehen.

3.1 Beschreibung des Versuchsaufbaus

Die experimentellen Versuche wurden an einem Modell eines Zuppinger-Wasserrads (siehe Abb. 1) mit dem Durchmesser $d = 1,80$ m und der Breite $b = 0,90$ m durchgeführt. Das Rad hat 25 Schaufeln mit einem Spaltmaß $s = 5$ mm zwischen Schaufelvorderkante und Kropfgerinne. Die Schaufelform ist ausgelegt nach den Bemessungsempfehlungen von Nuernbergk (2013). Die Länge der Rinne, in welche das Wasserrad eingesetzt ist, beläuft sich auf $l = 20,00$ m. Die Rinnenbreite beträgt $w = 0,91$ m. Mit einer am Rinnenende verbauten Wehrklappe wird die Einstellung von unterschiedlichen Unterwasserständen h ermöglicht. Mittels eines Stechpegels werden die Wasserstände kontrolliert.



Abb. 1 Seitenansicht des ursprünglichen Versuchsaufbaus

Um die Leistung des Wasserrads zu bestimmen sind Messinstrumente installiert. Das Drehmoment M wird mit einer Drehmomentmesswelle (ETH DRFL-VI-1000-A) abgegriffen. Die vorhandene Drehzahl n wird über einen Drehgeber (ifm RB1015) ermittelt. Deren Einstellung erfolgt über eine Magnetpulverbremse in Kombination mit einer auf den Versuchsstand abgestimmten LabView-Umgebung. Der Durchfluss wird über einen im Rinnenzulauf eingebauten Schieber geregelt. Mittels eines MIDs (Krohne Aquaflux F/6) wird der Durchfluss kontrolliert. In Tab. 1 sind die Messinstrumente mit den zugehörigen Genauigkeiten aufgeführt.

Tab. 1 Messinstrumente

Parameter	Instrument	Hersteller	Modell	Genauigkeit
Drehmoment M	Messwelle	ETH	DRFL-VI-1000-A	± 1 Nm
Drehzahl n	Drehgeber	ifm	RB1015	$\pm 4\%$
Durchfluss Q	MID	KROHNE	Aquaflux F/6	$\pm 0,5\%$

Die Leistungsberechnung erfolgt gemäß [1]:

$$P = 2 * \pi * M * \frac{n}{60} \quad [1]$$

Wie in Kapitel **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** beschrieben, wirkt eine Wasserkraftanlage in einem Fließgewässer als Barriere für aquatische Lebewesen. In diesem Beitrag wird das Zuppinger-Wasserrad ertüchtigt, um es fischfreundlich zu gestalten. **Abb. 2 Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** zeigt das ursprüngliche Wasserrad (links, nachfolgend Vollrad) im Vergleich mit dem Halbrad (rechts).

**Abb. 2** Vergleich des Vollrads (links) mit dem Halbrad (rechts)

Beim Halbrad wurden die Schaufelbreiten halbiert, was einer Reduzierung auf $b = 0,45$ m entspricht. Die Schaufelanzahl beträgt weiterhin 25 Stück. Die nun durchgängige Seite soll es Fischen ermöglichen, die Anlage stromaufwärts zu passieren. Auf der einen Seite führt dies dazu, dass eine konventionelle Fischaufstiegsanlage (kurz: FAA) nicht mehr benötigt wird. Die entfallenden Baukosten haben positive Auswirkungen auf die Wirtschaftlichkeit einer Wasserkraftanlage. Andererseits führt die offene Hälfte zu einem Leistungsverlust. Im Vergleich zu einem vollständig beplankten Wasserrad kann somit nicht die gleiche mechanische Leistung generiert werden. Der Forschungsansatz basiert darauf, diese Auswirkung genau zu quantifizieren. Auf Basis unterschiedlicher Betriebspunkte werden die Leistungen der Wasserräder ins Verhältnis gesetzt.

3.2 Analytische Methoden

Laut Ölke (2016, S. 64) liegt bei einem Durchfluss von $Q = 100$ l/s für die Drehzahl $n = 5,2^{-1}$ der höchste Wirkungsgrad für das Vollrad vor. Daher wurden die nachfolgenden Untersuchungen mit dieser Drehzahl und bis zu einem maximalen Durchfluss von $Q = 100$ l/s für das Vollrad durchgeführt. Da es sich beim Wirkungsgrad um einen Verhältniswert handelt, werden für die

Untersuchungen die Leistungen von Halbrad und Vollrad herangezogen und auf zwei Arten verglichen. Zuerst wird ein direkter Vergleich bei exakt gleichen Betriebspunkten, nachfolgend 1:1-Vergleich genannt, durchgeführt. Die Parameter sind in Tab. 2 aufgeführt.

Tab. 2 Betriebspunkte für den 1:1-Vergleich zwischen Halbrad und Vollrad

	Halbrad und Vollrad	
n [min⁻¹]	5,2	
h [cm]	25	30
Q [l/s]	40, 50, 60, 70, 75, 80, 90, 100	

Der zweite Vergleich beruht auf einem erhöhten Durchfluss beim Betrieb des Halbrads (siehe Tab. 3). Grundlage für diese Annahme ist, dass bei einem konventionellen Vollrad ein Teil des vorhandenen Durchflusses für einen Fischpass und die Ökologie des Fließgewässers abgeschlagen werden muss. Liegt der prozentuale Durchflussabschlag bei 30%, kann das Vollrad mit 70% des gesamten Durchflusses betrieben werden. Hier orientiert sich der Autor an einem üblichen Wert auf Grundlage des Hessischen Mindestwassererlasses (Hessisches Ministerium für Umwelt, Klimaschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz (HMUKLV) 15.01.2018).

Der Einsatzort des Halbrads soll das Mutterbett des Fließgewässers sein, weshalb es hierfür keines Abschlags bedarf. Gleiches gilt für die übliche Fischaufstiegsanlage. Kann der Fisch unmittelbar neben dem Wasserrad wandern, muss keine FAA mehr betrieben werden. Während für das Halbrad somit der Durchfluss zu 100% angesetzt wird, beträgt dieser aufgrund der Reduktion um 30% für das Vollrad noch 70%. Nachfolgend wird diese Kombination als 1:0,7-Vergleich deklariert.

Tab. 3 Betriebspunkte für den 1:0,7-Vergleich zwischen Halbrad und Vollrad

	Halbrad		Vollrad	
n [min⁻¹]	5,2			
h [cm]	25	30	25	30
Q [l/s]	57, 71, 86, 100, 107, 114, 129, 143	86, 100, 107, 114, 129, 143	40, 50, 60, 70, 75, 80, 90, 100	60, 70, 75, 80, 90, 100

Anhand des Verhältnisses $r_{h25/h30}$ (s. [2]) wird erörtert, wie hoch die Leistung $P_{Halbrad}$ des Halbrads im Vergleich zum Vollrad ($P_{Vollrad}$) ist.

$$r_{h25/h30} = P_{Halbrad} / P_{Vollrad} \quad [2]$$

Aufbauend auf den Betriebspunkten aus den Tabellen Tab. 2 und Tab. 3 werden die Leistungen ermittelt und ins Verhältnis gesetzt. Die Resultate der analytischen Methode werden im folgenden Kapitel präsentiert und diskutiert.

4 Resultate und Diskussion

Die Resultate werden in zwei Unterkapiteln erläutert. Der 1:1-Vergleich wird in Kapitel 4.1 behandelt. Darauf aufbauend folgt in Kapitel 4.2 der Vergleich mit erhöhtem Durchfluss für den Betrieb des Halbrads. Des Weiteren werden die Ergebnisse skaliert, um die Leistungsfähigkeit an einer realen Wasserradanlage darzustellen. In der abschließenden Diskussion werden die Ergebnisse analysiert und verglichen. Es wird erläutert, bis zu welchem Betriebspunkt das Halbrad als ökonomisch gut arbeitendes System betrachtet werden kann.

4.1 Leistungsvergleich Halbrad – Vollrad 1:1

Das höchste Verhältnis der Leistungen von Halbrad zu Vollrad wurde für niedrige Durchflüsse ermittelt. Wird der Durchfluss erhöht, verringert sich das Verhältnis. Das gleiche Phänomen kann für steigendes Unterwasser h beobachtet werden. Für $Q = 60 \text{ l/s}$ beträgt $r_{h25} = 51\%$, wohingegen r_{h30} 43% entspricht.

Tab. 4 Leistungsvergleich Halbrad – Vollrad 1:1

Q [l/s]		h ₂₅ [cm]			h ₃₀ [cm]		
		P [W]		r [%]	P [W]		r [%]
Halbrad	Vollrad	Halbrad	Vollrad		Halbrad	Vollrad	
40	40	14,11	23,84	59	*	*	*
50	50	24,83	46,15	54	*	*	*
60	60	33,82	66,67	51	14,77	34,71	43
70	70	41,39	89,08	46	24,19	56,40	43
75	75	45,28	98,33	46	29,12	67,70	43
80	80	49,08	110,65	44	32,09	78,95	41
90	90	55,25	144,18	38	41,59	113,01	37
100	100	61,71	183,00	34	46,59	154,29	30

*Drehzahl von $n = 5,20^{-1}$ konnte nicht erreicht werden

4.2 Leistungsvergleich Halbrad – Vollrad 1:0,7

Wird der Durchfluss beim Betrieb des Halbrads erhöht, werden folgerichtig höhere Verhältnisse der Leistungen beider Räder als im 1:1-Vergleich erzielt. In der vorliegenden Studie konnten Verhältnisse von über 100% ermittelt werden.

Tab. 5 Leistungsvergleich Halbrad – Vollrad 1:0,7

Q [l/s]		h ₂₅ [cm]			h ₃₀ [cm]		
		P [W]		r [%]	P [W]		r [%]
Halbrad	Vollrad	Halbrad	Vollrad		Halbrad	Vollrad	
57	40	30,09	23,84	126	13,62	*	*
71	50	41,63	46,15	90	24,21	*	*
86	60	52,20	66,67	78	36,96	34,71	106
100	70	61,71	89,08	69	46,59	56,40	83
107	75	67,28	98,33	68	51,15	67,70	76
114	80	70,21	110,65	63	53,72	78,95	68
129	90	79,33	144,18	55	64,31	113,01	57
143	100	88,50	183,00	48	75,63	154,29	49

*Drehzahl von $n = 5,20^{-1}$ konnte nicht erreicht werden

4.3 Realitätsnahe Skalierung

Um die Leistung eines realen Halbrads zu analysieren, wird diese anhand der Froud'schen Maßstabsfaktoren skaliert. Voraussetzung hierfür ist, dass sowohl Fallhöhe als auch Durchfluss am fiktiven Standort mit den Werten des physikalischen Modells maßstäblich übereinstimmen. Es werden drei Maßstäbe vorgestellt. Ausgangspunkt hierfür ist die Versuchskombination h_{25}/Q_{143} . Im Versuch lag die Fallhöhe Δh , bei etwa 20 cm.

Tab. 6 Realitätsnahe Skalierung

	Maßstab		
	2:1	3:1	4:1
Q [l/s]	809	2229	4576
Δh [m]	0,40	0,60	0,80
P [W]	1002	4141	11334

In Abhängigkeit von den Standortbedingungen können bis zu 11 kW im Maßstab 4:1 mit dem Halbrad generiert werden. Voraussetzung hierfür sind eine Fallhöhe $\Delta h = 0,80$ m bei einem Durchfluss von $Q = 4576$ l/s und eine Gewässerbreite von mindestens 3,60 m. Das Halbrad hätte demnach eine Breite von 1,80 m bei einem Durchmesser von 7,20m.

4.4 Diskussion der Ergebnisse

Im 1:1-Vergleich wurden keine hohen Verhältnisse ermittelt. Im Maximum liegen diese bei $r_{h25} = 59\%$ ($Q_{40/40}$), im Minimum bei $r_{h30} = 30\%$ ($Q_{100/100}$).

Anders gestalten sich die Verhältnisse bei einer Durchflusserhöhung für das Halbrad. Hierfür wurden Verhältnisse in der Spanne von $r_{h25} = 126\%$ ($Q_{57/40}$) und $r_{h25} = 48\%$ ($Q_{143/100}$) ermittelt. Darüber hinaus lassen sich Ähnlichkeiten in den Verhältnissen bei hohen Durchflüssen ungeachtet des Unterwasserstands feststellen. Das Verhältnis für $Q_{129/90}$ beträgt $r_{h25} = 55\%$ bzw. $r_{h30} = 57\%$. Die Ergebnisse für $Q_{143/100}$ bestätigen diese Beobachtung ($r_{h25} = 48\%$, bzw. $r_{h30} = 49\%$). Für die Auswahl möglicher Standorte hat dies eine große Bedeutung. Fluktuierende Unterwasserstände sind demnach kein Ausschlusskriterium für den Einbau eines Halbrads.

Trotz aller Erkenntnisse ist festzuhalten, dass die ökologische Durchgängigkeit stets über die Wirtschaftlichkeit gestellt werden muss. Notfalls muss eine Minderung der Leistung in Kauf genommen werden, um den ökologischen Belangen gerecht zu werden. Abb. 3 zeigt die vorherrschenden Bedingungen im Halbrad für h_{25}/Q_{143} . Ein niedriger Wasserstand kann über dem Kropfgerinne beobachtet werden. Im Auslaufbereich des Wasserrads treten Turbulenzen auf. Es stellt sich daher die Frage, ob Fische diese Strömung auf dem Weg ins Oberwasser überwinden können.



Abb. 3 Halbrad / h_{25}/Q_{143} / Seitenansicht (links) und Blick aus dem Unterwasser (rechts)

5 Fazit

Im Leistungsvergleich des Vollrads als konventionelle Bauweise mit dem Halbrad können Verhältnisse von über $r = 50\%$ erreicht werden. Wird der Durchfluss für den Betrieb des Halbrads erhöht, steigt der Wert weiter an. Die Leistungsanalyse kann im weiteren Forschungsverlauf auf verschiedene Wege erweitert werden. Sowohl die Drehzahl, der Durchfluss als auch der Unterwasserstand können angepasst werden. Es ist vor allem der These nachzugehen, ob für hohe Durchflüsse ein einheitliches Verhältnis erwartet werden kann. Darauf aufbauend ist zu hinterfragen, ob sich dies mit weiteren Drehzahlen bestätigen lässt.

Von besonderer Bedeutung ist jedoch die Analyse des Halbrads hinsichtlich der Fischfreundlichkeit. Hierfür sind Messungen in der offenen Hälfte, dem künftigen Fischeaufstieg, notwendig. Einbauten wie Trennwände aus Holz mit Öffnungen für Fische könnten die Situation weiter verbessern.

6 Literaturverzeichnis

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA) (2014): Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke. Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung M 509.

EU-WRRL (2000): Richtlinie 2000/60/EG des europäischen Parlaments und des Rates zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik, 23.10.2000.

Giesecke, Jürgen; Heimerl, Stephan; Mosonyi, Emil (2014): Wasserkraftanlagen. Planung, Bau und Betrieb. 6., aktualisierte und erweiterte Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer Vieweg.

Hessisches Ministerium für Umwelt, Klimaschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz (HMUKLV) (15.01.2018): Regelung zur Ermittlung der Mindestwasserführung in Ausleitungsstrecken hessischer Fließgewässer. In: Staatsanzeiger für das Land Hessen.

Jacoby, D., Gollock, M. (2014): *Anguilla Anguilla*. IUCN Red List of Threatened Species. 2014: e.T60344A45833138.

Mueller, Wilhelm (2010): Die Wasserräder. Berechnung, Konstruktion und Wirkungsgrad. 2., durchges. und erw. Aufl. ; [4.] unveränd. photomech. Nachdr. d. 2. Auflage Leipzig 1939. Detmold: Schäfer.

Müller, Gerald; Kauppert, Klemens (2002): Old watermills—Britain's new source of energy? In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering* 150 (4), S. 178–186. DOI: 10.1680/cien.2002.150.4.178.

Nuernbergk, Dirk (2013): Wasserräder mit Kropfgerinne. Berechnungsgrundlagen und neue Erkenntnisse. [2., vollst. überarb. Aufl.]. Detmold: Schäfer.

Ölke, Patrick (2016): Bemessung und Analyse der Schaufelform für Zuppinger Wasserräder nach dem Ansatz von Nuernbergk (2013). unveröffentlichte Bachelorarbeit. University of Applied Sciences Darmstadt, Darmstadt.

Watson, Sterling; Schneider, Abraham; Santen, Leon; Deters, Katherine A.; Mueller, Robert; Pflugrath, Brett et al. (2022): Safe passage of American Eel through a novel hydropower turbine. In: *Trans Am Fish Soc*, Artikel tafs.10385. DOI: 10.1002/tafs.10385.

Wolter, Christian; Schomaker, Christian; Harten, Matthias von; Saenger, Nicole (2019): Entwicklung eines ökologisch verträglichen, modularen Systems zur Nutzung kleiner Wasserkräfte mit sehr niedrigen Fallhöhen. Teilprojekt Analyse der Fischfreundlichkeit von Wasserrädern. 1. Aufl. Darmstadt: Hochschule Darmstadt.

Anschrift der Verfasser

Julius Maier, M.Eng.

Daniel Heim, B.Eng.

Kevin Rieger, M.Eng.

Martin Weber, M.Eng

Prof. Dr.-Ing. Nicole Saenger

Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwesen, Hochschule Darmstadt

Schöfferstraße 1, 64295 Darmstadt

julius.maier@h-da.de

Optimierung der Anströmbedingungen eines Fischleitrechens beim KW Herrentöbeli mittels 3D-numerischer Simulation

Yannick Marschall, Claudia Leuch, Ismail Albayrak, Robert Boes und David Vetsch

Zusammenfassung

Das revidierte Schweizer Gewässerschutzgesetz von 2011 fordert die Wiederherstellung der Fischdurchgängigkeit an Querbauwerken, wie z.B. Wasserkraftwerken. Während der Fischaufstieg bei vielen Anlagen bereits ermöglicht wurde, ist ein gefahrenfreier Fischabstieg häufig noch nicht zufriedenstellend gelöst. Am Laufwasserkraftwerk Herrentöbeli an der Thur im Kanton St. Gallen können Fische bisher nur durch die Rohrturbinen oder bei Hochwasser über das Wehr absteigen. Da für den Fischabstieg noch kein Patentrezept existiert, wurde das Kraftwerk Herrentöbeli als Pilotprojekt für ein Fischleitrechen-Bypass-System mit einem *Curved-Bar-Rack* (CBR-BS) ausgewählt. Der Curved-Bar Rack (CBR) zeichnet sich durch die spezielle, stromlinienförmige Krümmung der Rechenstäbe aus und führt durch die Veränderung des Strömungsfeldes entlang des Rechens zu einer Lenkung der Fische in den Bypass. So können die Stababstände vergleichsweise groß und die Rechenverluste klein gehalten werden. Entscheidend für die Fischleiteffizienz des CBR-BS ist jedoch eine homogene Anströmung mit nicht zu großen Geschwindigkeiten. Im Rahmen des Pilotprojekts wurde die Optimierung der Strömungsbedingungen im Zulaufkanal mittels 3D-numerischer Simulationen durchgeführt. Dabei wurden verschiedene Varianten für die geometrische Ausbildung einer Geschiebspülrinne und des Einlaufbereichs des Bypasses untersucht und verglichen. Ein besonderes Augenmerk wurde auf die Vermeidung von Wirbelstrukturen gelegt, welche durch Ablösungsprozesse an prägnanten Kanten und in Nischen erzeugt werden. Die turbulente Struktur der Wirbel kann zur Desorientierung und Abschreckung der Fische führen und somit die Leitfähigkeit des CBR-BS vermindern. Die Varianten wurden ebenfalls auf Machbarkeit und Kosteneffizienz überprüft, bevor eine Bestvariante für den Umbau des Kraftwerks vorgeschlagen wurde. In der Wintersaison 2021/22 wurden die baulichen Maßnahmen entsprechend der vorgeschlagenen Variante umgesetzt.

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage und Zielsetzung

Das revidierte Schweizer Gewässerschutzgesetz von 2011 hat unter anderem die Wiederherstellung der Fischdurchgängigkeit an Querbauwerken wie z.B. Wasserkraftanlagen zum Ziel. Insbesondere der Fischabstieg ist bisher an vielen Kraftwerken nicht zufriedenstellend gelöst. Eine Möglichkeit für einen fischschonenden Abstieg sind sogenannte Fischleitrechen-Bypass-Systeme. An der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) wurde ein Fischleitrechen mit gekrümmten Stäben und großem Stababstand (*Curved-Bar Rack*) entwickelt (Beck, 2020; Beck et al., 2020a; Beck et al., 2020b; Beck et al., 2020c), um die hydraulischen Verluste zu reduzieren und eine asymmetrische Turbinenanströmung zu vermeiden. Am Wasserkraftwerk Herrentöbeli an der Thur im Kanton St. Gallen, Schweiz, ist der Fischabstieg nur durch die Turbinen oder bei Hochwasser über das Stauwehr möglich. Aus diesem Grund sollte die Wirksamkeit des *Curved-Bar Racks* (CBR) im Rahmen eines Pilotprojekts untersucht werden.

Das KW Herrentöbeli wird von der St.Gallisch-Appenzellischen Kraftwerke AG betrieben und befindet sich in einer Linkskurve des Flusses Thur in der Nähe der Ortschaft Nesslau im Kanton

St. Gallen, Schweiz. Oberhalb eines natürlichen Wasserfalls wird die Thur mit einer 3.6 m hohen Wehrmauer aufgestaut. Die Stauwurzel liegt je nach Abfluss und Staupegel zwischen 150 m und 200 m stromaufwärts des Kraftwerks. Der gesamte Stauraum liegt in einer Rechtskurve (Abb. 1). Dies führt zu einer asymmetrischen Anströmung des Zulaufkanals. Vom Zulaufkanal wird das Wasser zur Stromgewinnung in die Rohrturbinen geleitet. Das Kraftwerk liegt in einem alpinen Einzugsgebiet mit einem großen Dargebot an Geschiebe und Treibholz, welches insbesondere während Hochwasserereignissen angeschwemmt wird. Der Abfluss der Thur wird maßgebend von der Schneeschmelze in den Frühlingsmonaten beeinflusst. Der mittlere Abfluss liegt bei ca. $6 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Ausbauwassermenge des KW Herrentöbeli beträgt $Q_A = 11 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ziel der Pilotstudie sind die Projektierung und die Untersuchung der Wirksamkeit des CBR-BS. Analog zum bestehenden Einlaufrechen vor den Turbinen wurde hier ein CBR-Stababstand von 25 mm gewählt. Im Rahmen dieses Beitrages wird hauptsächlich auf die Evaluation verschiedener Rechenpositionen und die geometrischen Anpassungen des Zulaufkanals während der Projektierung eingegangen.



Abb. 1 Situation KW Herrentöbeli mit Modellperimeter (gelb strichlierte Linie) (Bild: map.geo.admin.ch)

1.2 Vorgehensweise

In einem ersten Schritt wurde der Projektperimeter während zweier Feldmesskampagnen vermessen, und Validierungsdaten wurden erhoben. Mit Hilfe eines ADCP-Bootes (*Acoustic Doppler Current Profiler*) wurden in verschiedenen Querschnitten im Stauraum die Fließgeschwindigkeit gemessen und die Bathymetrie vermessen (Maddahi et al., 2021). Anschließend wurden zur Evaluation möglicher Rechenstandorte 3D-numerische Simulationen im Projektperimeter durchgeführt. Dafür wurde ein digitales 3D-Modell des Stauraums und des Zulaufkanals erstellt. Die Resultate der numerischen Simulationen wurden mit den Messdaten aus den Feldmessungen validiert. Sämtliche Simulationen wurden mit der Software OpenFOAM als URANS (*Unsteady Reynolds-Averaged Navier-Stokes*) Simulationen durchgeführt. Für die Bewertung der potentiell-

len Rechenstandorte wurden vorgängig verschiedene Fischleitkriterien definiert. So soll im Bereich des Rechenquerschnitts die Geschwindigkeitskomponente tangential zum Rechen v_t grösser sein als die senkrecht auf den Rechen wirkende Normalgeschwindigkeit v_n (Larinier & Couret, 2008):

$$v_t/v_n > 1 \quad [1]$$

Weiter wurde eine maximale Normalgeschwindigkeit am Leitrechen nach den Empfehlungen von Ebel (2016) und O’Keeffe & Turnpenny (2005) bestimmt. Demnach soll sich die maximale Normalgeschwindigkeit nach der maximalen Dauerschwimmgeschwindigkeit v_{opt} der vorherrschenden Leitfischart richten. Aufgrund der natürlichen Gegebenheiten (hoher Wasserfall) ist ein Fischaufstieg im Bereich des KW Herrentöbels nicht möglich. Im betrachteten Flussabschnitt wurden daher auch vorwiegend juvenile Bachforellen beobachtet. Daraus wurde das folgende Kriterium bzgl. Normalgeschwindigkeit definiert:

$$v_n \leq v_{opt} = 0.5 \text{ m/s} \quad [2]$$

Als drittes Kriterium, insbesondere für die Akzeptanz des Bypasses, wurde das Verhältnis von Bypass-Einlaufgeschwindigkeit $U_{By,in}$ zur mittleren Anströmgeschwindigkeit U_0 (*Velocity Ratio, VR*) definiert:

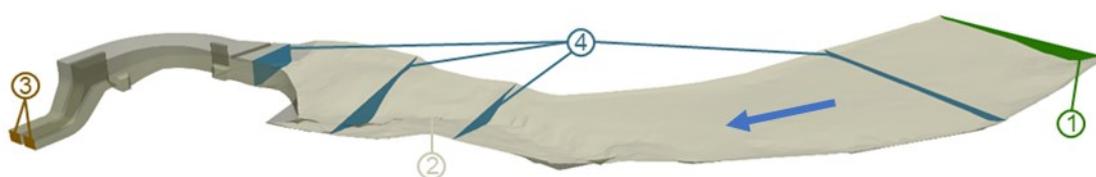
$$VR = U_{By,in} / U_0 \quad [3]$$

Für Fischleitrechen mit *Horizontal Bar Racks* werden Werte von $1.0 \leq VR \leq 2.0$ (Ebel, 2016) empfohlen. Beck et al. (2020a) zeigte für den CBR, dass die Bypass-Passagen bei $VR > 1.2$ abnehmen. Die Simulationen wurden daher mit $VR = 1.1$ und $VR = 1.2$ durchgeführt. Zum Erreichen der Fischleitkriterien und einer verbesserten Turbinenanströmung wurden neben der bisherigen Geometrie des Zulaufkanals auch diverse bauliche Anpassungen untersucht. Dafür wurde jeweils das 3D-Modell angepasst und neue Simulationen durchgeführt.

2 Numerisches Modell

2.1 Erstellung 3D-Modell

Für die Durchführung der numerischen Simulationen wurde ein 3D-Modell mit allen relevanten geometrischen Details erstellt. Um den Einfluss der Rechtskurve im Stauraum auf die Anströmbedingungen zu berücksichtigen, erstreckt sich das 3D-Modell vom Beginn der Kurve bis zu den Turbinen (Abb. 2). Die Geometrie im Stauraum wurde aus den Daten der Feldmessungen mit dem ADCP-Boot erstellt. Die Geometrie des Zulaufkanals konnte mittels Baupläne des Kraftwerks rekonstruiert werden. Im Verlauf des Projektes wurden die baulichen Anpassungen ebenso in das 3D-Modell eingearbeitet.



① Einlass ② Sohle & Seitenwände ③ Auslass ④ Querprofile CS 01_01 bis CS 01_04

Abb. 2 Umrandung des Rechengitters (ohne Deckel) mit Querprofilen zur Validierung im Istzustand

2.2 Rechengitter und Randbedingungen

Die Modellbegrenzung wird hauptsächlich durch die Bathymetrie und die Geometrie des Zulaufkanals definiert. Um die Rechenzeit der Simulation zu reduzieren, wurde die sogenannte *Rigid Lid* Methode verwendet: Da Wasserspiegeländerungen während einer Simulation vernachlässigbar sind, wird das Modell nach oben durch einen starren Deckel begrenzt. Für die maßgebenden Lastfälle $Q_{330} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ und $Q_{30} = 22.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (Istzustand) bzw. Q_A (Neuzustand) wurde ein konstanter Zufluss gewählt. Im Bereich der Turbinen (Ausströmrand) wurde die Geometrie des Kanals vereinfacht. An der Stelle der beiden Turbinen wurde eine Druckrandbedingung angesetzt. Da im Lastfall Q_{330} jeweils nur eine Turbine in Betrieb ist, wurden die Strömungsverhältnisse für beide Turbinen (links, rechts) separat untersucht. Für den Lastfall Q_{30} besteht ein höherer Staupegel und Wehrüberfall. Dies wurde durch einen weiteren Ausströmrand entlang der Wehrkrone abgebildet. Die Fließgeschwindigkeit im Bypass wurde entsprechend des VR-Kriteriums (Gl. [3]) festgelegt.

Unter Einbezug der Randbedingungen wurde ein Rechengitter für jede geometrische Konfiguration (z.B. Wasserspiegellage, bauliche Anpassungen) erstellt. Dabei wurde das Gitter in Bereichen von besonderem Interesse, wie z.B. Zulaufkanal oder Eingang des Bypasses, verfeinert. Die verwendeten Rechengitter wiesen eine Größe von bis zu 2 Mio. Zellen auf. Für die Simulationen im Istzustand wurden zwei Rechengitter erstellt, für die Simulationen des Neuzustandes wurden insgesamt 14 Konfigurationen überprüft.

2.3 Detailmodell

Eine detaillierte Abbildung der Stäbe des Fischleitrechens im 3D-numerischen Modell würde zu einem unpraktikabel großen Berechnungsaufwand führen. Alternativ wurde eine innere Randbedingung implementiert, welche die von den Rechenstäben verursachte Beeinflussung des Strömungsfelds (Strömungsumlenkung und lokale Verluste) abbildet. Um die entsprechende Strömungsumlenkung zu ermitteln, wurde für die untersuchte Stabform ein separates Detailmodell erstellt, in welchem die Rechenstäbe abgebildet werden konnten (Leuch et al., 2022). Aus den Resultaten dieser Simulationen konnte die Strömungsumlenkung abgeleitet werden.

3 Simulation Istzustand

3.1 Validierung

Zur Validierung des 3D-numerischen Modells wurden die zeitlich gemittelten Fließgeschwindigkeiten in vier Querschnitten im Stauraum (Abb. 2, CS01_01 bis CS01_04) aus den Feldmessungen mit den Simulationsergebnissen verglichen. In Abb. 3 (oben) sind die Resultate für den Querschnitt CS01_03 während der ersten Messkampagne visualisiert. Messungen nahe der Wasseroberfläche und der Sohle sind mit der verwendeten Messtechnik nicht möglich. In den weiteren Bereichen kann jedoch eine sehr gute Übereinstimmung der Fließgeschwindigkeiten aus den Simulationen (Abb. 3, unten) beobachtet werden. Die Region mit erhöhter Fließgeschwindigkeit im Zentrum des Querschnittes wird durch das numerische Modell ebenso gut abgebildet wie die strömungsberuhigte Zone in der linken Querschnittshälfte. Die weiteren Querschnitte zeigen ebenfalls eine gute Übereinstimmung der Messdaten und der Simulationsergebnisse.

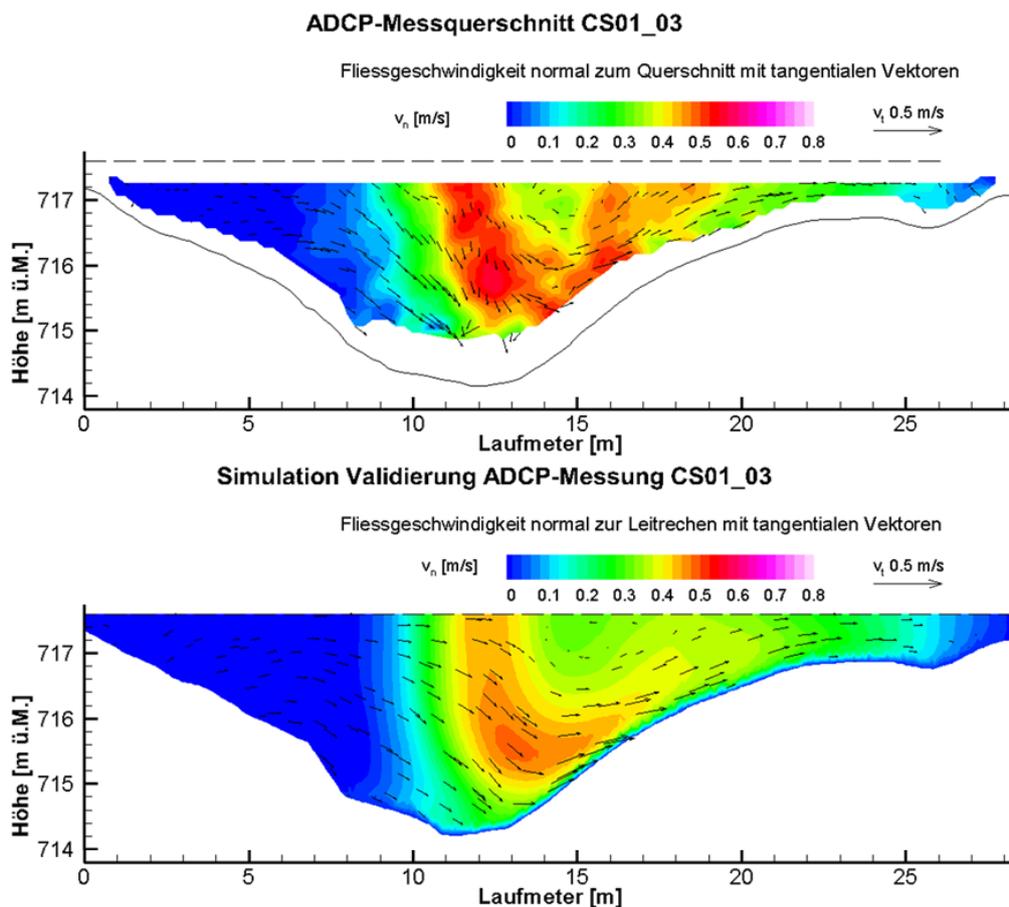


Abb. 3 Vergleich der Geschwindigkeitsprofile im Schnitt CS 01_03 zwischen der ADCP-Messung (oben) und der numerischen Simulation (unten)

3.2 Rechenpositionen im Istzustand

In einem ersten Schritt wurden je zwei Rechenpositionen im Zulaufkanal (Anströmwinkel $30^\circ/50^\circ$) und im Stauraum (Anströmwinkel $30^\circ/45^\circ$) definiert und auf die Fischleitfähigkeit mit Hilfe der obengenannten Kriterien überprüft. Dafür wurden die Fließgeschwindigkeiten orthogonal und parallel zu den entsprechenden Rechenquerschnitten bestimmt. Eine untersuchte Rechenposition im Zulaufkanal (Anströmwinkel 50°) ist in Abb. 4 durch die blau eingezeichnete Fläche angedeutet. In den Simulationen des Istzustands sind für den Fischleitrechen notwendige bauliche Anpassungen nicht eingeschlossen. Trotzdem geben die Resultate bereits eine gute Übersicht, welche Positionen im Projekt weiterverfolgt werden sollten und welche verworfen werden können.

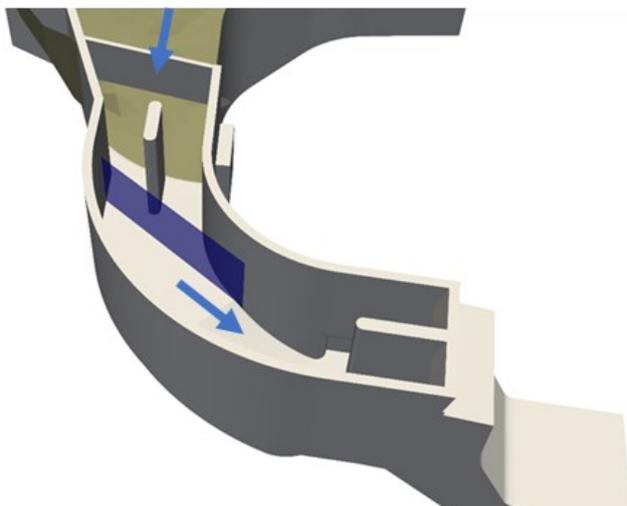


Abb. 4 3D-Modell des Zulaufkanals im Istzustand. Die blaue Fläche zeigt exemplarisch eine untersuchte Rechenposition mit Anströmwinkel 50° im Zulaufkanal

Aus der Auswertung der vier untersuchten Positionen konnten folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Aus baulichen Gründen muss das CBR-BS im Bereich vor der Kurve des Zulaufkanals und vor dem Pfeiler zu liegen kommen.
- Die Simulationen haben im Bereich des Stauraums hohe Fließgeschwindigkeiten entlang der Sohle aufgezeigt, weshalb ein Fischleitrechen im Stauraum vermieden werden sollte.
- Ein Anströmwinkel von 45° oder größer führt zur Nichterfüllung der Anströmkriterien, ein Anströmwinkel von 30° und geringer führt zu unverhältnismäßig großen Baukosten.
- Bauliche Anpassungen des Zulaufkanals und ein Anströmwinkel zwischen 30° und 45° werden empfohlen, um alle o.g. Kriterien zu erfüllen.

4 Simulationen mit angepasster Geometrie

Bedingt durch die beschränkten Platzverhältnisse im Bereich des Zulaufkanals wurde beschlossen, dass eine bauliche Anpassung der Geometrie des Zulaufkanals erforderlich ist. In der Folge wurde insbesondere der Einlaufbereich des Zulaufkanals verändert, sodass ein Fischleitrechen mit einem Anströmwinkel von 37° realisierbar ist. Die wichtigsten Elemente der Anpassungen umfassen die Verlängerung der orographisch rechten Mauer des Zulaufkanals in den Stauraum, sodass eine gleichförmigere Anströmung erreicht wird. Weiter wurde die Spülrinne zur Geschiebeabfuhr durch den Grundablass ebenfalls im Winkel von 37° leicht oberstrom des Fischleitrechens angeordnet (siehe Abb. 5). Für den Betrieb der Rechenreinigungsmaschine wurden im Bereich des Eingangs zum Bypass Nischen angeordnet (Abb. 6). Der Bypass führt die Fische vom linken Ende des Fischleitrechens aus dem Zulaufkanal in das Unterwasser.

