



Wasserbausymposium Graz 2024

Wasserbauliche Anlagen -
Planung, Bau, Betrieb und Erhalt

10. - 12. September 2024, Graz, Österreich

Tagungsband

Herausgeber: Gerald Zenz



Wasserbausymposium Graz 2024

Wasserbauliche Anlagen – Planung, Bau, Betrieb und Erhalt

**10. – 12. September 2024
Graz, Österreich**

Tagungsband

Veranstalter

TU Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

In Zusammenarbeit mit

- AGAW, Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft e.V.
- ETH Zürich, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
- TU München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Herausgeber

Gerald Zenz

Herausgeber

Gerald Zenz

Layout und Design

Technische Universität Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

<https://www.tugraz.at/institute/iwb/>

Titelbilder

Graz Tourismus GmbH / Technische Universität Graz / VERBUND Tourismus.

Druck

Medienfabrik Graz GmbH, Graz, Austria

<https://www.mfg.at/>

Die Autor: innen sind für den Inhalt Ihrer Beiträge verantwortlich. Die Texte der verschiedenen Beiträge des Bandes wurden unter der Aufsicht von jeder der betroffenen Autor: innen gesetzt.

2025 Verlag der Technischen Universität Graz

www.tugraz-verlag.at

Print

ISBN 978-3-99161-017-5

E-book



ISBN 978-3-99161-018-2

DOI 10.3217/978-3-99161-017-5

Dieses Werk ist lizenziert unter der Creative Commons Namensnennung - Nicht-kommerziell - Keine Bearbeitung 4.0 International (CC BY-NC-ND 4.0) Lizenz: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für das Cover, Materialien von Dritten (anderen Quellen zugeschrieben) und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://www.dnb.de> abrufbar.

Vorwort



Dieses Wasserbausymposium Graz 2024 ist das 22. in seiner Reihe und wird in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München und der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH Zürich veranstaltet.

Beim diesjährigen Wasserbausymposium Graz 2024 werden theoretische und praktische Aspekte wasserbaulicher Aufgaben vorgestellt und diskutiert. Fachlich sind diese Herausforderungen den hydraulischen Fragestellungen, dem Hochwasserschutz, dem Wasserkraftausbau durch Hoch- und

Niederdruckanlagen, der Wasserwirtschaft, dem Betrieb von Anlagen und ökologischen Aspekten zugeordnet.

Auch durch die Auswirkungen des Klimawandels wird uns die große Stütze der Wasserkraft für die Versorgung Österreichs mit elektrischer Energie bewusst. Wir können so etwa zwei Drittel, der in Österreich verbrauchten elektrischen Energie durch klimaneutrale Wasserkraft bereitstellen. Derzeit werden für die hocheffiziente Speicherung elektrischer Energie aus volatiler, erneuerbarer Quelle weitere leistungsfähige, flexible Pumpspeichieranlagen in Österreich und den Alpen geplant und errichtet. Zur Auslegung und Optimierung dieser Anlagen leistet der Wasserbau signifikante Beiträge, die im Spannungsfeld von Ökologie, Wirtschaft und Öffentlichkeit umzusetzen sind.

An unseren Universitäten bilden wir forschungsbasiert aus und verbinden Lehre mit angewandter Forschung zur Lösung praxisrelevanter Frage- und Problemstellungen. Dafür wird die erforderliche Tiefe in den Grundlagenfächern vermittelt und bei all der Spezialisierung immer Wert auf das Erfassen der Gesamtzusammenhänge gelegt. Die Erfahrung zeigt, dass Schadensfälle oft auf Schnittstellenprobleme bzw. mangelnde Kenntnis über Zusammenhänge zurückzuführen sind.

Wissenschaftlicher Fortschritt ist wesentlich getragen durch Forschungsarbeiten für Dissertationen. Unsere Wasserbausymposien bieten dabei die Möglichkeit aktuelle Themen für unsere Gesellschaft und die speziellen Herausforderungen für unsere Regionen zu präsentieren und zu diskutieren.

Neben anregenden Diskussionen während unserer Veranstaltung freuen wir uns, soziale Kontakte während des Rahmenprogrammes und der Abendveranstaltungen zu pflegen.

Besonderer Dank gilt den Autoren und Vortragenden, den Vorsitzenden und Mitgliedern des wissenschaftlichen Komitees insbesondere dem Organisationsteam um Harald Breinhälter und Alfred Hammer sowie unseren Unterstützern und Förderern.

Graz, im August 2024

Prof. Dr. Gerald Zenz

Grußwort der Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft



Das Motto „Wasserbauliche Anlagen – Planung, Bau, Betrieb und Erhalt“ unter dem das Symposium gestellt wurde, trifft die Tätigkeitsschwerpunkte der Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft im Kern.

Der Verein hat sich die Förderung der Wissenschaft und Forschung sowie des Natur-, Umwelt-, und Klimaschutzes zum Zweck gemacht. Als Vereinigung von Wasserkraftbetreibern aus dem deutschsprachigen Alpenraum beschäftigen wir uns in unserer täglichen Arbeit mit diesen Aufgaben.

Der Wasserkraft kommt durch die Energiewende eine besondere Bedeutung zu: Durch die hohe Flexibilität in der Energieerzeugung und den großen Speicherseen als Energiespeicher ist die Wasserkraft ein wesentlicher Eckpfeiler der Dekarbonisierung und findet somit Eingang in nationale sowie regionale Energie- und Klimastrategien.

Neben den vielen Aufgaben zur ökologischen Anpassung von Bestandsanlagen an die Anforderungen der europäischen Wasserrahmenrichtlinie, entstehen vor dem Hintergrund der Energiewende vermehrt auch wieder Fragestellungen in Hinblick auf die Errichtung neuer Wasserkraftanlagen, die einer Lösung sowie neue Herangehensweisen bedürfen.

Das Wasserbausymposium der Universitäten Graz, Zürich und München ist schon seit jeher eine hochrangige Veranstaltung an der sich Wissenschaft, Behörden und Energiewirtschaft zum fachlichen Austausch zur Wasserkraft treffen. Der Diskurs zwischen den verschiedenen Interessengruppen ist für eine technische und ökologische Weiterentwicklung von Wasserkraftanlagen von hoher Bedeutung. Als Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft ist die Unterstützung des Wasserbausymposiums 2024 ein wichtiger Beitrag zur Förderung der ganzheitlichen Betrachtung zur Wasserkraft. Wir wünschen der Veranstaltung einen guten Verlauf, angeregte Diskussionen und interessante Gespräche.

Innsbruck, im August 2024


Dr. Johann Neuner
Vorsitzender der AGAW

Organisation des Symposiums

Leitung des Symposiums

Gerald Zenz (TU Graz)

Wissenschaftliches Komitee und Vortragsleitung

Robert Michael	Boes	(ETH Zürich)
Alfred	Hammer	(TU Graz)
Stephan	Heimerl	(Fichtner Water & Transportation GmbH)
Peter	Meusburger	(TU Graz)
Johann	Neuner	(TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG)
Nils	Rüther	(TU München)
Josef	Schneider	(TU Graz)
Gustav	Spener	(Ziviltechnikerkammer für Steiermark und Kärnten)
Johann	Wiedner	(Amt der Steiermärkischen Landesregierung)
Gerald	Zenz	(TU Graz)

Organisationskomitee

Vorsitz

Gerald Zenz

Kernorganisation

Harald Breinhälter und Alfred Hammer.

Beitragsverzeichnis

Thema A: Aktuelle Forschungsprojekte

- A1 Laborversuche zum Druckabfluss unter einer Eisschicht**
M. Friedl, A. Hartlieb, Y. Fuchs, E. Lotsari, R. Vaahtera und N. Rüther Seite 001
- A2 Flexibilisierung der Kleinwasserkraft durch Stollenspeicherung**
C. Streule, A. Lais, F. Evers, C. Münch-Alligné und R. Boes Seite 009
- A3 Turbulente Wirbel zur Schaffung sicherer Fischabstiegswege an Wasserkraftanlagen**
G. Süss, I. Albayrak, A.T. Silva, T. Forseth und R.M. Boes Seite 019
- A4 Konzeptvorstellung zur Untersuchung Wellen-induzierter Prozesse und deren Auswirkungen auf Makrophyten**
S. Scherbaum, J. Partl und G. Zenz Seite 029
- A5 Anwendung von Sentinel-2 Satellitendaten zur Ermittlung der Vegetationsentwicklung an alpinen Restwasserstrecken**
A. Brenninger, A. Dallmeier, H. Schwedhelm und N. Rüther Seite 035
- A6 Die Katastrophe von Derna und der Einfluss des Klimawandels auf die Sicherheit von Staudämmen**
M. Aufleger und N. Kafashan Seite 043
- A7 Großwärmespeicher in Felschächten (nur Kurzfassung verfügbar)**
S. Messerklinger und M. Smaadah Seite 051
- A8 Korrosionsschutz von elektrifizierten Bauteilen unter Wasser**
F. Unterberger, B. Brinkmeier und M. Aufleger Seite 059
- A9 System Kegelrechen - Neuentwicklung zum Thema Bodenrechen**
R. Fritsch und R. Fritsch Seite 067
- A10 Seismic Displacement Analysis in Kulekhani Rockfill Dam**
B. R. Pandey und G. Zenz Seite 077
- A11 Pumpspeicher-Wasserkraft in den Alpen**
W. Richter, G. Thek, M. Grönke, M. Moradali und G. Zenz Seite 087

Thema B: Ausbildung / Weiterbildung

- B1 Gefahrenbeurteilung von See-Tsunamis**
J.C. Schierjott, D. Vetsch, M. Strupler, K. Kremer, F. Anselmetti und R. Boes. Seite 095
- B2 Der Wasserkraftbetreiber vom physikalisch technischen Hintergrund zur Umsetzung wesentlicher Zukunftsthemen**
G. Loy und J. Wesemann Seite 103

B3	3D Simulationen im Wasserbau, Möglichkeiten und Herausforderungen	
	R. Feurich.....	Seite 113
B4	Ausbildung für Talsperrensicherheitspersonal	
	G. Zenz, H. Czerny und H. Knoblauch.....	Seite 121
B5	Unabhängigkeit, Verantwortung und Qualität für die Königin der Ressourcen	
	G. Spener	Seite 127

Thema C: Bau - aktuelle Projekte - Erfahrungsberichte

C1	Pumpspeicher und Speicherwasserkraftwerke für eine erfolgreiche Energiewende	
	D. Mayr, A. Schmidt und K. Schneider.....	Seite 131
C2	Optimierung der Geschiebedurchgängigkeit der technischen Hochwasserschutzbauwerke am Altbach in Kloten	
	B. Stocker, G. Zehnder und V. Weitbrecht.....	Seite 139
C3	Videogestütztes Monitoring von Fischaufstiegshilfen	
	G. Seidl, M. Haslwanger, N. Bock, J. Gradl und N. Kutschnig	Seite 147
C4	Schallreduktion entlang der Druckrohrleitung Malta Hauptstufe im Rahmen der Speicherpumpen-Modernisierung	
	A. Lechner, B. Hübner, M. Giese, P. Campero und R. Schagerl.....	Seite 157
C5	Ausbau der Wasserkraft in der Steiermark, Aus- und Rückblick mit Projektvorstellung Kraftwerk Gratkorn	
	P. Klampfl und D. Oberlerchner	Seite 169
C6	Physikalische und numerische Untersuchungen als Grundlage zum Neubau einer alpinen Triebwasserentnahme mit Entsander	
	J. Schneider, M. Monschein, J. Siedersleben, K. Baumgartner und B. Gems.....	Seite 177

Thema D: Betrieb

D1	Rechenverlegung von Einlaufbauwerken an Wasserkraftwerken	
	C. Kaiser und D. Mayr.....	Seite 189
D2	Bauwerksprüfungen im Wasser- und Tunnelbau	
	B. Kottke.....	Seite 197
D3	Der hohe Stellenwert des Sicherheitspersonals in der Talsperrenüberwachung in Österreich	
	H. Czerny	Seite 205

Thema E: Erhalt - Wiederverleihung

E1	Der Stauanlagenerlass	
	Ch. Vogl.....	Seite 211

Thema F: Hochwasserschutz

- F1 Ökologische Längsvernetzung und Überlast an einer Druckbrücke in Andermatt**
M. Scholz, B. Stocker, G. Zehnder und V. Weitbrecht Seite 217
- F2 Hochwasserprognose in der Steiermark**
R. Schatzl und H. J. Holzer Seite 225
- F3 Hochwasserszenarienkatalog als Expertise zur offline Hochwasserprognose**
J. Moser und C. Kopeinig Seite 233
- F4 Validierung eines hydro-numerischen 2D Modells zur Simulation von Oberflächenabfluss**
S. Frei, R. Boes und D. Vetsch Seite 241
- F5 Das Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzept**
H. P. Paar und M. Wenk Seite 249

Thema G: Murkraftwerk Gratkorn

- G1 Hydraulischer Entwurf des Kraftwerks Gratkorn**
H. Benigni, J. Schiffer, G. Penninger und I. Giersemehl Seite 259