Die geplanten baulichen Anpassungen am Zulaufkanal wurden entsprechend der Baupläne in das 3D-Modell übertragen. Die numerischen Simulationen ermöglichen, den Effekt einzelner Maßnahmen auf das Strömungsfeld zu untersuchen und gegebenenfalls Optimierungen vorzunehmen. Aus diesem Grund wurden die verschiedenen geometrischen Anpassungen schrittweise in das 3D-numerische Modell eingeführt und überprüft. In einem ersten Schritt wurden verschiedene Ausführungen der Geschiebespülrinne untersucht. Für mehrere Varianten konnte gezeigt werden, dass durch die Geschiebespülrinne Wirbelstrukturen entstehen, welche bis in

den Rechenquerschnitt reichen und somit die Fischleitfähigkeit negativ beeinträchtigen können (Abb. 5). Als Bestvariante stellte sich eine schlanke Ausbildung der Spülrinne heraus, d.h. eine geringe Tiefe der Rinne mit abgerundeter Stufe, sodass die Wirbelbildung verringert und Strömungsablösungen vermieden werden (vgl. Abb. 7).

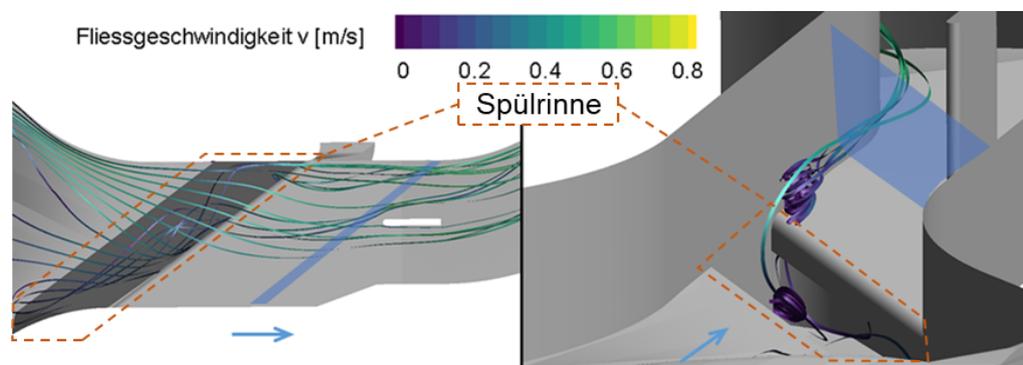


Abb. 5 Wirbelbildung in der Spülrinne mit Auskrägung, visualisiert durch die Stromlinien in der Draufsicht (links) und in der räumlichen Ansicht (rechts). Die blaue Fläche repräsentiert die Position des Fischleitrechens

Im nächsten Schritt wurden weitere Elemente des CBR-BS implementiert, so z.B. die für die Rechenreinigung nötigen Nischen sowie der Rechen selber. Mit Hilfe der numerischen Simulationen konnte die Entstehung von starken Ablösungen im Bereich der Nischen beobachtet werden (Abb. 6). Die Wirbel können einerseits zur Desorientierung und Abschreckung der Fische führen, andererseits werden durch die Strömungsablenkung auch die Kriterien der Fischleitfähigkeit im Bereich des Eingangs zum Bypass nicht mehr erfüllt. Aus diesem Grund wurden weitere Verbesserungen der Strömungsgegebenheiten im Zulaufkanal und rund um den Eingang des Bypasses angestrebt.

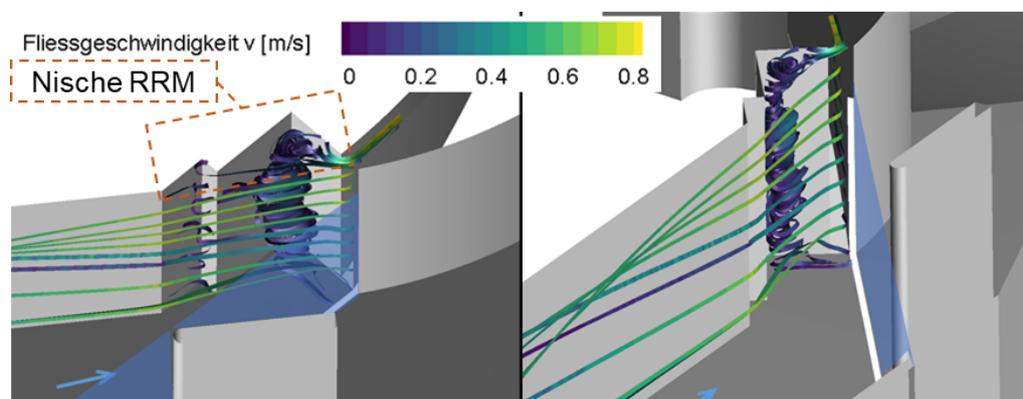


Abb. 6 Wirbelbildung in den Nischen für die Rechenreinigungsmaschine (RRM), visualisiert durch die Stromlinien. Die blaue Fläche repräsentiert die Position des Fischleitrechens

Zur Reduktion der Wirbelbildung im Eingangsbereich des Bypasses wurde eine Schutzklappe entwickelt, welche die Nischen überdeckt, solange die Rechenreinigungsmaschine nicht verwendet wird. Dadurch wird die Strömungsablenkung an Kanten vermieden und die Strömung folgt der Wand entlang. Wie in Abb. 7 ersichtlich, entsteht lediglich ein schwacher Wirbel im Bereich der Spülrinne, während im Eingangsbereich des Bypasses keine Wirbel mehr zu beobachten sind. Weiter wurde der *Curved-Bar Rack* mit Sohleleitwand (*Bottom Overlay*) ausgeführt, da dies gemäß Laborversuchen zu einer deutlichen Erhöhung der Fischleitfähigkeit führt (Albayrak et al., 2020). Die leichte Erhöhung der Fließgeschwindigkeiten oberhalb der Sohleleitwand wird dafür in

Kauf genommen. Das Kriterium der maximalen Fließgeschwindigkeit in der Rechenebene kann dennoch eingehalten werden (Abb. 8, oben). Ebenso wird das Kriterium des Verhältnisses der Tangential- zu Normalgeschwindigkeiten fast über die komplette Rechenebene erfüllt (Abb. 8, unten). Der Bypass wurde so entworfen, dass der Bypassabfluss und somit die Fließgeschwindigkeit mittels Klappe gesteuert werden kann. Das angestrebte Verhältnis von Bypass-Einlaufgeschwindigkeit $U_{By,in}$ zur mittleren Anströmgeschwindigkeit U_0 kann somit je nach Bedarf angepasst werden. In den Simulationen wurde ein Wert $VR = 1.1$ verwendet.

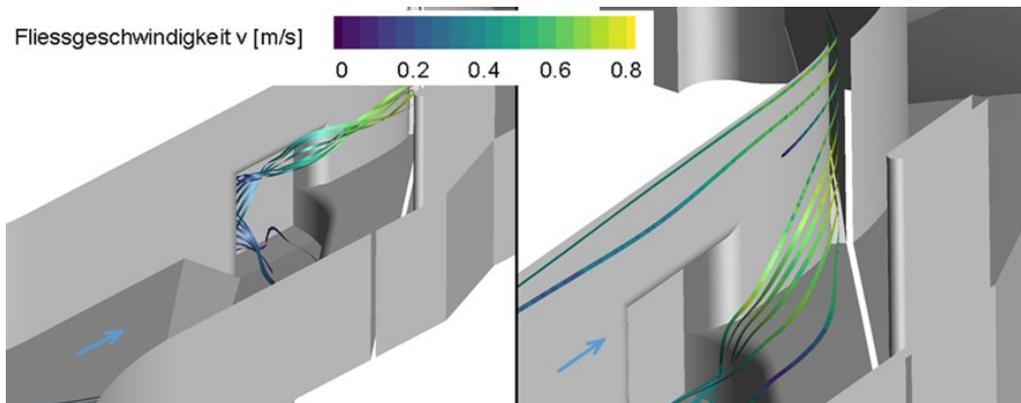


Abb. 7 Reduzierte Wirbelbildung in der Spülrinne und Vermeidung von Wirbelstrukturen im Bereich des Eingangs zum Bypass, visualisiert mit Stromlinien. Die blaue Fläche repräsentiert die Position des Fischleitrechens

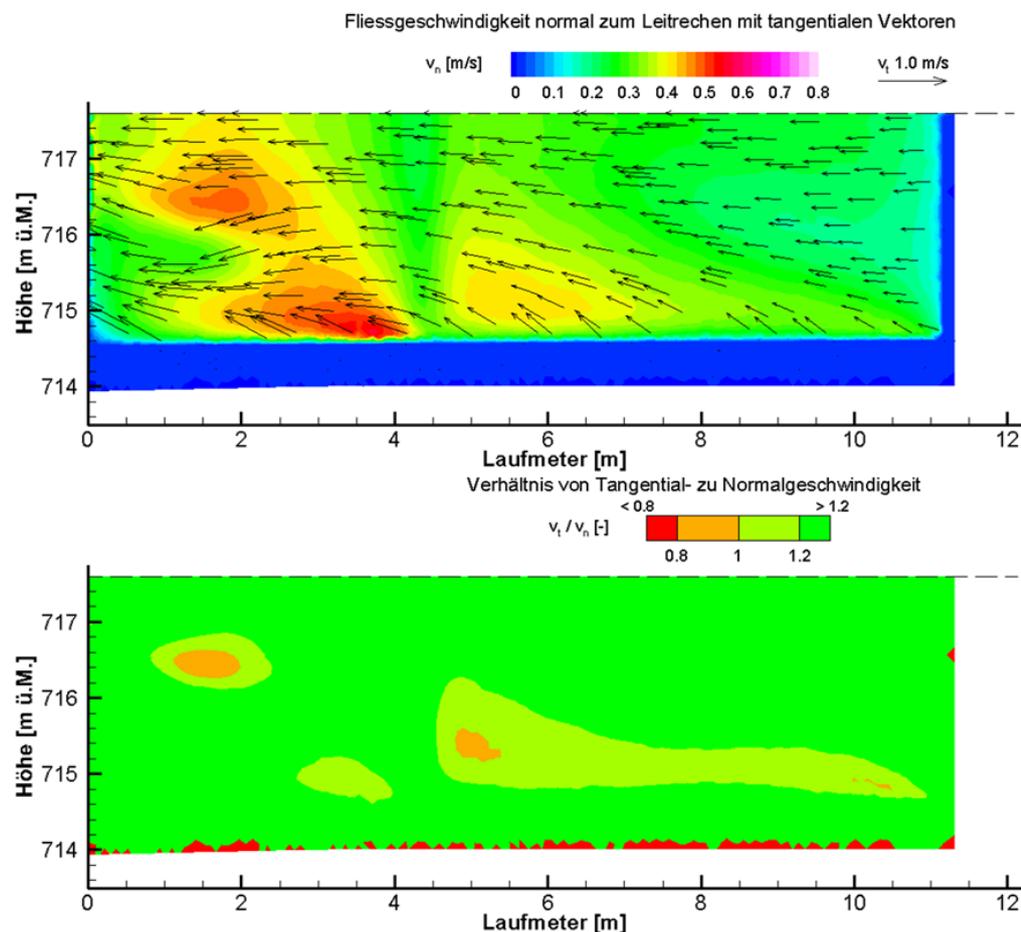


Abb. 8 Normal- und Tangentialgeschwindigkeiten in der Rechenebene (oben) und Verhältnis von Tangential- zu Normalgeschwindigkeit (unten) für Lastfall Q_A

5 Ausblick

Die oben beschriebene Variante mit strömungsoptimierter Geschiebespülrinne und optimierten Einlaufbereich des Bypasses wurde im Anschluss an die Planungsarbeiten als Bauprojekt ausgeführt. Seit Frühling 2022 ist die Pilotanlage KW Herrentöbeli mit CBR-BS im Einsatz. Als Teil des Pilotprojekts wird die Fischwanderung auch in den Folgejahren beobachtet und die effektive Wirksamkeit des CBR-BS überprüft. Erste Resultate zeigen ein positives Bild und bestätigen den Aufwand in der Planungsphase. Wir sind zuversichtlich, dass die weiteren Untersuchungen die Wirksamkeit des beschriebenen Fischleitreechen-Bypass-Systems mit *Curved-Bar Rack* im praktischen Einsatz bestätigen und das System auch an anderen Kraftwerksanlagen bei sorgfältiger Planung zur Verbesserung des Fischschutzes und -abstiegs beitragen kann.

Literatur

- Albayrak, I., Boes, R.M., Kriewitz-Byun, C.R., Peter, A., Tullis, B.P. (2020). Fish guidance structures: hydraulic performance and fish guidance efficiencies. *Journal of Ecohydraulics*, 5(2): 113-131, <https://doi.org/10.1080/24705357.2019.1677181>.
- Beck, C. (2020). Fish protection and fish guidance at water intakes using innovative curved-bar rack bypass systems. VAW-Mitteilung 257, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW). (R. M. Boes, Hrsg.), ETH Zürich, Schweiz.
- Beck, C., Albayrak, I., Meister, J., Peter, A., Selz, O.M., Leuch, C.; Vetsch, D.F., Boes, R.M. (2020a). Swimming Behavior of Downstream Moving Fish at Innovative Curved-Bar Rack Bypass Systems for Fish Protection at Water Intakes. *Water*, 12 (11), 3244, <https://doi.org/10.3390/w12113244>.
- Beck, C., Albayrak, I., Meister, J., Boes R.M. (2020b). Hydraulic performance of fish guidance structures with curved bars: Part 1: Head loss assessment. *Journal of Hydraulic Research*, 58(5), 807-818, <https://doi.org/10.1080/00221686.2019.1671515>.
- Beck, C., Albayrak, I., Meister, J., Boes R.M. (2020c). Hydraulic performance of fish guidance structures with curved bars: Part 2: Flow fields. *Journal of Hydraulic Research*, 58(5): 819-830, <https://doi.org/10.1080/00221686.2019.1671516>.
- Ebel, G. (2016). Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen – Handbuch Rechen- und Bypasssysteme. Ingenieurbiologische Grundlagen, Modellierung und Prognose, Bemessung und Gestaltung. Mitteilung aus dem Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie Dr. Ebel.
- Larinier, M. ; Couret, D. (2008). Guide pour la conception de prises d'eau «ichtyocompatibles» pour les petites centrales hydroélectriques. RAPPORT GHAAPPE RA.08.04.
- Leuch, C., Beck, C., Albayrak, I., Vetsch, D.F., Boes, R.M. (2022). Analysis and Optimization of Hydraulic Characteristics at Fish Guidance Structures Using CFD. Proc. of the 39th IAHR World Congress, Granada, Spain, 3721-3728.
- Maddahi, M.R., Rahimpour, M., Boes, R.M., Albayrak, I. (2021). Determining minimum number of transects for accurate flow measurements using moving vessel ADCPs. In Proc. of 13th Symposium on Ultrasonic Doppler Methods for Fluid Mechanics and Fluid Engineering, Zurich, Switzerland, 48-51.
- O’Keeffe, N.; Turnpenny, W. H. (2005). Screening for intake and outfalls: a best practice guide. Science Report SC030231, Bristol (Environment Agency)

Anschrift der Verfasser

Yannick Marschall, Dr. Ismail Albayrak, Prof. Dr. Robert M. Boes, Dr. David F. Vetsch
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich
Hönggerberggring 26, CH-8093 Zürich
marschall@vaw.baug.ethz.ch

Claudia Leuch
Hunziker, Zarn & Partner (ehemals VAW)
Schachenallee 29, CH-5000 Aarau

Risikobasiertes Planen von Maßnahmen des Hochwasserrisikomanagements mittels genetischer Algorithmen

Niklas Schwiersch

Zusammenfassung

Die mit einem Hochwasserereignis verbundenen Kosten können im Zuge des ganzheitlichen Hochwasserrisikomanagements (HWRM) entweder gegenwärtig durch die Umsetzung vorbeugender Hochwasserschutzmaßnahmen (Zuverlässigkeitskosten) oder künftig bei der Hochwasserbewältigung getragen werden. Vor dem Hintergrund, dass sich das Hochwasserrisiko nicht eliminieren lässt, trägt das HWRM im zweitgenannten Fall Risikokosten. Für die Bewusstseinsbildung und Maßnahmenplanung bedarf ein ganzheitliches HWRM geeigneter Werkzeuge, um Risiko- und Zuverlässigkeitskosten im Zuge der Planung zu optimieren. In der Folge lassen sich aus dem volkswirtschaftlichen Optimum Anforderungen hinsichtlich der Bauwerkszuverlässigkeit und der Versagenswahrscheinlichkeit ableiten. Für die methodische Umsetzung einer solchen Optimierung bieten sich numerische Optimierungsverfahren, wie genetische Algorithmen, an. Dieser Beitrag zeigt exemplarisch die Implementierung und Auswertung einer Optimierung von Risiko- und Zuverlässigkeitskosten am Beispiel des landseitigen Böschungsbruchs eines homogenen Flussdeichs.

1 Einführung und Motivation

Hochwasser lassen sich als natürliche Ereignisse nicht verhindern. Vielmehr ist davon auszugehen, dass sie als Folge des Klimawandels sowohl in ihrer Anzahl als auch in ihrer Intensität zunehmen. Dies ist die logische Folge eines intensivierten Wasserkreislaufs, für welchen sich bereits die Zunahme von Niederschlägen gleichsam global und regional beobachten lässt (Arbeitskreis KLIWA, 2021; IPCC, 2022). Wegen der zahlreichen und zunehmenden anthropogenen Nutzungen in Überflutungsflächen stellen Hochwasser eine Gefährdung für den Menschen und die Umwelt dar (Jüpner, 2018; Schüttrumpf, 2017). In Deutschland hat dies zuletzt das Hochwasser im Juli 2021 vor Augen geführt.

Im ganzheitlichen Ansatz des Hochwasserrisikomanagements (HWRM) werden die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Hochwasserereignisses $P(E)$ und dessen Konsequenzen $C(E)$ im Hochwasserrisiko HWR erfasst (vgl. Gl. 1).

$$HWR = P(E) \cdot C(E) \quad [1]$$

Tritt eine Überflutung als Folge von strukturellem oder funktionalem Versagen einer technischen Hochwasserschutzmaßnahme auf, so lässt sich HWR anhand der Versagenswahrscheinlichkeit P_f bestimmen (Plate, 1993).

$$HWR = P_f \cdot C(E) \quad [2]$$

Folglich leiten sich aus Gl. 2 grundsätzlich zwei Steuerungsgrößen für das Hochwasserrisiko ab: die Versagenswahrscheinlichkeit und die Konsequenzen. Vor dem Hintergrund, dass das Ziel eines ganzheitlichen HWRM die Minimierung der mit Hochwasser verbundenen, volkswirtschaftlichen Gesamtkosten C_{ges} ist, sind im Zuge der technischen Planung und der Raumordnung gleichermaßen P_f und $C(E)$ in einem Einzugsgebiet zu steuern.

Dieser Beitrag fokussiert auf die Einstellung von Versagenswahrscheinlichkeiten von Hochwasserschutzmaßnahmen und präsentiert hierfür eine Methodik zur numerischen Optimierung von Zuverlässigkeits- und Risikokosten.

2 Methodik

2.1 Versagenswahrscheinlichkeit und Steuerungsgrößen

Dass es keine absolute Standsicherheit gibt, zeigen vereinzelt auftretende Versagensfälle, wie sie z. B. in Özer et al. (2020) oder Heyer (2011) statistisch ausgewertet sind. So führen u. a. Imperfektionen, räumlich unterschiedliche Niederschläge oder auch Vereinfachungen im Zuge der Modellbildung zu Ungewissheiten bei der Ausprägung von Hochwasserereignissen, den Festigkeitseigenschaften von Baustoffen und der Genauigkeit ingenieurtechnischer Analyseergebnissen. In der Folge sind sowohl die Einwirkung S als auch der Widerstand R Zufallsvariablen. Infolgedessen besteht, so klein sie auch sein mag, die Wahrscheinlichkeit eines Versagens. Diese lässt sich über die stochastische Auswertung der Zuverlässigkeit $f(z)$ bestimmen. Unter Verwendung probabilistischer Methoden werden dazu die Einwirkungen und Widerstände als Zufallsvariablen in den Grenzzuständen berücksichtigt (DWA, 2022). Aus der sich folglich als Zufallsvariable ergebenden Zuverlässigkeit z (vgl. Gl. 3) wird schließlich P_f als Integral über den sogenannten Versagensraum bestimmt. Für diese Analyse wird z über den negativen Wertebereich integriert (vgl. Gl. 4), weil die Einwirkung dann den Widerstand übersteigt.

$$z = R - S \quad [3]$$

$$P_f = P(z < 0) = \int_{-\infty}^0 f(z) dz \quad [4]$$

Grenzzustände liegen z. B. technischen Nachweisen zugrunde und sind als mathematische Beschreibungen von Versagensmechanismen zu verstehen. So sind das Gleiten, das Kippen und das Verformen eines Bauwerks bzw. Bauteils Beispiele für Versagensmechanismen. Zur Quantifizierung der globalen Versagenswahrscheinlichkeit sind die aus den einzelnen Mechanismen resultierenden Versagenswahrscheinlichkeiten in einen sinnvollen Zusammenhang zu setzen. Hierzu dienen Analysen mittels Fehlerbäumen oder Ereignisablaufdiagrammen, welche durch die Analyse von einer Vielzahl an einzelnen Versagensmechanismen einen ganzheitlichen Blick auf ein Bauwerksversagen befördern.

2.2 Gesamtkosten des Hochwasserrisikomanagements

Werden ausschließlich monetäre Konsequenzen in die Risikoquantifizierung nach Gl. 2 einbezogen, so ergibt sich HWR ebenfalls als monetäre Größe und beschreibt somit eine Funktion für die Risikokosten C_{ris} nach Gl. 5. Risikokosten entsprechen den kontinuierlich zu bildenden, finanziellen Rückstellungen, welche nötig sind, um die mit künftigen Hochwasserereignissen verbundenen Kosten im Eintrittsfall decken zu können.

$$C_{ris} = HWR = P_f \cdot C \quad [\text{EUR}] \quad [5]$$

Unter der Voraussetzung, dass Investitionen in Maßnahmen des HWRM eine positive Korrelation mit ihrer Zuverlässigkeit aufweisen, lassen sich komplementär zu C_{ris} zusätzlich Zuverlässigkeitskosten C_{zuv} [EUR] bestimmen. Diese sind wiederum reale, mit der Maßnahmenumsetzung verbundene Kosten. Letztlich stehen Risiko- und Zuverlässigkeitskosten in einer wechselseitigen Abhängigkeit. So bedingen hohe Zuverlässigkeitskosten höhere

Zuverlässigkeiten, geringere Versagenswahrscheinlichkeiten und folglich geringere Risikokosten und umgekehrt. Die Summe beider Einzelkosten ergibt die Gesamtkosten C_{ges} (vgl. Gl. 6).

$$C_{ges} = C_{ris} + C_{zuv} \quad [\text{EUR}] \quad [6]$$

2.3 Kostenoptimierung mittels genetischer Algorithmen

Im Rahmen einer volkswirtschaftlichen Optimierung stellt sich die Frage: Bis zu welchem Investment (Kosten) vergrößert sich die Wirksamkeit der Mittelverwendung (Nutzen)? Um diese Frage zu beantworten, bedarf es zunächst der Klärung des Begriffs Optimum. Die Funktion der Gesamtkosten $C_{ges}(z)$ besitzt an der Stelle z^* das Optimum $C_{ges}(z^*)$. An dieser Stelle ist die Steigung von $C_{ges}(z)$ gleich Null, sodass sich das Optimum anhand der Bedingung nach Gl. 7 bestimmen lässt. Eine schematische Darstellung der optimierten Gesamtkosten C_{ges}^* zeigt Abb. 1.

$$C'_{ges}(z^*) = 0 \quad [\text{EUR}] \quad [7]$$

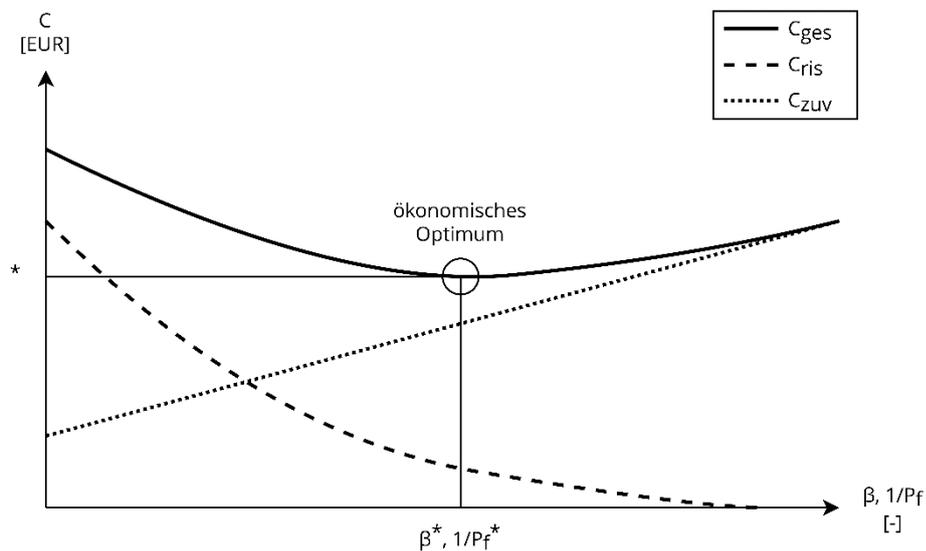


Abb. 1 Ökonomisches Optimum der Gesamtkosten als Ergebnis einer Abwägung zwischen Zuverlässigkeits- und Risikokosten

Infolge des mitunter mehrdimensionalen Charakters von C_{ges} entspricht die Gesamtkostenfunktion einer Hyperebene, welche neben dem globalen Minimum bzw. Maximum eine Vielzahl lokaler Minima bzw. Maxima aufweisen kann. Die globalen Optima zu identifizieren ist dann auf analytischem Weg schwerlich möglich, weshalb es sich anbietet, HWR-Optimierungen durch numerische Verfahren, wie z. B. genetischer Algorithmen, zu unterstützen.

Genetische Algorithmen zielen darauf ab, zufällig eine optimierte Lösung herbeizuführen. Dafür bedienen sie sich Mechanismen, die in der natürlichen Evolution beobachtete Prozesse nachahmen (Tang et al., 1996). Hierzu wird der Untersuchungsraum durch Untersuchungsintervalle der Eingangsvariablen (z. B. Zuverlässigkeits- und Risikokosten) definiert. Im nächsten Schritt werden n zufällige Realisierungen initialisiert (nullte Generation), deren Ergebniswerte auf der Zielfunktion eine Bewertung in Bezug auf das Optimierungsproblem erlauben. Aus den n Lösungen wird eine üblicherweise als Eltern bezeichnete Gruppe ausgewählt. Deren Konfigurationen (Werte der Eingangsvariablen bzw. „Gene“) werden wiederum - in Anlehnung an die evolutionären Prozesse - als Chromosomen benannt. Als Folge der Rekombination von

Eltern-Chromosomen (Crossover) und der zufälligen Veränderung einzelner Gene (Mutation) entsteht eine als Kinder bezeichnete Gruppe neuer Lösungsvorschläge. Während das Crossover die iterative Suche nach einem Optimum (vgl. Abb. 2) auf einen in vorangegangenen Iterationsschritten als aussichtsreich identifizierten Teil des Untersuchungsraums eingrenzt, öffnet die Mutation den Pool möglicher Lösungen. Schließlich ergibt sich die approximierete, optimale Lösung durch das Erreichen eines Abbruchkriteriums (z. B. Erfüllung von Gl. 7, relative Abweichung der Ergebnisse untereinander oder Anzahl an Iterationen).

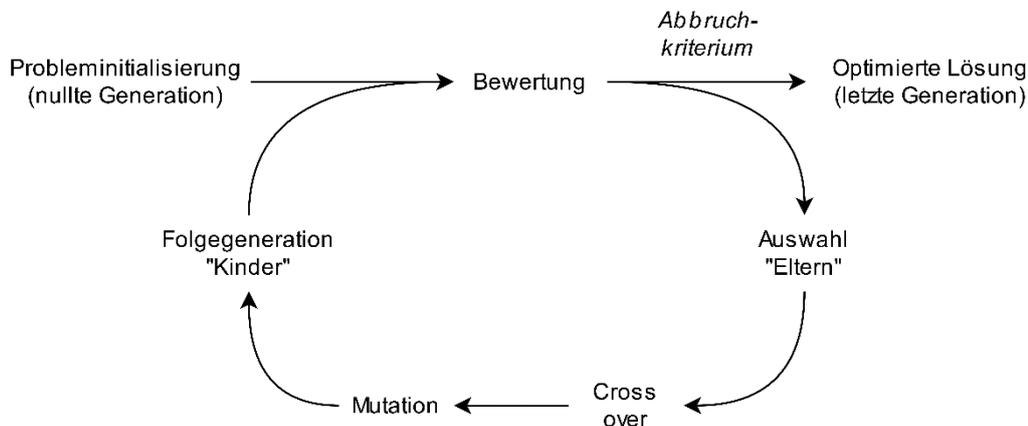


Abb. 2 Ablauf der iterativen Optimierung mit Hilfe eines genetischen Algorithmus

Für die Performanz eines genetischen Algorithmus sind die Auswahl der Eltern, die Art des Crossovers und die Mutation daher elementare Steuerungsgrößen. Die Auswahl der Eltern ahmt das Überleben des Stärkeren in der Natur nach. Gängige Auswahlverfahren sind die Glücksradauswahl, die Turnier-Auswahl, die Auswahl nach Rang oder die zufällige Auswahl (Winston, 2010). Einen Überblick zu Vor- und Nachteilen der einzelnen Auswahlverfahren gibt Tang et al. (1996). Die Rekombination der Eltern-Chromosomen zur Erzeugung von Lösungsvorschlägen des nächsten Iterationsschritts kann mittels One-Point-, Two-Point und Uniform Crossover erfolgen. Während die Anwendung von One- und Two-Point-Crossover vorwiegend für binäre Systeme (Parameterwerte „Null“ und „Eins“) üblich ist, empfiehlt sich für kontinuierliche Größen das Uniform Crossover. Die Mutation ermöglicht die zufällige Veränderung von Lösungskandidaten und kann für binäre Systeme mittels Bit Flap, Swap Mutation, Scramble Mutation oder Inverse-Mutation umgesetzt werden. Für kontinuierliche Größen empfiehlt sich Parametermanipulation über eine Mutationsrate. Die Überführung einer Ausgangs- in eine Folgegeneration zeigt Abb. 3 exemplarisch.

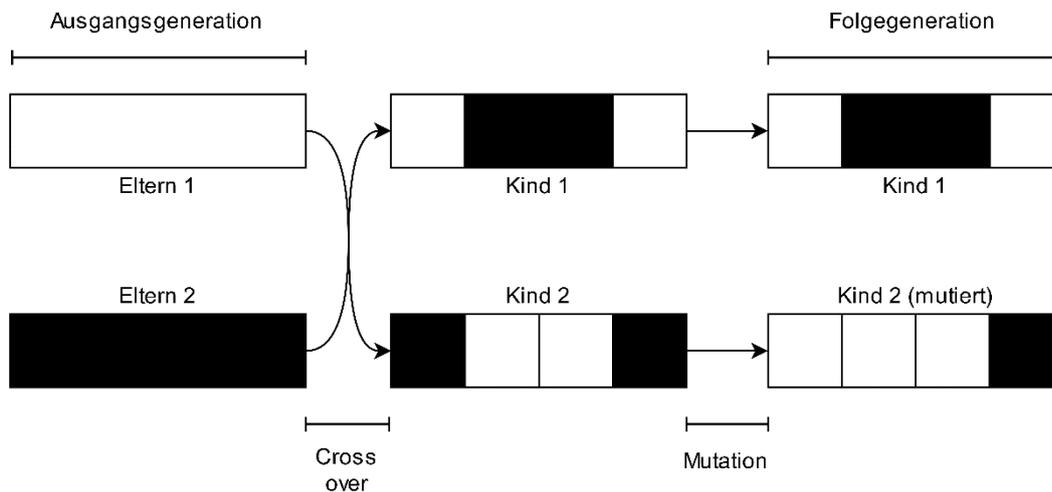


Abb. 3 Überführung zweier Eltern-Chromosomen mittels (Two-Point) Crossover und (Bit Flap) Mutation zu einer Kindergeneration

Dem Anwendungsbeispiel aus Kapitel 3 liegen die Glücksradauswahl, das Uniform Crossover und die Implementierung einer Mutationsrate zugrunde.

3 Anwendungsbeispiel “homogener Flussdeich”

3.1 Landseitiger Böschungsbruch

Deichversagen ist die Folge unterschiedlicher Versagensmechanismen. Einen Überblick zu deichbezogenen Versagensmechanismen gibt Bachmann (2012). Der landseitige Böschungsbruch wird als häufigster geostatischer Versagensmechanismus für dieses Anwendungsbeispiel ausgewählt. Wie in Schwiersch und Stamm (2022) gezeigt, stellen die landseitige Böschungsneigung, der Erwartungswert und der Variationskoeffizient des inneren Reibungswinkels sowie der Erwartungswert der Porosität eine geometrische und drei materialtechnische Steuerungsgrößen des Mechanismus dar.

3.2 Kostenfunktionen

Da es sich bei Flussdeichen um linienhafte Infrastruktur handelt, werden an dieser Stelle gleichsam die Risiko- und Zuverlässigkeitskosten linienbezogen analysiert. Dafür wird das Schadenspotential einer Überflutungsfläche auf die zugehörige Deichlinie projiziert. In der Folge ergeben sich ebenfalls die Gesamtkosten als spezifische Kosten in [EUR/lfdm].

Für dieses Beispiel wurde ein Modell der Zuverlässigkeitskosten auf Grundlage des in Tab. 1 gegebenen Leistungsverzeichnisses (Positionen i sowie überschlägige Einheitspreise P_i) entwickelt. Für das angenommene Modell der Zuverlässigkeitskosten (vgl. Gl. 8) werden anhand eines Referenzdeichquerschnitts die Grundkosten C_0 bestimmt, die über eine Reihe von Koeffizienten κ_i manipuliert werden. Im Einzelnen werden kostenrelevante Einflüsse infolge (1) der landseitigen Böschungsneigung κ_{mL} , (2) der Erwartungswerte vom inneren Reibungswinkel $\kappa_{E\varphi}$ und (3) von der Porosität κ_{En} sowie (4) des Variationskoeffizienten des inneren Reibungswinkels $\kappa_{VarK\varphi}$ zugrunde gelegt.

$$C_{zuv} = C_0 \cdot \kappa_{mL} \cdot \kappa_{E\varphi} \cdot \kappa_{En} \cdot \kappa_{VarK\varphi} \quad [8]$$

Die Grundkosten ergeben sich für den Referenzdeich zu 1.340,54 EUR / m. Zur Modellbildung sind die Koeffizienten κ_i an Veränderungen der Deichkonfiguration gegenüber dem Referenzzustand geknüpft (normierte Vorgehensweise).

So führt eine Veränderung der landseitigen Böschungsneigung zur Veränderung der Deichkubatur, welche sich entsprechend der Querschnittsflächenänderung auf die Zuverlässigkeitskosten auswirkt. Entsprechend der benannten Steuerungsvariablen führt eine flachere Böschungsneigung also zu größeren Zuverlässigkeitskosten und ebenso zu einer geringeren Versagenswahrscheinlichkeit. Die Veränderung der Erwartungswerte sowohl des inneren Reibungswinkels als auch der Porosität beeinflusst das Widerstandsmoment eines betrachteten Gleitkörpers. Hierzu wird angenommen, dass eine Steigerung des jeweiligen Erwartungswerts und somit des Widerstands nur durch Inkaufnahme längerer Transport- bzw. Lieferstrecken möglich ist. Aufgrund von einem gesteigerten Kraftstoffverbrauch sowie zusätzlichen Ungewissheiten im Kontext der Baustellenlogistik geht eine Steigerung der Erwartungswerte also ebenfalls mit einer Kostensteigerung und einer Minderung der Versagenswahrscheinlichkeit einher. Zuletzt wird angenommen, dass sich der Variationskoeffizient des inneren Reibungswinkels durch die örtliche Bauüberwachung beeinflussen lässt. Je größer der Aufwand für die Qualitätsprüfung ist, desto kleiner sind die Parameterstreuung und die Versagenswahrscheinlichkeit.

Tab. 1 Leistungsverzeichnis mit ausgewählten Positionen für die Herstellung eines homogenen Flussdeichs

Position i	Bezeichnung	Überschlägiger Einheitspreis P_i	Preis des Referenzdeichs P_i'
1	Oberboden abtragen und lagern	2,50 EUR/m ³	76,25 EUR/m
2	Oberboden aufnehmen und andecken inkl. Einsaat	1,20 EUR/m ²	38,35 EUR/m
3	Planum Deichlager herstellen	1,00 EUR/m ²	30,50 EUR/m
4	Boden für homogenen Deich liefern und einbauen	15,00 EUR/m ³	1.147,50 EUR/m
5	Oberflächenschutz durch Erosionsschutzmatten	1,50 EUR/m ²	47,94 EUR/m
Grundkosten C_0			1.340,54 EUR/m

3.3 Optimierungsergebnisse für Zuverlässigkeits- und Risikokosten

Die Konfiguration des Referenzdeichs wird unter Anwendung eines genetischen Algorithmus für neun linienbezogene Schadenspotentiale (1 EUR/m, 10 EUR/m, ..., 100 Mio. EUR/m) durchgeführt. Für diese ergeben sich aus den Simulationsläufen die gemittelten Querschnittsoptimierungen nach Abb. 4. Mit dem Schadenspotential steigen die Risiko- und die Zuverlässigkeitskosten und infolgedessen die Gesamtkosten. Es empfiehlt sich für Abschnitte größerer Schadenspotentiale höhere Zuverlässigkeitskosten in Kauf zu nehmen als für solche geringerer. Dies geht gleichsam aus den Trendanalysen aller Steuerungsvariablen hervor. Dem

niedrigsten Schadenspotential ist der Mindestwert der Zuverlässigkeitskosten von 182,53 EUR/m zugeordnet. Dieser hypothetische Fall unterstreicht die methodische Richtigkeit, ignoriert jedoch, dass bei der Abwesenheit von Schadenspotential die Errichtung eines Flussdeichs unwahrscheinlich ist.