Thema H: Planung

- H1 Hybride Modelluntersuchungen der geplanten Blockrampenfassung Landquart in Küblis**
A. Hartlieb, B. Alapfy, F. Oberrauch, G. Morier-Genoud und N. Rüther Seite 273
- H2 3-D-Strömungssimulation: Ein hilfreiches Planungswerkzeug**
M. Grünzner und S. Heimerl Seite 281
- H3 Numerische Modellierung als Instrument für ökohydraulische Planungen**
C. Dorfmann, S. Gegenleithner, G. Seidl und M. Nujic Seite 287
- H4 Hydraulischer Modellversuch KW Murinsel**
A. Hammer, K. M. Pittino, E. Staudacher und G. Zenz Seite 295

Laborversuche zum Druckabfluss unter einer Eisschicht

M. Friedl¹, A. Hartlieb¹, Y. Fuchs¹, E. Lotsari², R. Vaahtera² und N. Rütter¹

¹ Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Arcisstraße 21, D-80333 München, GERMANY

² Aalto University, Otakaari 24, 02150 Espoo, FINLAND

E-Mail: matthias.friedl@tum.de

Kurzfassung

Eisbildungsprozesse wirken sich auf mehr als die Hälfte der Flüsse in der nördlichen Hemisphäre aus [1]. Eine Eisschicht verändert die Strömungsverhältnisse und hat damit Einfluss auf Hydraulik, Sedimenttransport und Morphologie von Fließgewässern [2]. Bei tiefen Temperaturen kann die Eisschicht einen starren Zustand erreichen, so dass darunter Druckabfluss auftreten kann [8]. Dieser Zustand wurde in einer Versuchsrinne mit Rechteckquerschnitt auf einer Länge von 12 m vereinfacht abgebildet. Die Eisschicht wurde mit einer fest installierten Plexiglasscheibe simuliert. An vier Messtellen mit gleichem Abstand entlang der Versuchsstrecke wurden jeweils ein Drucksensor und ein Standrohr an der Unterseite der Eisschicht zur Druckbestimmung montiert. Als Versuchsparameter wurden der Ober- und Unterwasserstand der Versuchsstrecke, der Abstand zwischen Eisschicht und Sohle sowie die Sohlform (feste ebene Sohle oder feste Dünensohle) variiert. Die unterschiedlichen Zustände wurden auf Grundlage von im Feld aufgenommenen Daten aus Flüssen in Finnland und Schweden herausgearbeitet. Anhand der erhaltenen Messergebnisse konnten Merkmale von Druckverhältnissen unterhalb der Deckschicht nachgewiesen werden. Außerdem konnten unter anderem Zusammenhänge zwischen den Messwerten und der Fließgeschwindigkeit sowie der Sohlform hergestellt werden. Die Auswertung der Ergebnisse über die gesamte Versuchsstrecke zeigte Ähnlichkeiten zu Abflussbedingungen in Rohrleitungen.

Einleitung

Eisprozesse wirken sich auf mehr als die Hälfte der Flüsse in der nördlichen Hemisphäre aus [1]. Eis kann die Strömung eines Flusses auf unterschiedliche Weise und in verschiedenen Ausmaßen beeinflussen. Dies reicht von der Bildung von kleinen im Wasser schwimmenden Eisflocken und der Entstehung von geschlossenen Eisschichten bis hin zu Eisstaus, welche erhebliche Folgen haben können. Flusseis beeinflusst zudem die Morphologie eines Flusses, dessen Sedimentprozesse und das Fischverhalten. [2]

Im Hinblick auf den voranschreitenden Klimawandel intensiviert sich auch die Forschung auf dem Gebiet der Fluss-Eis-Beziehungen. Wärmere Klimabedingungen können sowohl negative als auch positive Folgen für die Umwelt, die Flussbiologie und die Wirtschaft haben. [2]

Um hydraulische Vorgänge von Fließgewässern, die von Eis beeinflusst werden, besser zu verstehen, wurden Laborversuche durchgeführt. Auf Grundlage von Feldmessungen wurden an der Versuchsanstalt für Wasserbau der TUM Rinnenversuche durchgeführt. Der Versuchsaufbau wurde so konzipiert, dass er das Szenario eines Flussabschnitts mit einer stationären Eisschicht nachbildet.

Flusseis

Die Eisprozesse in einem Flusslauf lassen sich einerseits in die Stadien des Einfrierens und des Aufbrechens des Flusseises und andererseits das Stadium mit entwickelter, weiter wachsender Eisschicht zwischen Einfrieren und Aufbrechen unterscheiden. Beim Einfrieren und Aufbrechen entwickeln sich turbulente und wechselnde Strömungsverhältnisse. Mit entwickelter Eisschicht tritt eine turbulenzärmere Strömungssituation häufig bei kleinerem Abfluss auf. [2]

Einfrier- und Aufbrechstadium

Eis kann sich in einem Fluss bilden, wenn die Wassertemperatur unter den Gefrierpunkt fällt. Kleine im Wasser suspendierte Eiskristalle entwickeln sich als erstes. Über mehrere Akkumulations- und Umlagerungsprozesse von Eismassen kann sich bei passenden atmosphärischen und flussmorphologischen Bedingungen eine zusammenhängende Eisschicht bilden. Man unterscheidet zwei Kategorien von Eisschichten auf Flüssen. Bei langsameren Strömungsgeschwindigkeiten bildet sich überwiegend eine regelmäßige Eisschicht mit glatter Oberfläche, während sich bei erhöhten Fließgeschwindigkeiten eine unregelmäßigere Eisschicht bestehend aus mehreren akkumulierten Eisformationen bildet. Diese ist durch eine rauere Oberflächenbeschaffenheit gekennzeichnet. [3]

Das Aufbrechen einer Eisschicht wird begünstigt durch Schmelzprozesse und meist durch destabilisierende Kräfte wie beispielsweise einem erhöhten Abfluss initiiert [2].

Wachstumsstadium

Das Wachstumsstadium beschreibt den Zeitraum zwischen der Bildung einer zusammenhängenden Eisschicht und dessen Aufbrechen. Die Dicke, zu der eine Eisschicht in dieser Periode heranwächst, hängt von mehreren Faktoren ab. Unter anderem sind die Eiszusammensetzung, die Fließgeschwindigkeit unter der Eisschicht und eine mögliche Schneeaufgabe entscheidend. [3]

Hydraulik unter einer Eisschicht

Um die hydraulischen Zustände näher zu beschreiben, ist eine Aufgliederung in unterschiedliche Zustände der Eisschicht sinnvoll.

Hydraulik unter einer aufschwimmenden Eisschicht

Das US Army Corps of Engineers beschreibt den Abfluss unter einer flexiblen aufschwimmenden Eisschicht mithilfe der Fließformel von Manning/Strickler für Freispiegelgerinne. Dadurch wird die Eisschicht äquivalent zur Flusssohle als zusätzliche Randbedingung mit einer zugewiesenen Rauheit modelliert. Im Gegensatz zu Freispiegelabfluss ändert sich somit der hydraulische Radius (R_i) und der Rauheitsbeiwert nach Manning/Strickler (n_c) innerhalb der Formel. Unter diesen Gesichtspunkten bewirkt eine zusätzliche Eisschicht eine Erhöhung der Wasserspiegellage und eine Verminderung der Fließgeschwindigkeit. [9]

Hydraulik unter einer fixierten Eisschicht

Betrachtet man eine Eisschicht, welche in ihrer Lage fixiert und starr ist, ist die Fließformel für Freispiegelgerinne nicht für die Beschreibung der vorherrschenden Strömungsverhältnisse geeignet. Die hydraulischen Bedingungen gleichen einem Abfluss unter Druck wie in einer vollgefüllten Rohrleitung. Dies kann zu höheren Fließgeschwindigkeiten und dadurch zu verstärkten Erosionsprozessen infolge der fixierten Eisschicht führen. [9]

Vorausgegangene Laborversuche

In der Vergangenheit wurden schon mehrere Laborversuche zur Beschreibung der Strömungsverhältnisse unter einer simulierten Eisschicht durchgeführt. Im Jahr 2000 wurde ein Modellversuch in einer 30 m langen und 1 m breiten Versuchsrinne durchgeführt. Die Eisschicht wurde mithilfe einer frei aufschwimmenden Holzplatte simuliert. Durch Anpassungen an der Holzplattenunterseite wurde die Rauheit der Eisschicht variiert. Durch Geschwindigkeitsmessungen über die nahezu komplette Fließtiefe konnte eine ähnliche Geschwindigkeitsverteilung ermittelt werden wie bei der Strömung in einem vollgefüllten Rohr. Dabei lag die maximale Fließgeschwindigkeit zwischen der aufschwimmenden Holzplatte und der Rinnensohle. Die genaue Lage war abhängig von der Rauheit der Unterseite der Eisschicht. Von der Maximalgeschwindigkeit verringerte sich die gemessene Fließgeschwindigkeiten zu den beiden Rändern (Eisschicht und Gerinnesohle). Bei erhöhter Rauheit der Eisschichtunterseite wurde eine kleinere mittlere Fließgeschwindigkeit gemessen. [4]

Weitere vergleichbare Versuchsaufbauten ergaben ähnliche Messergebnisse. [6] [7]

Es wurden bereits mehrere Rinnenversuche durchgeführt, um den Einfluss einer Eisschicht auf die Strömungsverhältnisse zu bestimmen. Dabei wurden für die simulierte Eisschicht die Rauheit, das Material und die Abmessung variiert. Die Eisschichten waren jedoch stets als aufschwimmende Elemente ausgeführt, welche sich wechselnden Wasserspiegellagen anpassen konnten.

Physikalisches Modell

In diesem physikalischen Modellversuch wird die Eisschicht in einer bestimmten Position fixiert und starr ausgeführt. Damit wird eine konstante durchfließbare Querschnittsfläche unterhalb der Eisschicht für die jeweiligen Testläufe sichergestellt. Ziel ist es zu diskutieren, ob Druckverhältnisse unter der simulierten Eisschicht erzeugt werden können und inwieweit sich die Verhältnisse bei variierenden Versuchsparametern verändern.

Modellskalierung

Der Modellaufbau orientierte sich an Abschnitten der Flüsse Sävarå in Schweden und Pulmanki in Finnlands. Dort wurden durch das „Departement of Build Environment“ der Aalto Universität in Finnland Felddaten über zwei Winter aufgenommen. Im Zeitraum der Messungen waren die betrachteten Flussabschnitte mit einer Eisschicht von bis zu 50 cm bedeckt. Die ausgewerteten Messergebnisse flossen bei der Wahl der Fließgeschwindigkeit, der Fließtiefe und der dünenähnlichen Sohlformausbildung in die Gestaltung des Laborversuchs mit ein. Die natürlichen Bedingungen dienten als Referenz und konnten anhand der beschriebenen Parameter vereinfacht auf den Versuchsaufbau übertragen werden.

Modellaufbau

Der Versuch wurde in einer bestehenden Betonrinne an der wasserbaulichen Versuchsanstalt der TUM in Obernach durchgeführt. Die Rechteckrinne besitzt eine Länge von 18 m, eine Breite von 0,4 m und eine Höhe von 1 m. Der Abfluss in der Rinne wird über Messwehre gesteuert. Über eine höhenverstellbare Klappe am unterstromigen Ende der Rinne kann eine bestimmte Fließtiefe eingestellt werden. Die Eisschicht wurde mithilfe einer 1 cm dicken Plexiglasscheibe modelliert. Die Eisschicht erstreckte sich über eine Länge von 12 m. Um eine möglichst wasserdichte und zugleich höhenverstellbare Eisschicht zu gewährleisten, wurde diese aus sechs baugleichen Plexiglaskästen hergestellt, die mit Schraubzwingen in der gewünschten Höhe in der Rinne fixiert wurden. Neben einer glatten Betonsohle wurden auch dünenähnliche Sohleinsätze aus expandiertem Polystyrol (EPS) untersucht. Abbildung 1 zeigt den Versuchsaufbau in einer Seitenansicht mit eingebauten Plexiglaskästen und Dünensohle.



Abbildung 1: Seitenansicht des Versuchsaufbau mit Eisschicht und Dünensohle

Messmethodik

Um die Charakteristiken des Druckabflusses darstellen zu können, wurden elektrische Sensoren und als visuelle Messmethode Standrohre verwendet. Entlang der Decke wurden vier Messpositionen („a“ bis „d“) in gleichem Abstand zueinander definiert, um ein gutes Verständnis über den Druckgradienten entlang der Fließstrecke zu erhalten. An einer Messposition wurde jeweils ein Drucksensor der Firma „STS“ in Kombination mit einem Standrohr positioniert. Dieses Messpaar wurde entlang der Mittelachse der Rinne ausgerichtet. Der Drucksensor mit einem Messbereich bis zu einem Meter Wassersäule wurde direkt von oben in die Plexiglasscheibe geschraubt, so dass die Messmembran bündig mit der Unterseite in direktem Kontakt mit dem darunter fließenden Wasser positioniert war. Die Drucksensoren wurden mithilfe eines „Campbell Scientific“ - Datenloggers programmiert und ausgewertet. Zunächst war eine Kalibrierung der Sensoren erforderlich. Abbildung 2 zeigt ein installiertes Messpaar mit Standrohr und Drucksensor.



Abbildung 2: Installiertes Messpaar mit Standrohr und Drucksensor

Um die Wasserspiegellagen oberstrom und unterstrom der Plexiglaskästen bestimmen zu können, wurden zwei Stechpegel installiert.

Versuchsablauf

Die Versuchsparameter variierten hinsichtlich Abfluss, Wasserstand ober- und unterstrom der Eisschicht, Eisschichthöhe bzw. Fließtiefe und Sohlform. Daraus ergaben sich vier Testreihen, welche mehrere Testläufe beinhalteten. Die Testreihen hatten folgende Randbedingungen:

1. Glatte Betonsohle; Fließtiefe 50 cm; Abflüsse von 60 l/s, 110 l/s und 160 l/s
2. Glatte Betonsohle; Fließtiefe 70 cm; Abflüsse von 85 l/s und 150 l/s
3. Dünensohle; Fließtiefe 50 cm, Abflüsse von 60 l/s, 110 l/s und 160 l/s
4. Dünensohle; Fließtiefe 70 cm, Abflüsse von 85 l/s und 150 l/s

Zuzüglich wurden bei gleichem Abfluss innerhalb einer Testreihe Testläufe mit unterschiedlichem Aufstau oberstrom der Eisschicht eingestellt (min. 0,5 cm bis max. 25 cm über der Unterseite der Eisschicht). Dadurch sollten mögliche Zusammenhänge zwischen Aufstauhöhe und Druckverhältnissen herausgearbeitet werden. Bei jedem Versuch wurden die Messwerte der Drucksensoren mit einer Frequenz von 10 Hz aufgenommen und für die Auswertung Mittelwerte pro Sekunde gebildet. Außerdem wurden die maximalen und minimalen Wasserstände in den Standrohren abgelesen.

Ergebnisse & Diskussion

Messergebnisse

Abbildung 3 zeigt die Messwertganglinien von drei Drucksensoren an den oberen Positionen (a - c) aus Testreihe 3 (Dünensohle, Fließtiefe 50 cm, Abfluss 60 l/s) während einer zufällig herausgegriffenen Messsekunde. Damit ergibt sich eine Fließgeschwindigkeit von ungefähr 0,3 m/s, die etwa den Verhältnissen bei den Feldmessungen entspricht. Da an dem verwendeten Datenlogger nur gleichzeitig drei Sensoren angeschlossen werden konnten, wurden für jeden Testlauf nur drei der vier Messstationen belegt. Um Messergebnisse für alle Messstationen zu erhalten, wurden zusätzliche Testläufe bei gleichen Versuchsparametern aber angepassten Sensorpositionen durchgeführt. Für diesen Testlauf wurde ein unterstromiger Wasserstand von 100 mm über der Unterseite der Eisschicht eingestellt (siehe Ganglinie „UW-Stand“ in Abbildung 4). Dies führte zu einem oberstromigen Wasserstand von 117 mm (siehe Linie „OW-Stand“ in Abbildung 4).

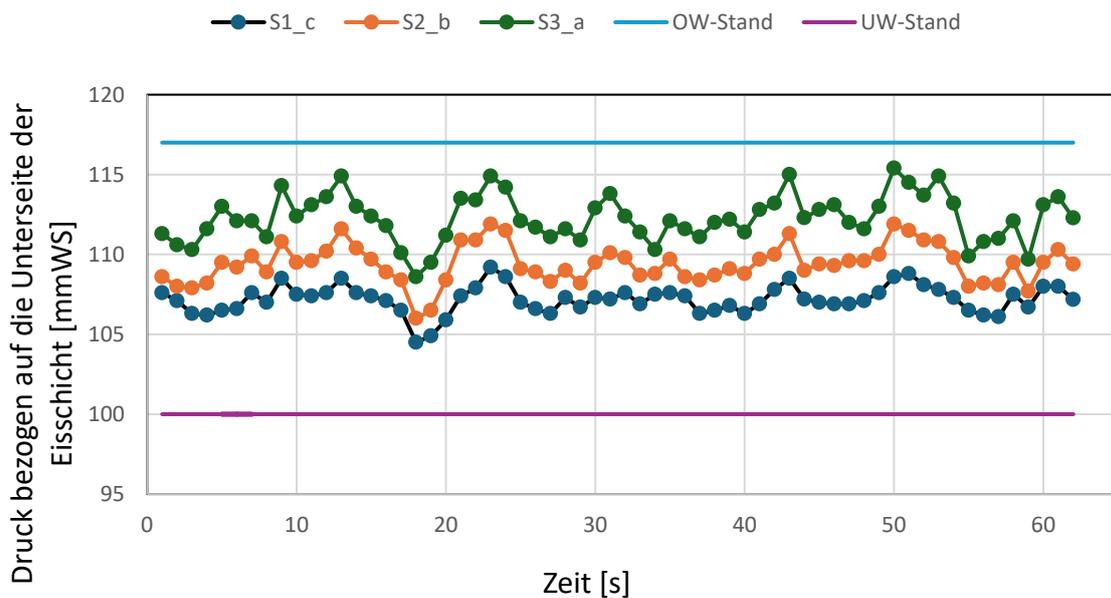


Abbildung 3: Messwertganglinien von drei Drucksensoren an den oberen Positionen (a - c) aus Testreihe 3 (Dünensohle, Fließtiefe 50 cm, Abfluss 60 l/s)

Die grüne Ganglinie zeigt Messwerte des Drucksensors in der obersten Position a, welche sich 1,53 m unterstrom des Beginns der Eisschicht befindet. Die orange bzw. blaue Ganglinie zeigt die Messwerte der Drucksensoren in der mittleren bzw. untersten Position 4,59 m bzw. 7,65 m unterstrom des Beginns der Eisschicht. Es zeigt sich, dass die Messwerte zwischen dem Ober- und Unterwasserstand liegen. Außerdem verringern sich die Messwerte mit zunehmender Fließlänge. Nach Auswertung der Standardabweichung sind auch hierfür geringere Werte mit zunehmender Fließlänge erkennbar. Auffällig sind die über alle drei Ganglinien nahezu zeitgleich auftretenden Druckmaxima und -minima. Die Messergebnisse der Standrohre bestätigen die Werte der Drucksensoren. Die Messwertcharakteristik dieses Testlaufs war repräsentativ für die meisten anderen.

Versuchsauswertung bezüglich der Druckverhältnisse

Der Hauptfokus der Untersuchung lag auf der Überprüfung, ob unter einer fest installierten, starren Eisschicht Druckabflussverhältnisse auftreten. Dies war fast in jedem Testlauf gegeben. Die verwendeten Drucksensoren und Standrohre zeigten bei unterschiedlichen Ober- bzw. Unterwasserständen Druckwerte von zum Teil mehreren Zentimetern Wassersäule über der Unterseite der Eisschicht.

Bei Rohrabflüssen wird ein vergleichbarer Druck als „statischer Druck“ bezeichnet. Der Wert des statischen Drucks entspricht der Wassersäule über der Rohrwandung. [5]

Die druckbedingten Strömungsverhältnisse stimmen auch mit den zuvor beschriebenen Aussagen des US Army Corps of Engineers zu möglichen rohrabflussähnlichen Bedingungen unter starren, in ihrer Lage fixierten natürlichen Eisschichten überein. Darüber hinaus wird die These durch die bereits durchgeführten Laborversuche zum Abfluss unter einer Eisschicht gestützt. Die dort beschriebene Geschwindigkeitsverteilung über die Fließtiefe ist typisch für Rohrabflüsse.

Eine weitere Erkenntnis aus den Druckmessungen ist die Synchronität der Druckschwankungen zwischen den an verschiedenen Positionen installierten Sensoren (siehe Abbildung 3).

Versuchsauswertung bezüglich der veränderten Versuchsparameter

Durch die Variation des Abflusses bei gleichbleibender Fließtiefe konnte der Einfluss der Fließgeschwindigkeit auf die Messergebnisse beurteilt werden. Hierbei ergaben sich bei höheren Fließgeschwindigkeiten Tendenzen zu größeren Differenzen zwischen den gemessenen Ober- und Unterwasserständen. Bei höheren Fließgeschwindigkeiten ergaben sich zwischen den einzelnen Messpositionen größere Druckunterschiede als bei niedrigeren Geschwindigkeiten. Dies ist auf die größeren Energieverluste entlang der Fließstrecke bei höheren Fließgeschwindigkeiten zurückzuführen.

Die Anhebung der Eisschicht um 20 cm und die damit größere Fließtiefe führte zu keiner signifikanten Abweichung in den Messergebnissen.

Ähnlich wie die höhere Fließgeschwindigkeit verursachte die Veränderung der Sohlform von glatt zu dünenähnlich größere Unterschiede zwischen den Ober- und Unterwasserständen und größere Druckunterschiede zwischen den Messpositionen der Drucksensoren infolge der größeren Energieverluste entlang der Fließstrecke. In Abbildung 4 sind die gemittelten Druckmesswerte (aus OW- und UW-Pegeln, Drucksensoren, Standrohren) von zwei Testläufen mit unterschiedlicher Sohlform bei ansonsten gleichen Randbedingungen in Abhängigkeit von ihrer Position entlang der Fließstrecke gegenübergestellt.

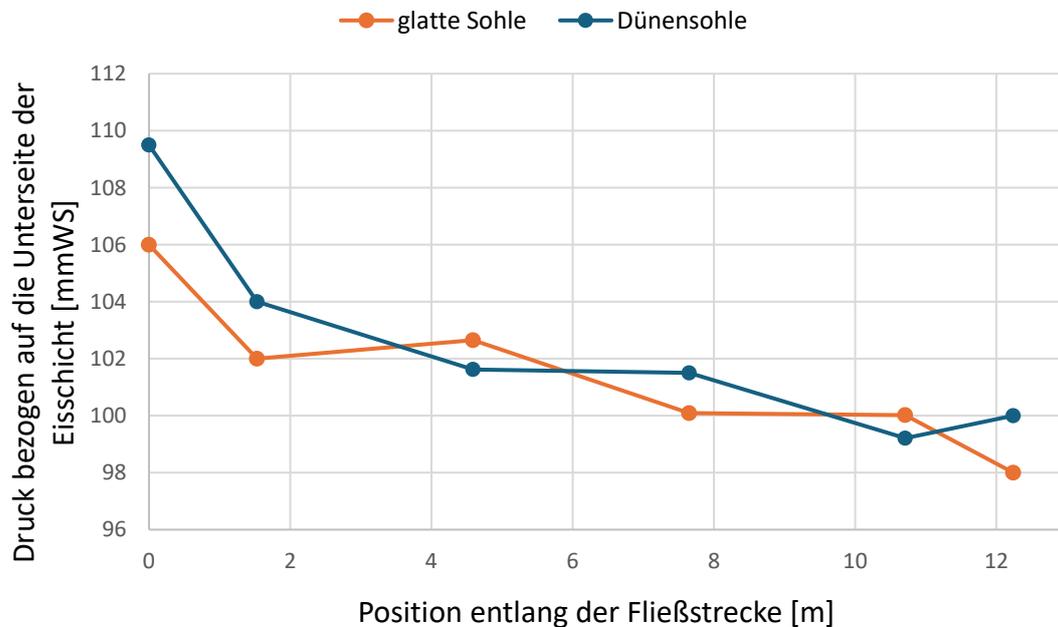


Abbildung 4: Druckmesswerte (Fließtiefe 70 cm, Abfluss 85 l/s)

Die tendenziell steilere blaue Messkurve (Dünensohle) zeigt infolge der größeren Energieverluste entlang der Fließstrecke einen größeren Druckgradienten als bei der orangen Messkurve (glatte Sohle).

Zusammenfassung

Ziel der Untersuchung war es, möglichen Druckabfluss unter einer simulierten fixierten und starren Eisschicht zu quantifizieren. Die mit Drucksensoren und Standrohren gewonnenen Messergebnisse weisen Druckabflussverhältnisse unter der Eisschicht nach. Die Auswertung über die gesamte Fließstrecke ergab Übereinstimmungen mit der Theorie von Druckströmungen in Rohren. Druckabflussverhältnisse haben gravierende Auswirkungen auf den Sedimenttransport und die Ökologie eines von einer Eisschicht beeinflussten Flusses. Da

der Einfluss von Eisformationen in Flüssen aufgrund des fortschreitenden Klimawandels voraussichtlich abnehmen wird, sollten Veränderungen in der Morphologie eines Flusses betrachtet werden. Da ein Großteil der Flüsse in der nördlichen Hemisphäre von Eisprozessen betroffen ist, kann dies weitreichende Folgen haben.

Danksagung

Die Untersuchungen wurden durch den TUM Global Incentive Fund und das Aalto Internal Funding zur Förderung der Forschungskooperation zwischen der TU München und der Aalto University in Finnland finanziell unterstützt.