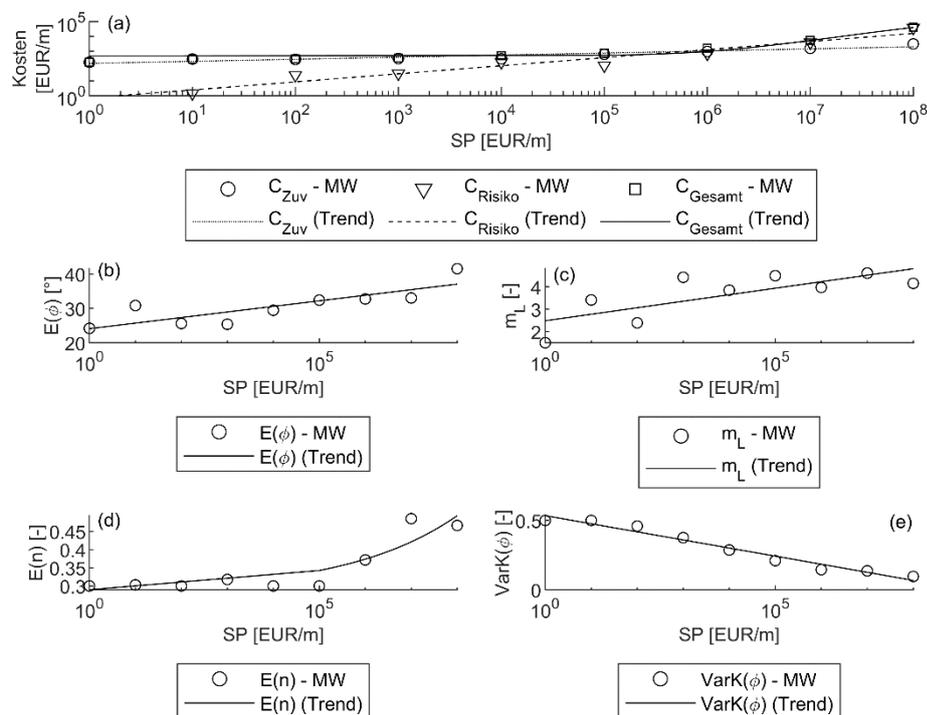


Abb. 4 Optimierungsergebnisse für die Kosten und Steuerungsvariablen für Schadenspotentiale von 1 EUR/m bis 100 Mio. EUR/m

Weiterhin lassen sich aus den Ergebnissen kostenoptimierte Empfehlungen hinsichtlich der Deichzuverlässigkeit ableiten, schließlich korrelieren Zuverlässigkeitskosten und Versagenswahrscheinlichkeit. Aus der Darstellung in Abb. 5 ergeben sich sowohl Anwendungsbereiche einzelner Zuverlässigkeitskosten als auch Empfehlungen für Zuverlässigkeitskosten bei definierten Schadenspotentialen. So bietet sich z. B. die Verwendung des Referenzdeichs für Schadenspotentiale von 1 Mio. EUR/m bis 10 Mio. EUR/m an. Oder, es sollten für Schadenspotentiale von 1 Mio. EUR/m Zuverlässigkeitskosten in Höhe von ca. 700 EUR/m bis 1.100 EUR/m berücksichtigt werden.

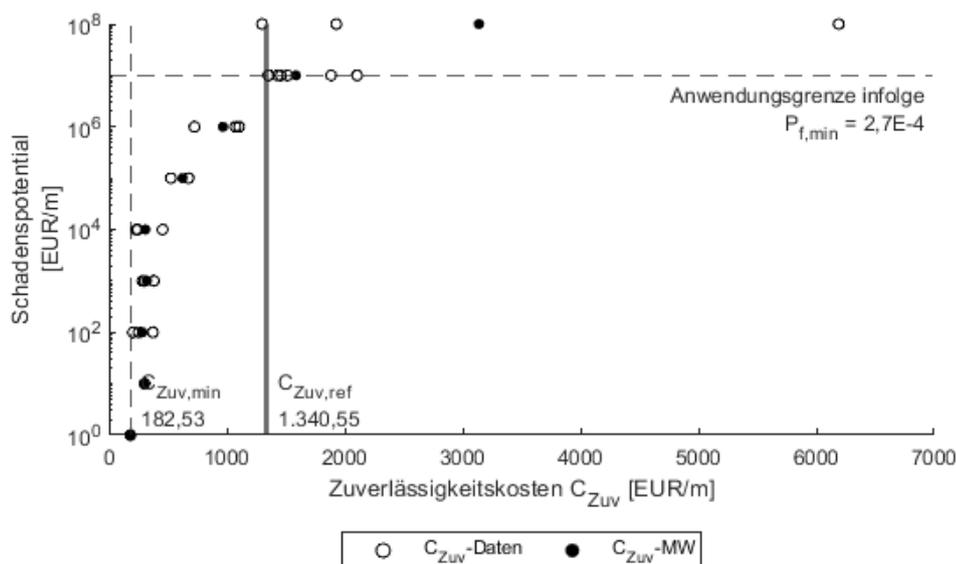


Abb. 5 Optimierte Zuverlässigkeitskosten für Schadenspotentiale von 1 EUR/m bis 100 Mio. EUR/m

4 Diskussion

Mit der in diesem Beitrag beschriebenen Methodik gehen Anwendungsgrenzen und methodische Limitierungen einher, welche es zu berücksichtigen gilt. So besitzt die Entscheidung für oder gegen den Bau eines Flussdeiches weitere als nur eine ökonomische Dimension. Diese ergeben sich beispielsweise aus gesellschaftlichen, moralischen oder umwelttechnischen Belangen.

Darüber hinaus ist die Methodik infolge der Auswertung von Grenzzustandsgleichungen auf die Anwendung für technische Hochwasserschutzmaßnahmen beschränkt und berücksichtigt bislang auch kein Investitionskriterium oder ein Kriterium zur Maßnahmenauswahl. Diese bleiben den Entscheider:innen vorbehalten.

Ebenso vernachlässigt die Methodik zeitliche Veränderung von Eingangsgrößen und Kosten, welche sich ggf. aus den Umwelteinflüssen oder Entwicklungen des Finanzmarktes ergeben können.

Abschließend ist anzumerken, dass die Methodik in den ganzheitlichen HWRM-Ansatz zu integrieren ist. Das heißt, sie sollte bestenfalls zur Erfüllung lokaler Risikoanforderungen aus einer übergeordneten HWRM-Strategie angewandt werden.

5 Fazit und Ausblick

Mit diesem Beitrag wird eine Methodik zur Modellierung und Optimierung von Zuverlässigkeits- und Risikokosten technischer Hochwasserschutzmaßnahmen vorgestellt. Diese dient als Werkzeug im ganzheitlichen HWRM-Ansatz und ermöglicht die Erfüllung von lokalen Anforderungen hinsichtlich der Zuverlässigkeit von technischen Maßnahmen. Sie unterstützt die lokale Maßnahmenplanung, indem sie das örtliche Hochwasserrisiko zu einer Eingangsgröße des Planungsprozesses entwickelt.

In Zukunft gilt es, die für die Anwendung notwendigen Grundlagen zu verbessern. Diese sind im Kontext des Anwendungsbeispiels u. a. die Verteilungen zu bodenmechanischen und hydrologischen Kenngrößen. Dies geschieht für die Ingenieurpraxis bereits durch die

Überarbeitung des DWA M552 und die Arbeiten des DGGT-AK 2.15. Weiterhin ist die Methodik auf nicht-technische Maßnahmentypen zu übertragen und für die Integration globaler Versagenswahrscheinlichkeiten zu erweitern.

Literatur

- Arbeitskreis KLIWA (2021): Klimawandel in Süddeutschland: Veränderungen von meteorologischen und hydrologischen Kenngrößen, Klimamonitoring im Rahmen der Kooperation KLIWA.
- Bachmann, D. (2012): Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen, Dissertation, RWTH Aachen.
- DWA (2022): Merkblatt DWA M520 - Probabilistische Methoden im Wasserbau, Gelbdruck, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- Heyer, T. (2011): Zuverlässigkeitsbewertung von Flussdeichen nach dem Verfahren der logistischen Regression, In: Dresdner wasserbauliche Mitteilungen, Band 46, Dresden.
- IPCC (2022): Climate Change 2022: Impacts, Adaptation and Vulnerability: Working Group II Contribution to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Schweiz.
- Jüpner, R. (2018): Hochwasserrisikomanagement 2030 - ein Ausblick, In: S. Heimerl (Hrsg.): Vorsorgender und nachsorgender Hochwasserschutz: Ausgewählte Beiträge aus der Fachzeitschrift WasserWirtschaft, Springer Vieweg.
- Özer, I. E.; van Damme, M. & Jonkman, S. N. (2020): Towards an International Levee Performance Database (ILPD) and its Use for Macro-Scale Analysis of Levee Breaches and Failures, *Water*, 12(1), 119.
- Plate, E. J. (1993): Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure: Mit 59 Tabellen, Ernst & Sohn.
- Schüttrumpf, H. (2017): Risikoanalysen für Flussdeiche, *KW Korrespondenz Wasserwirtschaft*, 10(10), 592-595.
- Schwiersch, N. und Stamm, J. (2022): Geometric and material variability of the probability of landward slope failure for homogeneous river levees, *Sustainability*, 14(5)
- Tang, K. S.; Man, K. F.; Kwong, S. & He, Q. (1996): Genetic Algorithms and their Applications, *IEEE Signal Processing Magazine*, November, 22-37.
- Winston, P. H. (2010): Lecture 13: Learning: Genetic Algorithms, MIT Massachusetts Institute of Technology.

Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Niklas Schwiersch
Fichtner Water & Transportation GmbH
Sarweystraße 3, D-70191 Stuttgart
niklas.schwiersch@fwf.fichtner.de

Raumplanerische und organisatorische Maßnahmen als Ergänzung zur Bewältigung von Flutkatastrophen - ein Vergleich Schweiz, Deutschland, Österreich

Timo Heinisch und Claudia Urscheler

Zusammenfassung

Hochwasser- und Oberflächenabflussereignisse stellen für die Bevölkerung ein großes Risiko dar. Zur Risikoverminderung stehen diverse Maßnahmen zur Verfügung, welche gemäß integriertem Risikomanagement gezielt auf die Problematik vor Ort und dem übergeordnetem Gesamtkonzept auszurichten sind, um eine optimale Wirkung zu erzielen (BAFU/ARE, 2022). Von den zur Verfügung stehenden Maßnahmen werden die in der Schweiz obligatorische Gewässerraumausscheidung, die Notfallplanung gravitativer Naturgefahren und der Objektschutz betrachtet. Ein Vergleich der bestehenden Vorschriften zwischen der Schweiz, Deutschland und Österreich, sollen Gemeinsamkeiten und Unterschiede in den drei genannten Themen aufzeigen.

Seit dem Inkrafttreten des revidierten Gewässerschutzgesetzes (GschG) im Jahr 2011 in der Schweiz ist die Ausscheidung von Gewässerräumen obligatorisch. Dieser sichert langfristig die natürlichen Funktionen des Gewässers und den Schutz vor Hochwasser. Den Gewässern wieder mehr Raum zu geben, kennt deren multifunktionalen Nutzen an (BAFU, 2017b).

In der Notfallplanung für gravitative Naturgefahren wird in der Schweiz eine strukturierte Analyse der möglichen Gefährdung und Schadenpotentiale auf Basis der Naturgefahrenkarte und den Erfahrungswerten von Führungs- und Einsatzorganisationen durchgeführt. Entsprechend werden Interventionsmaßnahmen zur Behebung und Bewältigung der nicht tolerierbaren Risiken ausgearbeitet. Dadurch ist ein zielgerichtetes Vorgehen im Ereignisfall sichergestellt (Kessler, Egli, & Baumann, 2019).

Zur Verhinderung von Schäden an Objekten in der Gefahrenzone aufgrund von Hochwasser oder Oberflächenabfluss ist von der Bauherrschaft in der Schweiz ein Objektschutzgutachten vorzulegen. Die Schutzkonzepte bestehen aus „Nasse Vorsorge“, „Abdichtung“ und „Abschirmung“ und können in Kombination angewendet werden (Egli & Hofer, 2019).

Der Vergleich der Vorschriften zeigt, dass die Notfallplanungen und die Objektschutzmaßnahmen in den drei Ländern Deutschland, Österreich und Schweiz nach ähnlichen Grundsätzen erfolgen, jedoch die Durchführung in Deutschland und Österreich meist in der Eigenverantwortung der Parzelleneigentümer liegt. Zur Gewässerraumausscheidung konnte in den Europäischen Richtlinien, im deutschen Wasserhaushaltsgesetz und dem österreichischen Wasserrechtsgesetz keine ähnlichen Vorschriften gefunden werden. Des Weiteren konnte festgestellt werden, dass in allen Ländern die Synergien zwischen raumplanerischen, technischen und organisatorischen Tätigkeiten genutzt werden und ein interdisziplinäres Hochwassermanagement und risikobasierte Raumplanung betrieben wird.

Situation Schweiz

Gewässer sind seit Jahrhunderten sich wandelnden Nutzungsansprüchen unterworfen. Sie wurden ab dem 19. Jahrhundert während den Gewässerkorrekturen begradigt und verbaut sowie zu Transportstrecken für große Abflussmengen unter Abkoppelung des natürlichen Retentionsvermögens ausgebaut und damit ihrer natürlichen Dynamik beraubt (BAFU, 2017a; Lüderitz & Jüpner, 2009). Durch das fehlende Mäandrieren legen die Fließgewässer bei gleichbleibendem Höhenunterschied geringe Strecken zurück. Die steilere Neigung führt zu erhöhten Fließgeschwindigkeiten und Energien und somit einem höheren Erosionspotential. Die Folgen der genannten Störungen wurden während der Hochwasserereignisse der letzten 20 Jahre auf gravierende Art und Weise ersichtlich (BAFU, 2017a).

Neben dem Flusshochwasser sind urbane Gebiete mit Oberflächenabflussereignissen konfrontiert. Bereits heute kann anhand mehrerer Ereignisse aufgezeigt werden, dass Schäden außerhalb der in der Gefahrenkarte markierten Gefahrengebiete Hochwasser auftreten, welche auf Oberflächenabfluss zurückzuführen sind. Somit ist Oberflächenabfluss als weiterer Prozess und ergänzend zu Überschwemmungen durch Fließgewässer zu betrachten. Im Planungsprozess ist der Oberflächenabfluss zwischen dem Hochwasserschutz und der Siedlungsentwässerung angesiedelt, somit ist eine fachgebietsübergreifende Betrachtung unumgänglich (BAFU/ARE, 2022).

Aufgrund des Klimawandels ist von einer Veränderung in der Niederschlagsdynamik auszugehen und bis 2050 ist mit einer Verdoppelung der Starkniederschläge und der Niederschlagsintensität gegenüber dem Jahr 2015 zu rechnen (NCCS, 2018; Seibert & Auerswald, 2020, S. 22). Ebenso wird durch den Anstieg der Schneefallgrenze der Anteil an flüssigem Niederschlag erhöht und beschleunigt somit den Abfluss. Somit müssen in Zukunft Gebäudeschutz, Hochwasserschutzbauten und Entwässerungssysteme noch besser aufeinander abgestimmt und ausreichend dimensioniert werden. Daten aus Klimaprojektionen sind in diesen Prozess miteinzubeziehen (NCCS, 2018). Gemäß integralem Risikomanagement sind die Maßnahmen gezielt auf die Problematik vor Ort und dem übergeordnetem Gesamtkonzept auszurichten, um eine optimale Wirkung zu erzielen (BAFU/ARE, 2022).

Um die Maßnahmen voranzutreiben, stehen die folgenden Instrumente und Grundlagen in der Schweiz zur Verfügung:

1. Integrales Risikomanagement
2. Gefahrenkarte und Intensitätskarte
3. Gefahrenhinweiskarte
4. Oberflächenabflusskarte

Durch das Integrale Risikomanagement sollen die verbleibenden Risiken für die Bevölkerung unter Berücksichtigung des Kosten/Nutzen-Effekts, der Akzeptanz und Realisierbarkeit möglichst tief gehalten werden. Beim Integralen Risikomanagement werden die Kantone, Gemeinden, Unternehmen und Privatpersonen durch Ingenieurbüros im präventiven Bereich unterstützt. Dies umfasst in der Raumplanung das Ausscheiden von Gefahrenzonen und Nutzungsplänen inkl. der Gewässerraumausscheidung. Im baulichen und technischen Bereich werden Hochwas-

serschutzbauten, Objektschutzgutachten sowie Notfallplanungen auf Basis der oben aufgeführten Grundlagen erarbeitet. Die ökologischen Maßnahmen beinhalten die Schaffung natürlicher Retentionsräume und das Erstellen von Pflegekonzepten entlang von Gewässern (BABS, 2014).

Im Folgenden werden die Konzepte Gewässerräumauscheidung, Objektschutzgutachten und Notfallplanung anhand der Schweiz erläutert und einen Vergleich mit den geltenden Vorschriften in Deutschland und Österreich gezogen.

Gewässerraum

Seit dem Inkrafttreten des revidierten Gewässerschutzgesetzes (GSchG) im Jahr 2011 ist die Ausscheidung von Gewässerräumen in der Schweiz obligatorisch und wird aktuell von allen Kantonen bzw. Gemeinden flächendeckend erstellt. Der Gewässerraum stellt dabei eine Fläche entlang der Uferbereiche des Gewässers dar, die zukünftig nur noch extensiv genutzt werden darf (**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**). Die Kantone haben dafür zu sorgen, dass die Gewässerräume in der Richt- und Nutzungsplanung berücksichtigt, extensiv gestaltet und bewirtschaftet werden (Art. 36a Abs. 3 GschG). Die Gewässerschutzverordnung (GschV) gibt die Gewässerraumbreite für Fließgewässer und stehende Gewässer, die extensive Gestaltung und Bewirtschaftung des Gewässerraumes sowie der Umgang mit Kulturland mit der Qualität von Fruchtfolgeflächen im Gewässerraum vor (Art 41 41a – 41 c^{bis} GschV).



Abb. 1 Darstellung Gewässerraum sowie Pufferstreifen Pflanzenschutzmittel (PSM) (BPUK, LDK, BAFU, BLW, ARE, 2014)

Die Gewässerräumauscheidung sichert langfristig die natürlichen Funktionen des Gewässers, den Schutz vor Hochwasser und der Gewässernutzung (Art. 36a Abs. 1 GschG). In der Vergangenheit wurde deutlich, dass durch Korrektur und Verbau der Gewässer wertvolle Lebensräume verloren gehen und dies einen immensen Einfluss auf die biologische Vielfalt in terrestrischen und aquatischen Habitaten zur Folge hat. Des Weiteren wurde erkannt, dass rein technische Maßnahmen den Hochwasserschutz nicht gewährleisten und die so korrigierten Gewässer an Attraktivität für die Freizeitnutzung und bzgl. des Landschaftsbilds verlieren (BAFU, 2017b).

Der zur Gewässerräumauscheidung benötigte Raumbedarf bei Fließgewässern mit einer natürlichen Sohlenbreite < 15 m wird anhand einer vom Bund vorgegebenen Schlüsselkurve ermittelt (**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**). Im Minimum beträgt die Gewässerräumbreite 11.0 m. Bei Gewässern mit einer größeren natürlichen Sohlbreite von mehr als 1.0 bzw. 2.0 m steigt die Gewässerräumbreite bis zu 30.0 m an.

SCHLÜSSELKURVE

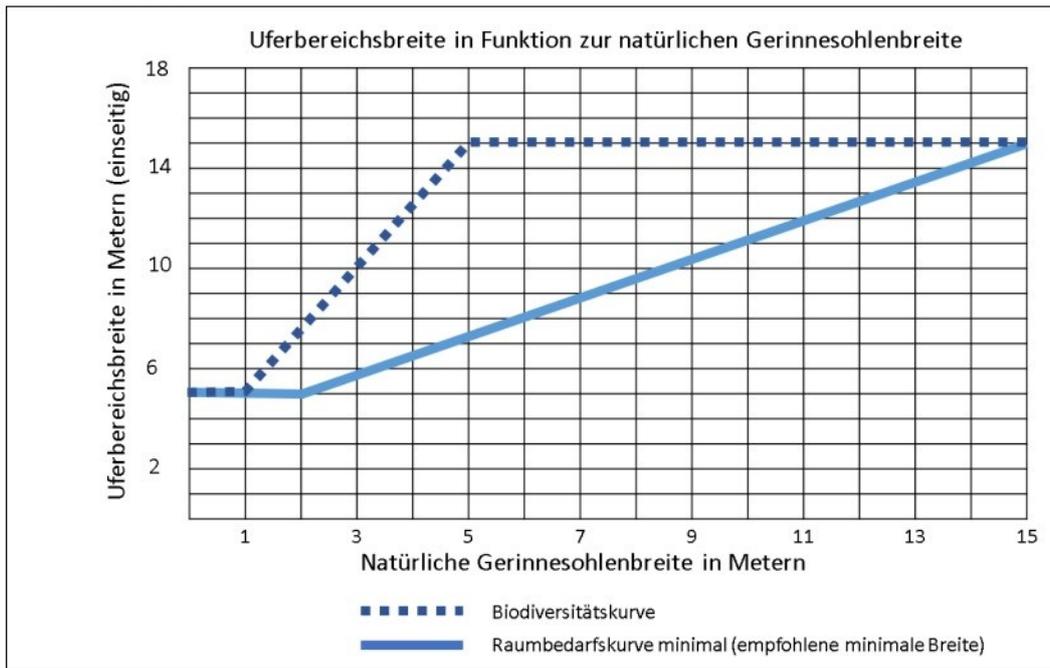


Abb. 2 Darstellung Schlüsselkurve (BPUK, LDK, BAFU, ARE, & BLW, 2019)

Die Uferbereichsbreite wird in Funktion zur natürlichen Gerinnesohlenbreite ermittelt. Gewässer in Naturschutzzonen werden nach einer Biodiversitätskurve ausgeschieden. Da die Förderung der Biodiversität Raum benötigt, wird ihnen somit mehr als der minimale Gewässerraum zugesichert. Durch Ausscheiden des minimalen Gewässerraumes oder nach Biodiversitätskurve ist der Abfluss von Hochwasser, Raum für Strukturvielfalt und Erholungsnutzen sowie der Schutz der Gewässer vor Einträgen von Pestiziden und Dünger aus anthropogener Bodennutzung sichergestellt (BPUK, LDK, BAFU, ARE, & BLW, 2019). Als weitere Schutzmaßnahme des Gewässers, soll der Gewässerraum weitestgehend frei von neuen Anlagen bleiben (**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**). Bestehende Anlagen im neu ausgeschiedenen Gewässerraum sind allerdings durch eine Bestandsgarantie geschützt (BAFU, 2011).



Abb. 3 Beispiel Gewässerraum Wildbach in Gemeinde Hinwil (AWEL, 2022)

Bei Gewässern mit einer natürlichen Sohlenbreite > 15 m und Seeufern wird der Raumbedarf anhand anderer vordefinierter Parameter ermittelt. Die Vorschriften für die Ausscheidung des Gewässerraumes unterscheiden sich jedoch nicht zu den Gewässern < 15 m.

Notfallplanung

Einen Teil des Integralen Risikomanagements einer Gemeinde bildet die Notfallplanung gravitativer Naturgefahren. Es wird eine strukturierte Analyse der möglichen Gefährdung und Schadenpotentiale auf Basis der Naturgefahrenkarte sowie Erfahrungswerten von Führungs- und Einsatzorganisationen durchgeführt. Auch bei bereits realisierten Hochwasserschutzprojekten, die einen 100-jährlichen Schutz aufweisen, sind Notfallplanungen für den Überlastfall (> HQ100 bzw. > Schutzziel) zu erstellen (**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**).



Abb. 4 Notfallplanung - Auszug Schutzgutkarte (NRP Ingenieure AG, 2019)

Unter Berücksichtigung der Erst-Einsatzmittel wird aufgrund der strukturierten Analyse eine Lagebeurteilung der möglichen Maßnahmen gemacht. Entsprechend werden Interventionsmaßnahmen zur Behebung und Bewältigung der nicht tolerierbaren Risiken ausgearbeitet. Die Notfallplanung bietet während einer ersten Phase der Ereignisbewältigung eine der Lage angepasste Einsatzführung. Des Weiteren können durch Notfallplanungen, die Akteure vorsorglich und gezielt auf die Bewältigung von Naturkatastrophen ausgebildet und Standardverhalten trainiert werden (Kessler, Egli, & Baumann, 2019).

Die Notfallplanung auf Stufe Gemeinde stellt ein systematisches sowie zielgerichtetes Vorgehen im Ereignisfall sicher. Durch die Planung und das Aufzeigen möglicher Ereignisse ist der Risikodialog mit Betroffenen sichergestellt und es wird an die Eigenverantwortung durch Objektschutzmaßnahmen an Liegenschaften oder in einer Ereignissituation angepasstes Verhalten appelliert (Kessler, Egli, & Baumann, 2019). Entscheidend dabei ist, dass eine auf die Situation angepasste Notfallplanung, im Idealfall für ein gesamtes Gemeindegebiet, verpflichtend von jeder Gemeinde zu erstellen ist.

Objektschutznachweise

Um Schäden an Infrastrukturen durch Hochwasser oder Oberflächenabfluss zu verhindern, werden Objektschutznachweise durch die Kantone verpflichtend verlangt (**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**). Dies betrifft in Gefahrenzonen Baugesuche von Neu-, Um- und Anbauten sowie bewilligungspflichtige Nutzungsänderungen. Zusätzlich ist ein Risikonachweis bei Objekten mit hoher Personenbelegung, Schulen etc. zu erbringen (Egli & Hofer, 2019).

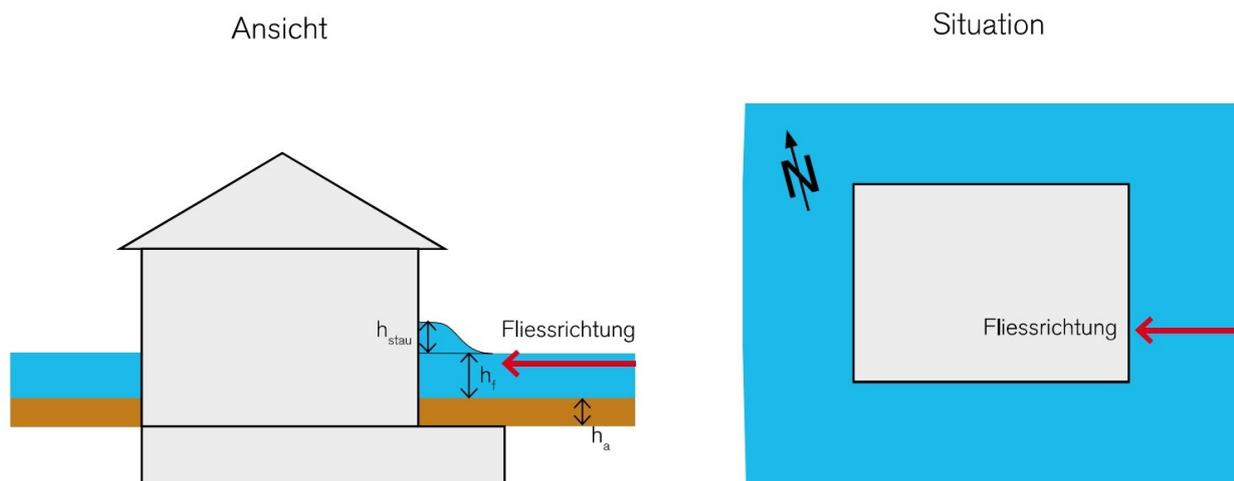


Abb. 5 Einwirkung auf Gebäude (Egli & Hofer, 2019)

Der Objektschutznachweis, welcher auf eine Einwirkung von mindestens HQ300, bei Sonderri-
sikoobjekten auch auf seltenere Ereignisse (EHQ), ausgelegt wird, ist durch die Bauherrschaft in
Zusammenarbeit mit dem Planer verpflichtend zu erbringen. Zur Auswahl stehen die Schutzkon-
zepte „Nasse Vorsorge“, „Abdichtung“ und „Abschirmung“, diese sind auch in Kombination an-
wendbar. Ingenieurbüros unterstützen die Bauherrschaft und den Architekten in der Erstellung
des Objektschutznachweises und eines allfälligen Risikonachweises (Egli & Hofer, 2019). Das
heißt, ohne einen Objektschutznachweis mit entsprechend resultierenden Maßnahmen, kann in
einem von Naturgefahren betroffenem Gebiet nicht mehr gebaut werden.

Europäische Richtlinien gültig für Deutschland und Österreich

Hochwasserrisiken mit einem Wiederkehrintervall ≥ 100 Jahre und Hochwasser mit hoher Wahr-
scheinlichkeit werden in Gefahren- und Risikokarten festgehalten. In den Risikokarten werden
die möglichen nachteiligen Folgen von Hochwasserereignissen verfasst. Es wird die Anzahl der
potentiell betroffenen Einwohner, die Art der wirtschaftlichen Tätigkeiten, die Vermeidung und
Verminderung von Umweltverschmutzungen und nützliche Informationen wie hoher Gehalt an
Sedimenten oder bedeutende Verschmutzungsquellen für Mitgliedstaaten verfasst (Art. 6 Abs. 5
RL 2007/60/EG).

Aus den Gefahren- und Risikokarten werden Risikomanagementpläne erstellt. Der Schwerpunkt
liegt auf der Vermeidung, dem Schutz und der Vorsorge, einschließlich der Hochwasservorher-
sage und Frühwarnsysteme. Ebenfalls können Gebiete für kontrollierte Überflutungen im Falle
eines Hochwasserereignisses in den Hochwasserrisikomanagementplan miteinbezogen werden
(Art. 7 Abs 3 RL 2007/60/EG).

Deutschland

In Deutschland bilden das Wasserhaushaltsgesetz (WHG) des Bundes sowie die Wasserge-
setze der einzelnen Bundesländer die rechtlichen Grundlagen zum Schutze der Gewässer.

Die Gewässerrandstreifen dienen dem Erhalt und der Verbesserung der ökologischen Funktio-
nen, der Wasserspeicherung, der Sicherung des Wasserabflusses sowie der Verminderung von
Stoffeinträgen aus diffusen Quellen. Es ist ein Gewässerrandstreifen im Außenbereich von fünf

Metern festgelegt. Die Behörden können dieses Aufheben oder abweichend festsetzen. Im Zusammenhang mit bebauten Ortsteilen können die zuständigen Behörden den Gewässerrandstreifen mit einer angemessenen Breite festsetzen (§ 38 WHG). Abweichungen von § 38 Gewässerrandstreifen sind in den Wassergesetzen der einzelnen Bundesländer möglich.

Innerhalb von Risikogebieten oder Gebieten, bei denen ein 100-jährliches Hochwasserereignis zu erwarten ist, werden Überschwemmungsgebiete festgesetzt. Die betroffene Bevölkerung ist darüber zu informieren und es sind Maßnahmen zur Vermeidung von nachteiligen Hochwasserfolgen aufzuzeigen (§ 76 WHG).

Die Ausweisung neuer Baugebiet im Außenbereich ist in Überschwemmungsgebieten untersagt. Ausnahmen sind unter anderem zugelassen, sofern für die Siedlungsentwicklung keine andere Möglichkeit bestehen, keine Gefährdung von Leben oder erhebliche Sachschäden zu erwarten sind und die hochwasserangepasste Errichtung des Bauvorhabens gegeben ist (§ 78 WHG).

Die Bundesländer können aufgrund der hydrologischen und topographischen Gegebenheiten Kriterien für das Vorliegen eines Hochwasserentstehungsgebietes festlegen. In diesen Gebieten steigt der oberirdische Abfluss innerhalb kürzester Zeit aufgrund von Starkniederschlägen oder Schneeschmelze und führt folglich zu einer Hochwassergefahr (§ 78d WHG).

Im Rahmen des ihr Möglichen und Zumutbaren ist jede Person verpflichtet, Schutz- und Vorsorgemaßnahmen gegenüber nachteiliger Hochwasserfolgen und zur Schadensminderung zu treffen (§ 5 WHG). Dies liegt jedoch in der Regel in der Verantwortung des Eigentümers (BBSR/BBR, 2018).

Österreich

In Österreich bildet das Wasserrechtsgesetz die rechtliche Grundlage zum Schutze der Gewässer.

Den Gewässerrandstreifen in Österreich kommen vor allem neben der Reduktion von Einträgen ins Gewässer eine vielfältige ökologische Bedeutung zu (BMLRT, 2022, S. 218 - 219). Zu stehenden Gewässern mit einer Wasserfläche >1 ha ist ein Mindestabstand zur Gewässernähe von 10 m und bei Fließgewässern ab einer Sohlenbreite von 5 m ein Mindestabstand von 5 m einzuhalten. Zudem gilt ein Umbruchsverbot auf Gewässerrandstreifen von 20 m bei stehenden Gewässern mit einer Wasserfläche >1 ha und von 10 m zu Fließgewässern mit einer Sohlenbreite von 5 m (BMLRT, 2022, S. 197).

Die Maßnahmen zum Objektschutz und zur Notfallplanung sind im Bautechnikgesetz und der Bauordnung der Bundesländer geregelt und es existiert keine flächendeckende Regelung in Österreich. Im Bundesland Kärnten ist der Objektschutz beispielsweise in Eigenvorsorge jedoch im Bundesland Salzburg im Rahmen des behördlichen Bewilligungsverfahrens einzureichen (BMLRT, 2021, S. 191-192).

Unterschiede zu Deutschland und Österreich

Gewässerraum

Die Gewässerrandstreifen in Deutschland und Österreich legen den Fokus hauptsächlich auf die ökologischen Ziele und die Verhinderung von Stoffeinträgen aus diffusen Quellen. Dieser ist mit dem Pufferstreifen entlang von oberirdischem Gewässer in der Schweiz zu vergleichen. Im Wasserhaushaltsgesetz von Deutschland und Wasserrechtsgesetz von Österreich konnte keine vergleichbare Regelung mit dem in der Schweiz vorhandenen Gewässerraum, der auch die Hochwassersituation berücksichtigt, gefunden werden.

Notfallplanung

Die Notfallplanung der Schweiz kann mit den nicht baulichen Maßnahmen des Hochwasserrisikomanagementplanes RL 2007/60/EG verglichen werden. Bei beiden Konzepten geht es darum, die nachteiligen Folgen von Hochwasser zu erkennen, zu bewerten und zu minimieren. Durch die Konzepte können die Krisenmanagementplanungen optimiert, die Schulung der Einsatzkräfte sichergestellt und der Risikodialog mit Betroffenen geführt werden. Sie unterscheiden sich lediglich darin, dass eine Notfallplanung in der Schweiz verpflichtend für alle Gemeinden zu erstellen ist.

Objektschutz

Die Objektschutzmaßnahmen in Deutschland richten sich nach dem DWA-M 119 (2016) und in Österreich liegt der Leitfaden „Eigenvorsorge bei Oberflächenabfluss“ vor. In allen drei Ländern sind Objektschutzmaßnahmen Sache des Grundstückseigentümers. Der Vergleich zeigt, dass Deutschland, Österreich und die Schweiz die gleichen Strategien der Bauvorsorge anwenden. Zu erwähnen ist, dass in der Schweiz ein Bauvorhaben, welches in einer Gefahrenzone liegt, erst dann bewilligt werden kann, wenn ein entsprechender Objektschutznachweis vorliegt. In den Ländern Deutschland und Österreich wird ein Objektschutznachweis oft lediglich nur empfohlen.

Es wird in allen drei Ländern interdisziplinäres Hochwassermanagement und risikobasierte Raumplanung betreiben. Die Synergien zwischen raumplanerischen, technischen und organisatorischen Tätigkeiten werden genutzt. Sie unterscheiden sich in den Ländern jedoch hinsichtlich ihrer Funktion (Hochwasserabfluss im Gewässerraum) und in ihrer Verpflichtung zur Durchführung. In der Schweiz sind die Gewässerräume, eine Notfallplanung und auch Objektschutzgutachten obligatorisch, in Deutschland und Österreich nicht generell.

Literatur

- Amt für Umwelt Kanton Thurgau. (2022). Naturgefahren. Abgerufen am 27. 02 2023 von <https://umwelt.tg.ch/wasserbau-und-hydrometrie/naturgefahren.html/12649>
- Amtsblatt der Europäischen Union. (2007). Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken (EU-Hochwasser-Richtlinie). Abgerufen am 26. Februar 2023 von <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/DE/TXT/HTML/?uri=CELEX:32007L0060&from=DE>
- Art. 6 Abs. 5 RL 2007/60/EG. (2007). Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken (EU-Hochwasser-Richtlinie).
- Art. 7 Abs 3 RL 2007/60/EG. (2007). Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken (EU-Hochwasser-Richtlinie).
- AWEL. (2022). Gewässerraum. Zürich.
- BABS. (2014). Integrales Risikomanagement. Bedeutung für den Schutz der Bevölkerung und ihrer Lebensgrundlagen. Bern: Bundesamt für Bevölkerungsschutz (BABS).
- BAFU. (2011). Sicherung des Gewässerraums. Abgerufen am 23. Februar 2023 von <https://www.bafu.admin.ch/bafu/de/home/themen/wasser/fachinformationen/massnahmen-zum-schutz-der-gewaesser/renaturierung-der-gewaesser/sicherung-des-gewaesserraums.html>
- BAFU. (2017a). Gewässer aufwerten - für Mensch und Natur. Bern.
- BAFU. (2017b). Warum brauchen Gewässer Raum? Abgerufen am 23. Februar 2023 von <https://www.bafu.admin.ch/bafu/de/home/themen/wasser/dossiers/warum-brauchen-die-gewaesser-raum.html>
- BAFU/ARE. (2022). Regenwasser im Siedlungsraum. Starkniederschlag und Regenwasserbewirtschaftung in der klimaangepassten Siedlungsentwicklung. Umwelt-Wissen (Nr. 2201), 115 S. Bern.
- BBSR/BBR. (2018). Leitfaden Starkregen - Objektschutz und bauliche Vorsorge.
- BMLRT. (2021). RMP2021. Wien.
- BMLRT. (2022). Nationaler Gewässerbewirtschaftungsplan 2021. (R. u. Bundesministerium für Landwirtschaft, Hrsg.) Wien.
- BPUK, LDK, BAFU, ARE, & BLW (Hrsg.). (2019). Gewässerraum. Modulare Arbeitshilfe zur Festlegung und Nutzung des Gewässerraums in der Schweiz.
- Egli, T., & Hofer, S. (2019). Leitfaden Objektschutznachweis gravitative Naturgefahren. (Departement für Bau und Umwelt DBU, Kanton Thurgau, & Gebäudeversicherung Thurgau GVTG, Hrsg.) Frauenfeld.
- Kessler, A., Egli, T., & Baumann, M. (2019). Notfallplanung gravitativer Naturgefahr. (Amt für Umwelt Kanton Thurgau, Hrsg.) Frauenfeld.

Lüderitz, V., & Jüpner, R. (2009). Renaturierung von Fließgewässern. In S. Zerbe, & G. Wiegleb, Renaturierung von Ökosystemen in Mitteleuropa (S. 105). Heidelberg.

NCCS (Hrsg.). (2018). CH2018 - Klimaszenarien für die Schweiz. Zürich: Services, National Centre for Climate.