Quellenverzeichnis

- [1] Anderson, M. G., & McDonnell, J. J. (Eds.) (2005). Encyclopedia of hydrological sciences. Chichester: Wiley. <https://doi.org/10.1002/0470848944>
- [2] Beltaos, S., & Prowse, T. (2009). River-ice hydrology in a shrinking cryosphere. *Hydrological Processes*, 23(1), 201–214. <https://doi.org/10.1002/hyp.7165>
- [3] Lindenschmidt, K.-E. (2020). *River Ice Processes and Ice Flood Forecasting: A Guide for Practitioners and Students* (1st ed. 2020). Springer eBooks Earth and Environmental Science. Cham: Springer. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-28679-8>
- [4] M. Muste, F. Braileanu, & R. Ettema (2000). Flow and sediment transport measurements in a simulated ice-covered channel. *Water Resources Research*, 36(9), 2711–2720. <https://doi.org/10.1029/2000WR900168>
- [5] Rennels, D. C. (2022). *Pipe flow: A practical and comprehensive guide* (Second edition). Hoboken, NJ: Wiley. Retrieved from <https://ebookcentral.proquest.com/lib/kxp/detail.action?docID=6955522>
- [6] Smith, B. T., & Ettema, R. (1997). Flow Resistance in Ice-Covered Alluvial Channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(7), 592–599. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1997\)123:7\(592\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1997)123:7(592))
- [7] Syre, W. W., & Song, G. B. (Eds.) (1979). *Effects of ice covers on alluvial channel flow and sediment transport processes*. Iowa City, Iowa.
- [8] US Army Corps of Engineers (Oktober 1993). *Engineering and Design: River Hydraulics*. Engineer Manual 1110-2-1416.
- [9] US Army Corps of Engineers (2002). *Engineering and Design: Ice Engineering*. Engineer Manual 1110-2-1612

Flexibilisierung der Kleinwasserkraft durch Stollenspeicherung

Lufteintrag und -transport als limitierende Faktoren

C. Streule¹, A. Lais¹, F. Evers¹, C. Münch-Alligné² und R. Boes¹

¹ Versuchsanstalt für Wasserbau, Glaziologie und Hydrologie VAW, ETH Zürich, SWITZERLAND

² Forschungsinstitut Systemtechnik, HES-SO Valais-Wallis, SWITZERLAND

E-Mail: streule@vaw.ethz.ch

Kurzfassung

Der steigende Anteil volatiler erneuerbarer Energiequellen erfordert von konventionellen Kraftwerken zunehmend Flexibilität in der Stromerzeugung. Kleine Laufwasserkraftwerke können durch die Nutzung des Speichervolumens von Entsandern und Druckstollen beispielsweise Primär- und Sekundärregelleistungen erbringen und damit einen vielversprechenden Beitrag zur Flexibilisierung leisten. Allerdings können beim Absenken des Wasserspiegels lufteinziehende Wirbel entstehen, und beim Übergang von Freispiegelabfluss zu Druckabfluss in teilentleerten Leitungen wird durch den Wechselsprung Luft eingetragen. Abhängig von der Lufttransportkapazität im Drucksystem sind unter anderem herausfordernde transiente Bedingungen zu erwarten.

Die Bewegung einzelner Luftblasen in Druckleitungen wird hauptsächlich durch Trägheits- und Schwerkraftkräfte bestimmt. Luftblasen können sich mit oder entgegen der Wasserströmung bewegen, je nach ihrer Form und Grösse, der Neigung der Leitung und der Fließgeschwindigkeit des Wassers. Bei kontinuierlichem Lufteintrag entstehen komplexe Strömungsmuster, da sich kleine Luftblasen zu grösseren Lufttaschen verbinden und verschiedene Anteile der Luftströmung in unterschiedliche Richtungen wandern können. Die dimensionslose Wassergeschwindigkeit, bei der Lufttaschen stationär verbleiben, wird als clearing flow number (kritische dimensionslose Wassergeschwindigkeit) bezeichnet.

In diesem Beitrag werden verschiedene Abschätzformeln der clearing flow number zusammengefasst und auf einen Kleinwasserkraftwerkspark angewendet. Dies ermöglicht eine erste Bewertung der Nutzbarkeit der Speichervolumina der Druckstollen zur flexiblen Energieproduktion, um ungeeignete Laufkraftwerke in einem frühen Projektstadium auszuschliessen.

Einleitung

Im Rahmen der Energiestrategie 2050 zielt die Schweiz darauf ab, den Anteil der erneuerbaren Energien am Energiemix auszubauen und zugleich aus der Kernenergie auszusteigen. Die volatilen erneuerbaren Energiequellen Windkraft und Photovoltaik erfordern jedoch zusätzliche flexible Produktion zur Netzstabilisierung, um u.a. durch Primär- und Sekundärregelung das Gleichgewicht zwischen Produktion und Nachfrage im Stromnetz zu gewährleisten.

Decaix et al. (2018) zeigten am Beispiel des Kraftwerks (KW) Gletsch-Oberwald in der Region Goms, Kanton Wallis, Schweiz, Möglichkeiten zur Flexibilisierung der Produktion kleiner Laufwasserkraftwerke auf [1]. Im Regelbetrieb haben diese Anlagen kein Speichervolumen, und der Abfluss entspricht dem im Fassungsgebiet verfügbaren Zufluss. Wird bei Regelungsbedarf in abflussarmen Perioden, in alpinen Gebieten typischerweise in den Wintermonaten, trotz geringem Zufluss die Ausbauwassermenge turbiniert, sinkt der Wasserspiegel im Entsander. Da die Sedimentfracht bei niedrigem Abfluss gering ist, kann das Volumen des Entsanders teilweise entleert werden, und als Speichervolumen dienen. Begrenzt durch die

Betriebssicherheit und -effizienz, kann der Wasserspiegel weiter in die Triebwasserwege abgesenkt werden.

Das Absenken des Wasserspiegels und die damit verbundene Verschiebung des Übergangs zwischen Freispiegel- und Druckabfluss kann zum Eintrag von Luft in das Drucksystem führen. Bei Rotationsströmung im Entsander kann ein lufteinziehender Wirbel entstehen, wenn die kritische Eintauchtiefe des Auslasses unterschritten wird. Die kritische Eintauchtiefe von Auslässen wurde von verschiedenen Autoren (z. B. [2]) untersucht. Bei weiterem Absenken des Wasserspiegels, entsteht in den teilentleerten Leitungen beim Übergang von schiessendem Freispiegelabfluss zu Druckabfluss ein Wechselsprung. Zahlreiche Studien (z. B. [3], [4], [5]), beschreiben den Lufteintrag durch den Wechselsprung als Funktion der Froude-Zahl am Sprungfuss. Sowohl im Hinblick auf die Betriebssicherheit als auch auf die Betriebseffizienz sind Luftein schlüsse im Drucksystem von Wasserkraftwerken ungünstig. Stationäre Lufteinschlüsse führen zu lokalen Verlusten, einer Verringerung des Durchflusses und können Korrosionsschäden mit sich bringen. Auch Luftblasen, die zu den Turbinen transportiert werden, können problematisch sein: Staubli et al. [6] beobachteten, dass das Volumen von Luftblasen im Düsenstrahl von Pelton-turbinen mit der Abnahme des Drucks auf Atmosphärendruck plötzlich zunimmt und diese an der Strahloberfläche explodieren. Dies führt zu einem erhöhten Sprühwinkel um den Strahl, was mit einer Reduktion des Turbinenwirkungsgrads verbunden ist. Darüber hinaus können Lufteinschlüsse zu dynamischen Herausforderungen in Form von instationärem Strömungsverhalten wie Pulsationen und Druckstößen im System führen. Aufgrund dieser dynamischen Phänomene können die Komponenten des Systems ungewollten mechanischen Beanspruchungen ausgesetzt sein [7].

Decaix et al. [1] haben gezeigt, dass im Falle des KW Gletsch-Oberwald ein Teilentleeren des Entsanders und des Druckstollens vielversprechend ist. Um die Übertragbarkeit dieser Erkenntnisse auf weitere kleine Laufwasserkraftwerke zu prüfen, werden im Rahmen eines Pilot- und Demonstrationsprojekts des Bundesamts für Energie der Lufttransport in den Druckleitungen weiterer Kraftwerke der Region Goms beurteilt und Feldversuche zur Teilentleerung des KW Gletsch-Oberwald durchgeführt [8]. Im vorliegenden Artikel werden Grundlagen der Zweiphasenströmung in Drucksystemen und Modelle zur Beschreibung des Transports einzelner Luftblasen und eines kontinuierlichen Luftstroms zusammengefasst und angewendet.

Grundlagen der Zweiphasenströmung

Als Zweiphasenströmung wird das Fliessen zweier Phasen im gleichen Raum beschrieben. Im Kontext des Wasserbaus handelt es sich um die Phasen Wasser und Luft. Zur Charakterisierung von Zweiphasenströmungen ist es üblich, die volumetrischen Durchflüsse Q jeder Phase im Verhältnis zur gesamten Querschnittsfläche A zu betrachten. Dieses Verhältnis wird als bezogene Phasengeschwindigkeit bezeichnet. Wasser-Luft-Strömungen werden entsprechend durch die bezogene Wassergeschwindigkeit $U_W = Q_W/A$ und die bezogenen Luftgeschwindigkeit $U_L = Q_L/A$ beschrieben. Ausgehend davon wird die dimensionslose bezogene Wassergeschwindigkeit in Rohren definiert als

$$F_W = \frac{Q_W}{A\sqrt{gD}} \quad (1)$$

mit dem volumetrischen Wasserdurchfluss Q_W , dem Rohrquerschnitt A und dem Rohrdurchmesser D . F_W wird im Folgenden als dimensionslose Wassergeschwindigkeit bezeichnet. In Analogie dazu ist die dimensionslose Luftgeschwindigkeit definiert als:

$$F_L = \frac{Q_L}{A \sqrt{\frac{(\rho_W - \rho_L)}{\rho_W} g D}} \quad (2)$$

mit dem volumetrischen Luftdurchfluss Q_L , der Wasserdichte ρ_W und der Luftdichte ρ_L . Die meisten Studien zur Zweiphasenströmung stammen aus der Verfahrenstechnik und befassen sich mit Rohren mit kleinen Durchmessern $D = 2.5$ cm sowie mit künstlicher Belüftung (z.B. [9], [10]). Die Studien aus dem Wasserbau beziehen sich hauptsächlich auf die Entlüftung von Wasserversorgungsleitungen durch den Wechselsprung (z. B. [4], [11], [12]) und auf Entlüftungssysteme von Druckstollen (z. B. [13]).

Im Bereich der Verfahrenstechnik wurden sechs Strömungsmuster ((1) Schichtströmung S, (2) Wellenströmung Ws, (3) elongierte Blasenströmung eB, (4) Pfropfenströmung Ps, (5) Ringströmung Rs und (6) disperse Blasenströmung dB) beschrieben, die sich in Strömungsmusterkarten abhängig von der bezogener Wasser- und Luftgeschwindigkeit verorten lassen (Abbildung 1) [9], [10]. Natürlich können in zweidimensionalen Karten nicht alle Einflussfaktoren berücksichtigt werden. Die Einflüsse von Viskosität und Oberflächenspannung sind derart abhängig vom Rohrdurchmesser, dass die Strömungsmusterkarten der Verfahrenstechnik, basierend auf Versuchen mit kleinem Rohrdurchmesser, nur sehr beschränkt auf wasserbauliche Anwendungen übertragbar sind [13], [14]. Dies drückt Abbildung 1 aus, in der Resultate einer Untersuchung bei $D = 0.5$ m in der klassischen Strömungsmusterkarte [9] eingezeichnet wurden, was nur eine mässige Übereinstimmung mit der Strömungsmusterkarte zeigt.

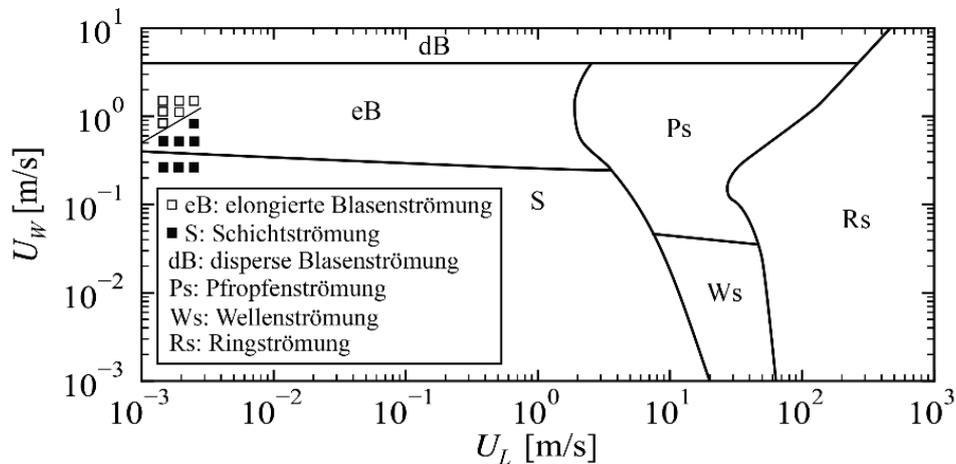


Abbildung 1: Von Wickenhäuser [13] beobachtete Strömungsmuster (\square , \blacksquare) im Vergleich mit der Strömungsmusterkarte von Rouhani & Sohal [9] für horizontale Rohre

Weiter fällt auf, dass sich die Punkte der Studie von Wickenhäuser [13] im äussersten Randbereich der Strömungsmusterkarte befinden. Während in Anwendungen der Verfahrenstechnik Fluidphase und Gasphase unter Druck durch kleine Rohre gepresst werden, wird im Kontext des Wasserbaus die Geschwindigkeit der Luft durch die Strömungskraft des Wassers und der Auftriebskraft der Luftblasen bestimmt. In der Verfahrenstechnik können deshalb die Geschwindigkeit der Gasphase jene der Fluidphase um ein Vielfaches überschreiten, während in wasserbaulichen Anlagen die Luftgeschwindigkeit die Wassergeschwindigkeit meist nicht übersteigt. Wellenströmung und Ringströmung, die einer hohen Gasgeschwindigkeit bedürfen, werden deshalb in diesen Anwendungen nicht erwartet.

Transport einzelner Luftblasen

Die Bewegung einzelner Luftblasen in Druckleitungen wird hauptsächlich durch Trägheits- und Schwerekräfte bestimmt (Abbildung 2). Luftblasen können sich mit oder entgegen der Wasserströmung bewegen, je nach ihrer Form und Grösse, der Neigung der Leitung und der Fließgeschwindigkeit des Wassers. Die Wassergeschwindigkeit, bei der Luftblasen stationär verbleiben, wird als kritische Wassergeschwindigkeit $v_{W,c}$ (engl. clearing velocity) bezeichnet. Das Kräftegleichgewicht einer stationären Blase kann geschrieben werden als:

$$\frac{1}{2} C_d A_b \rho_W v_{W,c}^2 = \rho_W g V_b \sin \alpha \quad (3)$$

Dabei ist C_d der Widerstandsbeiwert, der die Blasenform berücksichtigt, A_b die Blasenfrontfläche, $v_{W,c}$ die auf die Blasenfront wirkende Wassergeschwindigkeit, ρ_W die Wasserdichte, V_b das Blasenvolumen und α der Neigungswinkel des Rohrs ($S = \tan \alpha$). Die in der Literatur zu findenden vereinfachten Gleichungen beruhen auf der Annahme, dass (i) $C_d = \text{const}$ und (ii) V_b/A_b linear mit dem Rohrdurchmesser zunimmt, also $V_b/A_b/D = \text{const}$. Diese beiden Annahmen ermöglichen eine Vereinfachung des Kräftegleichgewichts auf die folgende Gleichung für die kritische dimensionslose Wassergeschwindigkeit:

$$F_{W,c} = \frac{v_{W,c}}{\sqrt{gD}} = C_0 \sqrt{\sin \alpha} \quad (4)$$

Dabei ist C_0 eine abzuleitende Konstante. $F_{W,c}$ (engl. clearing flow number) ist eine wichtige Grösse im Betrieb von Wasserversorgungssystemen, da die Wasserströmung bei ihrer Überschreitung Luft einschlüsse aus Leitungen zu transportieren vermag, diese also entlüftet werden.

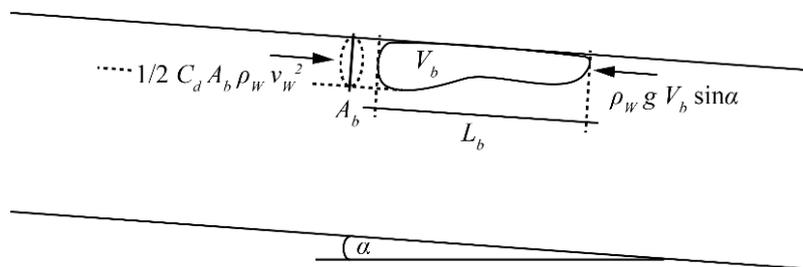


Abbildung 2: Kräfte, die auf eine Luftblase mit Volumen V_b und der Blasenfrontfläche A_b wirken: Strömungskraft und Auftriebskraft.

In der Literatur sind verschiedene Modellversuche zur Entlüftung abwärts gerichteter Rohre, quantifiziert durch $F_{W,c}$, beschrieben (Tabelle 1). Kent [15] schlug eine Beziehung für Luftblasen mit $L_b/D > 1.5$ vor (Gl. 5), wobei L_b die Länge der Lufttasche ist. Es sollte jedoch beachtet werden, dass die experimentellen Ergebnisse systematisch von der abgeleiteten Gleichung abweichen, wie in [16] gezeigt. Wisner et al. [16] verglichen ihre Daten mit denen von Kalinske & Robertson [3] und Kent [15] und definierten eine konservative Hüllkurve (Gl. 6) als Untergrenze für $F_{W,c}$. Falvey [17] kombinierte mehrere Literaturquellen, um grafisch zwei verschiedene Grenzkurven von $F_{W,c}$ für Luftblasen und Lufttaschen zu definieren. Die von Escarameia [4] vorgeschlagene Beziehung (Gl. 7) berücksichtigt mit der Konstante C_1 die relative Grösse der Lufttaschen $n = (4V_b)/(\pi D^3)$. Gandenberger [18] bestimmte $F_{W,c}$ für verschiedene relative Lufttaschengrößen n und fand maximale $F_{W,c}$ bei $\alpha = [40, 50]^\circ$, ermittelte jedoch keine empirische Gleichung für $F_{W,c}$.

Tabelle 1: Studien zur Untersuchung der Entlüftung von abwärts geneigten Rohren, definiert durch die kritische dimensionslose Wassergeschwindigkeit $F_{w,c}$.

Autorenschaft	Gleichung	Nr.	Versuchsgeometrie
Kent [15]	$F_{w,c} = C_0 \sqrt{\sin \alpha}$ $C_0 = 1.23$	(5)	$D = 0.1 \text{ m}$, $\alpha = [15, 75]^\circ$
Gandenberger [18]	-		$D = 0.045 \text{ m}$, $\alpha = [0.5, 90]^\circ$
Wisner et al. [16]	$F_{w,c} = C_0 \sqrt{\sin \alpha} + C_1$ $C_0 = 0.25, C_1 = 0.825$	(6)	$D = 0.245 \text{ m}$, $\alpha = 18.4^\circ$
Falvey [17]	-		Literaturstudie
Escarameia [4]	$F_{w,c} = C_0 \sqrt{\sin \alpha} + C_1$ $C_0 = 0.25,$ $C_1 = \begin{cases} 0.45 & \text{für } n < 0.06 \\ 0.50 & \text{für } 0.06 \leq n < 0.12 \\ 0.57 & \text{für } 0.12 \leq n < 0.30 \\ 0.61 & \text{für } 0.30 \leq n < 2.00 \end{cases}$	(7)	$D = 0.15 \text{ m}$, $\alpha = [0, 22.5]^\circ$

Kontinuierliche Zweiphasenströmung

Die bisherigen Ausführungen bezogen sich auf einzelne Luftblasen. Durch lufteinziehende Wirbel oder einen Wechselsprung wird jedoch ein kontinuierlicher Luftstrom in Form einer Vielzahl von Einzelblasen eingetragen. Einzelne Blasen können sich dabei zusammenschliessen, sodass der kontinuierlich transportierte Luftstrom durch eine Blasengrößenverteilung und ein Strömungsmuster gekennzeichnet ist. Um die kontinuierliche Zweiphasenströmung zu untersuchen, gaben Pothof & Clemens [11] Luft in ein horizontales Rohr ($D = 0.22 \text{ m}$) und liessen diese zu einer Lufttasche im Knickpunkt zu einem abwärts geneigten Rohr ($\alpha = [5, 90]^\circ$) akkumulieren. Dabei wurden bei zunehmender dimensionslosen Wassergeschwindigkeit F_w folgende, in Abbildung 3 visualisierte, Strömungsmuster beobachtet:

1. Schichtströmung: Die Lufttasche, die sich anfänglich beim Knick ansammelt, füllt schliesslich die gesamte geneigte Strecke aus, wodurch eine Schichtströmung entsteht. Die gesamte mitgerissene Luft erreicht den Fuss der Steilleitung, wo sich ein lufteintragender Wechselsprung bildet.
2. Rückblasende Strömung: In der geneigten Strecke bilden sich eine (2a) oder mehrere (2b) Lufttaschen, an deren Fuss ein Wechselsprung entsteht. Die von jedem Wechselsprung mitgerissene Luft vereinigt sich zu einer weiteren Lufttasche. Periodisch blasen die tiefer gelegenen Lufttaschen aus, d.h. sie bewegen sich schnell stromaufwärts in die oberste Lufttasche. Die Lufteintragsrate übersteigt somit die durchschnittliche Lufttransportkapazität des Wasserdurchflusses.
3. Pfropfenströmung: Die mitgerissene Luft sammelt sich zu Lufttaschen an, die stromabwärts transportiert werden. Wechselsprünge innerhalb der Lufttaschen sind nicht vorhanden. In diesem Regime wird die volle Lufttransportkapazität erreicht.
4. Blasenströmung: Die Luft sammelt sich nicht in grösseren Taschen an. Die gesamte mitgerissene Luft wird als dispergierte Blasen transportiert.

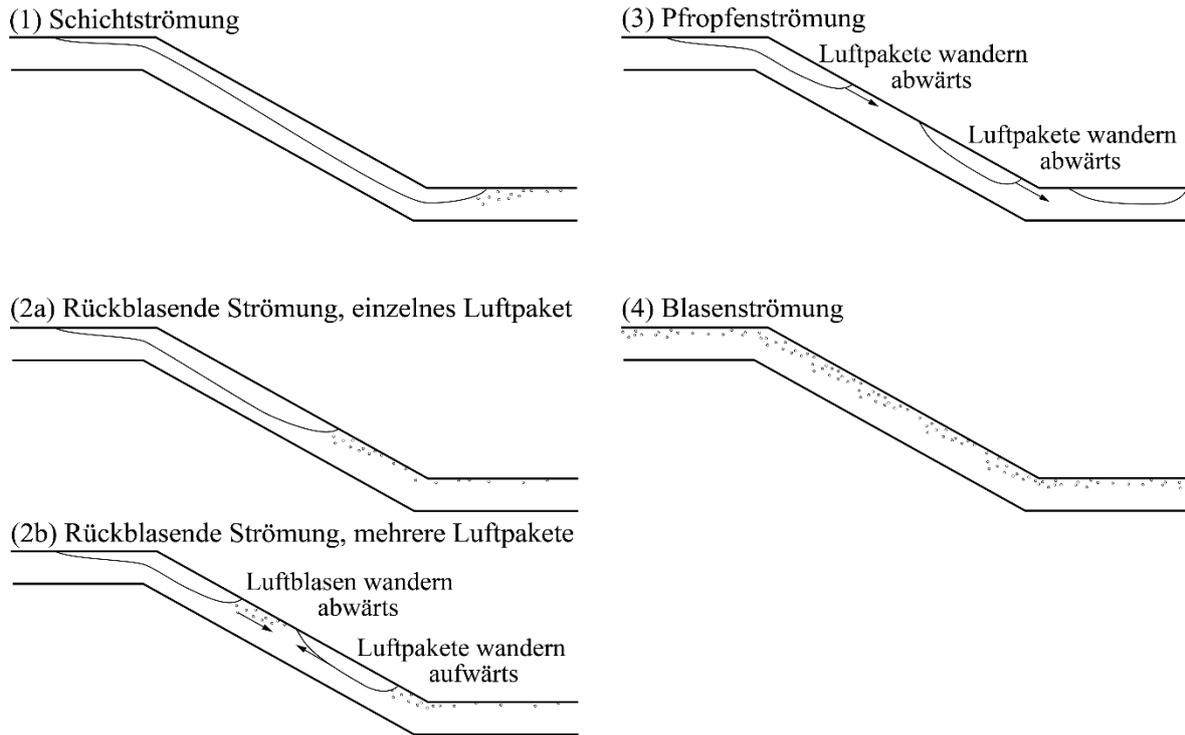


Abbildung 3: Visualisierung der von Pothof & Clemens [11] beobachteten Strömungsmuster bei kontinuierlichem Lufteintrag und zunehmender dimensionslosen Wassergeschwindigkeit F_W von (1) bis (4).

Der Übergang der rückblasenden Strömung (2b) zur Pfropfenströmung (3) kann als kritischer Zustand gesehen werden, bei dem $F_{W,c}$ erreicht wird. Im Übergang verbleiben die Luftpakete stationär und jeder Wechsellagerungsprozess trägt die gleiche Menge Luft ein. Dazu muss die Abflusstiefe unter jeder Lufttasche gleich hoch sein, da die Lufteintragsrate infolge Wechsellagerung eine Funktion der Froude-Zahl am Sprungfuss ist [3]. Pothof & Clemens [11] stellten fest, dass die Beschleunigungsstrecke unter der Blase ausreichend lang ist, damit der Abfluss unter der Blase in guter Näherung auf die Normalabflusstiefe h_n beschleunigt wird.