NRP Ingenieure AG. (2019). Notfallplanung Schäfli bach Urdorf. Winterthur.

Seibert, S. P., & Auerswald, K. (2020). Hochwasserminderung im ländlichen Raum. Berlin Heidelberg: Springer.

Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Timo Heinisch
NRP Ingenieure AG
Else-Züblin-Strasse 85h
CH-8404 Winterthur
timo.heinisch@nrpag.ch

Claudia Urscheler
NRP Ingenieure AG
Else-Züblin-Strasse 85h
CH-Winterthur
claudia.urscheler@nrpag.ch

Modellversuch zur Untersuchung des Nachkolkbereichs einer Sohlrampe im Stauraum des KW Stegenwald

Manuel Pirker, Josef Schneider und Gerald Zenz

Zusammenfassung

Das sich derzeit in der Genehmigungsphase befindende Laufkraftwerk Stegenwald der VERBUND Hydro Power GmbH an der Salzach wird seit 2019 im Wasserbaulabor der TU Graz begleitend zur Planung als physikalisches Modell untersucht. Aus den durchgeführten Untersuchungen erfolgte die Entwicklung einer strömungs- und sedimentlenkenden Sohlrampe. Der orographisch rechte, stromab gelegene Nachkolkbereich dieser Rampe soll nun bei der Hochwasserabfuhr bzw. Staulegung im Stauraum weiter untersucht werden. Hierfür sollen instationäre Hochwasserlastfälle inklusive Geschiebetransport im physikalischen Modell simuliert werden.

Dieser Beitrag befasst sich unter anderem mit den Herausforderungen für die Umrüstung der hydraulischen Anlagen, der Ergänzung einer Geschiebezugabe mit zentraler Steuerung sowie deren Kalibrierung.

Letztlich erfolgten Untersuchungen des Nachkolkbereichs mittels Fotogrammetrie zur Bestimmung der Kubaturänderungen und zur Herleitung der Oberflächenrauheit der im Stauraum entstehenden Ablagerungen.

1 Einleitung

Das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft begleitet seit 2019 die Planung des Laufkraftwerks Stegenwald mit einem Modellversuch im Maßstab 1:40. Das Laufkraftwerk mit einem Ausbaudurchfluss von 203 m³/s und einer Rohfallhöhe von ca. 8 m bildet das vorläufig letzte der Salzach-Kraftwerkskette Schwarzach-Werfen und ist Unterlieger des Kraftwerks Werfen-Pfarrwerfen (Zenz et al. 2022). Nach Abschluss des Modellversuchs, welcher sich bereits mit dem Ablagerungsverhalten von Geschiebe im Unter- und Oberwasser sowie an den Turbineneinläufen auf fester Sohle befasste (Schneider et al. 2022a; Schneider et al. 2022b), erfolgte eine Neubeauftragung zur Untersuchung der im Oberwasser situierten Rampe. Diese Untersuchungen erforderten den Umbau auf eine bewegliche Sohle mit festen Böschungen sowie die instationäre Steuerung des Durchflusses und der Geschiebezugabe. Abb. 1 zeigt eine Übersicht des Modellaufbaus.

Dieser Beitrag befasst sich unter anderem mit den Herausforderungen für die Umrüstung der hydraulischen Anlagen, der Ergänzung einer Geschiebezugabe mit zentraler Steuerung sowie deren Kalibrierung. Letztlich erfolgten die Untersuchungen des Nachkolkbereichs mittels Fotogrammetrie zur Bestimmung der Kubaturänderungen und zur Herleitung der Oberflächenrauheit im Stauraum.

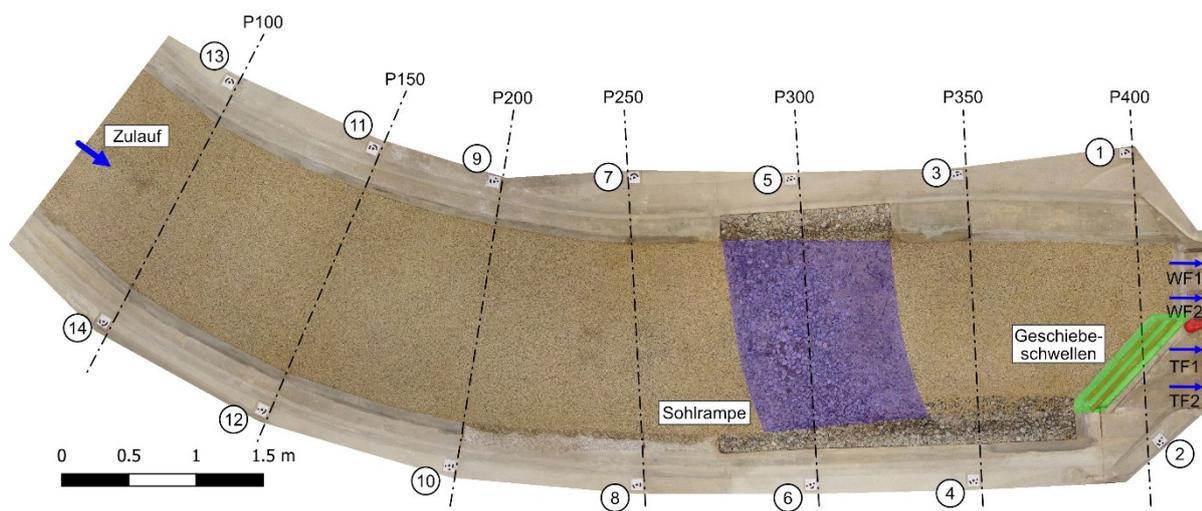


Abb. 1 Übersicht des Modells Oberwasser der Wehranlage mit Querprofilen (P100-P400) und den Referenzpunkten für die Fotogrammetrie (1-14).

2 Umbau einer stationären Anlage für den instationäre Betrieb

Die ursprünglichen hydraulischen Versuche am KW Stegenwald wurden ausschließlich mit stationärem Abfluss durchgeführt. Für die Geschiebemodellierung im Modellversuch war jedoch nicht nur eine zeitabhängige Steuerung des Zuflusses erforderlich, sondern auch eine kontrollierte Zugabe von Modellgeschiebe. Zu diesem Zweck wurde der Zulauf mit einem luftdruckregulierten Kugelschieber und einem induktiven Durchflusszähler ausgestattet, der analog gesteuert wurde. Die Steuerung des Kugelschiebers erfolgte in Abhängigkeit des momentanen Durchflusses und nicht durch eine vorherige Kalibrierung. Dadurch konnte das Modell unabhängig von anderen Versuchen im Labor betrieben werden. Für die Geschiebezugabe in das Durchlaufmodell wurde ein spannungsgesteuertes Förderband entwickelt, das eine lineare Steuerung der Volumenzugabe pro Zeitintervall ermöglichte. Vor jeder Versuchsdurchführung wurde eine Kalibrierung auf die Schüttdichte des verwendeten Materials durchgeführt, um die notwendige Massenzugabe zu erhalten. Abb. 2 bietet einen Überblick über die einzelnen Steuerungs- und Zugabekomponenten.

Die Auslesung des Durchflusszählers erfolgte über ein NI-9215 Spannungseingangsmodul. Der Durchfluss wurde über einen Zeitraum von 10 Sekunden gemittelt und durch Anwendung eines Kalibrierfaktors von gemessenen Volt in Liter pro Sekunde umgerechnet. Die erforderliche Öffnungsweite des Schiebers wurde kontinuierlich angepasst, um den Durchfluss auf dem Zielwert zu halten. Diese wurde abhängig von den vorgegebenen und den aktuellen Werten der Durchflüsse und Öffnungsweiten für den kommenden Durchfluss berechnet. Da die Öffnungsweite direkt proportional zur angelegten Stromstärke ist, kann diese direkt substituiert werden. Das verwendete Modul NI-9265 erlaubt Ausgaben von 0 mA (geschlossen) bis 20 mA (voll geöffnet).

Der Linear-Motor, der das Förderband antrieb, wurde durch ein NI-9263 Spannungsausgabemodul betrieben, das einen Bereich von 0 bis 10 Volt unterstützte. Allerdings reichte das aufgebraachte Drehmoment bei niedrigen Drehzahlen nicht aus, um das Förderband zu bewegen, weshalb für geringe Zugaberaten (kleiner als 0,8 kg/min) ein getakteter Betrieb notwendig war. Hierbei wurde das Förderband für 10 Sekunden bei niedrigster Geschwindigkeit bewegt, gefolgt von einer Pause, um im Mittel die entsprechende Zugaberate zu erhalten. Die Bandgeschwindigkeit wurde auf den Massendurchsatz der Zugabe kalibriert, da die Schüttdichte des Materials in Ab-

hängigkeit der Feuchte variierte (bis zu 25% Massenunterschied zwischen Feuchtdichte und Trockendichte). Da eine eigene Trocknung des Zugabematerials aufgrund der hohen Mengen und des fehlenden Equipments im Labor nicht möglich war, erfolgte die Kalibrierung durch die Ermittlung der linearen Beziehung zwischen der Volt-Ausgabe und dem Massendurchsatz für eine bestimmte Zeiteinheit. Nachdem diese Beziehung ermittelt wurde, wurde das Förderband für 15 Minuten betrieben, und die tatsächlich durchgesetzte Masse wurde mit der aus der Kalibrierung ermittelten Masse verglichen. Wenn die Abweichung weniger als 5% betrug, wurde die Kalibrierung als gültig erachtet, und der Versuch konnte beginnen. Die gesamte zugegebene Masse wurde während des Versuchs dokumentiert, und die daraus errechneten Abweichungen lagen unter 6,5% der gesamten zugegebenen Masse.

Neben der Steuerung des Förderbands wurde auch die Steuerung des Verteilers umgesetzt. Dieser soll eine gleichmäßige Verteilung des Materials über die gesamte Gerinnebreite sicherstellen. Zusätzlich erfolgt die Steuerung der Vibration des Einfülltrichters in Abhängigkeit vom Betrieb des Förderbands über einen mit einem NI-9402 Digitalausgabemodul gesteuerten Relay-Schalter. Die Vibrationen am Trichter verhindern das Blockieren des Auswurfs und führen zu einer gleichmäßigeren Verdichtung des eingefüllten Materials.

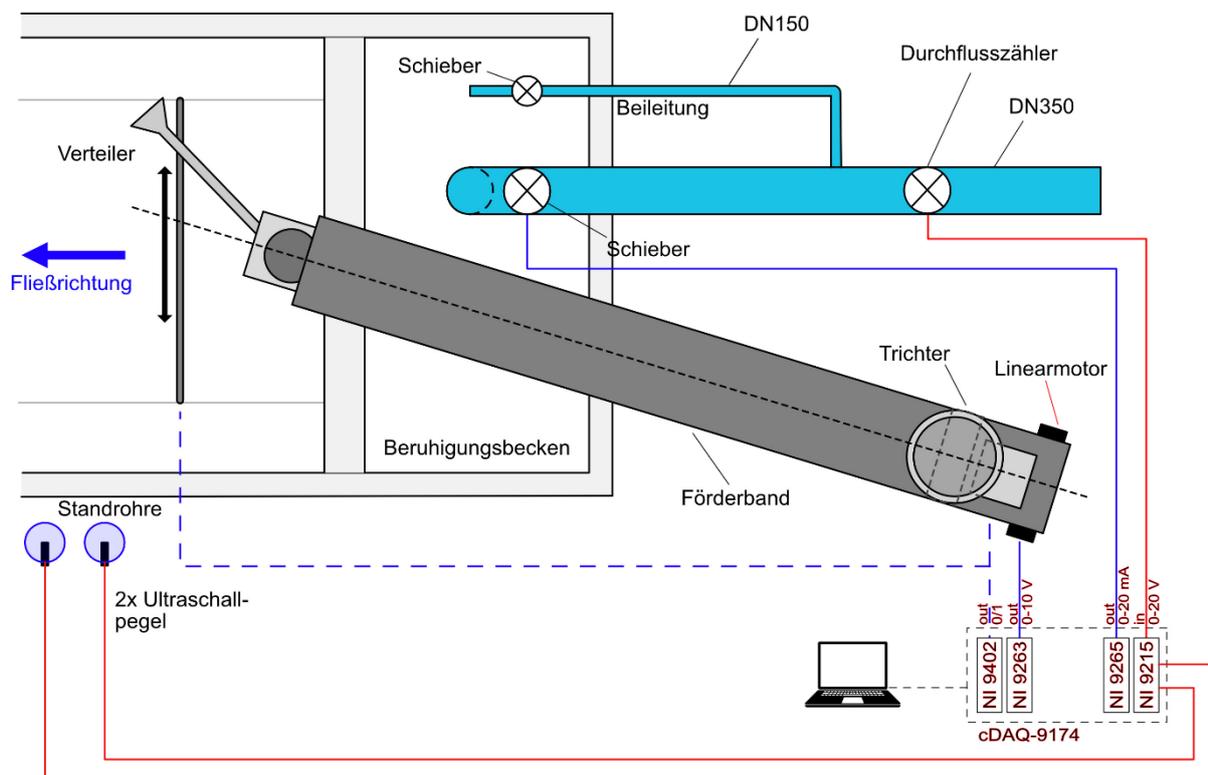


Abb. 2 Schema der instationären Steuerung des Durchflusses und der Sedimentzugabe

Die einzelnen Komponenten wurden zentral über die NI-DAQmx Python-API von National Instruments simultan gesteuert. Dadurch war es auch möglich, die Randbedingungen während des Versuchs kontinuierlich zu überwachen. Neben dem Durchfluss wurden auch vier Pegelstände gemessen. Die Pegelstände in den Profilachsen 150 und 250 wurden durch den Einsatz von zwei Standrohren mit Ultraschallsensoren erfasst. Zusätzlich wurden Stangen der Fafnir-GmbH am Wehrfeld 1 (WF1) und Turbinenfeld 2 (TF2) installiert, um weitere Pegelstände zu messen. In Abb. 3 ist die Dokumentation des Durchflusses und der Sedimentzugabe eines einjährigen Hochwasserereignisses für den Betriebsfall „Stauhaltung n-2“ dargestellt.

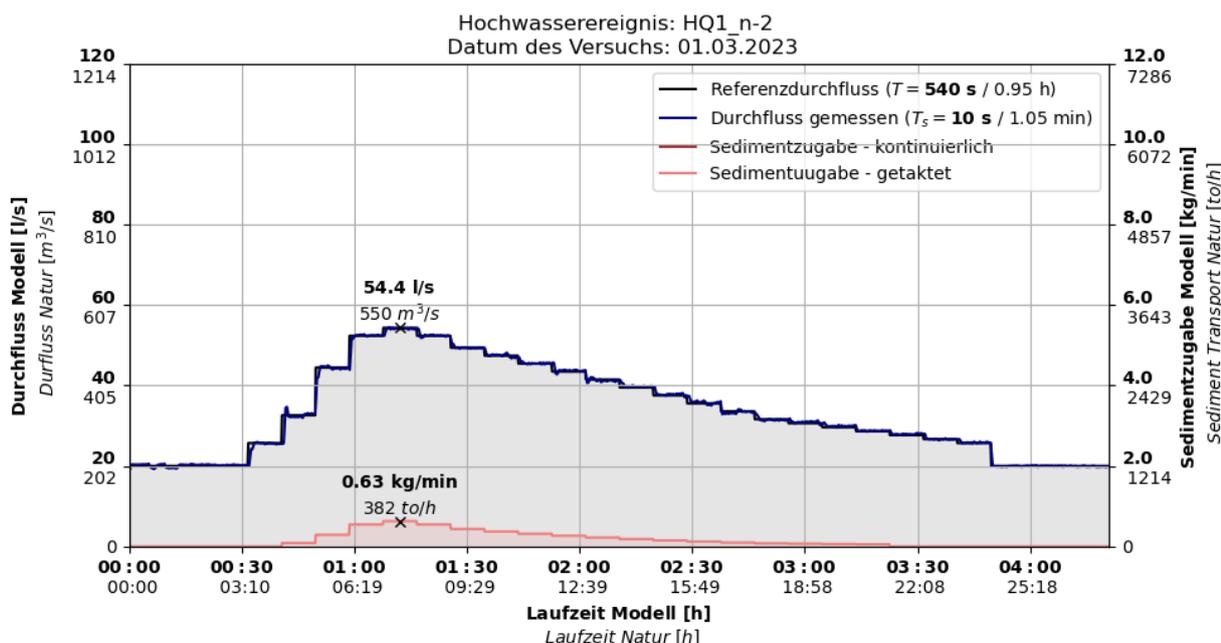


Abb. 3 Monitoring der Randbedingungen eines Modellversuchs bei einem einjährigem Hochwasserereignis

3 Fotogrammetrie zur Versuchsdokumentation

Fotogrammetrie ermöglicht den Erhalt von 3D Information aus 2D Bildern. Die einfachste Form wäre eine Stereoskopie, bei der aus zwei stationären Blickwinkeln Passpunkte ermittelt und über den Schnittpunkt des Blickstrahls deren Position im 3D Raum errechnet wird. Im Gegensatz zu fix stationierten Kamerapositionen benötigt die Structure-from-Motion (SfM) Technologie keine festen Positionen und kann ein 3D-Modell aus einer Vielzahl sich überlappender Bilder ableiten. Die Anwendung von SfM zur Aufnahme von physikalischen Modellen hat sich in den letzten Jahren verbessert, da es mittlerweile eine Vielzahl von einfach anwendbaren Software-Tools für die Prozessierung gibt. Darüber hinaus sind die Kosten im Vergleich zu Laserscanaufnahmen erheblich geringer, während dennoch ausreichende Genauigkeiten erreicht werden können.

Für die Dokumentation der Sohländerung wurden zuerst Bilder einer Nikon D7200 auf Stativ mit einer Auflösung von 6000 x 4000 Pixel verwendet, in weiterer Folge auch eine Unmanned Aerial Vehicle (UAV) vom Typ DJI Mavic Mini mit einer Auflösung 4000 x 3000 Pixel. Trotz der reduzierten Auflösung, konnte mit der UAV eine höhere Qualität des erstellten Digitalem Geländemodell (DGM) erreicht werden. Dies lässt sich dadurch erklären, dass mit der Handkamera die Bilder nur seitlich auf das Modell aufgenommen werden konnten, nicht jedoch direkt von oben, was zu eher flachen Schnitten zwischen den einzelnen Aufnahmen führte.

Zusätzlich wurden 14 Ziele entlang des Oberlaufs des Modells (siehe Abb. 1) als Ground Control Points (GCP) installiert und mittels einer Laserscanaufnahme durch einen Leica RTC360 vermessen. Diese Ziele wurden dann während der SfM-Prozessierung automatisch detektiert und in die Berechnung der Punktwolke miteinbezogen um die Verzerrungen zu reduzieren. Der mittlere Fehler an den GCPs lag bei 2-3 mm und somit nahe der Messgenauigkeit des RTC360 von 1,9 mm auf 10 m Entfernung. Die SfM-Prozessierung erfolgte mittels der Agisoft Software MetaShape Professional.

Ein Vergleich mit einer Laserscanaufnahme des gesamten Modellbereichs ergab ein Gauß-normal-verteiltes Fehlerbild mit einer mittleren Abweichung in der Höhe für den Oberwasserbereich von unter 1 mm und einer Wurzel des mittleren quadratischen Fehlers (RMS) von 0,96 mm. Die Auswertung der beiden Punktwolken erfolgte auf einem 4 mm Raster mit der Freeware CloudCompare. Abb. 4 zeigt, dass die größten Fehler im Bereich der Ufersicherung und der Rampe auftreten, wo es durch die größeren Korndurchmesser der Rampenschichtung zu Abschattungen kommt. Fehlerhaft erfasst wurden die Geschiebeschwellen der beiden rechtsufrigen Turbineneinlässe, wo es aufgrund der gewählten Stationierung des RTC360 ebenfalls zu einer Abschattung kam.

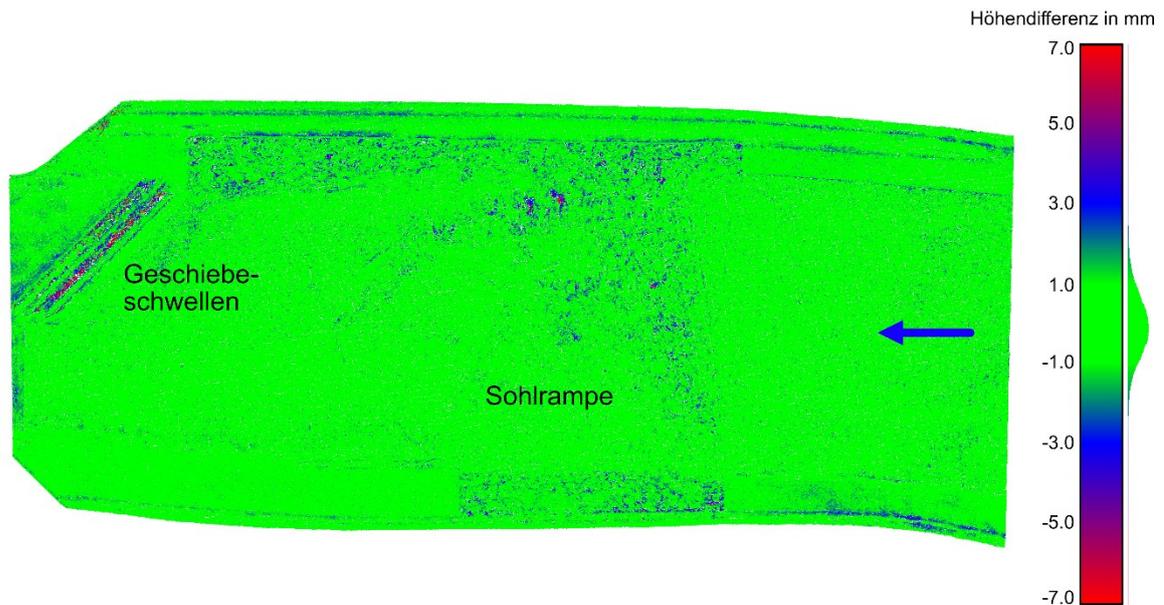


Abb. 4 Höhendifferenzen zwischen Fotogrammetrie aus mehreren UAV Aufnahmen und Laserscan durch den Leica RTC360

3.1 Ermittlung der deplatzierten Volumina

Vor und nach jedem Modelldurchlauf wurden UAV-Befliegungen durchgeführt. Aus den fotogrammetrischen Punktwolken wurden DGM unterschiedlicher Auflösungen abgeleitet. Die Berechnung der deplatzierten Volumina im Stauraum und Oberwasser erfolgte in 2.5 D anhand der DGMs mit einer Auflösung von 5 mm. Ein Vergleich der ausgetragenen und angelandeten Volumina für die verschiedenen Bestreitensfälle ist in Tab. 1 zusammengefasst. Über die Höhendifferenzen zwischen den Aufnahmen vor und nach Versuchsdurchführung (siehe Abb. 5) lassen sich Anlandungen sowie Kolke und Eintiefungen erkennen.

Tab. 1 Volumenbilanz für Hochwasserereignis HQ1 bei unterschiedlicher Betriebsführung

Volumen in dm ³	Angelandet	Ausgetragen	Bilanz
<i>Im Stauraum</i>			
HQ1(n-0)	+44,1	-7,7	+36,4
HQ1(n-2)	+64,4	-4,7	+64,6
<i>Oberwasserseitig der Rampe</i>			
HQ1(n-0)	+3,5	-84,9	-81,4
HQ1(n-2)	+2,5	-57,5	-55,1

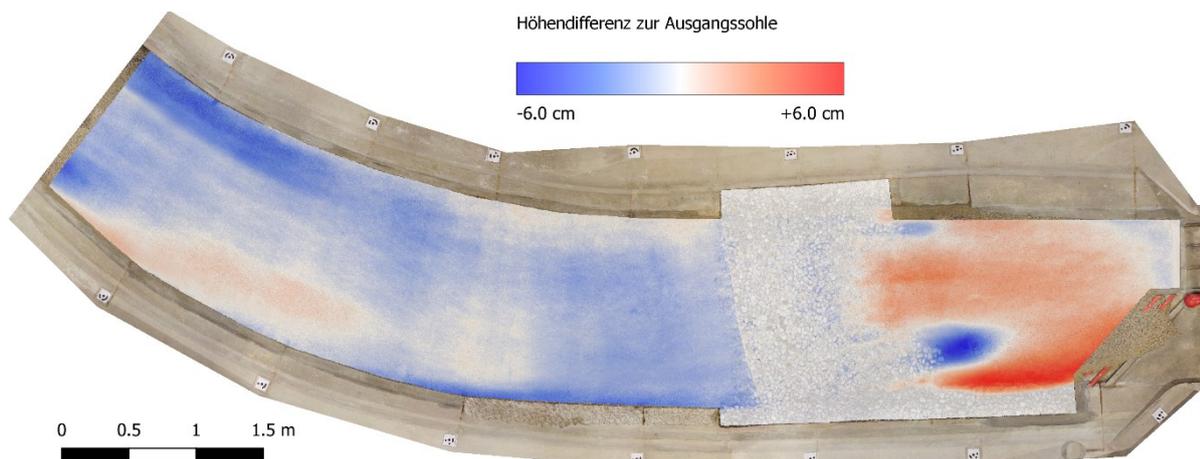


Abb. 5 Höhendifferenzen zwischen der eben eingebauten Modellsohle und nach HQ1(n-0). Das Volumen des über die Sohlschwellen eingetragenen Geschiebes wurde getrennt ermittelt

3.2 Ermittlung der Oberflächenrauheit

Die bildbasierte Auswertung eines Orthofotos zur Ermittlung einer Kornverteilung der Deckschicht, wurde bereits vielfach erfolgreich im Labor und auch in der Natur angewandt (Lang et al 2020; Heritage und Milan 2009). Grundsätzlich lassen sich bildbasierte Auswertungen in drei Methoden unterteilen: (i) Verwendung der Bilddaten um direkt auf eine Verteilung zu schließen (statistische Kornverteilung), (ii) Umrandungen der Einzelkörner zu detektieren um daraus deren Durchmesser zu ermitteln (individuelle Kornverteilung), (iii) die Erkennung charakteristischer Kennwerte einer Verteilung wie D_{50} oder D_{84} . Wu (2021) listet einen Überblick der gängigen Methoden. Aus der Kornverteilung der Deckschicht im Modell lassen sich charakteristische Kennwerte ableiten, die Rückschlüsse auf das hydraulische Verhalten an den untersuchten Stellen erlauben. Ein wichtiger Kennwert ist dabei der mediane Korndurchmesser D_{50} von welchem u.a. der Strickler-Beiwert (u.a. Strickler 1923; Henderson 1967; Julien 2002), die äquivalente Sandrauheit (u.a. Mertens 1995; DVWK 1990), oder im Zusammenhang mit dem hydraulischen Radius, der Darcy-Weisbach Reibungskoeffizient (u.a. Griffiths 1981; Limerinos 1970; Phillips und Ingersol 1998) ermittelt werden kann.

Um die flächige Verteilung der Oberflächenrauheit sowie deren Änderung während der Versuche zu dokumentieren, wurde die lokale Standardabweichung der Höhe σ_z als äquivalent zur effektiven Rauheitshöhe ermittelt (Gomez, 1993; Nikora et al., 1998; Heritage und Milan 2009). σ_z entspricht hierbei der Standardabweichung der Höhendifferenzen je Pixel einer 100x100 Pixel großen Kachel von der gemittelten Ebene aus 33 Messpunkten. Die Auswertung erfolgte auf dem photogrammetrischen DGM mit einer Auflösung von 0,5 mm. Basierend auf der Untersuchung von Coleman et al. (2011) wurde zur Abschätzung des medianen Korndurchmessers die lineare Beziehung $D_{50} = 2,18 \cdot \sigma_z$ herangezogen, die dort aus Labor- und Feldversuchen ermittelt wurde. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass diese Beziehung für Kiese mit $D = 2 \div 20 \text{ mm}$ hergeleitet wurde und der D_{50} des Modellsands genau auf der unteren Grenze von 2 mm liegt.

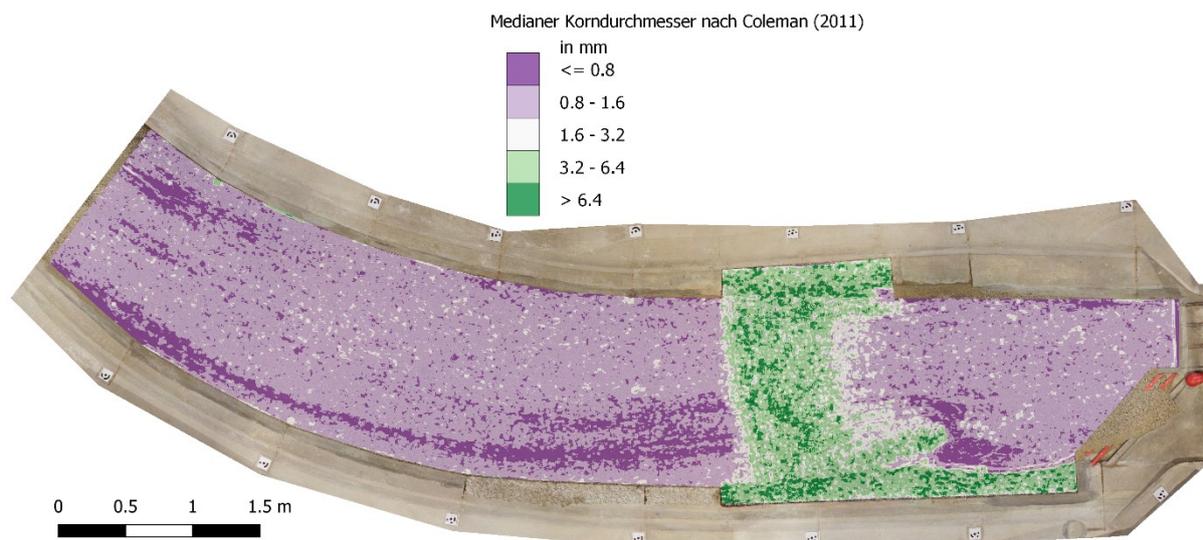


Abb. 6 Medianer Korndurchmesser D_{50} im Modell nach HQ1(n-0) ermittelt aus der zweifachen lokalen Standardabweichung der Höhe $2,18 \cdot \sigma_z$ aus dem fotogrammetrischen DGM.

Um diesen Ablauf auf Modellebene zu validieren, wurde der Stricklerbeiwert über die Verlusthöhe zwischen Profil 250 und 150 bestimmt. Dieser ergibt sich nach dem simulierten Hochwasserereignis HQ1(n-0) zu $47,4 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und nach dem Ereignis HQ1(n-2) zu $46,3 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Zum Vergleich wurde der Stricklerbeiwert aus verschiedenen Ansätzen der Potenzgleichung (Strickler 1923; Julien 2002; Milhous 2015) aus dem zuvor abgeschätzten D_{50} ermittelt. Stricklers empirische Formel ist auf geschiebeführende Gebirgsflüsse bezogen, während sich die von Milhous angeführte Beziehung für Korndurchmesser unter 4 mm aus Daten von Leopold und Wolman (1956) zu Flüssen und Bächen in Nordamerika hergeleitet wurde. Juliens angegebene Beziehung gilt für Abflüsse im hydraulisch rauen Bereich und korreliert am besten mit den im Modell berechneten Werten (siehe Tab. 2). Diese Werte wurden auch in der Dokumentation des Modellversuchs für den Auftraggeber verwendet. Abb. 7 zeigt das Endresultat dieser Auswertung.

Tab. 2 Durch verschiedene Ansätze aus dem medianen Korndurchmesser D_{50} ermittelte Stricklerbeiwerte im Modell zwischen den Profilen P150 und P250.

		Ausgangszustand $\text{m}^{1/3}/\text{s}$	HQ1(n-0) $\text{m}^{1/3}/\text{s}$	HQ1(n-2) $\text{m}^{1/3}/\text{s}$
Strickler (1923)	<i>Min.</i>	53,2	55,0	52,6
	Mw.	74,7	67,3	66,2
	<i>Max.</i>	90,5	92,6	82,1
Julien (2002)	<i>Min.</i>	40,6	42,0	40,2
	Mw.	56,1	50,5	49,6
	<i>Max.</i>	69,2	70,8	62,8
Milhous (2015)	<i>Min.</i>	60,0	35,8	39,2
	Mw.	42,3	45,9	46,4
	<i>Max.</i>	54,8	53,7	55,3

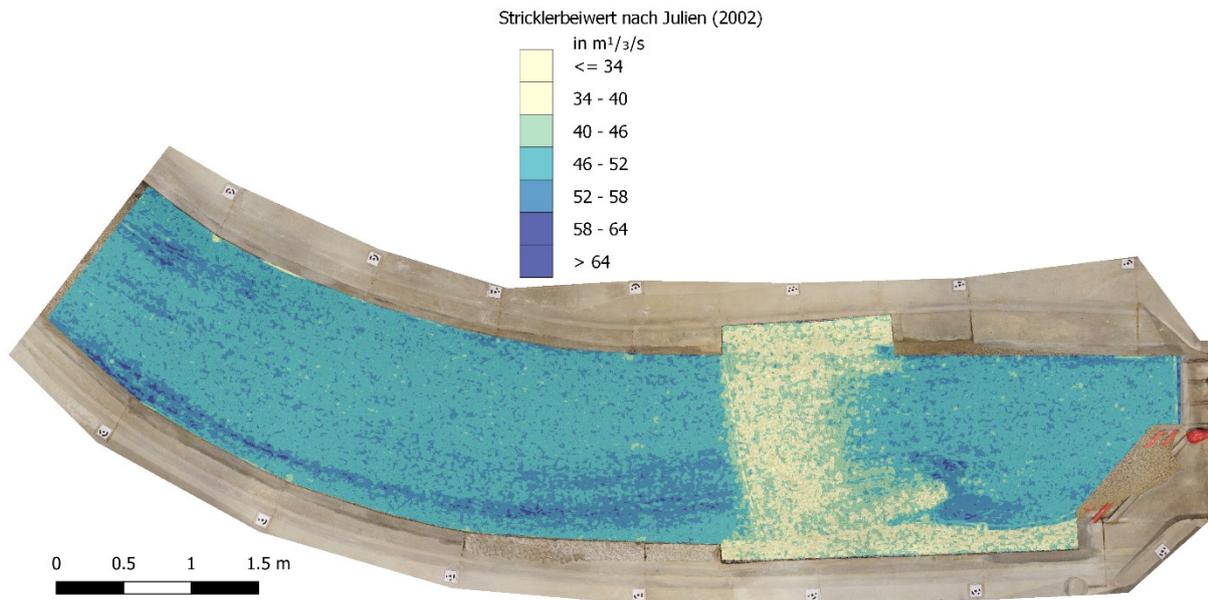


Abb. 7 Stricklerbeiwerte nach Julien (2002) im Modell nach HQ1(n-0) basierend auf den medianen Korndurchmesser D_{50} ermittelt aus dem photogrammetrischen DGM.

4 Fazit

Dieser Beitrag beschreibt einen Modellversuch zur Untersuchung des Nachkolkbereichs einer Sohlrampe im Stauraum des Laufkraftwerks Stegenwald an der Salzach. Das Ziel der Untersuchungen war die Entwicklung einer strömungs- und sedimentlenkenden Sohlrampe sowie die Untersuchung des Nachkolkbereichs mittels instationärer Hochwasserlastfälle und Geschiebetransport. Das Modell musste für den instationären Betrieb umgebaut werden, und es wurden Herausforderungen bei der Ergänzung einer Geschiebezugabe mit zentraler Steuerung sowie deren Kalibrierung behandelt. Schließlich erfolgten Untersuchungen des Nachkolkbereichs mittels SfM zur Bestimmung der Kubaturänderungen und zur Ableitung Oberflächenrauheit der im Stauraum entstehenden Ablagerungen. Die beschriebenen Ergebnisse sollen bei der Planung des Laufkraftwerks Stegenwald berücksichtigt werden.

Literatur

- DVWK (1990). Hydraulische Methoden zur Erfassung von Rauheiten. DVWK-Schriften, Heft 92, Paul Parey Verlag, Hamburg, Berlin.
- Griffiths, G. A. (1981). Flow resistance in coarse gravel bed rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 107(7), 899–918.
- Gomez, B. (1993). Roughness of stable, armored gravel beds. *Water Resources Research* 29, 3631-3642.
- Milhous, R.T. (2015) On grain roughness in rivers and streams. *Hydrology Days 2015*.
- Julien, P. Y. (2002). *River Mechanics*. Cambridge: Cambridge University Press UK.
- Lang, N. et al (2020). GRAINet: Mapping grain size distributions in river beds from UAV images with convolutional neural networks, *Hydrology and Earth System Science*.
- Limerinos, J.T. (1970). Determination of the Manning Coefficient from Measured Bed Roughness in Natural Channels. *Studies of Flow in Alluvial Channels*. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1898-B.
- Leopold, L.B.; Wolman, M.G (1957). *River Channel Patterns: Braided, Meandering, and Straight*. Geological Survey Professional Paper 282-B. US Geological Survey. Washington, DC.
- Mertens, W. (1995). Grundlagen der hydraulischen und sedimentologischen Berechnungen für den naturnahen Gewässerausbau. DVWK-Fachtagung 'Maßnahmen zur naturnahen Gewässerstabilisierung', Kurzfassung der Vorträge, Uni Bw München-Neubiberg.
- Nikora, V.I.; Goring, D.G.; Biggs, B.J.F. (1998). On gravel-bed roughness characterization. *Water Resources Research* 34. 517-527
- Phillips, J.V.; Ingersoll, T.L. (1998). Verification of roughness coefficients for selected natural and constructed stream channels in Arizona. U.S. Geological Survey Professional Paper 1584.
- Schneider, J.; Pikel, F.G.; Badura, H. (2021a). Physical model tests of a new run-of-hydro power plant with some special features, *Proceedings of the 39th IAHR World Congress, Granada, Spanien*.
- Schneider, J.; Pikel, F.G.; Badura, H. (2022b). Untersuchungen am physikalischen Modell zur Optimierung des neu zu errichtenden Kraftwerkes Stegenwald. 21. Wasserbau - Symposium, Wasserbau - krisenfest und zukunftsweisend, Wallgau, Deutschland.
- Strickler, A. (1923): Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauheitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen. *Mitt. Amt für Wasserwirtschaft, Nr. 16, Bern*.
- Zenz, G.; Schneider, J.; Pikel, F.G.; Lazar, F. (2022). *Hydraulischer Modellversuch Kraftwerk Stegenwald, unveröffentlichter Endbericht., Graz, Österreich*.