Basierend auf dem Kräftegleichgewicht (Gl. 3) haben Pothof & Clemens [11] eine analytische Formulierung der kritischen dimensionslosen Wassergeschwindigkeit $F_{W,c}$ abgeleitet, die gut mit den experimentellen Daten übereinstimmt:

$$F_{W,c}^2(F_L = 1.5 \cdot 10^{-3}, \alpha) = \frac{2 \sin \alpha D_h}{\lambda} \frac{A_n}{D} \left(\frac{A_n}{A}\right)^2 = \frac{A}{A_b} \frac{\cos \alpha}{\pi} \left[\frac{2}{3} \sqrt{\frac{4h_n}{D} - \left(\frac{2h_n}{D}\right)^2} \left(\frac{2h_n}{D} - 3\right) \left(\frac{2h_n}{D} - \frac{1}{2}\right) + \arcsin\left(1 - \frac{2h_n}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \right] \quad (8)$$

wobei λ den Reibungsverlustbeiwert, D_h den hydraulischen Durchmesser, A_n die Querschnittsfläche der Wasserphase bei Normalabfluss und h_n die Normalabflusstiefe darstellt. Es sei darauf hingewiesen, dass Gl. (8) gegenüber der Originalformel von Pothof & Clemens [11] angepasst wurde, da die publizierte Gleichung einen Schreibfehler aufweist. Pothof & Clemens [12] zeigten, dass die Lufttransportkapazität im Pfropfenströmungsregime (3) exponentiell mit der dimensionslosen Wassergeschwindigkeit F_W (Gl. 1) zunimmt. Daraus ergibt sich folgende Formulierung für die kritische dimensionslose Wassergeschwindigkeit $F_{W,c}$ in Abhängigkeit von der dimensionslosen Luftgeschwindigkeit F_L (Gl. 2):

$$F_{W,c}(F_L, \alpha) = F_{W,c}(F_L = 1.5 \cdot 10^{-3}, \alpha) \ln \left[\left(\frac{F_L \cdot 10^7}{1.87} \right)^{\frac{1}{9}} \right] \quad (9)$$

Die im vorigen Kapitel erwähnten Gleichungen zur Beschreibung der kritischen dimensionslosen Wassergeschwindigkeit $F_{W,c}$ (Gln. 5-7) und Gl. (9) weichen teilweise um fast eine Grössenordnung voneinander ab, was durch Massstabeffekte erklärt werden kann. Die Arbeiten von Zukoski [19] und Viana et al. [20] zu Blasen in stationären Strömungen legen nahe, dass Viskositäts- und Oberflächenspannungseffekte in Rohren mit $D > 0.175$ m minimal sind. Das Verhältnis von Schwerkraft zu Oberflächenspannung σ wird als Eötvös-Zahl

$$Eo = \frac{(\rho_W - \rho_L)gD^2}{\sigma} \quad (10)$$

bezeichnet. Pothof & Clemens [12] geben an, dass der Einfluss des Rohrdurchmessers auf die kritische dimensionslose Wassergeschwindigkeit bei $D > 0.15$ m abnimmt und empfehlen bei Modelluntersuchungen $Eo > 5000$ einzuhalten ($D > 0.194$ m).

Anwendung auf die Kraftwerkspark im Goms

Zur Beurteilung der Lufttransportkapazität in den Druckleitungen der Kraftwerke in der Region Goms wurden die dimensionslosen Wassergeschwindigkeiten F_W ermittelt, die sich bei Ausbauwassermenge einstellen (Abbildung 4). Bei variablem Rohrdurchmesser ergibt sich eine Bandbreite für F_W . Abbildung 4 zeigt zudem $F_{W,c}$ in Funktion der Rohrneigung S jener oben erwähnten Studien, die das Modellähnlichkeitskriterium $D > 0.15$ m erfüllen. Für $F_W > F_{W,c}$ wird erwartet, dass selbst grosse Luftpakete stromabwärts transportiert werden und sich eine Pfropfen- oder dispergierte Blasenströmung einstellt.

Nur das KW Gletsch-Oberwald (2) weist eine F_W auf, die deutlich unter allen Abschätzungen der $F_{W,c}$ liegt. Einige Kraftwerke liegen im Streubereich der Gleichungen, während $F_{W,c}$ bei den meisten KW teilweise deutlich überschritten wird. Das KW Gletsch-Oberwald stellt folglich eine Ausnahme dar, da die Ausbauwassermenge im Verhältnis zum Durchmesser der Druckleitung klein ist. Bei den übrigen KW mit verhältnismässig kleineren Druckleitungen würden sogar grosse Luftpakete zu den Turbinen transportiert. Eine Reduktion des Durchflusses würde zu einer linearen Reduktion von F_W führen. Eine Unterschreitung von $F_{W,c}$ erlaubt es jedoch dennoch nicht, die mit Luft verbundenen Risiken auszuschliessen, da auch der Transport kleinerer Luftblasen, die rückblasende Strömung, oder stabile Luftpakete die eingangs erwähnten Herausforderungen mit sich bringen. Folglich sind Lufteinträge in die Druckleitungen der untersuchten Kleinwasserkraftwerke möglichst zu verhindern, da diese die Betriebssicherheit und -effizienz beeinträchtigen würden.

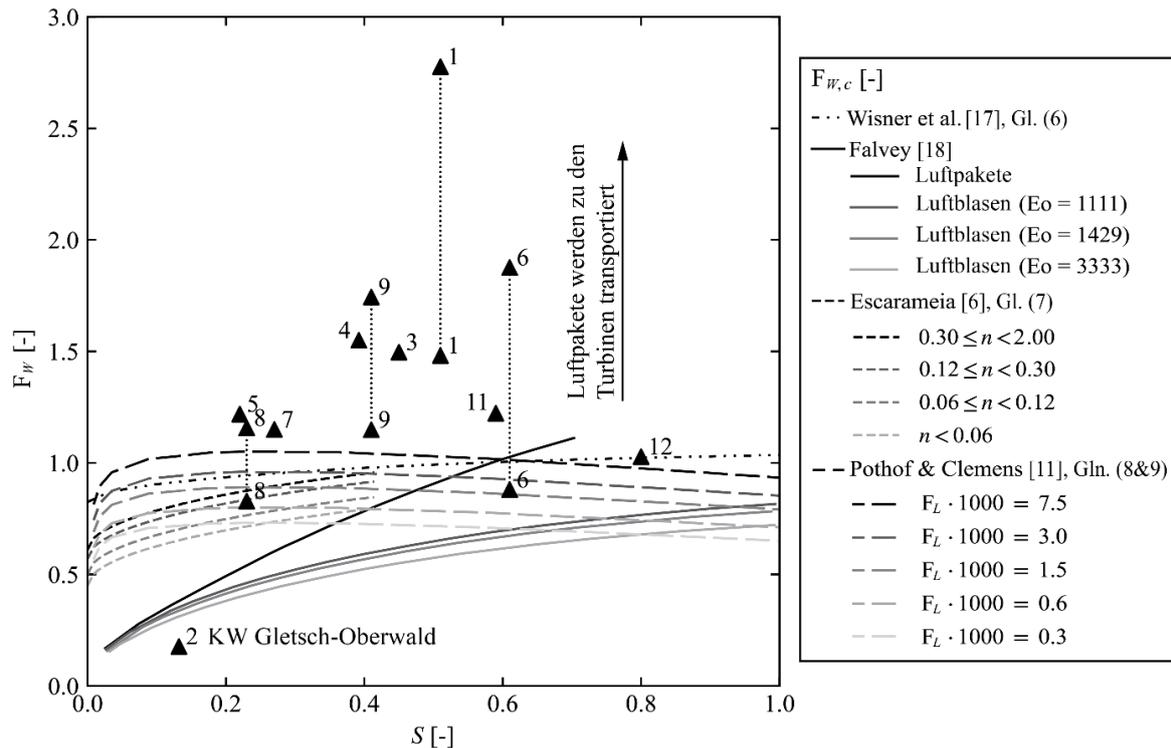


Abbildung 4: Dimensionslose Wassergeschwindigkeit F_W in den Druckleitungen des untersuchten Kraftwerksparks (▲) und kritische dimensionslose Wassergeschwindigkeit $F_{W,c}$, bei der Lufttaschen in geneigten Rohren mit der Wasserströmung transportiert werden gemäss verschiedenen Studien, abhängig von der Rohrreinigung S , der Eötvös-Zahl E_o , der dimensionslosen Luftgeschwindigkeit F_L oder der relativen Lufttaschengrösse n .

Schlussfolgerungen

Die Untersuchung der Flexibilisierung von Kleinwasserkraftwerken durch Stollen- bzw. Druckleitungsspeicherung zeigt, dass kleine Laufwasserkraftwerke durch die Nutzung von Entsandervolumen und Volumen (steil) geneigter Druckleitungen einen Beitrag zur flexiblen Stromproduktion leisten könnten. Dabei entstehen jedoch Herausforderungen durch Lufteintrag und -transport im Drucksystem. Die in der Literatur verfügbaren Abschätzungen der kritischen dimensionslosen Wassergeschwindigkeit $F_{W,c}$ geben ein einfaches Kriterium, um jene KW in einem frühen Projektstadium auszuschliessen, bei denen der Transport von grossen Luftpaketen zu erwarten ist. Eine Absenkung des Wasserspiegels in die Druckleitungen dieser KW ist zu verhindern, um Betriebssicherheit und -effizienz zu gewährleisten. Anlagen, in denen $F_{W,c}$ unterschritten wird, sind detaillierteren Untersuchungen zu unterziehen.

Danksagung

Die vorliegende Arbeit wird im Rahmen des vom Schweizer Bundesamt für Energie finanzierten Pilot- und Demonstrationsprojektes SmallFLEX Goms durchgeführt.

Quellenverzeichnis

- [1] Decaix, J., Gaspoz, A., Hasmatuchi, V., Dreyer, M., Nicolet, C., Crettenand, S., & Münch-Alligné, C. (2021). Enhanced Operational Flexibility of a Small Run-of-River Hydropower Plant. *Water*, 13(14), 1897.
- [2] Ettema, R.; Zhu, D.Z.; Gaskin, S.J.; Lyons, T.C.; Boes, R.M.; Chan, S.N.; and Lee, J.H.W. (2023). Vortex-Flow Intakes. IAHR Water Monographs Series.

- [3] Kalinske, A. A., & Robertson, J. M. (1943). Closed Conduit Flow. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 108(1), 1435–1447.
- [4] Escarameia, M. (2007). Investigating hydraulic removal of air from water pipelines. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Management, 160(1), 25–34.
- [5] Mortensen, J. D., Barfuss, S. L., & Johnson, M. C. (2011). Scale effects of air entrained by hydraulic jumps within closed conduits. Journal of Hydraulic Research, 49(1), 90–95.
- [6] Staubli, T., Abgottspon, A., Weibel, P., Bissel, C., Parkinson, E., Leduc, J., & Leboeuf, F. (2009). Jet quality and Pelton efficiency. Proceeding of Hydro 2009.
- [7] Möller, G., Detert, M., & Boes, R. M. (2015). Vortex-Induced Air Entrainment Rates at Intakes. Journal of Hydraulic Engineering, 141(11), 04015026.
- [8] <https://www.aramis.admin.ch/Grunddaten/?ProjectID=51853>
- [9] Rouhani, S. Z., & Sohal, M. S. (1983). Two-phase flow patterns: A review of research results. Progress in Nuclear Energy, 11(3), 219–259.
- [10] Taitel, Y., & Dukler, A. E. (1976). A model for predicting flow regime transitions in horizontal and near horizontal gas-liquid flow. AIChE Journal, 22(1), 47–55.
- [11] Pothof, I., & Clemens, F. (2010). On elongated air pockets in downward sloping pipes. Journal of Hydraulic Research, 48(4), 499–503.
- [12] Pothof, I., & Clemens, F. (2011). Experimental study of air–water flow in downward sloping pipes. International Journal of Multiphase Flow, 37(3), 278–292.
- [13] Wickenhäuser, M. (2008). Zweiphasenströmung in Entlüftungssystemen von Druckstollen VAW-Mitteilungen 205, (H.-E. Minor, Hrsg.), ETH Zürich, Schweiz.
- [14] Hohermuth, B. (2019). Aeration and two-phase flow characteristics of low-level outlets. VAW-Mitteilungen 253, (R. Boes, Hrsg.), ETH Zürich, Schweiz.
- [15] Kent, J. C. (1952). The entrainment of Air by Water Flowing Through Circular Conduits with Downgrade Slopes [PhD Thesis]. University of California.
- [16] Wisner, P., Mohsen, F. N., & Kouwen, N. (1975). Removal of Air from Water Lines by Hydraulic Means. Journal of the Hydraulics Division, 101(2), 243–257.
- [17] Falvey, H. T. (1980). Air-water flow in hydraulic structures. NASA STI/Recon Technical Report N, 81, 26429
- [18] Gandenberger, W. (1957). Über die wirtschaftliche und betreibessichere Gestaltung von Fernwasserleitungen. Oldenbourg Verlag, München
- [19] Viana, F., Pardo, R., Yáñez, R., Trallero, J. L., & Joseph, D. D. (2003). Universal correlation for the rise velocity of long gas bubbles in round pipes. Journal of Fluid Mechanics, 494, 379–398.
- [20] Zukoski, E. E. (1966). Influence of viscosity, surface tension, and inclination angle on motion of long bubbles in closed tubes. Journal of Fluid Mechanics, 25(4), 821–837.

Turbulente Wirbel zur Schaffung sicherer Fischabstiegswege an Wasserkraftanlagen

G. Süß¹, I. Albayrak¹, A.T. Silva², T. Forseth² und R.M. Boes¹

¹ Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Hönggerberggring 26, CH-8093 Zürich, SWITZERLAND

² Norwegian Institute for Nature Research, Trondheim, NORWAY

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

Kurzfassung

Laufwasserkraftwerke (LWKW) und andere Querbauwerke unterbrechen die Längsvernetzung in Flüssen, was unter anderem die Fischwanderung stromabwärts behindert bzw. verzögert. Trotz vielversprechender Ergebnisse von bereits entwickelten Fischleitsystemen fehlen Lösungen für Kraftwerke mit hohen Ausbauabflüssen an grossen Flüssen. Die Idee des internationalen Forschungsprojekts FishPath ist es, turbulente Wirbel zu verwenden, um verhaltensbasierte Leitsysteme mit minimalen Auswirkungen auf die Wasserkraftproduktion zu entwickeln, die auch für grosse Flüsse geeignet sind. Als Teil von FishPath hat diese Studie das Ziel, weitere Erkenntnisse über turbulente Wirbelströmungen zu gewinnen. Dabei wurden sogenannte Deltaflügel-Elemente untersucht, die in Fliessrichtung gerichtete Wirbel erzeugen. Sie wurden in einer Laborrinne an zwei vertikalen, strömungsgünstig geformten Halterungen befestigt, die in Fliessrichtung ausgerichtet wurden. Es wurden die resultierenden Energieverluste und Strömungsverhältnisse mit einem Ultraschall-Distanzsensor (UDS) bzw. mittels akustischer Doppler Velocimetrie (ADV) gemessen. Aus den ADV-Messdaten wurden die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten sowie die Werte der kinetischen turbulenten Energie (TKE) berechnet und analysiert. Dadurch konnten Weiterentwicklungen beim Entwurf von verhaltensbasierten Fischleitsystemen mit turbulenten Wirbeln erzielt werden.

Einleitung

LWKW spielen eine wesentliche Rolle bei der Produktion von nachhaltigem und einheimischem Strom. Der künstliche Aufstau eines Flusses mit einer Wehranlage ist jedoch ein grosser Eingriff in den natürlichen Lebensraum der fluvialen Fauna. Diese Barrieren behindern bzw. verzögern u.a. die Fischwanderung stromabwärts. Zudem können aufgrund mechanischer oder druckbedingter Einwirkungen Fische verletzt oder getötet werden, wenn sie die Turbinen eines Kraftwerks passieren [1].

Mit der Revision des Gewässerschutzgesetzes (Art. 38a) und der Gewässerschutzverordnung (Art. 41d) wurde 2011 in der Schweiz die Verantwortlichkeit für die Sanierung der Fliessgewässer an die jeweiligen Kantone delegiert. Gemäss Dönni et al. [2] müssen bis 2030 Fischabstiegsanlagen an ca. 700 Schweizer LWKW nachgerüstet bzw. neu errichtet werden.

Für Fischaufstiegsanlagen an LWKW gibt es bereits eine Vielzahl von Lösungen, wie z.B. verschiedene Formen von Fischtreppe sowie Fischaufzüge. Für eine sichere Abwärtswanderung fehlt es jedoch an betriebstauglichen Lösungen, was weiterer Forschung bedarf. Die grundsätzliche Lösung besteht darin, die Fische mit Hilfe eines Leitsystems zu einem sicheren Abstiegskorridor zu führen. Einige Leitsysteme in Form von Rechen wurden bereits entwickelt und zeigen vielversprechende Ergebnisse (z.B. [3, 4]).

Ziel des Forschungsprojektes FishPath ist es, kostengünstige und wartungsarme Fischleitsysteme für Salmoniden und Aale zu entwickeln, die auch für LWKW an grossen Flüssen geeignet sind. Anstelle von Leitrechen werden turbulente Wirbel erzeugt, welche die Fische an den

Turbineneinlässen von LWKW vorbeileiten sollen, da Fische mit ihrem sensorischen System Wirbel in der Strömung erkennen können, um sie in der Folge entweder zu vermeiden oder auszunutzen, um Energie zu sparen. FishPath hat das Ziel, weitere Erkenntnisse zur Interaktion von lebenden Fischen mit turbulenten Wirbelströmungen zu gewinnen. In dieser Studie wurden Wirbelströmungen untersucht, die im Labor von Strömungselementen in einer Versuchsrinne erzeugt wurden. Der Fokus der Untersuchungen lag dabei auf den Energieverlusten und Strömungseigenschaften bei unterschiedlichen mittleren Anströmgeschwindigkeiten.

Versuchsaufbau

Rinne und Messtechnik

Die horizontale Laborrinne ist 0.5 m breit, 0.7 m tief und 7.6 m lang und ihre Bestandteile sind in Abbildung 1 dargestellt. Sie ist mit einem oberen Wasserreservoir verbunden, welches mit Pumpen aus einem unteren Reservoir gespeist wird. Der Durchfluss kann mit einem Schieber eingestellt werden und wird von einem induktiven Durchflussmesser (IDM) mit einer Genauigkeit von ca. $\pm 0.5\%$ [5] gemessen. Ein Einlassbehälter in Kombination mit einem Strömungsgleichrichter (Metallwaben) trägt dazu bei, den Durchfluss gleichmässig zu gestalten. Mehrere Schwimmer aus expandiertem Polystyrol (EPS) sorgen für eine ruhige Wasseroberfläche. Zur Regulierung der Strömungstiefe dient ein Klappschieber am Ende der Rinne. Nach der Klappe fließt das Wasser in einen Auslaufbehälter und daraus in das untere Reservoir zurück.

An einem längs- und querverschieblichen Messschlitten, der auf Schienen an der Oberseite der Rinne montiert ist, ist ein UDS zur Messung der Wassertiefen angebracht, mit einer Abtastfrequenz von 100 Hz bei einer Genauigkeit von $\pm 0.5\text{ mm}$ [5]. An einem vertikal verstellbaren Stab ist zusätzlich ein nach unten gerichtetes ADV-Messgerät montiert, welches momentane Geschwindigkeiten in drei Dimensionen messen kann. Laut dem Handbuch von Nortek [6] hat das verwendete ADV eine Abtastrate von 200 Hz und einen Fehler von weniger als 1 % des Messwerts. Das geringe Kontrollvolumen des ADV kann als Punktmessung betrachtet werden.

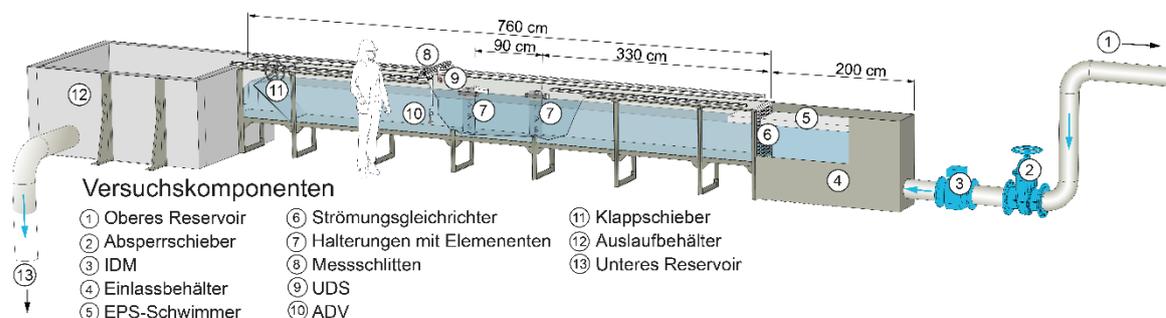


Abbildung 1: Schematische Darstellung der Versuchsrinne inkl. aller Komponenten

Strömungselemente und Halterungen

Die Elemente wurden an zwei strömungsgünstig geformte Halterungen des Typs NACA 0009 befestigt, die aufgrund ihrer Form keine hohen Energieverluste erzeugen sollten. Abbildung 2 zeigt, wie die Halterungen mit einem Mittenabstand von 90 cm in Fließrichtung und einem seitlichen Abstand von 19.3 cm, gemessen an den Mittelachsen, vertikal in der Rinne platziert wurden. Die Halterungen selbst haben eine Länge von 19 cm und eine maximale Breite von 1.2 cm. Oben sind sie an einer Seitenwand der Rinne befestigt und unten sind sie je mit einer Bodenplatte verbunden, die auf die Sohle geklebt sind. Dies sorgt für eine ausreichende Befestigung und verhindert allfällige Vibrationen.

Um die turbulenten Wirbel zu erzeugen, wurden auf beiden Seiten der Halterungen sogenannte Deltaflügel-Elemente angebracht, was in Abbildung 2 zu sehen ist. Die Elemente weisen eine

Einzelelementhöhe $s = 7.50$ cm und einen vertikalen Spalt von ebenfalls 7.50 cm auf. Der Abstand vom unteren Element zur Sohle der Rinne sollte nur 3.75 cm betragen, was einem halben Spaltmass entspricht, jedoch kam noch die Dicke der Bodenplatte von 0.65 cm dazu.

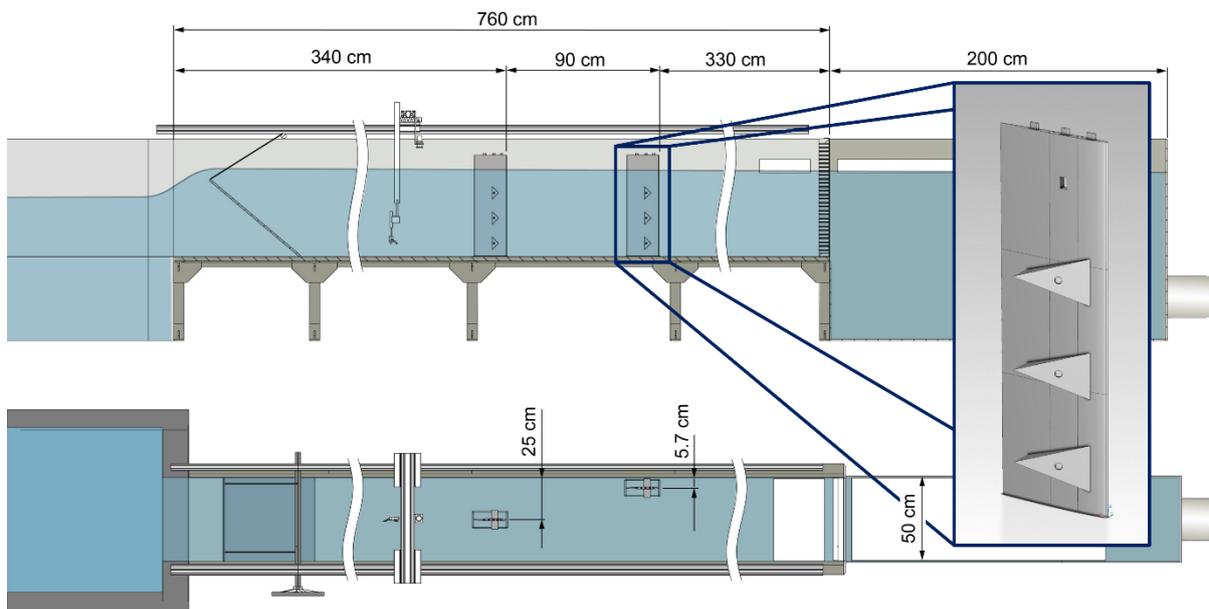


Abbildung 2: Schematische Darstellung der Halterungen in der Rinne sowie der Deltaflügel-Elemente im Detail im Längsschnitt (oben) und in der Draufsicht (unten)

Die Halterungen sowie alle Einzelelemente wurden 3D-gedruckt und mit Metallschrauben verbunden. Nach der Montage wurden die für die Schrauben benötigten Löcher mit Fasstalg abgedeckt und hinterliessen eine glatte Oberfläche.