Anschrift der Verfasser

Dipl.-Ing. Manuel Pirker, BSc.
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz
Stremayrgasse 10/II, A-8010 Graz
manuel.pirker@tugraz.at

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

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

Einfluss von Sohlrauigkeit und Störsteinanordnungen auf die Fließgeschwindigkeitsverteilung im Beckenübergang von technischen Beckenpässen

Georg Seidl, David Derflinger und Josef Schneider

Zusammenfassung

In unterschiedlichen Messreihen wurde mit variabler Anordnung von Sohlrauigkeiten deren Einfluss auf das Fließgeschwindigkeitsprofil im Beckenübergang untersucht. Die Messreihen zeigten, dass die Rauigkeiten keine maßgeblichen Auswirkungen auf die Fließgeschwindigkeiten, auch nicht im sohlnahen Bereich, aufwiesen. Geringe Messwerte der Fließgeschwindigkeit bei Flügelmessen im Bereich der Sohle sind letztendlich nur durch Messungen im Strömungsschatten von Störelementen zu erklären. Derartige Messungen stehen kausal mit der Ausbildung von Turbulenzen in Verbindung, deren ökohydraulische Auswirkungen auf die Passierbarkeit nur schwer zu interpretieren sind.

1 Einleitung

Das Einbringen von Sohlsubstrat stellt einen wesentlichen Aspekt bei der Errichtung von Fischwanderhilfen dar. In erster Linie ist diese Notwendigkeit ökologisch begründet, da neben dem Makrozoobenthos auch zahlreiche Fischarten wie Koppe, Bachschmerle oder Gründling einen starken Bodenbezug aufweisen. Bei der Errichtung der Anlagen ist somit darauf zu achten, dass die Korndurchmesser der Besohlung großzügig dimensioniert werden, um einerseits den Austrag von Sohlmaterial zu verhindern und andererseits den Lückenraum für die Zönose zu maximieren.

Da im Bereich der Beckenübergänge die maximalen Fließgeschwindigkeiten auftreten, stellen diese Bereiche das Nadelöhr für die Passierbarkeit von schwimmschwachen Individuen wie Kleinfischarten und juvenile Fische dar. In der Praxis werden bei der Errichtung von Anlagen oftmals Forderungen nach Grenzwerten der sohlnahen Fließgeschwindigkeiten im Beckenübergang laut, welche mit der rauen Sohle in Verbindung gesetzt werden. So wurden in Behördenverfahren Formulierungen getroffen, wonach die Sohle rau zu gestalten ist und dadurch die Fließgeschwindigkeit in Sohlnähe einen Grenzwert von 0,3 m/s nicht überschreiten darf.

Der vorliegende Beitrag stellt Fließgeschwindigkeitsmessungen in Beckenübergängen von technischen Beckenpässen vor und analysiert die Auswirkungen von unterschiedlichen Rauheiten auf die Fließgeschwindigkeiten im Beckenübergang aus ökohydraulischen Gesichtspunkten. Ebenso sollen die Untersuchungen einen Hinweis dafür liefern, ob mit geometrischen Veränderungen des Beckenüberganges eine Reduktion der hydraulischen Disposition von Fischen zu erreichen ist. So wurden, zusätzlich zur variablen Sohlengestaltung auch die Wandstärken des Beckenüberganges variiert.

Beim Technischen Beckenpass handelt es sich um einen Bautyp, welcher in Anlehnung an den naturnahen Beckenpass (BMLRT 2021) dimensioniert wird, die Beckenübergänge jedoch nicht mit Wasserbausteinen, sondern durch einen technisch definierten Übergang gefertigt z.B. aus Betonteilen, mit rechteckigem Schlitz, welcher bis zur Sohle reicht, ausgeformt werden. Hydraulische Untersuchungen ergaben, dass dieser Bautyp im Vergleich zum Vertical-Slot-Schlitzpass deutlich verringerte Abflussbeiwerte aufweist, sich die hydraulisch intensivierten Zonen auf die

Randbereiche reduzieren (siehe Abbildung 1) und die turbulente kinetische Energie deutlich geringer ist (Seidl et al. 2022).

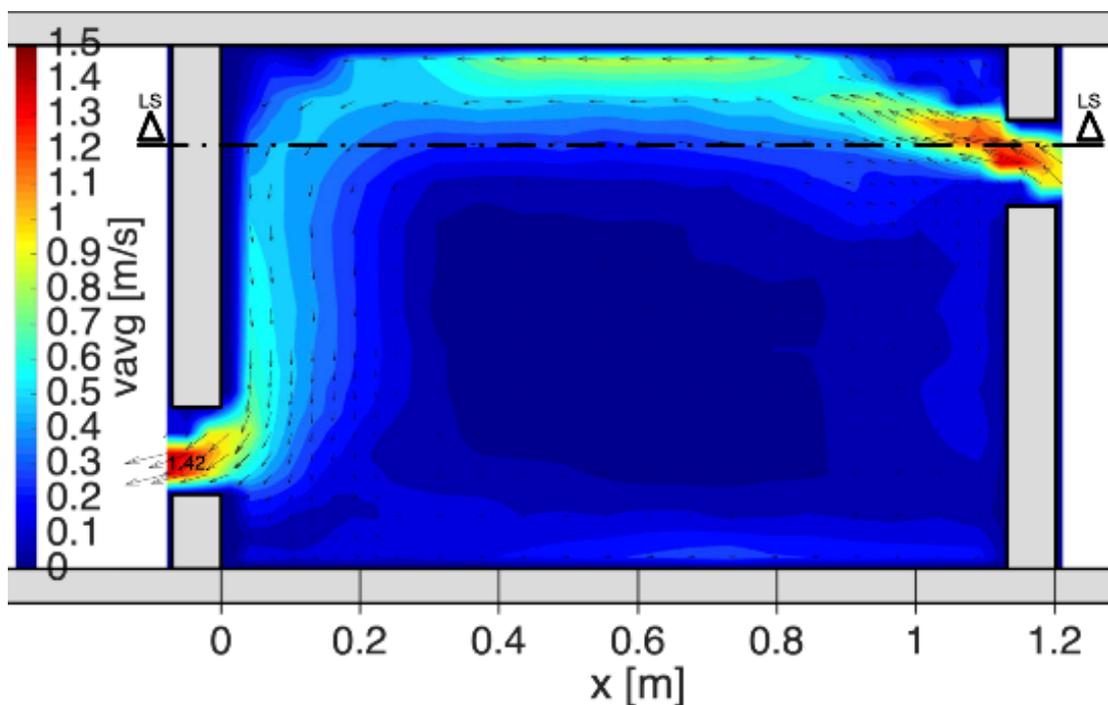


Abb. 1 Charakteristisches Strömungsbild des technischen Beckenpasses

Die Untersuchungen wurden in einem Modellaufbau mit Flussschottersubstrat, dessen mittlerer Korndurchmesser ca. 15% der Schlitzweite betrug, und somit eine vergleichsweise glatte Sohle darstellt, durchgeführt. Ergänzend fanden Untersuchungen mit rauer Sohle, einerseits mit kantigem Grobbruch dessen Korndurchmesser ca. 30% aufwies und andererseits mit Granitblöcken, deren Korndurchmesser ca. 60% der Schlitzweite betrug, statt.

2 Methodik

2.1 Eindimensionale Messreihen

Die Messungen erfolgten unmittelbar im Schlitzbereich über drei Messlotrechten, welche äquidistant angeordnet wurden (siehe Abbildung 2). Die Fließgeschwindigkeiten wurden dabei eindimensional mittels einer Prandtl Messsonde erfasst, wobei auch die Messpunkte äquidistant mit einem Abstand von 4 cm über die Messlotrechte verteilt wurden. Der unterste Messpunkt wurde, je nach Rauigkeit, im Abstand von 1 bis 3 cm über der Sohle verortet. In der nachfolgenden Darstellung ist das charakteristische Strömungsbild der Hauptströmung des technischen Beckenpasses mit den Messlotrechten illustriert.

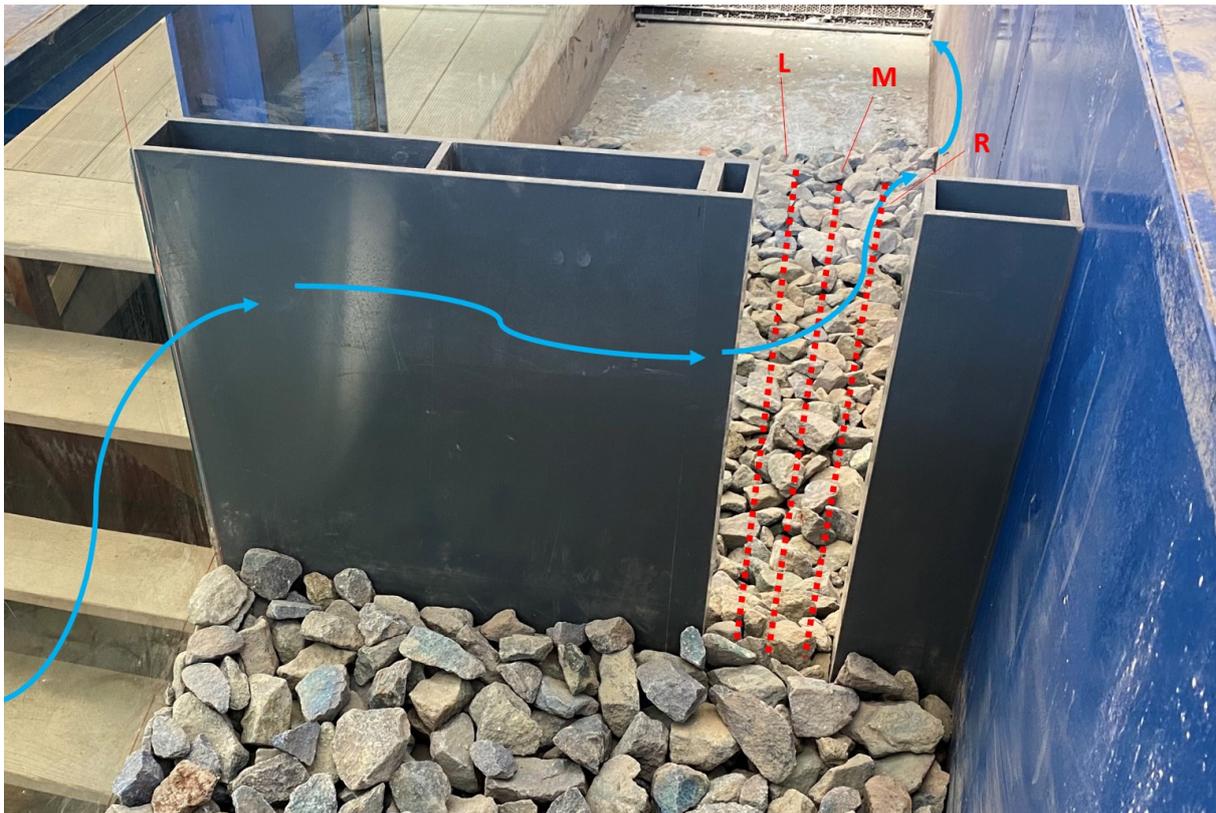


Abb. 2 Anordnung der Messlotrechten im Beckenübergang, die blaue Linie stellt die Hauptströmung im Fischpass dar

Neben der variablen Besohlung wurden auch die Wandstärken des Beckenüberganges variiert. Die Schlitzweite des Beckenüberganges betrug 16,7 cm. Als Sohlsubstrat wurden Flussschotter (16/30 mm), kantiger Grobbruch ($d_{50} = 50$ mm) und Granitwürfel ($d_{50} = 100$ mm) eingebracht, die untersuchten Wandstärken betragen dabei 0,5 cm, 5 cm, 10 cm und 15 cm.

Die Störsteinanordnungen erfolgten ausschließlich bei einer Wandstärke von 5 cm. Dabei wurden Störelemente mit 12 x 17 cm bzw. 20 x 20 cm im Abstand der halben bzw. ganzen Schlitzweite eingebracht. Die Untersuchungen erfolgten sowohl mit Störsteinanordnungen stromaufwärts als auch stromabwärts des Beckenüberganges.

2.2 Dreidimensionale Messreihen

Die Messungen der Fließgeschwindigkeiten wurden mit einer ADV (Acoustic Doppler Velocimeter) Sonde der Firma Nortek durchgeführt. Das Messprinzip dieser Sonde beruht auf dem Doppereffekt. Ultraschallsignale werden mit einer bestimmten Frequenz ausgesendet, von kleinsten Teilchen im Wasser reflektiert und bei bewegtem Wasser mit einer veränderten Frequenz wiederum empfangen. Das Gerät misst in einem Punkt, im sogenannten Sampling Volume, die Fließgeschwindigkeiten in allen drei Raumrichtungen. Die Messungen erfolgten bei einer Anlage im Feld, deren Schlitzweite 15 cm betrug und wurden zentriert in einer Messlotrechten (siehe Abbildung 3) durchgeführt. Als Sohlsubstrat wurde kantiger Grobbruch ($d_{50} = 90$ mm) eingelagert. Bei der Messkampagne wurde die Aufnahme Frequenz mit 200 Hz eingestellt. Mittels eines Beschleunigungsfilters (Phase-space threshold dispiking filter) konnten die Ausreißer bestimmt und für die Auswertung der mittleren Fließgeschwindigkeitskomponenten eliminiert werden.



Abb. 3 Messung mit Vectrino-Sonde in einer zentrierten Messlotrechten

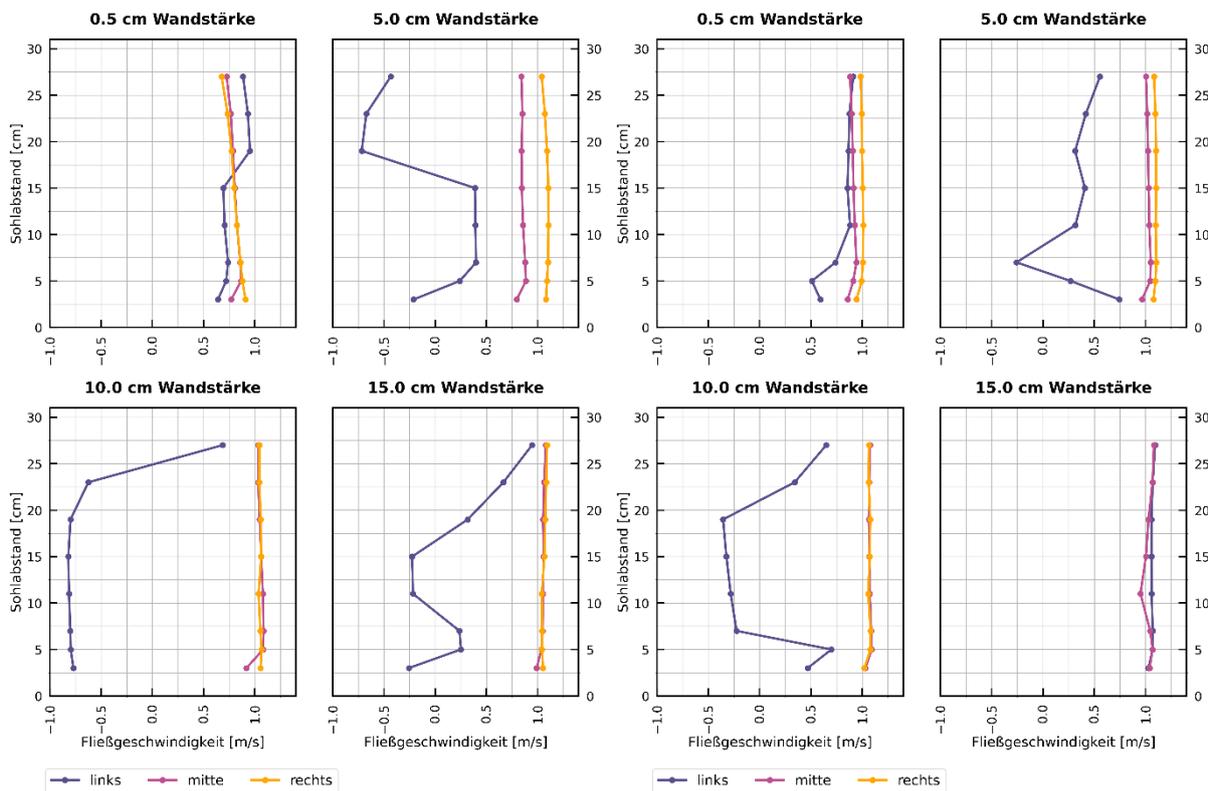
3 Ergebnisse

3.1 Einfluss von Sohlrauigkeit und Wandstärken

Die Ergebnisse der Versuchsanordnung in Abbildung 4 geben das in Abbildung 1 dargestellte Strömungsbild im Beckenübergang wieder. Durch den Umlenkeffekt werden die Fließgeschwindigkeiten im orographisch linken Bereich des Beckenüberganges deutlich verringert. Die gemessenen negativen Fließgeschwindigkeiten in diesem Bereich sind, bedingt durch das Messprinzip dahingehend zu interpretieren, dass hier die Lateralkomponente jener der Hauptstromrichtung überwiegt und bedeuten nicht, dass stromaufgerichtete Fließgeschwindigkeiten auftreten. Wie den Abbildungen zu entnehmen ist, zeigen die unterschiedlichen Rauigkeits-Setups keinen Einfluss auf die bodennahen Fließgeschwindigkeiten. Auch die Variation in den Wandstärken wirkt sich nicht signifikant auf die Fließgeschwindigkeiten im Beckenübergang aus. Bei einer Wandstärke von 0,5 cm hebt sich der fließgeschwindigkeitsreduzierte Bereich in der linken Messlotrechten auf und lässt darauf schließen, dass durch diese Anordnung der Umlenkeffekt reduziert ist.

Flussschotter

Grobbruch



Granitwürfel

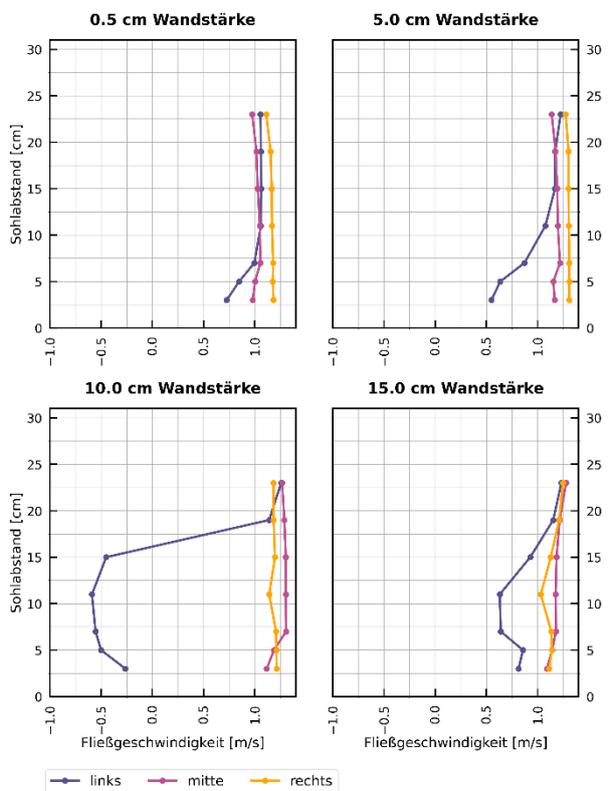


Abb. 4 Fließgeschwindigkeitsprofile bei unterschiedlicher Sohlrauigkeit

3.2 Einfluss von Störsteinanordnungen

Die Versuche mit der Störsteinanordnung ergaben, dass lediglich der große Störstein Einfluss auf das Fließgeschwindigkeitsprofil im Beckenübergang zeigte. So führte die Anordnung des Störsteines, im Abstand der halben Schlitzweite sowohl stromab-, als auch stromaufwärts, zu einer Verringerung der Fließgeschwindigkeiten im Beckenübergang. Bei den Anordnungen im Abstand der Schlitzweite zeigte auch der große Störstein nur im stromaufwärts situierten Setup einen positiven Effekt.

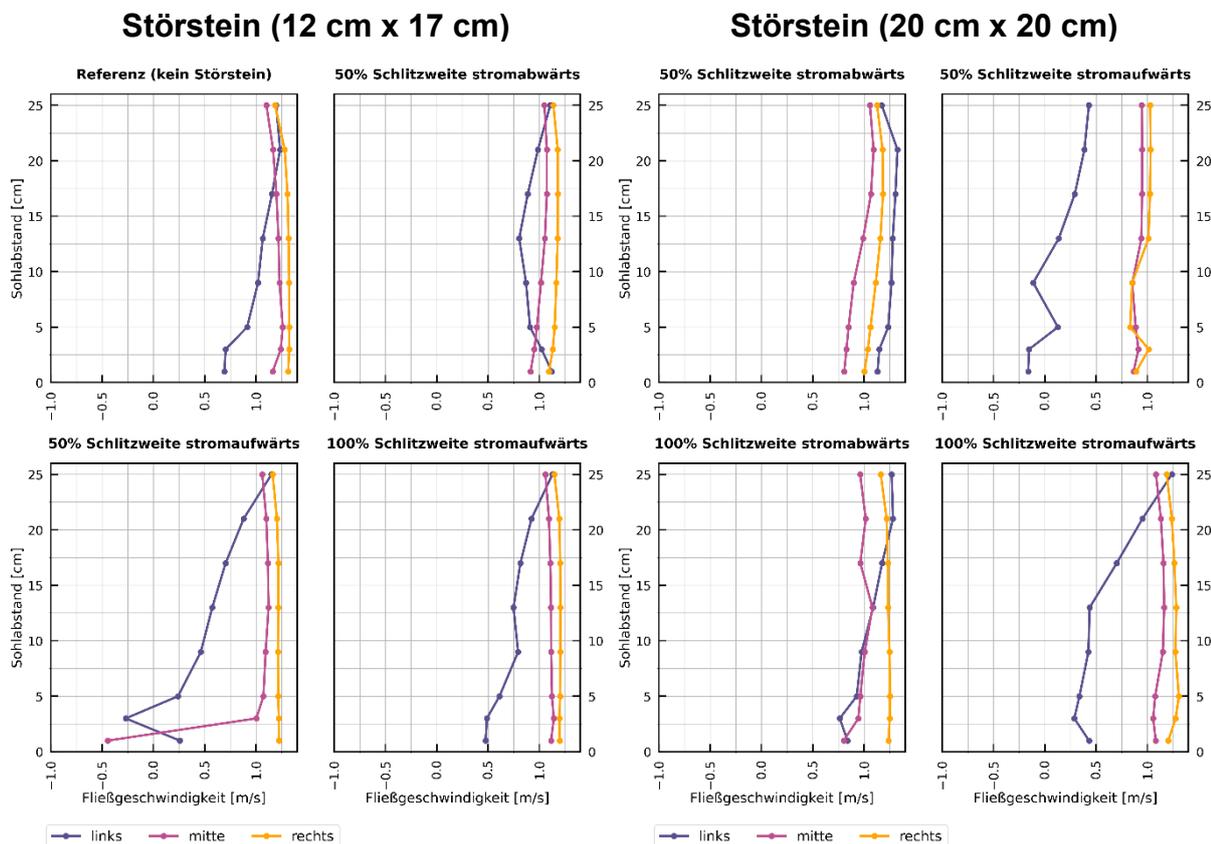


Abb. 5 Fließgeschwindigkeitsprofile bei variabler Störsteinanordnung

3.3 Ergebnisse der dreidimensionalen Messreihen

Auch die 3D-Messungen im Feld konnten keine Verringerung der Fließgeschwindigkeit in Sohl-nähe abbilden (siehe Abbildung 6). Während die Fließgeschwindigkeiten in x-Richtung weitge-hend konstant waren, ergaben die Messreihen eine deutliche Erhöhung der y- bzw. z-Kompo-nente zur Sohle hin.

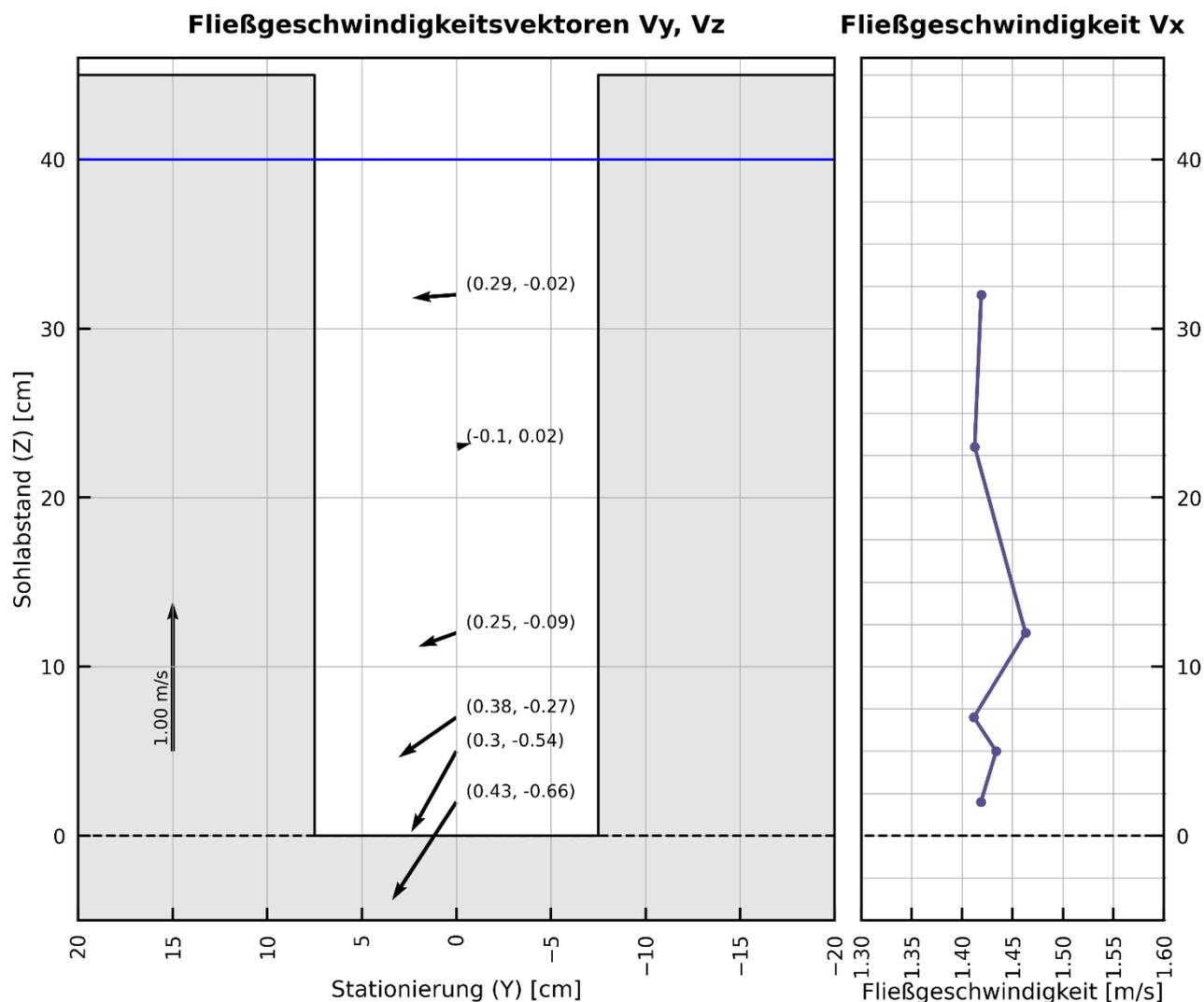


Abb. 6 Fließgeschwindigkeitsprofil aus ADV-Messungen

4 Diskussion

Die Untersuchungen zeigten, dass unterschiedlich raue Substratgestaltung keine Veränderung der Fließgeschwindigkeitsverteilung bzw. keine Reduktion der bodennahen Fließgeschwindigkeiten bewirken. Die untersuchten Besohlungen reichten dabei von Flussschotter, über kantigem Grobbruch, bis hin zu Granitblöcken. Während die ersten beiden Versuchsanordnungen durchaus in der Praxis Anwendung finden, handelte es sich bei der dritten Variante um eine bewusst raue Ausgestaltung, mit der Zielsetzung mögliche Effekte besser abbilden zu können. Die hohe Rauigkeit begründet sich dabei nicht nur in der Geometrie der Granitblöcke, sondern vielmehr auch durch die hohe Korndurchmesser-Schlitzweiten-Relation. Somit kann festgehalten werden, dass das Fließgeschwindigkeitsprofil von der Sohle bis zur Wasseroberfläche, unabhängig von der Sohlrauigkeit, mehr oder weniger konstante Werte aufweist. Abweichungen konnten im linken Strömungsfeld des Beckenüberganges beobachtet werden. Diese sind auf die Strömungsumlenkung bzw. den, wie von Seidl et al. (2022) beschriebenen, für den technischen Beckenpass charakteristischen, fließgeschwindigkeitsextrahierten Bereich in dem der Beckenwand zugewandten Feld des Überganges zurückzuführen. Eine rauigkeitsabhängige Reduktion der Fließgeschwindigkeit in Nähe der Sohle konnte in keiner der Untersuchungen festgestellt werden. Die

3D-Messungen im Feld illustrieren ein ähnliches Bild, wobei die Fließgeschwindigkeitskomponenten in y- bzw. z-Richtung im sohnahen Bereich sogar eine deutliche Zunahme verzeichnen. Ähnliche Beobachtungen konnten auch von Henning & Weichert (2020), bei dreidimensionalen Messreihen im Beckenübergang eines Vertical Slot-Schlitzpasses gemacht werden. Welche in ihren Messungen einen tendenziellen Anstieg der mittleren Fließgeschwindigkeiten zur Sohle hin abbilden.

Die Anordnungen von großen Störelementen vor bzw. nach dem Beckenübergang zeigten nur vergleichsweise geringe Auswirkungen auf das Fließgeschwindigkeitsprofil im Beckenübergang.

Messungen von Fließgeschwindigkeiten $< 1,0$ m/s in sohnahen Bereichen sind nur erklärbar, wenn lediglich die x-Komponente der Fließgeschwindigkeit, im Strömungsschatten von Rauigkeitselementen gemessen wird. Die Verringerung der x-Komponente der Fließgeschwindigkeit bedingt dabei eine Erhöhung der y bzw. z-Komponente. Oder anders formuliert weisen geringe Messwerte eindimensionaler Messungen (z.B. Flügelmessungen) in Bodennähe auf erhöhte Turbulenzen im Messbereich hin. Es ist also davon auszugehen, dass durch den Einfluss der Rauigkeitselemente Verwirbelungszonen (Eddies) entstehen, deren Auswirkungen auf die Fischpassierbarkeit in der Fachliteratur kontrovers diskutiert werden (Lupandin 2005, Tritico & Cotel 2010, Liao et al. 2003). Die nachfolgende Darstellung illustriert den Einbau eines Störelementes stromab des Beckenüberganges und die damit in Verbindung stehenden Turbulenzen.



Abb. 7 Turbulenzen durch Störsteinanordnung

Die Untersuchung des Einflusses von unterschiedlichen Wandrauigkeiten zeigt lediglich für die dünne Wandstärke eine Veränderung im Fließgeschwindigkeitsprofil. Die Messreihen lassen ableiten, dass durch diese Ausformung der Umlenkeffekt verloren geht bzw. die Ausprägung der fließgeschwindigkeitsextrahierten Zonen reduziert ist.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass der Einfluss von Sohlrauigkeit auf das Fließgeschwindigkeitsprofil bei eindimensionaler Betrachtung (z.B. bei Flügelmessungen) überschätzt wird. Die Messung von geringen Fließgeschwindigkeiten in Sohlhöhe lässt sich dabei nur durch die Anordnung von Messpunkten im Strömungsschatten von Störelementen erklären, welche unweigerlich mit dem Auftreten von Turbulenzen in Verbindung stehen. Eine ökohydraulische Interpretation dieses Phänomens ist schwierig, da der Einfluss von Turbulenzen in Abhängigkeit der Größe und Art der Wirbelbildung zu verstehen ist. Eine genauere Analyse dieser Phänomene wäre auf Basis von Längenschnitten aus 3D-Messreihen im Beckenübergang oder PIV-Messreihen möglich.

Literatur

- BMLRT (2021). Leitfaden zum Bau von Fischaufstiegshilfen 2021, Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus, Wien, 224 Seiten
- Henning, M.; Weichert, R. (2020). Hydraulische Parameter von Schlitzpässen in Bemessung und Bestand, BAW Mitteilungen Nr. 106. 7-15
- Liao, A.I.; Beal, D. N.; Lauder, G. V.; Triantafyllou, M. S. (2003). Fish exploiting vortices decrease muscle activity, *Science* 302, 1566-1569.
- Lupandin, A.I. (2005). Effect of Flow Turbulence on Swimming Speed of Fish. *Biology Bulletin*, Vol. 32, No. 5, 2005, pp. 461–466. Translated from *Izvestiya Akademii Nauk, Seriya Biologicheskaya*, No. 5, 2005, pp. 558–565.
- Seidl, G.; Haslwanter M.; Schneider J. (2022). Der technische Beckenpass – eine hydraulische und biotische Gegenüberstellung mit konventionellen beckenartigen Fischaufstiegshilfen, *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, <https://doi.org/10.1007/s00506-022-00876-3>
- Tritico, H.M., Cotel A.J. (2010). The effects of turbulent eddies on the stability and critical swimming speed of creek chub (*Semotilus atromaculatus*), *The Journal of Experimental Biology* 213, 2284-2293

Anschrift der Verfasser

DDipl.-Ing. Georg Seidl
fluslauf e.U., IB für Gewässerökologie und Wasserbau
A-8010 Graz, Brockmannng. 108/2
Email: office@fluslauf.at

Dipl.-Ing. David Derflinger
flowengineering e.U.
A-8010 Graz, Brockmannng. 108/2

Assoc. Prof. Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Josef Schneider
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz
A-8010 Graz, Stremayrgasse 10/II

Videogestützte Versuchsreihen zur Untersuchung der Passage von Großfischen im Modifizierten Denilpass

Georg Seidl und Markus Haslwanter

Zusammenfassung

Mit den vorliegenden Untersuchungen wurde für Salmoniden geprüft, ob die dreifache Fischbreite als Bemessungskriterium, wie sie bei beckenartigen Bautypen, bezogen auf die Schlitzweite herangezogen wird, auch beim Modifizierten Denilpass, in Bezug auf den Lamellenausschnitt, Anwendung finden kann. Dazu wurden videogestützte Versuchsreihen durchgeführt, in welchen das Schwimmverhalten aufgezeichnet und interpretiert wurde. Die Untersuchungen, wurden mit Bachforellen, Seeforellen und Huchen, deren Körperbreiten mehrheitlich deutlich über dem Bemessungskriterium lagen, durchgeführt. So konnte der Aufstieg für Individuen, deren Körperbreite bis zu 60% des Lamellenausschnittes betrug, dokumentiert werden. Im Zuge der Untersuchungen konnten im kurzen Beobachtungsfenster von 1,5 Tagen, 100% der Forellen und 50% der Huchen, den Fischpass zur Aufwanderung problemlos nutzen. Von den aufgestiegenen Individuen konnten jeweils etwa 40% auch beim Abstieg beobachtet werden.

1 Einleitung

Die Planung und Errichtung von Fischaufstiegshilfen (FAHs) zielt darauf ab, die Passierbarkeit für ein breites Arten- und Größenspektrum sicherzustellen. Dabei werden die Anlagen in Österreich so ausgelegt, dass die Funktionalität für alle Leit- und typischen Begleitarten in den Altersstadien > 1+ (nach Erreichen des ersten Jahres) gegeben ist (BMLRT 2021). Entsprechende Bedeutung kommt dabei der größtenbestimmenden Bemessungsfischart zu, da diese Individuen, aufgrund ihrer Reproduktivität, einen besonders hohen Beitrag für die Population liefern. Im Zuge der Entwicklung neuer FAH-Bautypen ist es dabei oftmals schwierig bis unmöglich die größtenbestimmende Fischart in einem biologischen Monitoring nachzuweisen. Dies liegt einerseits daran, dass viele der größtenbestimmenden Fischarten durch Raubfische repräsentiert werden, deren Anteil an der Gesamtpopulation, vor allem in potamalen Regionen, nur äußerst gering ist. Andererseits wird der Bemessungsfisch in der Regel durch ein kapitaless Individuum repräsentiert. Da in vielen Gewässerabschnitten, aufgrund unterschiedlichster Ursachen (Regulierung, Fragmentierung, fischereiliche Bewirtschaftung) große Raubfische wie Hecht, Wels und Huchen stark dezimiert bzw. verschwunden sind, wird dadurch die Erfolgsaussicht auf einen natürlichen Großfischnachweis zusätzlich geschmälert bzw. verunmöglicht.

Um neue FAH-Bautypen entsprechend auslegen zu können, ist es dennoch erforderlich Aussagen zur Passage von Großfischen zu treffen. Mit dem vorliegenden Beitrag wird die Arbeitshypothese, dass für den Modifizierten Denilpass, analog zu beckenartigen FAHs, die dreifache Fischbreite für die Dimensionierung des Lamellenausschnittes als Bemessungsgrundlage herangezogen werden kann, geprüft. Ebenso wird auf Basis der Auswertung von Daten aus Elektrofischungen und FAH-Monitorings, die grundsätzliche Möglichkeit des Nachweises des Bemessungsfisches in einem Monitoring, fischregionsspezifisch interpretiert.

2 Methodik

2.1 Versuchsaufbau

Der Versuch wurde an einem Modifizierten Denilpass im Metarhithral, dessen Auslegung für die Bemessungsfischart Bachforelle (Körperlänge 50 cm) erfolgte, durchgeführt. Für die Untersuchungen wurden Großfische der Arten Bachforelle, Seeforelle und Huchen im Ruhebecken unterhalb des Modifizierten Denilpasses eingesetzt. Dabei wurde die FAH am Anfang und am Ende gesperrt um ein Entkommen der Fische zu verhindern. Die Fische wurden vor Beginn des Versuches, fotografiert, protokolliert und detailliert vermessen. Dabei wurden die Körperlänge (KL), die Fischbreite (fb) und die Fischhöhe (fh) erfasst.



Abb. 1 Vermessung einer Bachforelle (li), Einsetzen eines Huchens ins Ruhebecken (re)

Zur Überwachung des Versuches wurden 3 GoPro Kameras mit externer Stromversorgung installiert. Kamera 1 wurde dabei unmittelbar im Ausstieg des Denilpasses installiert. Kamera 2 befand sich ebenso im Ausstiegsbereich mit dem Sichtfeld leicht flussauf und ermöglichte durch ihr Blickfeld die Abbildung der Fische in gesamter Länge. Dadurch wurde die nachträgliche Zuordnung zum jeweiligen vermessenen und fotografierten Individuum möglich. Kamera 3 wurde im Einstiegsbereich situiert, lieferte allerdings, aufgrund von technischen Problemen keine für die Untersuchungen brauchbaren Daten.

Die Kameras wurden extern mit Strom versorgt, die Laufzeit der Aufzeichnungen war demgemäß durch die Speicherkartengrößen begrenzt.

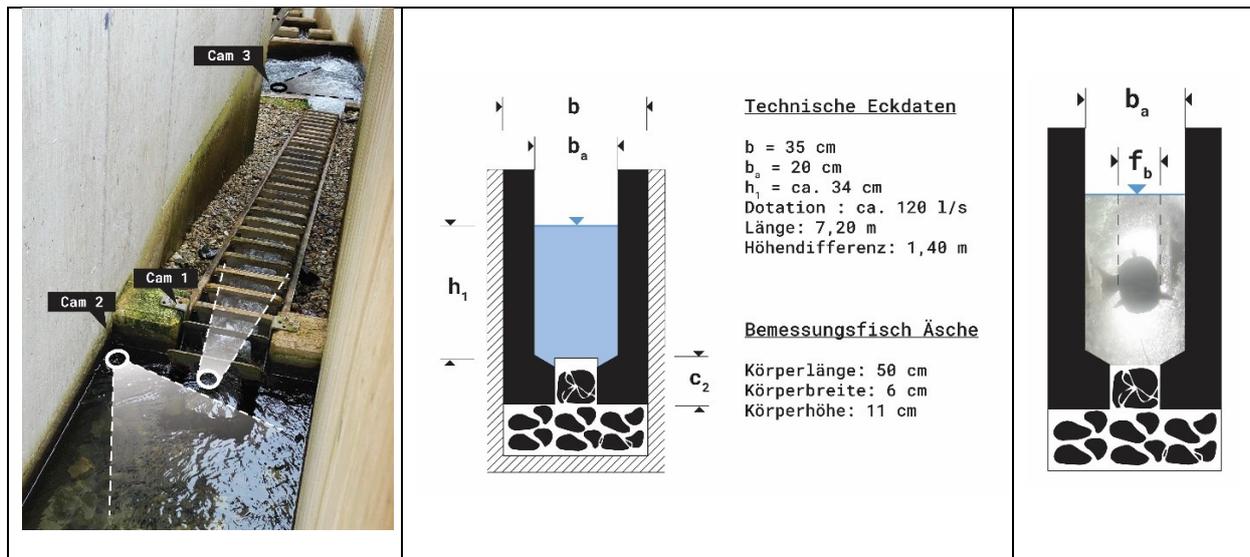


Abb. 2 Versuchsanordnung und Kamera-Setup (li), technische Daten der FAH (mi), Fischbreite und Lamellenausschnittweite (re)

Die Kameras wurden 37 Stunden exponiert. Davon blieben 3 Stunden unbeobachtet, da die Speicherkapazität der verwendeten Karten frühzeitig erschöpft war und die Kameras beim Speicherkartentausch erst zeitversetzt reaktiviert werden konnten.

2.2 Fischerkennungssoftware FishProLab

Das durch die Kameraaufzeichnungen erhaltene Videomaterial wurde mit der, auf der Programmiersprache Python basierenden, Fischerkennungssoftware FishProLab (Haslwanter 2021, unveröffentlicht) analysiert.

Im Programmablauf erfolgt eingangs die Erstellung eines statischen Hintergrundmodells für jeden einzelnen Videoclip, um in weiterer Folge Abweichungen dazu als potentielle Bewegungen detektieren zu können. Dazu wird mittels Computer Vision jedes x-te Standbild der Videosequenz (hier alle 150, entspricht alle 2,5 Sekunden) in Graustufen exportiert, in eine zweidimensionale Zahlenmatrix umgewandelt und anschließend über den Median ein statistischer Mittelwert der Datenreihe in jedem einzelnen Bildpunkt ermittelt. Für die Videoanalyse wird anschließend in regelmäßigen Abständen ein Standbild der Videosequenz, nach Konvertierung aus dem BGR-Farbraum in Graustufen, mit dem zuvor berechneten Hintergrundmodell verglichen. Nach Filterung der Abweichung des Grauwertes über einen definierten Schwellenwert kann so eine Maske mit den erkannten Bewegungsbereichen erstellt werden. Durch Einsatz weiterer Filter- und Nachbearbeitungsfunktionen können Bereiche unter einer definierten Mindestgröße (hier 10.000 Pixel, entspricht $< 0,5\%$ des Bildes), wie etwa eingetragene Luftblasen, effektiv ausselektiert werden. Sofern relevante Bereiche in der Bewegungsmaske verbleiben, wird der Vorgang für die nachfolgenden Bildsequenzen wiederholt, um die Dauer der erkannten Bewegung zu ermitteln. Liegt die Dauer über einem definierten Schwellenwert (hier 10 Bilder, entspricht $> 0,165$ Sekunden), so wird von einer positiven Detektion ausgegangen und es erfolgt die Ausgabe der ermittelten Bewegungsmaske sowie des entsprechenden Bildausschnittes mit dazugehörigem Zeitstempel in Bilddateien.

Die von FishProLab exportierten Bildausschnitte wurden anschließend einer manuellen Sichtung unterzogen um eventuelle Fehldetektionen erkennen und ausschließen zu können. Mithilfe der ausgegebenen Zeitstempel konnten anschließend die entsprechenden Videodateien exakt auf die relevanten Passagen der Fischwanderungen zugeschnitten werden.

2.3 Auswertung von Befischungsdaten

Für die Prüfung der theoretischen Annahme, dass es ein eher unwahrscheinliches Ereignis darstellt, den Nachweis des größtenbestimmenden Bemessungsfisches während eines FAH-Monitorings zu erbringen, wurden Befischungsdaten ausgewertet. Als Datengrundlage dienten Rohdaten aus biotischen Funktionskontrollen und Elektrobefischungen in Fließgewässern. Dabei wurden insgesamt 195 Datensätze aus FAH-Monitorings und E-Befischungen herangezogen, in Fischregionen gefiltert und das größte vorkommende Individuum in Größenrelation zum jeweiligen Bemessungsfisch gesetzt. Für die Fischregionen Hyporhithral und Epipotamal wurden ausschließlich mittlere und große Gewässer herangezogen, deren Bemessungsfisch durch einen großwüchsigen Raubfisch repräsentiert wird. Die Fischregionen „Hyporhithral klein“ und „Epipotamal klein“ flossen also nicht in die Bewertungen ein. Die Grundlage für die Analysen lieferte der österreichische FAH-Leitfaden (BMLRT 2021), welcher in Abhängigkeit von Fischregion und Gewässergröße, die Bemessungsfischart und deren maßgebende Körperlänge listet.

3 Ergebnisse

3.1 Wanderaktivität

Die nachfolgende Tabelle listet die für den Versuch herangezogenen Probanden, mit den biometrischen Abmessungen und den damit in Verbindung stehenden beobachteten Aktivitäten während des Versuchs.

Fischart	Länge KL (cm)	Breite fb (cm)	fb/ba	Aufstieg	Abstieg
Huchen	53	6	30%	x	
Huchen	75	9	45%		
Huchen	53	6	30%	x	
Huchen	54	6	30%	x	x
Huchen	55	7	35%	x	x
Huchen	53	6	30%		
Huchen	51	6	30%		
Huchen	53	6	30%		
Huchen	52	6	30%		
Huchen	83	11	55%	x	
Seeforelle	63	9	45%	x	
Bachforelle	58	9	45%	x	x
Bachforelle	60	8	40%	x	x
Bachforelle	72	12	60%	x	x
Bachforelle	52	8	40%	x	

Von den 10 besetzten Huchen wurde fünfmal ein Aufstieg und zweimal ein Abstieg registriert. Dabei ist, aufgrund der schwierigen Zuordenbarkeit, nicht auszuschließen, dass ein Individuum mehrmals auf- und abgewandert ist. Ein Huchen (75 cm) konnte nach Beendigung des Versuchs nicht wieder aufgefunden werden, der Verbleib blieb unklar.

Das nachfolgende Aktivitätsdiagramm zeigt deutlich, dass die Wanderbewegungen der Fische erst nach etwa knapp einem Tag Exposition einsetzten. Zwar wurden die ersten Auf- bzw. Abstiege bereits nach wenigen Stunden getätigt, kontinuierliche Aktivitäten waren aber erst in der zweiten Hälfte der Versuchsreihe zu verzeichnen und klangen bis zum Versuchsende nicht ab. Die kumulierte Darstellung der Aktivitäten im Diagramm ergibt beim Aufstieg der Forellen eine

Quote von 160%. Dieser Wert ist darin begründet, dass alle Individuen den Fischpass durchwanderten, drei der aufgestiegenen Individuen allerdings nach erfolgreichem Abstieg erneut über den Fischpass aufstiegen. Von den besetzten Huchen konnte von 50% der Aufstieg beobachtet werden. Davon nutzten 40% den Fischpass auch als Abstiegskorridor. Alle absteigenden Fische wanderten mit dem Kopf nach oben über den Fischpass ab, wobei sie sich langsam und in sorgfältiger Ausrichtung in den Fischpass treiben ließen. Die Wanderungen der Forellen fanden zu jeder Tageszeit statt, während jene der Huchen auf die Nachmittage und Dämmerungen beschränkt waren.

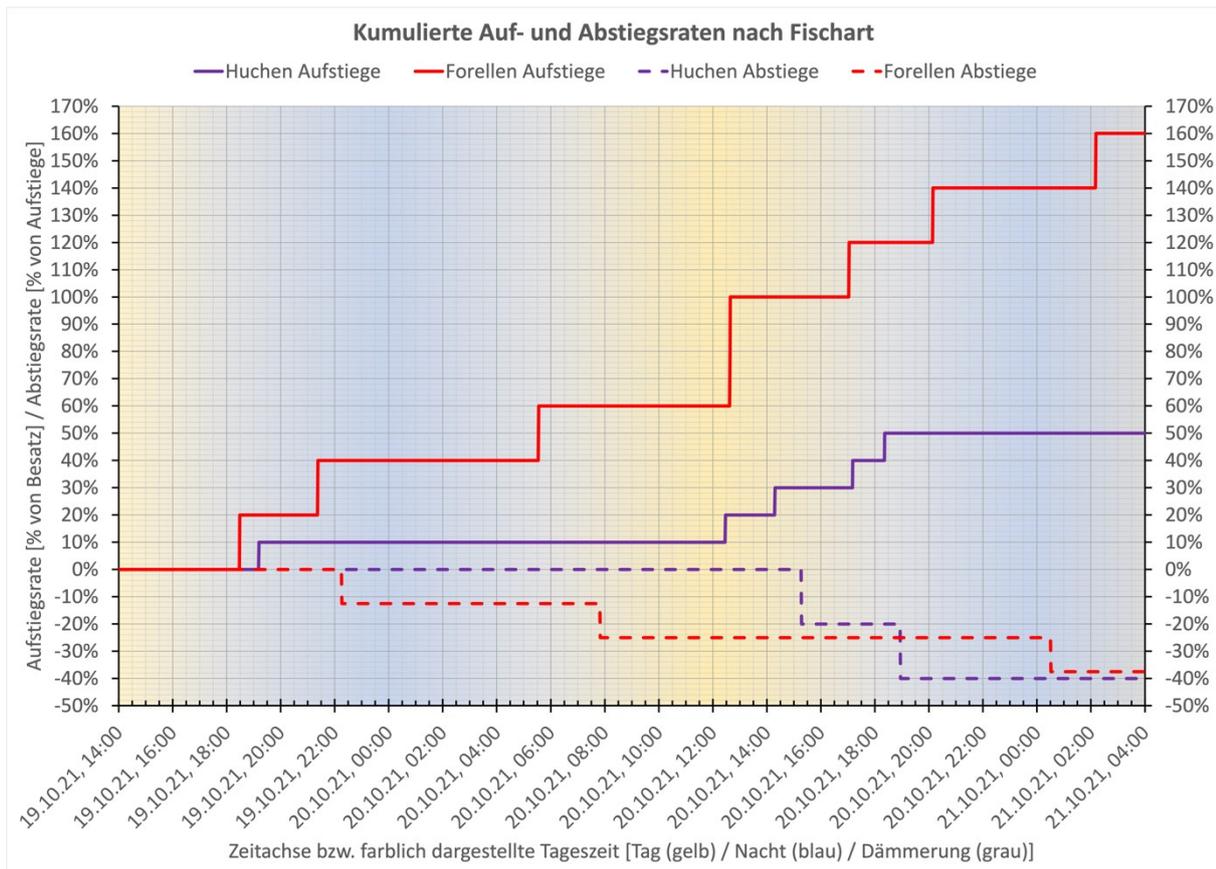


Abb. 3 Zeitdiagramm mit kumulierten Auf- und Abstiegsraten nach Fischart

Das größte Individuum, eine Bachforelle (KL = 72 cm, fb = 12cm, fh = 17cm), durchwanderte den Fischpass zweimal. Das Verhältnis der Körperbreite des Fisches zum Lamellenausschnitt lag dabei bei 60%. Von den in der Tabelle 1 angeführten Großfischen konnten in der Beobachtungsperiode alle Bachforellen das Denilsystem mindestens einmal durchwandern.

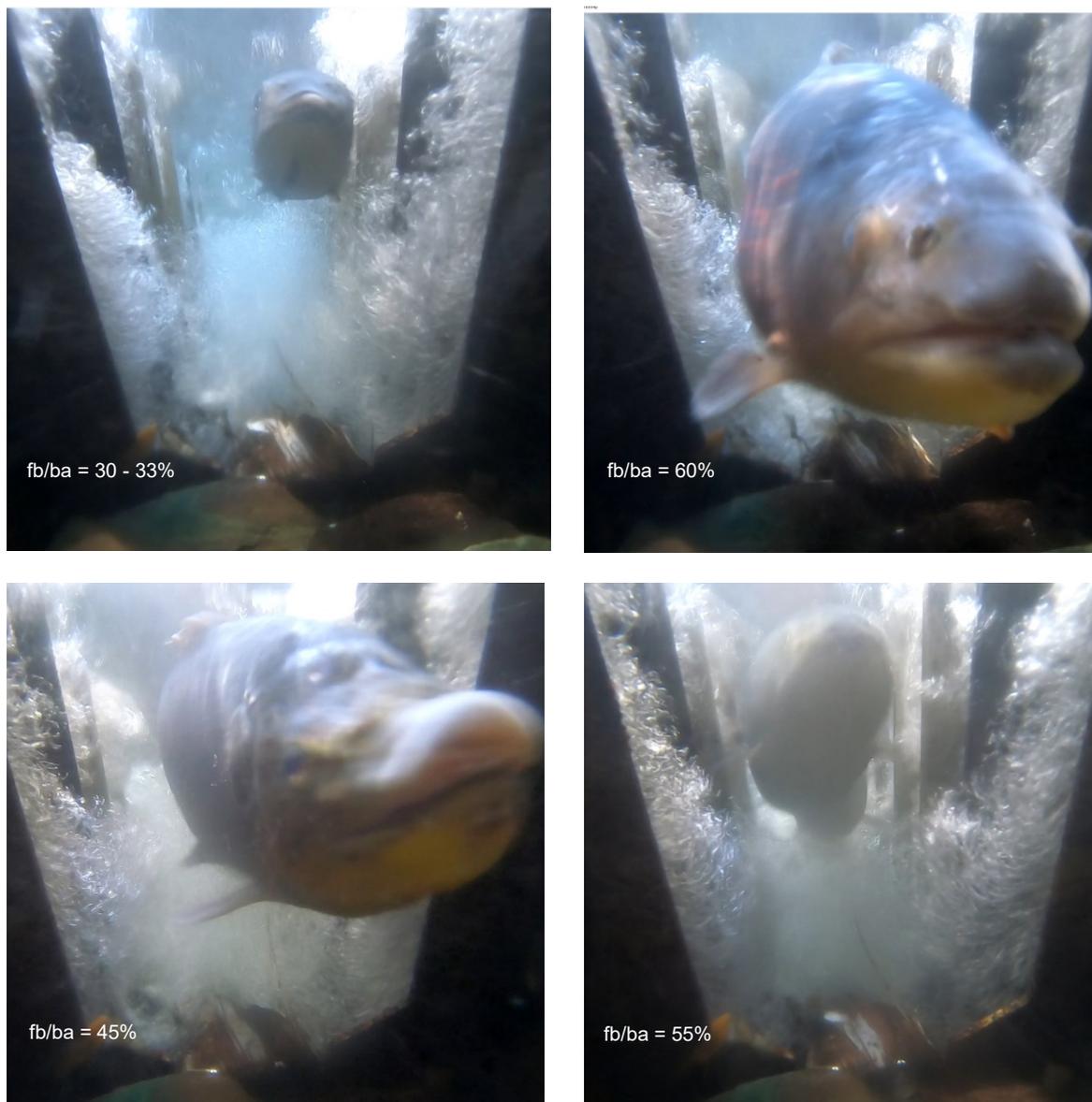


Abb. 4 Ausschnitte ausgewählter Videosequenzen: Huchen (ol), Bachforelle (or), Seeforelle (ul), Huchen (ur)

3.2 Analyse der Daten aus FAH-Monitorings und Elektrofischungen

Die Auswertung der Daten ergab, dass in der Fischregion Epirhithral am ehesten mit dem Nachweis der Bemessungsfischart zu rechnen ist. So liegt die Standardabweichung der Fischlängenrelation knapp unter 1, dieser Wert entspricht der Fischlänge des Bemessungsfisches. Während im Metarhithral die Standardabweichung immerhin noch einen Wert von 0,9 einnimmt (90% der Ziel-Fischlänge) verringern sich die Werte auf 0,65 bzw. 0,7 im Hyporhithral und Epipotamal.

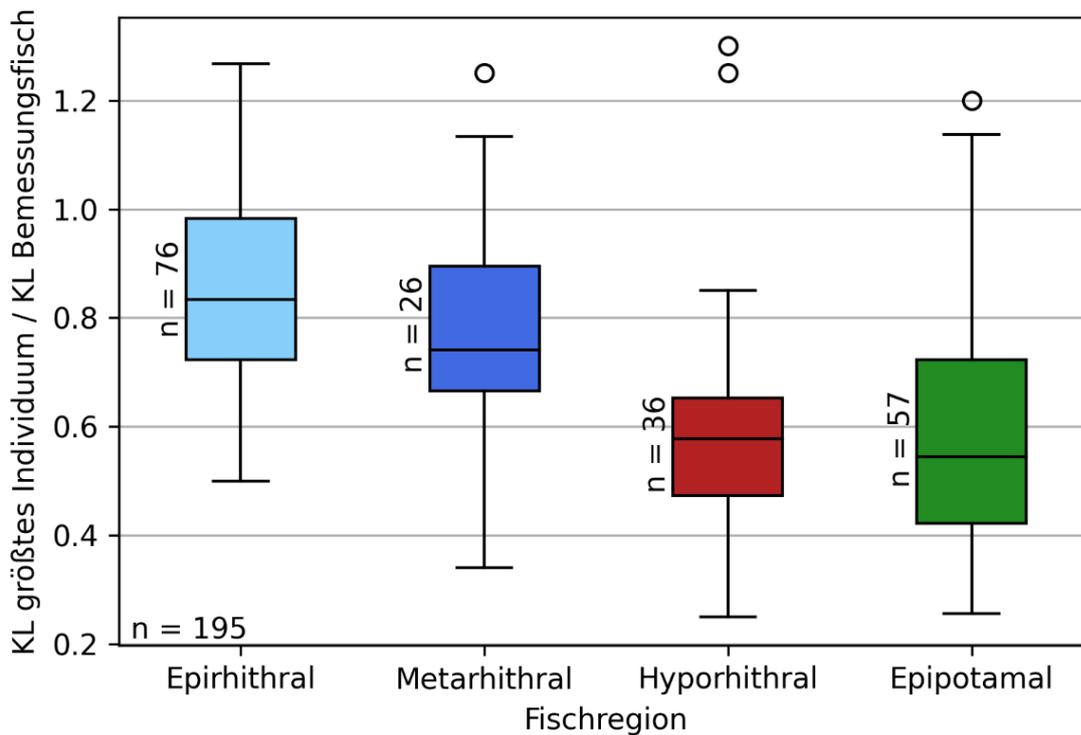


Abb. 5 Körperlängenrelationen in Bezug auf die größtenbestimmende Fischart (Basis: E-Befischungen und FAH-Monitorings)

4 Diskussion

Im Zuge des Versuches konnten 13 verletzungsfreie Aufstiege von 5 Huchen (KL 51-83cm/fb 6-11cm), 7 Bachforellen (KL 52-72cm/ fb 8-12cm) und einer Seeforelle (KL 63cm/fb 9cm) sowie 5 Abstiege von 2 Huchen (KL 51-55cm/fb 6cm) und 3 Bachforellen (KL 58-72cm/fb 8-12cm) nachgewiesen werden. Die Breite der Lamellenausschnittöffnung betrug dabei 20 cm.

Die für die sehr kurze Untersuchungsdauer unerwartet hohe Aktivität der Bachforellen bzw. der Seeforelle hängt möglicherweise mit der Laichzeit zusammen. Die Aktivität der Huchen ist trotz der kalten Jahreszeit und dem kurzen Beobachtungsfenster mit anderen Untersuchungen (Kern 2013, Mitterfellner 2018, Petz-Glechner 2018, Seidl & Parthl 2018) vergleichbar. Auffällig ist die deutliche Steigerung der Aktivität mit zunehmender Versuchsdauer, welche auch von den anderen Autoren beschrieben wurde. Die in anderen Untersuchungen (z.B. Kern 2013) implementierte Akklimatisationsdauer vor Beginn der Untersuchungen bzw. die deutlich längere Untersuchungsperiode aller anderen Versuche konnte bei der vorliegenden Studie aus betriebstechnischen Gründen nicht umgesetzt werden, sodass für den Versuch ein Zeitfenster von knapp 1,5 Tagen zur Verfügung stand.

Die Aufzeichnungen belegen für den untersuchten Fischpass die Funktionalität für die Passage von Großsalmoniden. Auf Basis der Untersuchungen konnte bestätigt werden, dass die Arbeitshypothese, die Lamellenöffnung des Fischpasses, mindestens auf die 3-fache Fischbreite auszuliegen, jedenfalls ein funktionales Bemessungskriterium darstellt. Die Beobachtungen lassen den Schluss zu, dass es sich dabei sogar um einen eher konservativen Ansatz handelt, da auch die Passage für Fische mit einer Körperbreite von > 50% des Lamellenausschnittes problemlos

erfolgte. So zeigten die Videoanalysen, dass sich die Fische mit kleinen Flossenschlägen anstrengungslos nach oben bewegten und dabei in keiner der Aufzeichnungen Gefahr liefen mit den Lamellen zu kollidieren.

Die Auswertung der Körperlängenverhältnisse aus Felddaten, in welchen das jeweils größte gefangene Individuum in Relation zur Körperlänge der jeweiligen Bemessungsfischart gesetzt wurde, ergaben eine eindeutige Verringerung der Relationen vom Epirhithral zum Epipotamal. Dieses Ergebnis erscheint insofern plausibel, als im Epirhithral, in Abhängigkeit der Gewässergröße, die Bachforelle mit einer Körperlänge von 30 bzw. 40 cm als größenbestimmende Fischart gelistet ist. Dabei handelt es sich um durchaus übliche Fischlängen adulter Individuen. Da Bachforellen in diesen Fischregionen die Hauptfischart, sowohl hinsichtlich der Abundanz, als auch der Individuendichte darstellen, ist von einem Vorkommen des Bemessungsfisches in dieser Fischregion kausal auszugehen. Anders stellt sich die Situation in den Fischregionen Hyporhithral und Epipotamal dar. Zwar repräsentiert ein Huchen mit einer Fischlänge von 80 cm (Bemessungsfisch im Hyporhithral mit MQ 2 bis 20 m³/s) kein kapitaless Individuum, dennoch ist ein Nachweis aufgrund seiner Seltenheit, vielerorts durch den Gefährdungsstatus dieser Art begründet, kaum zu erwarten. Erschwerend wirkt, dass diese Fischart in vielen Gewässerabschnitten nicht mehr vorkommt und die nächstgrößeren Arten (Bachforelle, Äsche und Aalrutte) des Hyporhithrals in ihren Maximallängen deutlich darunter liegen. Dies erklärt die deutlichen geringeren Körperlängenverhältnisse im Hyporhithral in Bezug auf deren Standardabweichung. Ähnlich ist die Situation im Epipotamal zu interpretieren, wobei die Bemessungsfischlänge des Huchens in dieser Fischregion bereits 100 cm beträgt. Die Untersuchungen von Holčík et al. (1988) ergaben, dass Huchen mit dieser Körperlänge ein Alter von 11 Jahren überschritten haben, es sich also um kapitales Individuen handelt, deren Anteil an der Huchenpopulation lediglich 3% beträgt. Der Bemessungsfisch repräsentiert hier also ein seltenes Individuum einer, von Natur aus seltenen Art; welche zusätzlich noch einen hohen Gefährdungsstatus aufweist. Die Datengrundlage der vorliegenden Analysen basiert mehrheitlich auf Daten aus der Steiermark, um die Aussage zu generalisieren wäre es erforderlich den Datenpool zu erweitern. So könnten Datensätze aus anderen Bioregionen und eine getrennte Analyse nach Monitorings, wie auch E-Befischungen in belasteten bzw. unbelasteten Gewässern, die Konsistenz der Aussage verifizieren. Auf Basis der vorliegenden Auswertungen stellt die Detektion des Bemessungsfisches im Monitoring, in den Regionen des Hyporhithrals und Epipotamals, eher einen glücklichen Zufall als ein zu erwartendes Ereignis dar.

In der fachlichen Diskussion wird oftmals darauf verwiesen, dass Großfischuntersuchungen in FAHs lediglich das Fluchtverhalten von Fischen aus einer Versuchsanordnung und weniger den freiwilligen Aufstieg von Großfischen belegen. Bei dieser Feststellung blieb allerdings unberücksichtigt, dass die Aktivität in sämtlichen Großfischversuchen erst nach einer mehrstündigen Akklimatisationsphase eintrat (Petz-Glechner et al. 2018, Parthl & Seidl 2016, Kern 2013). Ein spontanes Fluchtverhalten ist somit auszuschließen. Auch die Tatsache, dass es sich bei den Probanden in der Regel um Zuchtfische handelt, lässt keinen Stress aufgrund beengter Platzverhältnisse oder etwa dem Kontakt mit Artgenossen ableiten.

Literatur

- BMLRT (2021). Leitfaden zum Bau von Fischaufstiegshilfen 2021, Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus, Wien, 224 Seiten
- Holčík, H.; Hensel, K, Nieslanik, J, Skácel LR. (1988). The eurasion Huchen, Hucho hucho – largest Salmonid of the word, Dr. W. Junk Publishers, 239 Seiten
- Haslwanter M. (2021). FishPro – Fischerkennungssoftware zur Detektion von Fischen in Unterwasseraufnahmen, unveröffentlicht
- Kern, J. (2013). Technische und fischökologische Funktionsüberprüfung des enature® Fischpasses am Wehr Hart / Ager OÖ, Masterarbeit an der Universität für Bodenkultur, Wien, 194 Seiten
- Mitterlehner, C. (2016). Auszüge des Endberichts „Monitoring Fischaufstiegsschnecke Url, KW Pilsing“, Haag, 9 Seiten
- Petz-Glechner, R, Achleitner, St. (2018). Untersuchungen an der Fischwanderhilfe Mühlalwehr – Evaluierung der Passierbarkeit für adulte Huchen, Studie im Auftrag von Kleinwasserkraft Österreich, 24 Seiten
- Seidl, G, Parthl, G. (2018) Huchenversuch am technischen Beckenpass KW Mitterdorf 1 – Nachweis der Bemessungsfischart in einer alternativen Bautype, Wasserkraft Nr. 61, S. 30 - 31

Anschrift der Verfasser

DDipl.-Ing. Georg Seidl
Dipl.-Ing. Markus Haslwanter
fluslauf e.U., IB für Gewässerökologie und Wasserbau
A-8010 Graz, Brockmannng. 108/2
Email: office@fluslauf.at

Numerische Simulation von windinduziertem Wellenüberlauf über Hochwasserentlastungen mit Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH)

Dominik Mayr und Nils B. Kerpen

Zusammenfassung

Hochwasserentlastungsanlagen von Speichern sind nach weltweit anerkannter Praxis auf ein gleichzeitiges Auftreten von maximaler Wasserabgabe und überlagerten Wellen zu Folge von Starkwinden auszulegen (ICOLD, 2012). Dabei werden die Wirkungen des extremen Abflusserignisses mit einer geringen Wiederkehrwahrscheinlichkeit von 5.000 oder 10.000 Jahren mit Windereignissen höherer Auftretenswahrscheinlichkeit von 25 bzw. 50 Jahren überlagert.

Wird Wasser bei gleichzeitigem Auftreten von windinduzierten Wellen über eine Hochwasserentlastungsanlage abgegeben, beeinflussen die Wellen gegebenenfalls:

- die Gesamtförderfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage,
- die Drücke entlang des Überfallrückens,
- die maximalen Spiegellagen bei Wehrbrücken und entlang der Schussrinne sowie
- das Überschwappen von Wellen.

Als Lagrange-basierte Simulationsmethode gewinnt das Smoothed Particle Hydrodynamics Verfahren (SPH) vor allem durch den Einsatz von immer leistungsstärkeren Grafikkarten zunehmend an Bedeutung. Mit dem Softwarepaket DualSPHysics steht eine Sammlung von C++- und CUDA-Codes für die Lösung realer technischer Probleme zur Verfügung. Diese kann auch zur Beantwortung verschiedener Fragestellungen im Küsteningenieurwesen und der Talsperrenhydraulik Anwendung finden.

Im Beitrag wird die Simulation der Wasserabgabe über Wehrkronen von Hochwasserentlastungsanlagen ohne bzw. mit überlagerten Wellen mittels DualSPHysics dargestellt. Die Validierung der berechneten Strömungsparameter wie Wasserspiegel, Geschwindigkeiten, Stromlinien und Drücke erfolgt mit Messergebnissen, die an einem hydraulischen Modellversuch gewonnen wurden. Diese Versuche wurden am Ludwig-Franzius-Institut für Wasserbau-, Ästuar- und Küsteningenieurwesen der Leibniz Universität Hannover durchgeführt.

1 Einleitung

Bei windinduziertem Wellenüberlauf über eine Hochwasserentlastungsanlage (HWE) stellen sich im Bereich der Überfallkrone komplexe Strömungszustände ein. In Abb. 1 ist die Wasserabgabe über einen festen Überfallrückens ohne bzw. mit überlagerten Windwellen dargestellt. Wie Naturbeobachtungen zeigen, kann es bei windinduziertem Wellenüberlauf zu einem Abheben des Wassers vom Überfallrückens kommen (Li. et. al., 2021 und Naturbeobachtung: <https://www.youtube.com/watch?v=8wj559NaaMY>). Der Wasserstand im Bereich des Überfallrückens ist dann höher als bei einer Zuströmung zum Überfall ohne Wellen. Dies ist für die Beurteilung des Freibordes z.B. bei Brücken über den Überfall und entlang des Ablaufgerinnes sowie der Förderfähigkeit der HWE von Bedeutung.

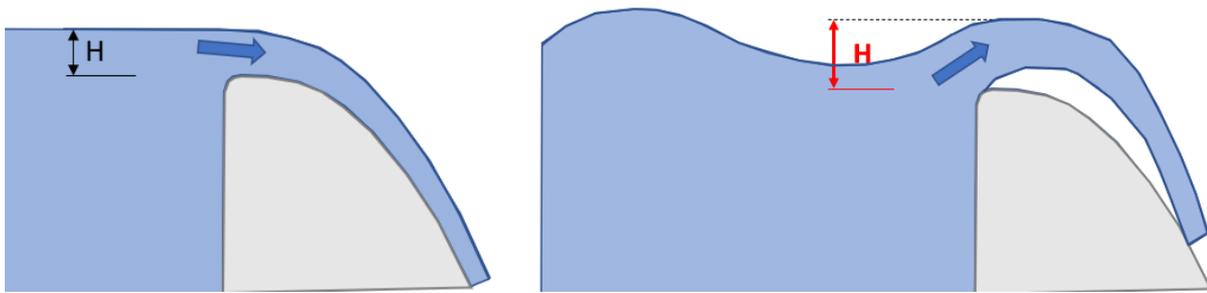


Abb. 1 Überlauf über eine feste Überfallschwelle, links: ohne überlagerte Wellen, rechts: mit überlagerten Windwellen

Zur Erfassung der Strömungssituation an einem festen Überfall mit einer Standardform nach USACE (1970) wurden 2D-numerische Simulationen nach der Smoothed Particle Hydrodynamics – Methode (SPH) durchgeführt und mit Ergebnissen von hydraulischen Modellversuchen verglichen. Die hydraulische Kontur des Überfalles ist auf die Energiehöhe H_D im Speicher von 1,4 m ausgelegt (Hager et.al, 2021, Abb. 2). Es wurden folgende Energiehöhen H im Speicher und Stationärzuflüsse Q [m³/s/m] zur HWE untersucht (Tab. 1):

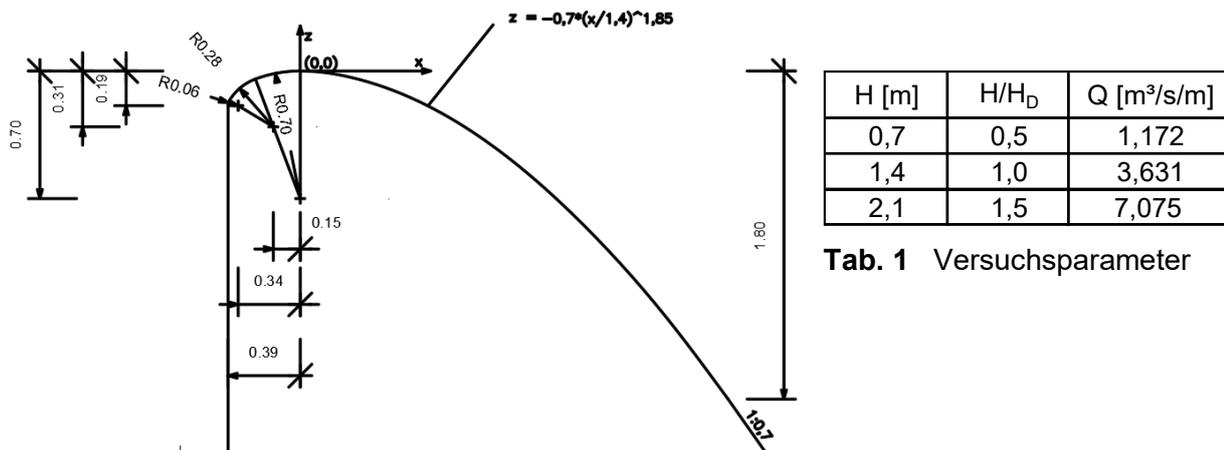


Abb. 2 Hydraulische Kontur der Überlaufschwelle

Für die stationären Energiehöhen H im Speicher wurden regelmäßige Wellen für Tiefwasserverhältnisse mit verschiedenen Wellenhöhen und -längen simuliert: Wellenhöhen 0,7 m bis 1,85 m, Wellenperioden von 2,8 bis 4,6 s, mittlere Wellenlängen von 12,25 m bis 17,6 m.

Bei einem Windereignis in Richtung einer HWE wird durch die Windschubspannungen an der Wasseroberfläche eine Wasserströmung induziert. Diese wurde als Grundlage der Untersuchungen nach dem theoretischen Verfahren nach Shemdin (1973) für eine Windgeschwindigkeit w_{10} von 30 m/s ermittelt (Abb. 3, links). Diese theoretische Randbedingung wurde im hydraulischen wie im numerischen Modell nachgestellt (siehe Kap. 4.1).

Mit Ausnahme der Angaben zum Modellaufbau sind alle Angaben in dieser Veröffentlichung auf die Natur bezogen, wenn nicht ausdrücklich auf Modellwerte hingewiesen wird.

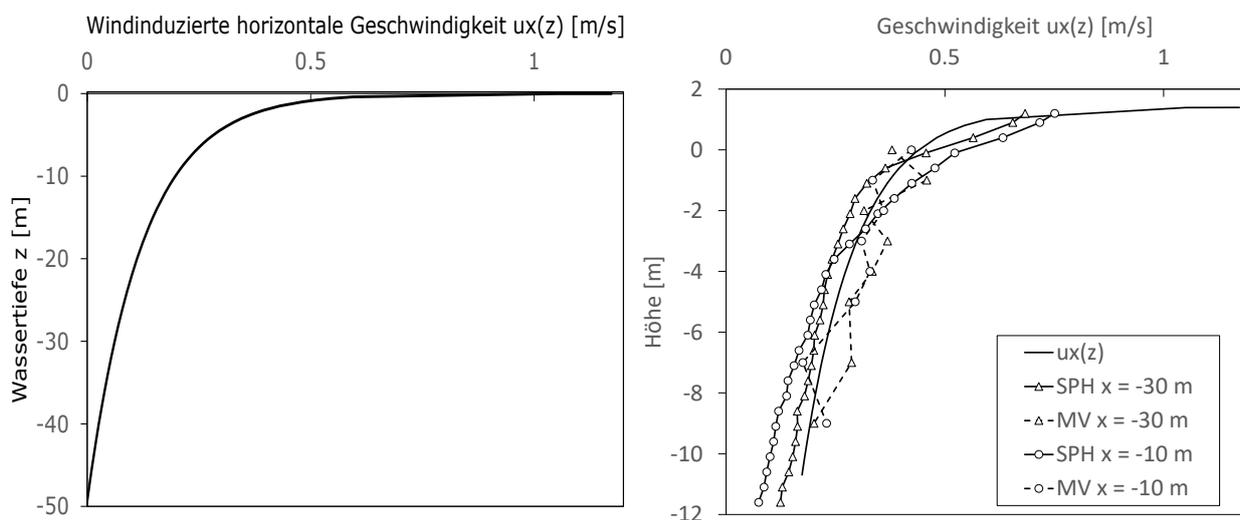


Abb. 3 links: Windinduzierte Horizontalgeschwindigkeit $u_x(z)$ im Speicher n. Shemdin (1973), rechts: Simulationsergebnisse der Geschwindigkeitsprofile, MV: Modellversuchswerte, SPH: numerisch berechnete Werte

2 Hydraulische Modellversuche

Die hydraulischen Versuche wurden als 2D-Ausschnittsmodell für die Zuströmung zu einer HWE aus einem Stauraum nach dem Froude'schen Ähnlichkeitskriterium durchgeführt. Der Modellmaßstab wurde mit 1:20 gewählt, um Maßstabeffekte weitgehend auszuschließen.

Das Modell der idealisierten Hochwasserentlastungsanlage wurde in einer 2,69 m breiten und etwa 15 m langen Strömungsrinne errichtet. Im Mittelteil des Versuchsstands befindet sich der Überfall im Bereich einer einseitigen 2,0 m breiten und 0,85 m hohen Glassektion, durch die Strömungsprozesse unterhalb der Wasseroberfläche beobachtet werden können. In den Versuchen war der unterstromige Abschnitt des Überlaufes nicht belüftet. Der Längsschnitt des Versuchsaufbaus ist in Abb. 4 dargestellt, Impressionen des Modells in Abb. 5.

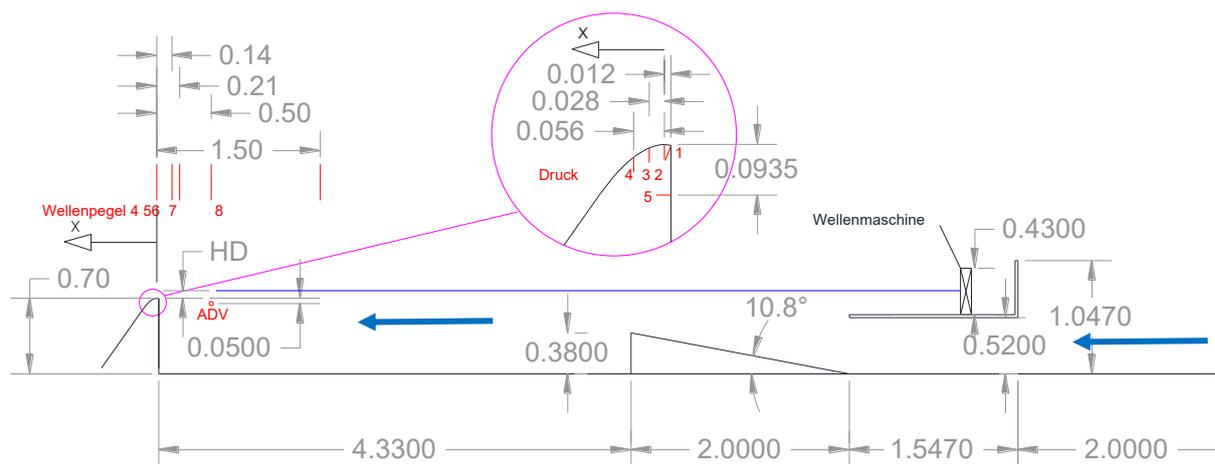


Abb. 4 Längsschnitt Modellgerinne, Fließrichtung von rechts nach links

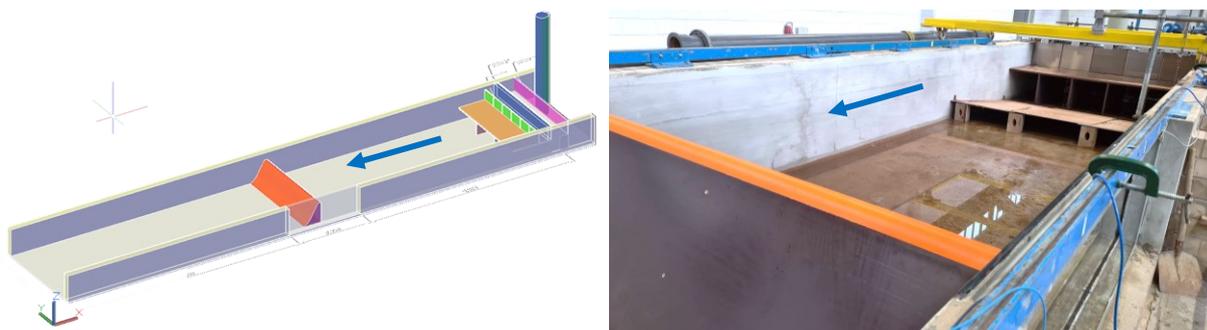


Abb.5 Links: 3D-Ansicht Modellgerinne, rechts: Blick gegen die Fließrichtung

Mehrere Gleichrichter und Rampen im Zulaufbereich zum Modell sichern eine homogene Durchströmung des Untersuchungsgebietes entsprechend der Vorgaben (Abb. 3). Oberhalb der Strömungsgleichrichter wurde eine Wellenmaschine (Piston type) mit einer maximalen Auslenkung (Stroke) von 20 cm installiert. Diese kann im Modell Wellen mit einer Höhe von bis zu 10 cm erzeugen.

Über eine 2 m lange und um $10,8^\circ$ geneigte Rampe wird der Zustrom aus den Strömungsgleichrichtern in den approximierten Stauraum des Reservoirs geleitet. Länge und Neigung der Rampe sind Resultat einer Kalibrierung zur Optimierung der geforderten Anströmsituation im Nahfeld des Überfalls (vgl. Abb. 3).

Die Wasserspiegelauslenkungen wurden durch Ultraschallwellenpegel WP (Fabr.: General Acoustics USS10, Sampling Frequenz: 50 Hz, Messbereich: 100 cm, Genauigkeit: 0,2 mm) in unterschiedlichen Abständen zur Überfallkrone erfasst. Zur punktuellen Messung von 3D Strömungsgeschwindigkeiten wurde eine frei positionierbare Sonde (Fabr.: Nortek Vectrino Plus, Sampling Frequenz: 200 Hz, Messbereich: ± 30 cm/s, Genauigkeit: $\pm 0,5$ mm/s) eingesetzt. In der Überfallkrone waren fünf Druckdosen eingelassen (Fabr.: STS ATM.1ST/N, Sampling Frequenz: 100 Hz, Messbereich: 0-150 mbar, Genauigkeit: 0,15 mbar, Durchmesser Messmembran: 12,7 mm), die die Druckverteilung über dem Überfallrücken dokumentieren.

Mittels einer Kamera (Fabr.: Logitech Brio 4K, Bildrate: 30 fps, Auflösung: 4096 x 2160 Pixel) wurde das Strömungsverhalten unmittelbar über der Überfallkrone dokumentiert. Durch die Zugabe von Tracern (Kunststoffpartikel, fluoreszierender Farbstoff) wurden Strömungsprozesse wie beispielsweise Stromfäden oder welleninduzierte Oszillationen sichtbar gemacht. In einer zentralen Datenerfassung wurden die Wasserstandsänderungen, Drücke und Geschwindigkeiten im Modell mit einer Messfrequenz von 100 Hz aufgezeichnet, die Videoaufzeichnungen mit 30 Hz.

3 Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) – Numerische Simulationen

Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) ist ein Lagrange'sches netzloses Verfahren. Bei diesem wird ein Kontinuum durch eine Reihe von Materialpunkten oder Partikeln diskretisiert. Bei der Simulation der Strömungsdynamik werden die diskretisierten Navier-Stokes-Gleichungen lokal am Ort jedes Partikels integriert, entsprechend den physikalischen Eigenschaften der umgebenden Partikel. Die Menge der benachbarten Partikel wird durch eine Abstandsfunktion (Kernel Funktion) bestimmt, die kugelförmig ist, mit einer zugehörigen charakteristischen Länge oder Glättungslänge, die mit h bezeichnet wird. Bei jedem Zeitschritt werden für jedes Partikel neue physikalische Größen berechnet und die Partikel bewegen sich dann entsprechend den aktualisierten Werten (Monaghan, 1992 und Moreira, et. al. 2020).

SPH wurde in den letzten Jahren wegen des kostengünstigen Einsatzes von immer leistungsstärkeren Graphikkarten zur Berechnung von Strömungen mit starken Deformationen, komplexen Geometrien und beweglichen Randbedingungen immer häufiger eingesetzt. Für die Anwendung von SPH zur Simulation von Wellenüberläufen im Küsteningenieurwesen liegen umfangreiche Erfahrungen vor (Altomare, et. al. 2021).

Die hier dargestellten numerischen Simulationen wurden mit dem open-source Softwarepaket DualSPHysics, Version 5.0, Beta Version durchgeführt. In diesem Programm ist ein Set von C++- und CUDA-Codes implementiert. Zur Simulation von inkompressiblen Fluiden ist der so genannte „leicht kompressibler Berechnungsansatz“ WCSPH (Weakly Compressible Smoothed Particle Hydrodynamics) implementiert. Die Simulationen wurden zweidimensional für ein vertikales Schnittmodell der identischen Geometrie des Gerinneversuches durchgeführt. Zur exakten Eingabe der Überfallkontur wurden die Randpartikel im so genannten Freedraw Modus definiert, d.h. die Positionierung ist unabhängig von der sonst üblichen Geometrieingabe an Gitterpunkten.

Typische Berechnungsparameter wurden auf Grundlage von Literaturangaben angesetzt: Als Randbedingung zwischen Fluid und fester Berandung wurde die so genannte modified Dynamic Boundary Condition (mDBC) verwendet, die die exakte Definition der Strömungsberandung ermöglicht; Koeffizient zur Berechnung der Glättungslänge $\text{Coef}_h = 1,2$; Kernel Funktion: Wendland 5. Ordnung; Multiplikationskoeffizient für den Zeitschritt $\text{CFL}_{\text{number}} = 0,2$; Zeit-Integrationschema: Symplectic; Künstliche Viskosität $\alpha = 0,01$; Diffusionsterm für die Dichte $\delta = 0,1$; Ausgabe-Zeitintervall 0,02 s.

Einer der wichtigsten Parameter für die Genauigkeit der Simulationsergebnisse ist das Verhältnis einer charakteristischen Länge L im Strömungsfeld und dem Partikelabstand d_p . Generell gilt, dass die Genauigkeit der Ergebnisse für größere Werte von L/d_p zunimmt. Dies führt im Gegenzug zu längeren Rechenzeiten. Für die Berechnung von Wellenerscheinungen wird ein Verhältnis von 10 zwischen der Wellenhöhe h und d_p empfohlen (Altomare, et. al. 2021).

Für die hier dargestellten Berechnungen wurde in SPH der Abstand zwischen den einzelnen Partikel d_p generell zu 0,0035 m gesetzt. Damit ergibt sich je nach dem Abfluss das Verhältnis $H/d_p = 10 \div 30$. Das Einströmen des Fluids wurde wie im Modellgerinne an der Sohle vorgegeben, die Wellen wurden analog zum hydraulischen Modell mit einer horizontal beweglichen vertikalen Platte erzeugt.

Für die Berechnungen wurden die hochparallelisierbaren Berechnungsvorgänge mit der Grafikkarte NVIDIA RTX 3090 für 685.000 Partikel durchgeführt (Rechenzeit: 2,45 h zur Simulation von 180 Sekunden am Prototyp).

3.1 Kalibrierung

Die Kalibrierung des Strömungsprofils der Zuströmung an die theoretisch ermittelte windinduzierte Fließgeschwindigkeit erfolgte für stationäre Zuströmung mit der in Kapitel 2 beschriebenen Rampe. Im rechten Bild der Abb. 3 ist für $H = H_D = 1,4$ m die Horizontalkomponente des theoretischen Geschwindigkeitsprofils $u_x(z)$ mit den am Modellversuch gemessenen und mittels SPH berechneten Werten für die 10 und 30 m oberstrom des Überfallrückens angeordneten Profile enthalten. Es zeigt sich, dass beide Modelle das idealisierte Strömungsprofil im Talsperrenraum abbilden können. Die numerischen Strömungsprofile weisen dabei eine höhere Homogenität auf als die experimentell ermittelten Strömungsprofile. Die gemittelte Abweichung zum theoretischen

Wert der Geschwindigkeit beträgt für die Messungen am Modellversuch 27,3 % bzw. 13 % für den Profilabstand von 30 bzw. 10 m zur Wehrkrone. Für die SPH Berechnungen ergaben sich Werte zu 13,5 % bzw. 25,5 %.

3.2 Überlauf mit stationärem Abfluss für verschiedene Durchflüsse

Für Stationärabfluss ist in Abb. 6 für die drei untersuchten Energiehöhen der Vergleich der Wasserspiegellagen zwischen den Berechnungsergebnissen (SPH), den Messungen am Modellversuch (MV) und dem von Hager et. al. (2021) vorgeschlagenen Näherungsverfahren dargestellt. Die mittlere Abweichung zwischen SPH-Rechnung und den Modellversuchsmessungen beträgt + 5 % bei H = 0,7 m, -0,4 % bei H = 1,4 m und +2,3 % bei H = 2,1 m.

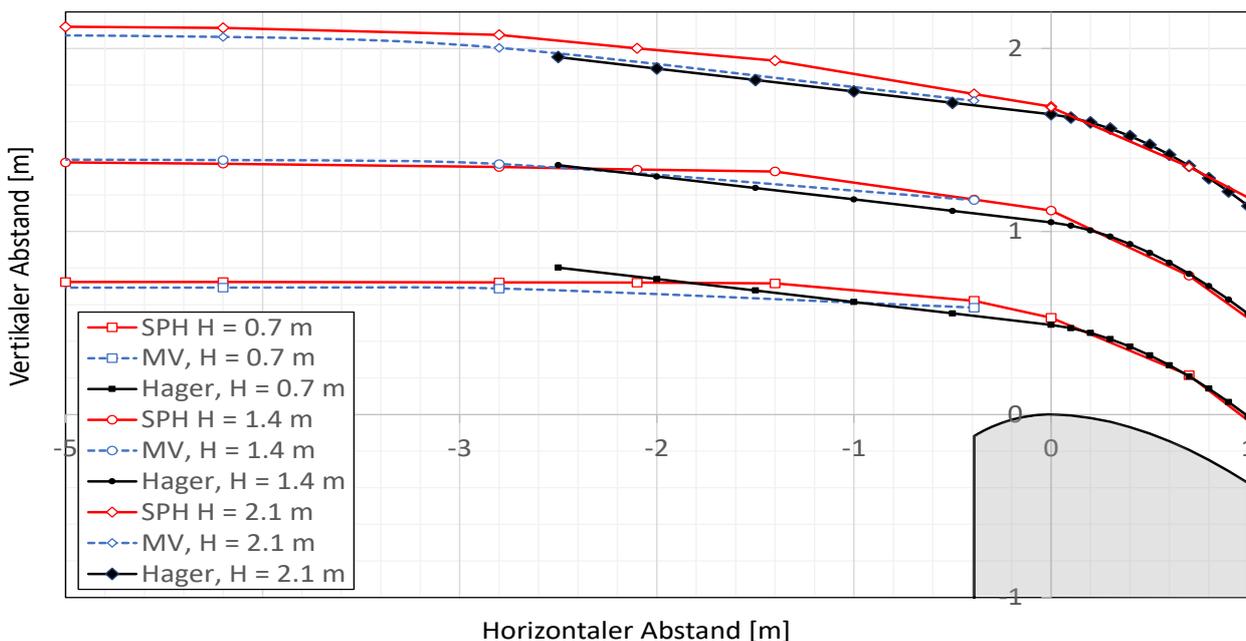
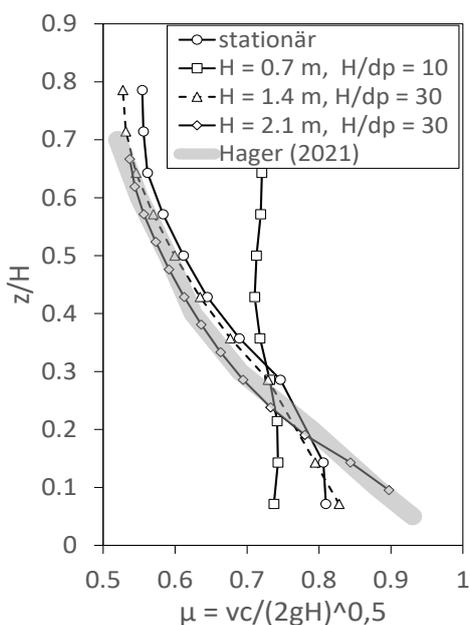


Abb. 6 Wasserspiegellagen im Bereich der Überfallkrone, Vergleich SPH, Modellversuch (MV) und Näherungsverfahren nach Hager et. al. (2021)



Die für die Überfallkrone mit SPH berechneten Verhältnisse μ der Absolutgeschwindigkeiten v_c zur Maximalgeschwindigkeit $v = (2gH)^{1/2}$ sind in Abb. 7 den in Hager et. al. (2021) publizierten Messwerten gegenübergestellt. Für die Energiehöhen von 2,1 m bzw. 1,4 m zeigt sich für $H/d_p = 20$ bis 30 in qualitativer Hinsicht eine Übereinstimmung mit den Messergebnissen an hydraulischen Modellen. Die sich für $H = 0,7$ m abweichende Verteilung kann mit dem geringen Verhältnis von $H/d_p = 10$ erklärt werden.

Abb. 7 Wehrkrone, Stationärzustand, normierte Geschwindigkeitsverteilung der Absolutgeschwindigkeiten v_c

Die gemittelte absolute Abweichung des berechneten μ -Wertes zu den publizierten Messwerten beträgt 11,3 % bei $H = 1,4$ m und 1,8 % bei $H = 2,1$ m.

Für $H = 1,4$ m wurde in einer Zusatzberechnung der Einfluss des Verhältnisses $H/d_p = 30$ statt 20 untersucht. Die Abweichung im μ -Wert reduziert sich dadurch von 11,3 % auf 9,7 %.

3.3 Überlauf mit stationärem Abfluss und überlagerten Wellen

Die nachfolgenden Darstellungen beziehen sich auf $H = 1,4$ m, regelmäßige Stokeswellen 1. Ordnung mit einer mittleren Wellenhöhe H_m von 1,84 m und einer Wellenperiode T_m von 4,61 s. Die gemessenen bzw. berechneten Wasserspiegellagen im Speicherraum sind in Abb. 8 einschließlich der auf die Wellenhöhe H_m bezogenen Differenzwerte dargestellt, für Profile mit einem oberstromigen Abstand von der Wehrkrone von -0,39 m bzw. -2,8 m. Zusätzlich ist der auf den Stationärzustand Q_{stat} normierte Abfluss über die Wehrkrone dargestellt. Der maximale Überlauf erreicht mehr als das Doppelte des Stationärabflusses. Ausgehend vom Stationärzustand zeigt sich nach der Einschwingphase, dass ab der 90. Berechnungssekunde das SPH Modell das am Modellversuch beobachtete Verhalten nachbilden kann. Der zwischen Sekunde 90 und 150 nach Willmott et. al (2012) berechnete verfeinerte Übereinstimmungsindex d_r (entnommen aus Altomare, et. al., 2021) wurde im Profil -0,39 m zu 0,89, im Profil -2,8 zu 0,88 bestimmt. Dies entspricht nach der von Gruwez et. al (2020) vorgeschlagenen Bewertungsterminologie einer sehr guten Übereinstimmung.

In Abb. 9 sind neben dem Stationärwasserspiegel die berechneten Wasserspiegellagen für die Achtelperioden eines Wellendurchganges dargestellt, wobei alle Werte auf die stationäre Energiehöhe H normiert sind. Oberhalb der Wehrkrone schwankt der Wasserspiegel von -63 % bis +37 % um den Wert der Energiehöhe H . Bei Bezug auf die stationäre Wasserspiegelhöhe an der Wehrkrone beträgt die Schwankung -46 % bis +72%. Entlang des Überlaufrückens nimmt die Wassertiefe im Extremfall den doppelten Wert des stationären Wertes an. Diese Ergebnisse können zur Beurteilung des Freibords bei Wehrbrücken oder der Höhe der Wände des Ablaufgerinnes dienen.

In Anlehnung an Abb. 7 ist in der Abb. 10 für die Achtelperioden eines Wellendurchganges die für die Überfallkrone mit SPH berechneten Verhältniswerte μ der Absolutgeschwindigkeiten v_c zur theoretischen Maximalgeschwindigkeit $v = (2gH)^{1/2}$ aufgetragen (die Wasserspiegellage je Periodenzeitpunkt kann Abb. 8 entnommen werden). Der gemittelte instationäre μ -Wert schwankt von -35 % bis +17 % um den stationären μ -Wert.

Abb. 11 zeigt den Druckverlauf für die Wehrkrone am Messpunkt P2 (siehe Abb. 2). Es zeigt sich eine qualitative Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen aus den Modellversuchen und den SPH Berechnungen bzw. dem gebildeten gleitenden Durchschnitt gD über 5 Messwerte. Die Modellversuchsmessungen und die Berechnung weisen negative Drücke zum Zeitpunkt des Wellenbergdurchganges auf. Der aus der SPH Berechnung zwischen Sekunde 90 und 150 berechnete mittlere negative Druck beträgt -0,044 bar, der mittlere positive Druck +0,035 bar. Gegenüber den Modellmessungen ergibt sich bezüglich der negativen Drücke eine Abweichung von - 1,6 % und eine Erhöhung von + 4,1 % bezüglich der positiven Drücke.

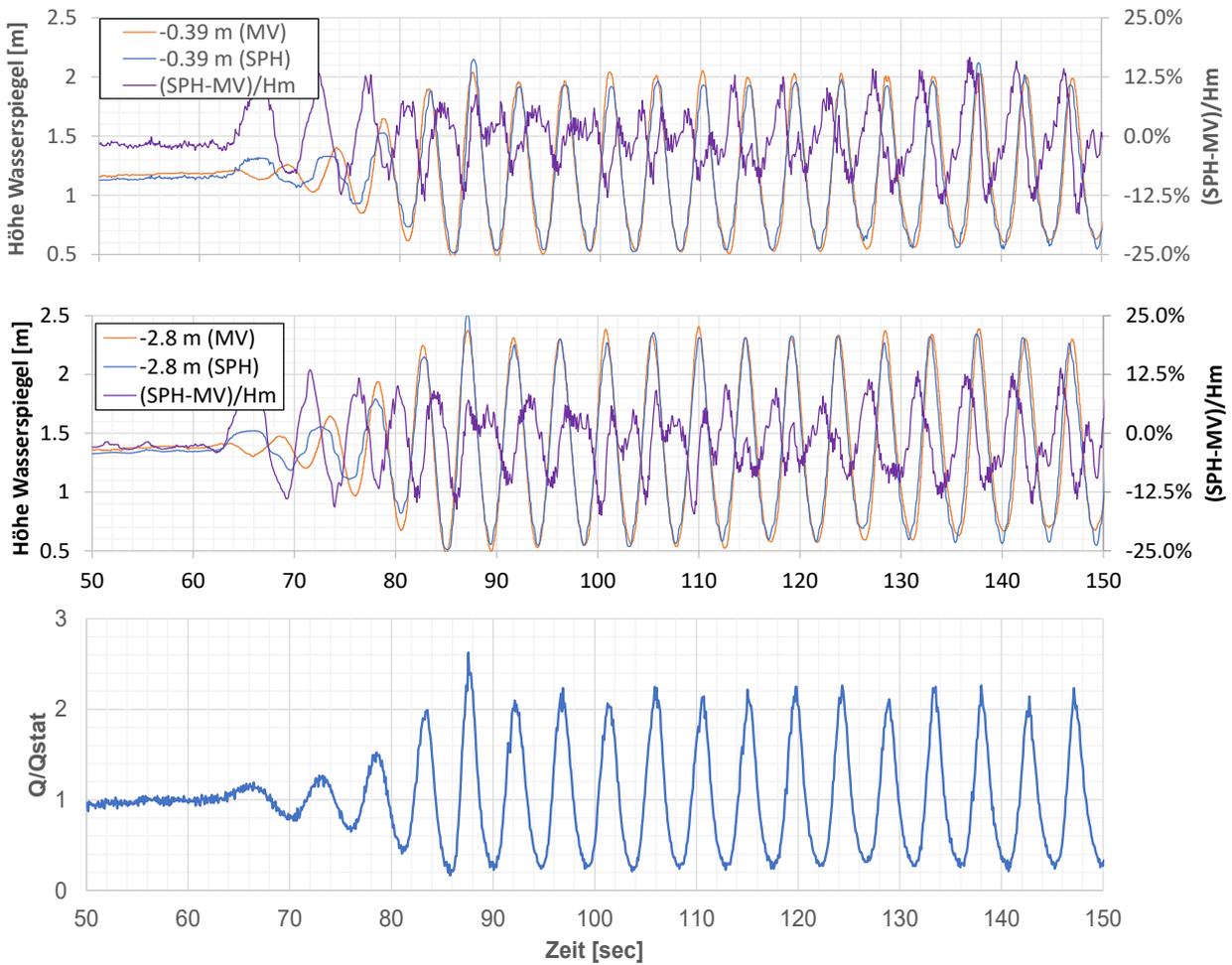


Abb. 8 Wasserspiegel – Ganglinien für Modellversuch (MV) und SPH Berechnung (SPH), Oben: Profil 0,39 m ow-seitig der Wehrkrone, Mitte: Profil 2,8 m ow-seitig der Wehrkrone und bezogene prozentuelle Abweichung, Unten: Bezogener Kronenabfluss

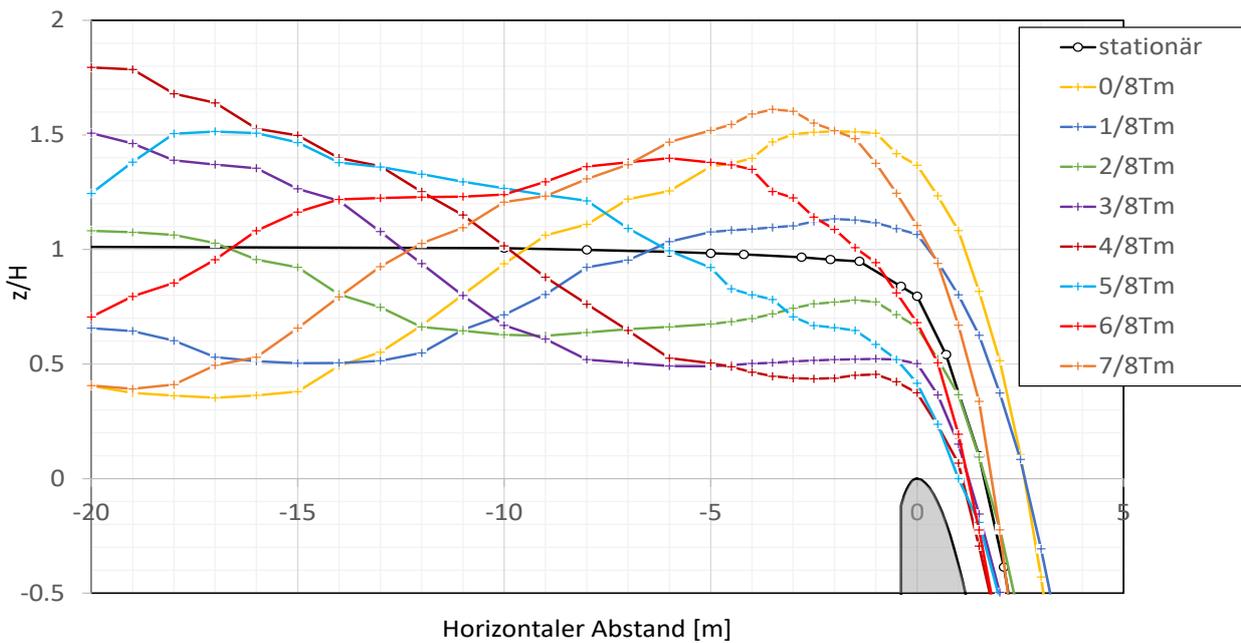


Abb. 9 Normierte Wasserspiegellagen bei Wellendurchgang am Wehrüberfall, Darstellung für 8-tel Periodenzeitpunkte

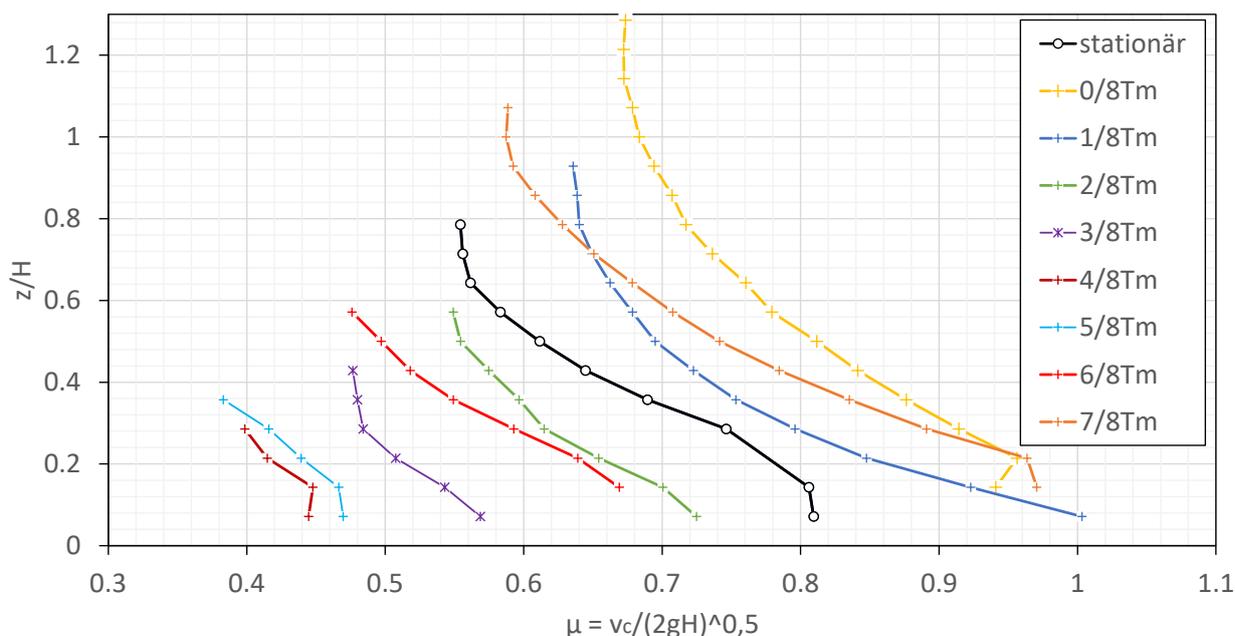


Abb. 10 Normierte Geschwindigkeitsverteilung der Absolutgeschwindigkeiten v_c aus SPH Berechnungen an der Wehrkrone bei Wellendurchgang, Darstellung für 8-teil Periodenzeitpunkte

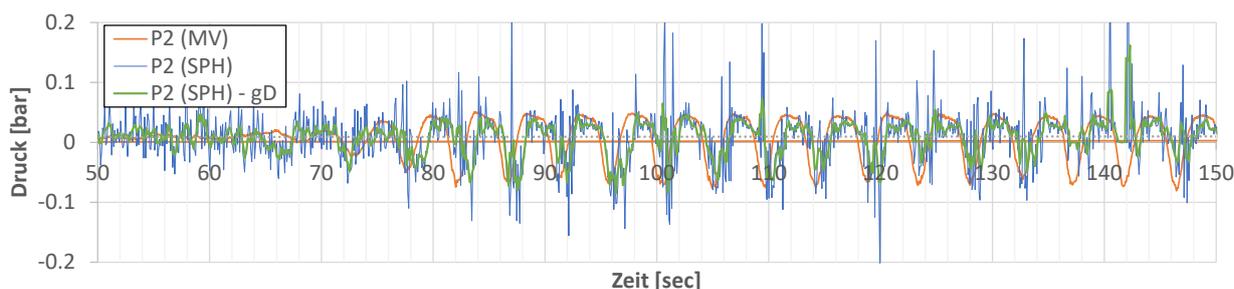


Abb. 11 Druckverlauf für die Wehrkrone, Messstelle P2, Modellversuch (MV), SPH Berechnung (SPH) und dem gleitenden Durchschnitt gD

4 Zusammenfassung, Ergebnisse, Empfehlungen

Im Beitrag wird die Simulation der Wasserabgabe über Hochwasserentlastungsanlagen ohne bzw. mit überlagerten Wellen unter Verwendung des Smoothed Particle Hydrodynamics Verfahrens (SPH) mit dem Softwarepaket DualSPHysics dargestellt. Eine Validierung der Berechnungsergebnisse erfolgte anhand von Messergebnissen aus einem hydraulischen Modellversuch und Literaturangaben. Für stationäre Abflussbedingungen betragen die Abweichungen für drei untersuchte Wasserspiegellagen $-0,4\%$ bis $+5\%$ gegenüber den Modellmessungen, für die Geschwindigkeiten an der Wehrkrone $+1,8\%$ bis $11,3\%$ gegenüber Literaturangaben. Das SPH Modell kann den Überlauf mit stationärem Zufluss und überlagerten Wellen nachbilden. Der nach Literaturangaben berechnete Übereinstimmungsindex d_r für die Wasserspiegelverläufe weist eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Modellversuchsdaten und Berechnung aus. An der Wehrkrone ergibt sich für die SPH Berechnung gegenüber den Modellmessungen bezüglich der gemittelten negativen bzw. positiven Drücke eine Abweichung von $-1,6\%$ bzw. $+4,1\%$. Auf Grundlage dieser Abweichungen kann im Hinblick auf eine Beschreibung des Prozessverständnisses von einer zufriedenstellenden Übereinstimmung ausgegangen werden.

Aus der im Beitrag dargestellten Simulation für den Überlauf an einer Wehrkrone mit konstantem Zufluss und überlagerten Wellen kann folgendes abgeleitet werden:

- Die maximale Wasserspiegellage an der Wehrkrone ist um ca. 70 % höher als bei stationärem Abfluss.
- Der maximale Überlauf kann mehr als das Doppelte des Stationärabflusses betragen.
- Bei Auslegung des Wehrrückens auf ein druckfreies Profil ist davon auszugehen, dass bei überlagerten Wellen zeitweise Unterdrücke entlang des Wehrrückens auftreten.
- Entlang des Überlaufrückens nimmt die Wassertiefe im Extremfall den doppelten Wert des stationären Wertes an.

Generell lassen sich die Ergebnisse der Modellversuche und SPH Berechnungen zu Hochwasserentlastungen dahingehend zusammenfassen, dass solche - auf die jeweiligen Anlagenverhältnisse angepasste - Berechnungsergebnisse zur Beurteilung des Freibords bei Wehrbrücken oder der Höhe der Wände des Ablaufgerinnes dienen können. Zur naturähnlichen Simulation der Strömungsprozesse über Wehrrücken mittels SPH wird empfohlen, das Verhältnis der Energiehöhe im Oberwasserbereich zur Partikelgröße d_p Werte größer als 20 zu wählen.

Literatur

- International commission on large dams ICOLD, (2012). Bulletin on safe passage of extreme floods, Bulletin 142
- Li, L., et. al. (2021). Hydraulics of levee overtopping, IAHR Monograph, CRC Press, Taylor and Francis group
- US army waterways experiment station, (1970). Hydraulic design criteria, United states army corps of engineers (USACE), Vicksburg MI
- Shemdin, O., H. (1972). Wind-generated current and phase speed of wind waves, Journal of physical oceanography, Vol. 2, 411 – 419
- Monaghan, J. (1992). "Smoothed particle hydrodynamics." Ann. Rev. Astrophysics 30: 429–453.
- Moreira, A. B. et. al. (1985). Overview of Large-Scale Smoothed Particle Hydrodynamics Modeling of Dam Hydraulics, J. Hydraul. Eng., 2020, 146(2): 03119001
- Altomare, C.; Gironella, X.; Crespo, A. (2021). Simulation of random wave overtopping by a WCSHP model, Applied Ocean Research, 116 (2021)
- Hager, W., H., et. al. (2021). Hydraulic engineering of dams, CRC Press, Taylor & Francis Group
- Willmott, C.J., Robeson, S.M., Matsuura, K., (2012). A refined index of model performance. Int. J. Climatol. 32, 2088–2094 <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/joc.2419>.
- Gruwez, V., Altomare, C., Suzuki, T., Streicher, M., Cappiotti, L., Kortenhaus, A., Troch, P., (2020). Validation of RANS modelling for wave interactions with sea dikes on shallow foreshores using a large-scale experimental dataset. J. Mar. Sci. Eng. 8, 650 <https://doi.org/10.3390/jmse8090650>.

Anschrift der Verfasser

Dr. Dominik Mayr
3d-Hydro Engineering GmbH,
Ingenieurbüro für konstruktiven Wasserbau
Am Andritzbach 30, 8045 Graz
dominik.mayr@3dHE.at

Dr.-Ing. Nils B. Kerpen
Ludwig-Franzius-Institut für Wasserbau-,
Ästuar- und Küsteningenieurwesen
Leibnitz Universität Hannover, Nienburger Str 4
kerpen@lufi.uni-hannover.de

Wasserbauliche Maßnahmenstudie zur Unterstützung einer natürlichen Tidedynamik im Bereich der Elbinsel Krautsand

Michael Neumayer, Marion Dziengel, Sina Saremi, Marco Lomazzi und Almut Windmuller

Zusammenfassung

Mit der Zielsetzung Rückzugsorte für ästuartypische Lebensformen in den Nebenarmen der Tideelbe zu schaffen, wurde das Naturschutzgroßprojekt Krautsand durch den WWF Deutschland initiiert. In den Gewässern rund um die Elbinsel Krautsand soll wieder verstärkt eine natürliche Tidedynamik zugelassen werden. Aufbauend auf den Erkenntnissen einer umfangreichen Datenanalyse sowie auf erhobenen Messdaten erfolgte die Entwicklung wasserbaulicher Maßnahmen zur Wiederherstellung einer Tidedynamik in der Wischhafener Süderelbe, im Ruthenstrom Gewässersystem sowie in angrenzenden Prielen mit dem Ziel der Herstellung dauerhaft benässter Bereiche, unter gleichzeitiger Stärkung des tidedynamischen Gewässersystems, um der zunehmenden Sedimentation in der Nebelbe entgegenzuwirken. Die hydromorphologische Wirkungsweise der Maßnahmen wurde mittels eines 3D numerischen Modells untersucht. Basierend auf einer holistischen Betrachtung der Maßnahmenzenarien in Bezug auf die berücksichtigten Bewertungskriterien (u. a. Unterhaltungsaufwand, Entwässerungssituation für Landwirte und Siedlungen, Bewässerungssituation für Landwirte, Bedeutung der Maßnahmen für Erreichung der Naturschutzziele) überwiegen die positiven Auswirkungen der einzelnen Szenarien. Dabei hängt die Auswahl der umzusetzenden Maßnahmenzenarien von der Gewichtung der einzelnen Maßnahmenkriterien ab.

1 Hintergrund und Zielsetzung

Die Elbinsel Krautsand am Rand der Brackwasserzone der Tideelbe (Landkreis Stade, Niedersachsen) ist überwiegend durch von Gräben und Prielen durchzogene Grünlandflächen gekennzeichnet. Sie wird westlich von der Wischhafener Süderelbe (WSE) und vom Ruthenstrom (RS) umströmt und somit vom Elbufer getrennt. Infolge der Sturmflut im Jahr 1976 wurde die Elbinsel Krautsand eingedeicht (WWF, 2023), um diese durch die beiden 1978 in Betrieb gegangenen Sperrwerke „Wischhafen“ und „Ruthenstrom“ vor Sturmfluten zu schützen (NLWKN, 2023a; NLWKN, 2023b). Im Rahmen des 2020 gestarteten Naturschutzgroßprojektes Krautsand will der WWF Deutschland gemeinsam mit der NABU-Stiftung den Ästuar Lebensraum renaturieren, um diesen besonders schützenswerten ästuartypischen Lebensraum nachhaltig zu sichern und weiterzuentwickeln (WWF, 2023). Abb. 1 zeigt den ca. 2.800 ha großen, nordöstlich von Hamburg gelegenen Untersuchungsraum Krautsand einschließlich der beiden Sturmflutsperrwerke und den im Projektgebiet vorhandenen Sielbauwerken.

Im Rahmen der Planungsphase des Naturschutzgroßprojektes Krautsand war im Auftrag des WWF Deutschland eine wasserbauliche Maßnahmenstudie zu erstellen. Zielsetzung der Untersuchungen ist das Zulassen einer natürlichen Tidedynamik mit gleichzeitiger Herstellung dauerhaft benässter Bereiche auch bei Tideniedrigwasser, um die Elbinsel Krautsand in Bezug auf die Natur und die Biodiversität aufzuwerten. Die zentralen Herausforderungen im Zuge der Wiederanbindung an die Tide sind die hohe Sedimentationsneigung im Planungsraum und die Salzgehalte mit Sekundäreffekten für die Bewässerung der örtlichen Landwirtschaft. Zusätzlich wurde seitens der Anrainer zunehmend Problematiken bei der Entwässerung starker Niederschläge

beobachtet. Insbesondere die zugenommene Verschlickung der WSE führt neben der problematischen Binnenentwässerung auch bei der Schifffahrt zu Einschränkungen. So kann die WSE in ihrem Oberlauf nur noch sehr eingeschränkt bzw. teilweise nicht mehr befahren werden.

Im Zuge der Defizitanalyse (DHI, 2021a) erfolgte eine Grundlagenrecherche, um die derzeitige Gewässersituation einschließlich wasserwirtschaftlicher Nutzung auf Krautsand zu beschreiben und den Grundstein für die anschließende wasserbauliche Studie zu legen. Dabei identifizierte Lücken in der Datengrundlage für die wasserbauliche Studie wurden durch Gewässervermessungen sowie mittels einer in-situ-Messkampagne (Strömungsgeschwindigkeiten, Schwebstoffkonzentrationen) geschlossen. Mit Hilfe eines numerisch-hydromorphologischen 3D-Modells (MIKE 3 FM by DHI) wurden möglichst nachhaltige Maßnahmen mit Blick auf die Sedimentations- und Salzgehaltsproblematik entwickelt und geprüft. Die Ergebnisse der Modellierung und die darauf aufbauende Wirkungsanalyse dienen als Grundlage für den Pflege- und Entwicklungsplan (PEPL) und anschließend als Ausgangspunkt für die Genehmigungsplanung der Maßnahmen.

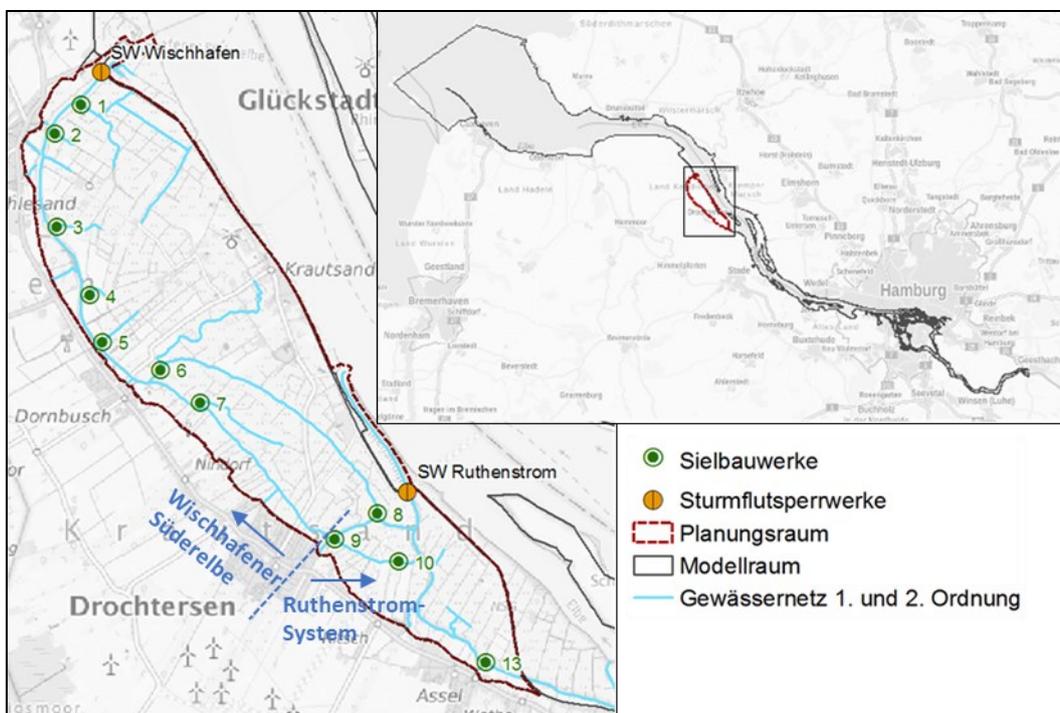


Abb. 1 Ausdehnung des Gesamtmodells (rechts oben) sowie Detaildarstellung des Untersuchungsgebiets Krautsand mit Sielbauwerken und Sturmflutsperrwerken (links) (DHI, 2023, verändert; Hintergrundkarte: <http://www.bkg.bund.de>)

2 Angewandte Modellsoftware MIKE3 FM MT

Die im Rahmen der vorliegenden Untersuchung durchgeführten Modellierungen wurden mittels der dreidimensionalen (3D) hydrodynamischen Softwareanwendung MIKE 3 Flow Model FM (DHI, 2023) sowie mittels des Feinsedimenttransportmoduls MIKE 3 Mud Transport MT (DHI, 2021b) durchgeführt. Diese werden im Folgenden kurz beschrieben.

2.1 3D hydrodynamische Softwareanwendung MIKE 3 Flow Model FM

Das MIKE 3-Programmsystem wurde speziell für die Modellierung von 3-dimensionalen (3D), instationären Strömungsprozessen in Ästuaren und Fließgewässern entwickelt. Die Software ba-

siert auf der Lösung partieller Differentialgleichungen für inkompressible Flüssigkeiten mit wahlweise hydrostatischem (Flachwassergleichungen) oder nicht-hydrostatischem (Navier-Stokes-Gleichungen) Ansatz. Die räumliche Diskretisierung wird mit Hilfe der elementzentrierten Finite-Volumen-Methode vorgenommen. Die Topographie und Bathymetrie wird in der Ebene in ein unstrukturiertes Netz aus dreieckigen und viereckigen Elementen diskretisiert (Flexible Mesh). Die vertikale Auflösung erfolgt strukturiert nach der z -, σ - (vgl. Abb. 2) oder der kombinierten σ - z - Methode.

Für die Abbildung des Fließwiderstandes an der Sohle kann zwischen den empirischen Ansätzen des Chezy-Koeffizienten C , der Mannings' Rauheit n oder der Nikuradse Rauheit k_n bzw. der äquivalenten Sandrauheit k_s gewählt werden. Die Wirbelviskositäten ν_t können als konstanter Wert, als zeitveränderliche Funktion der lokalen Gradienten der Strömungsgeschwindigkeiten (Ansatz nach Smagorinsky) oder als Ergebnis eines gemischten k - ε -Modells (1D- k - ε -Modell in der Vertikalen und des Smagorinsky-Ansatzes in der Horizontalen) angegeben werden.

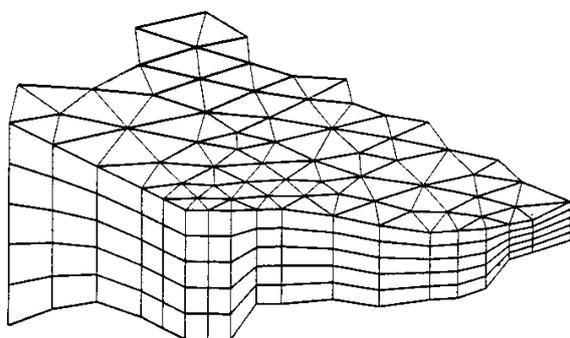


Abb. 2 Prinzip eines 3D-Netzes nach der σ -Methode: während die Anzahl der horizontalen Schichten im Wasserkörper gleichbleibt, passt sich die Dicke der Schichten automatisch an die Wassertiefe an. (DHI, 2022)

2.2 Feinsedimenttransportmodul MIKE 3 Mud Transport MT

Das Feinsediment-Transport-Modul (MIKE21/3 FM MT) dient zur numerischen Abbildung von kohäsiven und nicht-kohäsiven Sedimenttransportprozessen und der zugehörigen morphologischen Veränderung an der Gewässersohle. Neben dem advektiven und diffusiven Sedimenttransport in der Wassersäule, bildet das MT-Modul den vertikalen Austausch zwischen Sedimenten in der Wassersäule und an der Gewässersohle sowie die zeitliche Veränderung der Sedimente an der Gewässersohle mittels eines schichtenbasierten Evolutionsprozesses ab.

Für die hier vorliegenden sandigen und kohäsiven (schluffigen) Sedimente ist das MT-Modul besonders geeignet, da es sowohl sandige als auch mehrere kohäsive Fraktionen in ihrer Sediment- und Morphodynamik erfassen kann. Folgende physikalische Prozesse werden mit dem MT-Module berücksichtigt: Überlagerung strömungsinduzierter Schubspannungen, Sedimenttransport für mehrere Fraktionen, kohäsives und nicht kohäsives Sediment, Flockenbildung infolge der Schwebstoffkonzentration, Effekte infolge vertikaler Dichteschichtung, behindertes Absinken, morphologische Veränderung der Gewässersohle, Beschreibung der Sedimente an der Gewässersohle in mehreren Schichten, Konsolidierungsprozesse. Die zuvor beschriebenen physikalischen Prozesse dienen zur Abbildung morphodynamischer Prozesse in Küsten- oder Fließgewässern. Für eine detaillierte Beschreibung der zugrundeliegenden Berechnungsansätze wird an dieser Stelle auf die zugehörige Dokumentation (DHI, 2021b) verwiesen.

3 Modellierung der wasserbaulichen Maßnahmenszenarien

3.1 Ausgangsmodell - Istzustand

Das verwendete MIKE 3 FM MT Modell umfasst den tidebeeinflussten Bereich der Elbe vom Wehr Geesthacht bei Elbekilometer 586 (Oberstrom) bis zum Steinriff bei Elbekilometer 724 (Unterstrom) und besitzt eine Länge von 138 Flusskilometern (Modellausdehnung siehe Abb. 1). Für die vorliegende Studie wurde ein bei DHI vorliegendes, bestehendes Elbmodell im Bereich des Projektgebiets Krautsand erweitert. Abb. 3 zeigt exemplarische Detailausschnitte des verwendeten Berechnungsnetzes im Bereich des Untersuchungsgebiets der Elbinsel Krautsand. Zudem wurde eine betriebsplanmäßige Steuerung der beiden Sturmflutsperrwerke Wischhafen und Ruthenstrom (einschließlich Spülschließungen) im Modell implementiert.

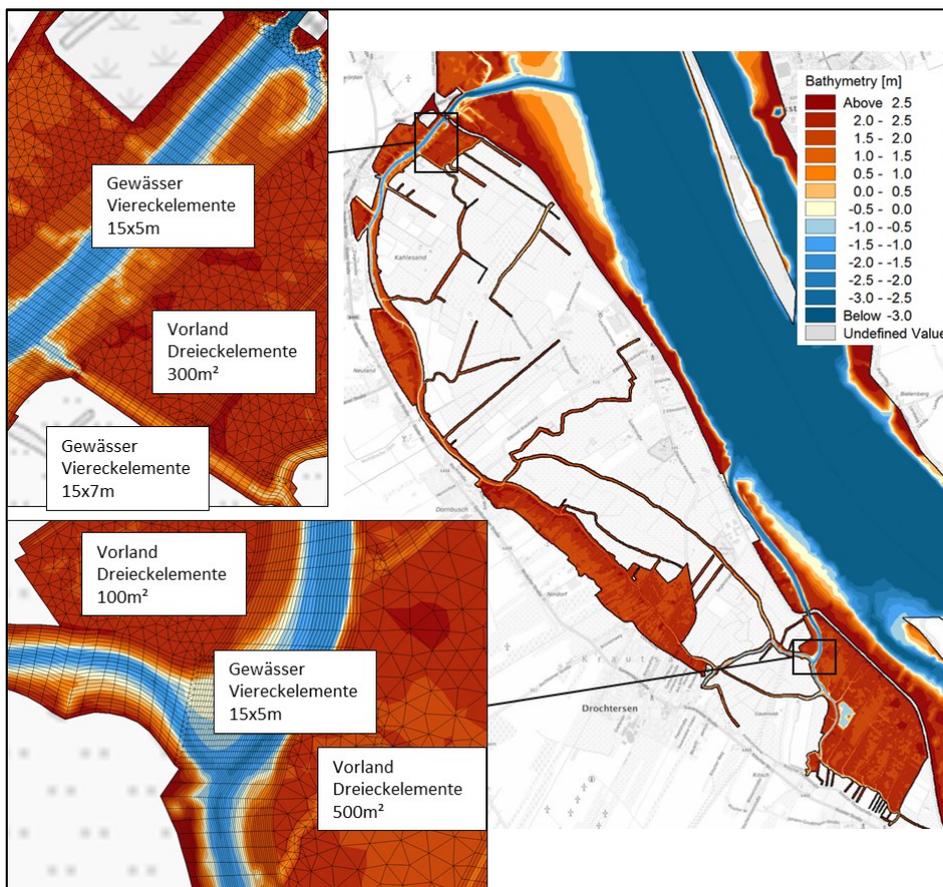


Abb. 3 Berechnungsnetz im Bereich der Elbinsel Krautsand
(Hintergrundkarte: <http://www.bkg.bund.de>)

In der vorliegenden Studie wurde ein hydrostatischer Berechnungsansatz mit einer vertikalen Diskretisierung nach der σ -Methode in 8 Schichten gewählt (vgl. Abbildung 2). Dabei wurde die Rauheit mittels der räumlich variablen Rauheit nach Nikuradse (k_n) definiert, wobei das k - ε -Turbulenzmodell in der Vertikalen und ein Smagorinsky-Ansatz in der Horizontalen für die Berücksichtigung der Wirbelviskosität genutzt wurde.

Zur Verbesserung der Modellgenauigkeit wurde eine Multiparameterkalibrierung durchgeführt. Dabei wurden jeweils gemessene Wasserstände, Strömungen, Salz- und Schwebstoffgehalte an verschiedenen Punkten in der Elbe sowie im Projektgebiet Krautsand den modellierten Größen gegenübergestellt. Die Sedimentparametrisierung wurde ebenfalls auf Basis der Erkenntnisse

und Erfahrungen vorangegangener Untersuchungen sowie neuer Messdaten zur Schwebstoffkonzentration und zur Sohländerung definiert. Dabei wurden die Fraktionsgruppen Mittel- und Feinsand unter der Fraktion „Sand“ sowie Grobschluff bis Feinschluff unter der Fraktion „Schluff“ zusammengefasst, siehe Tab. 1.

Tab. 1 Im Modell berücksichtigte Sedimentfraktionen und Schichten („Layer“)

Parameter	Wert
Fraktionen	Fraktion 1: Sand Fraktion 2: Schluff
Berücksichtigte Layer (inkl. Fraktionsverteilung)	Layer 1: 30 % Sand, 70 % Schluff Layer 2: 70 % Sand, 30 % Schluff
Layerdicke	Layer 1: 0,005 bis 0,1 m Layer 2: 0,01 m

3.2 Simulationszeitraum

Für die Modellierung der im nächsten Abschnitt beschriebenen wasserbaulichen Maßnahmen-szenarien wurde ein Simulationszeitraum von ca. 25 Tagen im Sommer 2020 gewählt (9.7.2020 bis 3.8.2020). Abb. 4 verdeutlicht den berücksichtigten Modellierungszeitraum mit repräsentativ auftretenden Tide- und Abflussverhältnissen sowie die zugehörigen hydrodynamischen Randbedingungen in Form der angesetzten Wasserspiegellagen am unteren Modellrand sowie den Abfluss der Elbe, welcher am oberen Modellrand als Zufluss dient.

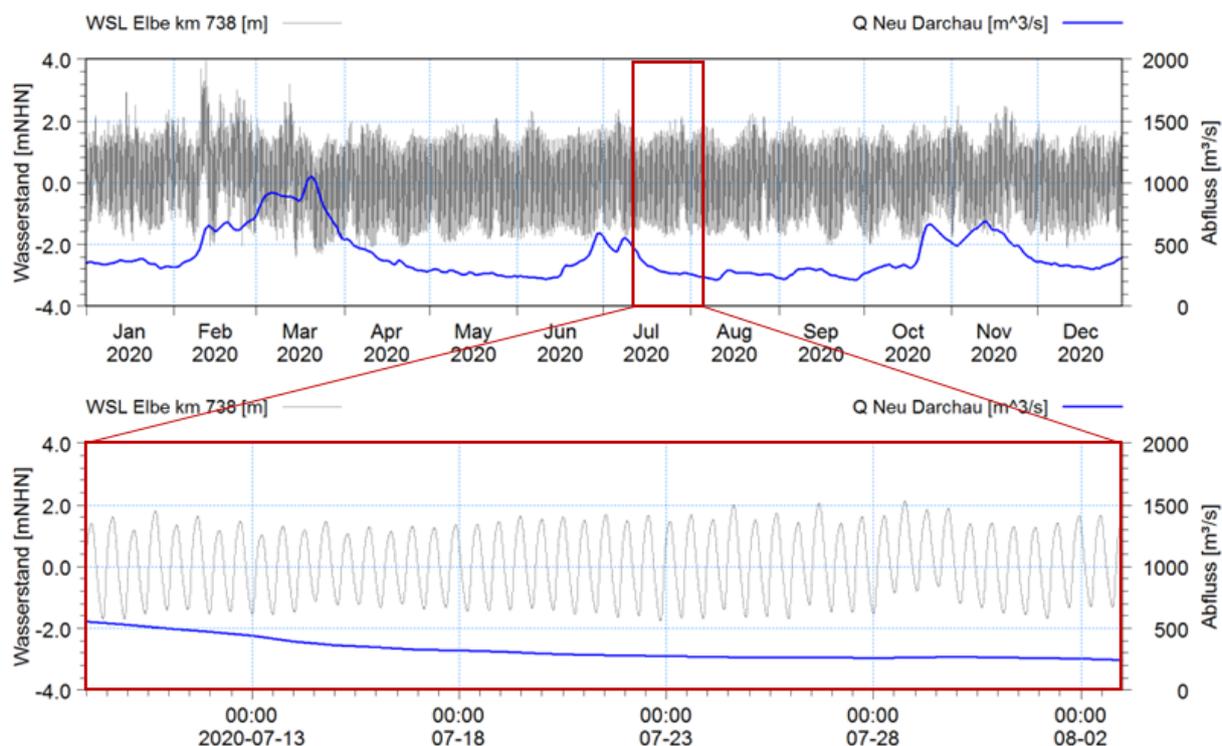


Abb. 4 Randbedingungen für den unteren (WSL-Ganglinie) und den oberen Modellrand (Q-Ganglinie) unter Hervorhebung des Modellierungszeitraums (unten) (DHI, 2023)

3.3 Wasserbaulichen Maßnahmen-szenarien

Wie in der vorangegangenen Defizitanalyse (DHI, 2021) beschrieben, besteht aufgrund einer vor einigen Jahren angelegten Barre im Oberlauf der WSE derzeit keine durchgängige Verbindung

zwischen dem Gewässersystem der WSE und dem Gewässersystem des RS. Zudem führt die sehr starke Verschlickung der WSE zu problematischen Auswirkungen bzgl. der Binnenentwässerung sowie zu einer beeinträchtigten bzw. unmöglichen Schiffbarkeit in ihrem Oberlauf. Aus diesem Grund beinhaltet die Mehrheit der nachfolgend vorgestellten Maßnahmenszenarien in bestimmten Fließgewässerabschnitten eine initiale Solltiefenherstellung.

Ziel der vorliegenden Untersuchung ist die Entwicklung wasserbaulicher Maßnahmenszenarien, um die Elbinsel Krautsand für die Natur und Biodiversität aufzuwerten. Durch geeignete Maßnahmen soll der zu erwartende Unterhaltungsaufwand der Gewässer reduziert bzw. möglichst geringgehalten werden. Die zentralen Herausforderungen im Zuge der Wiederanbindung an die Tide, die (Wieder-) Herstellung von Gewässerlebensräumen und die Wiederanbindung der WSE an das RS-System sind die hohe Sedimentationsneigung im Planungsraum und die Salzgehalte mit Sekundäreffekten für die Bewässerung. Dabei soll durch erhöhte Strömungsgeschwindigkeiten sowie einem Entgegenwirken gegen die Tideasymmetrie die Sedimentationssituation im Planungsraum verbessert werden. Insgesamt wurden folgende fünf wasserbaulichen Maßnahmenszenarien in Absprache mit fachlichen Arbeitskreisen im Rahmen des Naturschutzgroßprojektes Krautsand entwickelt und untersucht:

Szenario 1: (Re-) Aktivierung der Tidedynamik

- Gewässeranpassung in der WSE und im RS West im Zuge der Herstellung der Solltiefe
- Wiederherstellung der Verbindung zwischen WSE und RS-Gewässersystem
- Einrichtung eines gesteuerten Bereichs in der WSE durch Implementierung von zwei Steuerbauwerken mit optimierter Steuerung

Szenario 2: (Wieder-) Anbindung Kahlesand-Priel mit Steuerung

- Gewässeranpassung in Teilen der WSE im Zuge der Herstellung der Solltiefe
- (Wieder-)Herstellung eines durchgängigen Priels („Kahlesand-Priel“) zwischen Sielbauwerk 1 und 3 an der WSE (vgl. Abb. 1)
- Anschluss des Kahlesand-Priels an die Tidedynamik mittels optimierter Steuerung der Sielbauwerke 1 und 3

Szenario 3: Anlage von Tidepoldern

- Gewässeranpassung in Teilen der WSE im Zuge der Herstellung der Solltiefe
- Anlage von zwei Tidepoldern an der WSE und einem Tidepolder am RS

Szenario 4: Öffnung eines seitlich angeschlossenen Priels ohne Steuerung

- Öffnung des Sielbauwerks 2 an der WSE (vgl. Abb. 1), um die Kahlesand-Räthe an die natürliche Tidedynamik anzuschließen

Szenario 5: Kumulierte Betrachtung Szenario 1 und 3

- Kumulierte Betrachtung der Maßnahmen in Szenario 1 und 3 (siehe Abb. 5)

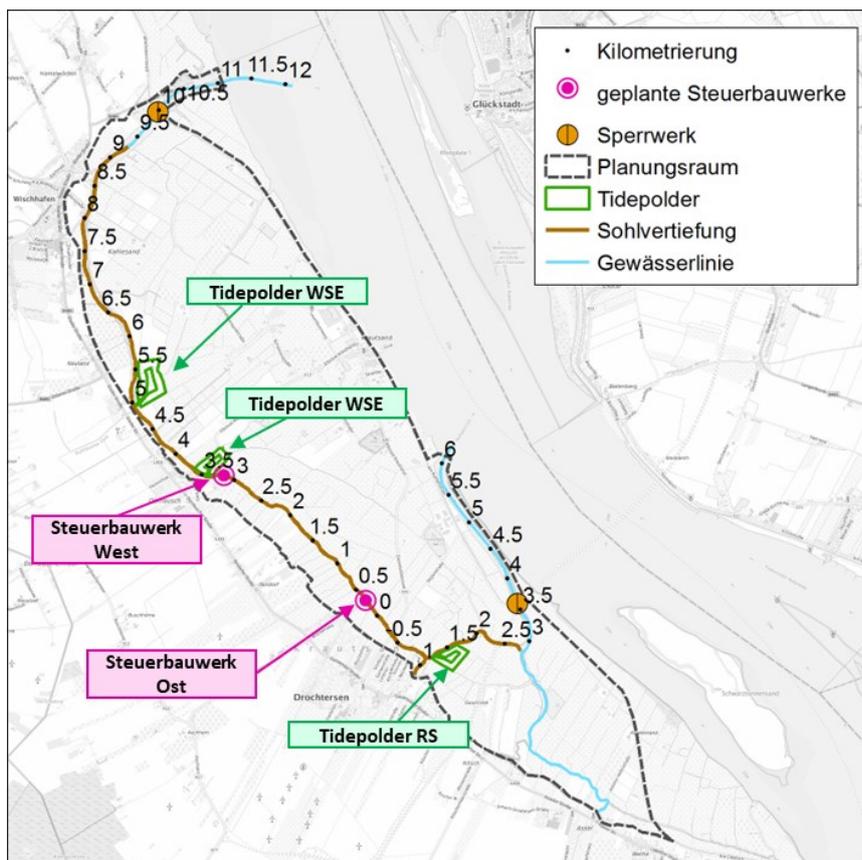


Abb. 5 Übersichtskarte zu den Maßnahmen des Szenario 5 (kumulierte Betrachtung Szenario 1 und 3) (DHI, 2023, verändert; Hintergrundkarte: <http://www.bkg.bund.de>)

4 Modellierungsergebnisse der wasserbaulichen Maßnahmen Szenarien

Um eine fundierte Bewertung der verschiedenen Maßnahmen Szenarien vornehmen zu können, erfolgte die Analyse der Modellierungsergebnisse anhand einer umfassenden Tidekennwertanalyse (u. a. statistische Auswertung der Tidehoch- und -niedrigwasserstände, der Tidemittelwasserstände, des Tidehubs, der mittleren Wassertiefen, der maximalen und mittleren Flut- und Ebbstromgeschwindigkeiten) entlang der Gewässermittelachsen sowie durch Betrachtung der im morphodynamischen Modell resultierenden Sohlagenänderungen.

Die großräumigen Szenarien 1, 3 und 5 weisen eine deutliche Beeinflussung der Strömungsverhältnisse im Planungsraum auf, wodurch in weiten Teilen des Gewässersystems eine ästuarische Tidedynamik erreicht wird. Abb. 6 stellt beispielhaft die durch die Maßnahmen in Szenario 3 (Anlage von Tidepoldern) veränderten maximalen Flut- und Ebbströmungen denen des Istzustands gegenüber. Hinsichtlich des Sedimentmanagements weisen insbesondere Szenario 3 und Szenario 5 durch die geplanten Tidepolder eine merkliche Verbesserung der Sedimentationsproblematik im Gewässersystem auf. Abb. 7 stellt exemplarisch die am Ende des Simulationszeitraums aufgetretenen Differenzen in den Sohlagen zwischen Szenario 5 und dem Istzustand dar, wobei die grün-bläulichen Bereiche eine größtenteils niedrigere resultierende Sohlage im Szenario gegenüber dem Istzustand erkennen lassen. Allerdings deuten die Szenarien mit geplanten Tidepoldern (Szenario 3 und 5) auf einen zu erwartenden Unterhaltungsaufwand infolge einer unterschiedlich stark ausgeprägten Sedimentation innerhalb der einzelnen Tidepolder hin. In Szenario 1 konnte ein ähnlich positiver Effekt in abgeschwächter Form mit einigen wenigen Sedimentationsbereichen entlang des untersuchten Gewässersystems beobachtet werden.

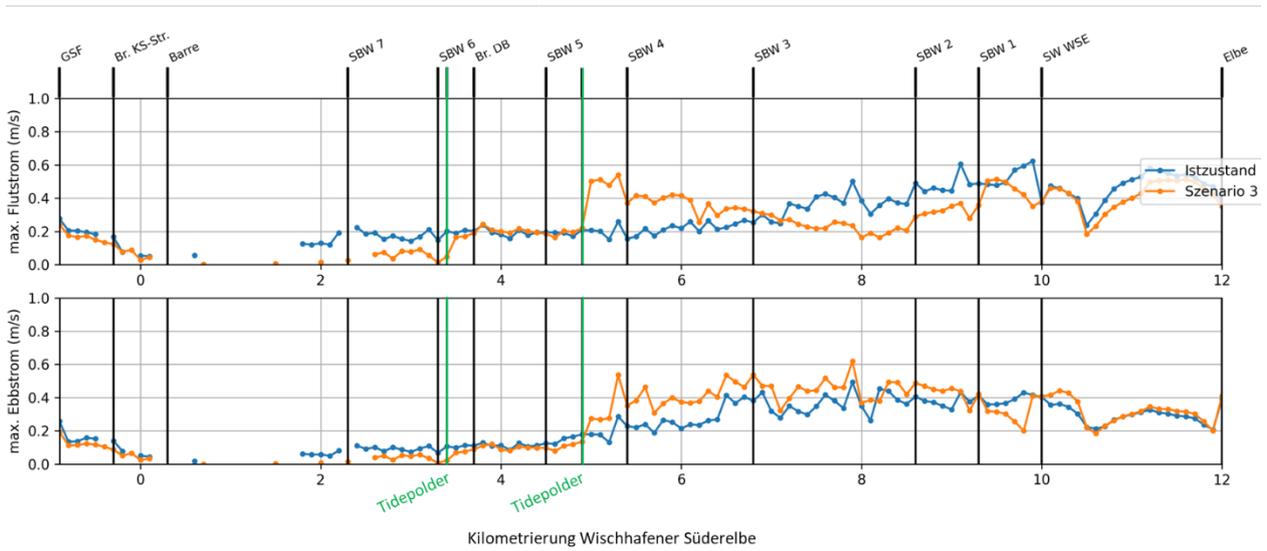


Abb. 6 Maximale Flut- und Ebbströmungen des modellierten Szenarios 3 im Vergleich zum Istzustand entlang der WSE (DHI, 2023, verändert)

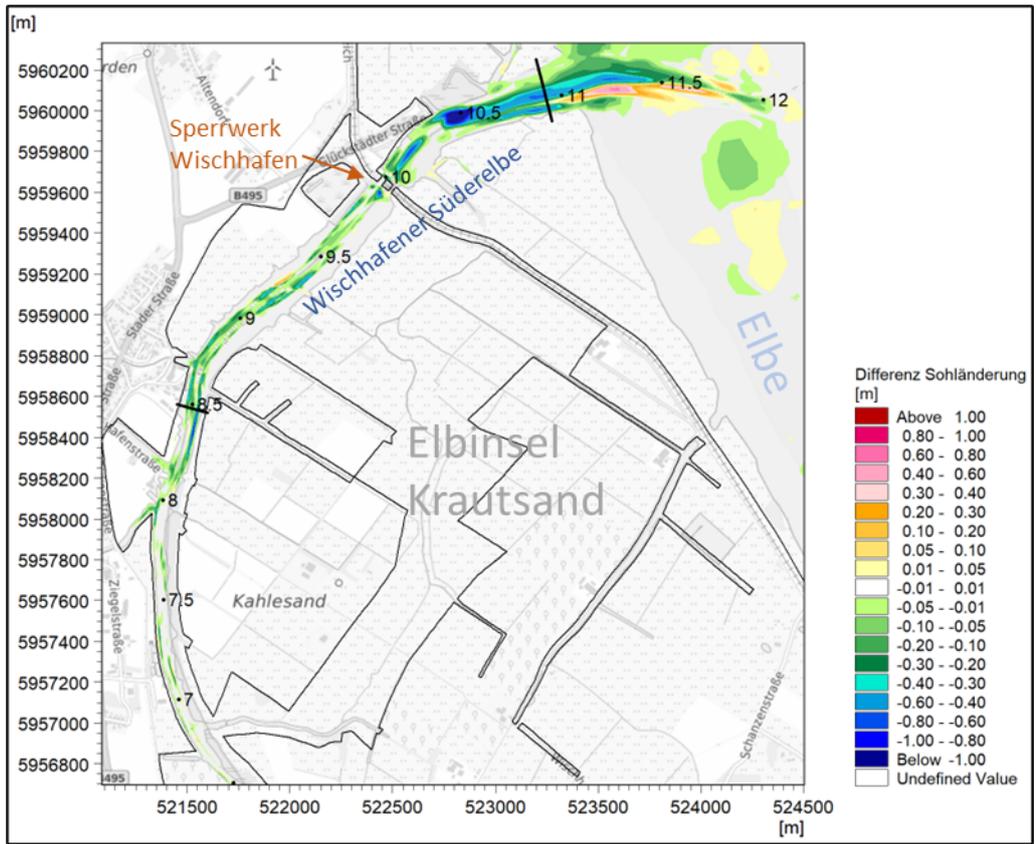


Abb. 7 Differenz der Sohländerung zwischen Szenario 5 und dem Istzustand im nördlichen Abschnitt der WSE (positive Werte: höhere resultierende Sohlage im Szenario; negative Werte: geringere Sohlagen im Szenario) (DHI, 2023, verändert; Hintergrundkarte: <http://www.bkg.bund.de>)

Szenario 2 zeigt die Möglichkeit der Wiederanbindung eines zweifach angebundenes Priels, bei welchem durch eine optimierte Steuerung der Einlauf- und Auslaufbauwerke nur wenige punktuelle Unterhaltungsaufwände zu erwarten sind. Darüber hinaus wurden in Szenario 4 die Sedimentationsprozesse infolge einer in einen Priel frei ein- und ausschwingenden Tide untersucht, wobei im Rahmen des untersuchten Simulationszeitraums vergleichsweise geringe Sedimentations- und Erosionsprozesse festgestellt wurden. Hier könnte ein längerer Simulationszeitraum oder ein überwachter Feldversuch die Abschätzung der längerfristigen Sedimentations- bzw. Erosionssituation verbessern.

5 Zusammenfassende Bewertung der wasserbaulichen Maßnahmen-szenarien

Insgesamt betrachtet, unterstützen alle untersuchten Maßnahmen die Aufwertung der Natur sowie der Biodiversität der Elbinsel Krautsand. Basierend auf einer holistischen Betrachtung der Maßnahmen-szenarien in Bezug auf alle berücksichtigten Bewertungskriterien (Nachhaltigkeit / Unterhaltungsaufwand, Entwässerungssituation für Landwirte und Siedlungen, Bewässerungssituation für Landwirte, Bedeutung der Maßnahmen für Erreichung der Naturschutzziele) überwiegen die positiven Auswirkungen, wodurch die Umsetzung eines jeden Szenarios empfohlen werden kann (siehe Tab. 2).

Tab. 2 Zusammenfassende Bewertung der untersuchten wasserbaulichen Szenarien für jedes betrachtete Kriterium (DHI, 2023, verändert)

Kriterium	Sz. 1d opt.: Tidedynamik	Sz. 2: Wieder-anbin- dung Priel ge- steuert	Sz. 3 opt.: Tidegewässer	Sz. 4: Wieder-anbin- dung Priel unge- steuert	Sz. 5: Kombi- nation Sz. 1 & Sz. 3
Nachhaltigkeit / Unterhaltungsaufwand	(+)	(+)	+++	o	++
Entwässerungssituation	+++	+++	(+)	<i>(kein Vergleich zum Istzustand)</i>	+
Bewässerungssituation	++	<i>(kein Vergleich zum Istzustand)</i>	-	<i>(kein Vergleich zum Istzustand)</i>	o
Naturschutz	+++	+++	+++	++	++++

Dabei hängt die Auswahl der umzusetzenden Maßnahmen-szenarien von der Gewichtung der einzelnen Maßnahmenkriterien ab. Abschließend wird zudem empfohlen, die zu erwartenden Kosten der einzelnen Maßnahmen in die Entscheidungsfindung mit einzubeziehen. Dabei wird empfohlen die unterschiedlichen Auswirkungen aller untersuchten Maßnahmen-szenarien bei einer Umsetzung mittels geeigneter Monitoringmaßnahmen zu überprüfen.

Literatur

- DHI (2021a). Entwicklung von Renaturierungsmaßnahmen im Naturschutzgroßprojekt Kraut- sand - Wasserbauliches Vorplanungskonzept. Bericht zur Defizitanalyse, DHI WASY GmbH, Berlin.
- DHI (2021b). MIKE 21 & MIKE 3 Flow Model FM - Mud Transport Module - Scientific Documen- tation. DHI A/S headquarters, Hørsholm, Dänemark.
- DHI (2022). MIKE 3 Flow Model FM - Hydrodynamic and Transport Module - Scientific Docu- mentation. DHI A/S headquarters, Hørsholm, Dänemark.
- DHI (2023). Entwicklung von wasserbaulichen Maßnahmenszenarien zur Aufwertung der Natur und der Biodiversität der Elbinsel Krautsand - Wasserbauliche Maßnahmenstudie. Bericht (unveröffentlicht), DHI WASY GmbH, Berlin.
- NLWKN (2023a). Sperrwerk Wischhafen – Technische Daten. URL: https://www.nlwkn.nieder- sachsen.de/startseite/hochwasser_kustenschutz/landeseigene_anlagen/sperrwerke/ sperrwerk_wischhafen/sperrwerk-wischhafen-41840.html (aufgerufen am 03.02.2023), Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Norden.
- NLWKN (2023b). Sperrwerk Ruthenstrom – Technische Daten. URL: https://www.nlwkn.nieder- sachsen.de/startseite/hochwasser_kustenschutz/landeseigene_anlagen/sperr- werke/sperrwerk_ruthenstrom/Sperrwerk%20Ruthenstrom-40334.html (aufgerufen am 03.02.2023), Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Kü- sten- und Naturschutz, Norden.
- WWF (2023). Naturschutzgroßprojekt Krautsand - Die Vielfalt der Tideelbe bewahren, URL: <https://www.wwf.de/themen-projekte/projektregionen/tideelbe/naturschutzgrossprojekt- krautsand> (aufgerufen am 02.02.2023), WWF Deutschland, Berlin.

Anschrift der Verfasser

Dr.-Ing. Michael Neumayer, DHI WASY GmbH
Dingolfingerstrasse 15, D-81673 München
mne@dhi-group.com

Marion Dziengel, DHI WASY GmbH
Volmerstraße 8, D-12489 Berlin
mky@dhi-group.com

Dr.-Ing. Marco Lomazzi, DHI S.r.l.
c/o Via Bombrini 11/12, I-16154 Genova, Italia
mlo@dhi-group.com

Dr.-Ing. Sina Saremi, DHI A/S
Agern Allé 5, DK-2970 Hørsholm, Denmark
sis@dhi-group.com

Almut Windmüller, ehemals DHI WASY GmbH
Wätjenstr. 53, D-28213 Bremen
a.windmuller@gmx.de