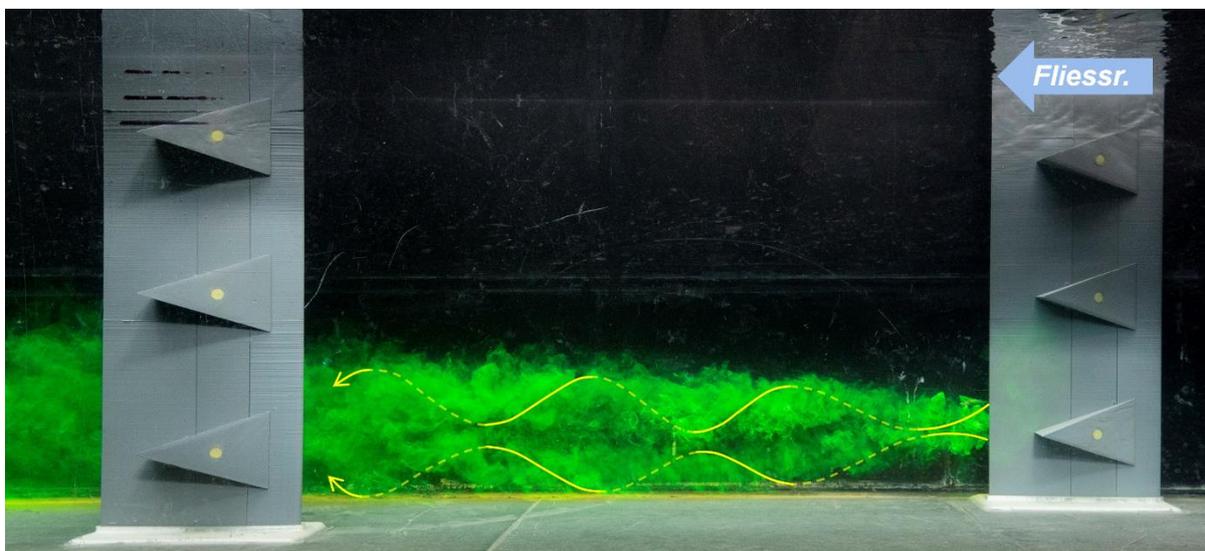


Abbildung 3: Visualisierung der Strömung hinter den Deltaflügel-Elementen

Die leicht abgewinkelten Kanten der Deltaflügel-Elemente erzeugen je eine Strömungstrennung, die wiederum in je einem turbulenten Wirbel resultiert. Die Achse dieser Wirbel liegt in Fließrichtung, und das Wirbelpaar der beiden Kanten eines einzelnen Deltaflügel-Elements ist gegenläufig. Das liegt daran, dass die Kanten nicht parallel zueinander ausgerichtet sind, sondern sich an einem Punkt treffen. Abbildung 3 zeigt eine seitliche Ansicht der Deltaflügel-

Elemente, deren Strömungen mit Lebensmittelfarbe visualisiert wurden, inkl. einer grafischen Darstellung der Wirbel. Es sind zwei Wirbel zu sehen, die durch das untere Element auf der Rückseite der vorderen Halterung erzeugt werden. Die beispielhaften Stromlinien zeigen die erwähnte Gegenrotation dieser Wirbel.

Versuchsablauf

Messungen der Energieverluste

Die Messungen wurden über einen Zeitraum von einer Minute durchgeführt. Während dieser Zeit zeichnet der UDS seinen Abstand zur Wasseroberfläche auf.

Zur Bestimmung der Reibungsverluste in der Rinne wurden die Wassertiefen auf der Rinnenmittellachse in Abständen von 0.25 m gemessen. Diese Messungen wurden ohne Einbauten in der Rinne bei einer Wassertiefe von 0.465 m für drei mittlere Anströmgeschwindigkeiten \bar{u}_0 durchgeführt: 0.15 m/s, 0.30 m/s und 0.60 m/s.

Die Energieverlustmessungen der verschiedenen Elemente wurden bei denselben mittleren Anströmgeschwindigkeiten durchgeführt. Dies geschah jeweils nur mit der zentralen Halterung in der Rinne sowie mit beiden Halterungen, um deren Einfluss aufeinander zu bestimmen. Für jeden Aufbau wurden nur zwei Punkte auf der Rinnenachse betrachtet: 1.31 m stromaufwärts der ersten Halterung und 1.10 m stromabwärts der zweiten Halterung.

Um regelmässige Abstände zwischen den Elementen über die benetzte Höhe der Halterung zu haben, wurde die Fliesstiefe so gewählt, dass der Abstand zwischen dem obersten Element und der Wasseroberfläche nur einen halben Spalt, d.h. 3.75 cm breit ist, ähnlich wie der unterste Spalt. Daraus resultierte eine Fliesstiefe von 45.65 cm.

Untersuchung des Strömungsfeldes

Die ADV-Geschwindigkeitsmessungen wurden mit einer Abtastrate von 200 Hz über eine Dauer von einer Minute durchgeführt. In Abbildung 4(a) ist das unregelmässig verteilte Messgitter dargestellt, welches aus Zeitgründen gewählt wurde, um so viele Datenpunkte wie möglich im Unterstrom der Elemente messen zu können. Gemessen wurde auf fünf Höhen über die Fliesstiefe, pro Ebene mit jeweils 156 Datenpunkten. Zwei dieser Ebenen wurden so gewählt, dass sie sich jeweils auf der axialen Höhe der oberen und unteren Elemente befinden, d.h. bei $z = 379.5$ mm bzw. 79.5 mm. Wie in Abbildung 4(b) dargestellt, wurde die Achse der mittleren Elemente ausgelassen. Zwei weitere Ebenen befinden sich jeweils auf halber Höhe zwischen den Elementen, bei $z = 304.5$ mm bzw. 154.5 mm. Zusätzlich wurde eine letzte Ebene zwischen den unteren Elementen und der Rinnensohle bei $z = 21.0$ mm betrachtet.

Die mittlere Anströmgeschwindigkeit \bar{u}_0 wurde mit 0.60 m/s gewählt und die Strömungstiefe stromaufwärts auf 485 mm eingestellt, beides identisch, wie in der vorhergehenden FishPath-Studie von Hoffmann [7].

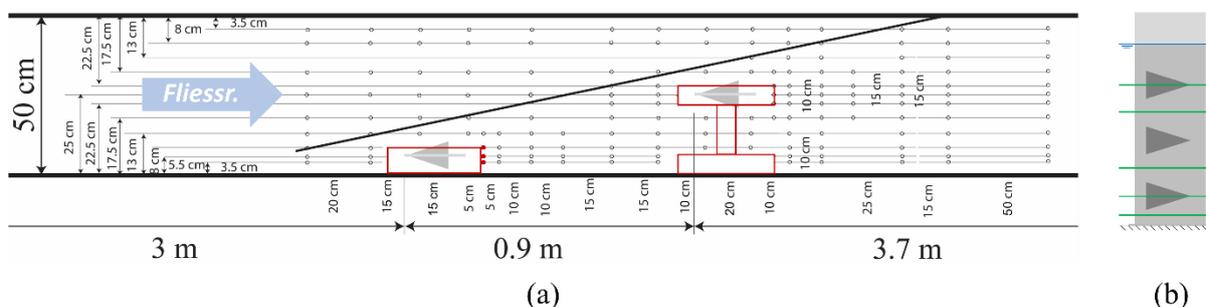


Abbildung 4: Messgitter für die ADV-Messungen (a) in der Draufsicht und (b) Ansicht der fünf Messebenen

Datenanalyse

Energieverluste

Aus den Zeitreihen der Entfernungsmessungen des UDS wurde für jede einzelne Messung ein arithmetisches Mittel berechnet. Die Zeitreihen der Messwerte aus dem IDM wurden ebenfalls zeitlich gemittelt, um für jede Messung einen mittleren Durchfluss zu erhalten.

Aus der gemessenen Wasserspiegeldifferenz kann unter Berücksichtigung der Reibungsverluste ein absoluter Energieverlust der Halterungen mit oder ohne Elementaufbauten Δh_e bestimmt werden. Der dimensionslose Energieverlustkoeffizient ξ der unterschiedlichen Elemente berechnet sich zu:

$$\xi = \Delta h_e \cdot \frac{2g}{\bar{u}_o^2} \quad (1)$$

Des Weiteren wird die Element-Reynoldszahl Re_e zum besseren Vergleich mit anderen Leitungssystemen verwendet. Sie berücksichtigt die Elementhöhe $s = 7.5$ cm sowie die kinematische Viskosität von Wasser ν und wird in der folgenden Formel dargestellt:

$$Re_e = \frac{s \cdot \bar{u}_o}{\nu} \quad (2)$$

Strömungsfeld

Die Dateien, die während der Messungen erzeugt wurden, konnten mit der Software Vectrino Plus von Nortek als ADV-Dateien exportiert werden. Diese Dateien wurden dann in der Software WinADV geöffnet, wo sie mit dem sogenannten Phase-Space Threshold De-Spiking von Goring and Nikora [8], wie in Wahl [9] angepasst, gefiltert wurden. Ebenfalls werden mit WinADV Kommunikationsfehler gefiltert und die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten in axialer, lateraler und vertikaler Richtung \bar{u} , \bar{v} und \bar{w} sowie ihre quadratischen Mittelwerte u_{QMW} , v_{QMW} und w_{QMW} ausgegeben. Daraus berechnet sich die TKE gemäss Beck [3] zu:

$$\frac{1}{2} (u_{QMW}^2 + v_{QMW}^2 + w_{QMW}^2) \quad (3)$$

Resultate und Diskussion der Energieverluste

Energieverlustkoeffizienten

In diesem Abschnitt werden die gemessenen Energieverlustkoeffizienten der Halterungen ohne angebrachte Elemente sowie der Deltaflügel-Elemente diskutiert. Nur eine Halterung ohne Anbauteile wird als NACA_1 und zwei Halterungen werden als NACA_2 bezeichnet bzw. die Aufbauten mit den Deltaflügel-Elementen als Delta_1 und Delta_2.

Abbildung 5 zeigt, dass die Energieverlustkoeffizienten der Delta-Elemente nur geringfügig höher als die der Halterungen ohne Anbauteile sind. Das Hinzufügen einer zweiten Halterung ohne Anbauteile erhöht den Energieverlustkoeffizienten um durchschnittlich 19 % und mit Deltaflügel-Elementen um 54 %.

Zudem ist sichtbar, dass die Energieverlustkoeffizienten sowohl der Halterungen ohne Anbauteile als auch mit Deltaflügel-Elementen bei einer Element-Reynoldszahl um $Re_e = 33'600$ am niedrigsten sind. Es ist anzunehmen, dass diese niedrigen Energieverlustkoeffizienten mit der sogenannten Drag Crisis zusammenhängen. Dieses Phänomen beschreibt den abrupten Übergang von laminarer zu turbulenter Strömung in der Grenzschicht an der Oberfläche eines Objekts. Ein solcher Turbulenz-Übergang tritt bei einer genauen Reynoldszahl auf und kann zu

einer Wiederanheftung der Strömung an die Oberfläche des Objekts führen. Die resultierende Verzögerung der Strömungsablösung bewirkt einen deutlich kleineren Niederdruckbereich hinter dem Objekt und damit auch eine deutliche Reduzierung der Widerstandskräfte. Dieser Turbulenz-Übergang der Grenzschicht ist beispielsweise auch für die ausgeprägte Oberfläche eines Golfballs verantwortlich und hängt stark von der Oberflächenrauheit eines Objekts ab. Je höher die relative Rauheit, desto niedriger ist die Reynoldszahl, bei der er auftritt. [10-13]

Ähnlich wie bei Golfbällen könnte dieses Phänomen theoretisch auch bewusst ausgenutzt werden, um den Energieverlust eines solchen verhaltensbasierten Fischleitsystems für den Ausbaudurchfluss eines LWKW zu optimieren.

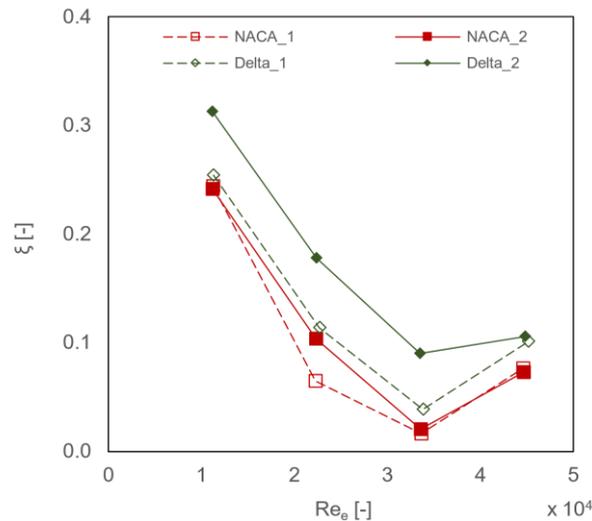


Abbildung 5: Energieverlustkoeffizienten der Deltaflügel-Elemente (Delta) sowie der Halterungen ohne Anbauteile (NACA) mit je einer (1) oder zwei (2) Halterungen als Funktion der Element-Reynoldszahlen

Vergleich mit Werten aus der Literatur

Für die von Meusburger [14] bereitgestellten Daten fasst Beck [3] Folgendes zusammen: Die Energieverlustkoeffizienten der konventionellen Einlaufrechen von 43 untersuchten Schweizer LWKW liegen zwischen $0.1 \leq \xi \leq 5.2$, jedoch bei $\xi < 3.0$ für die meisten LWKW. Sie weist ausserdem darauf hin, dass die von Albayrak et al. [15] empfohlenen, modifizierten Bar-Racks (MBR) Energieverlustkoeffizienten in einem Bereich von $2.0 \leq \xi \leq 3.5$ aufweisen.

Darüber hinaus untersuchte Beck [3] die Energieverluste von vertikalen Fischleitrechen mit gebogenen Stäben, sogenannte Curved-Bar-Racks (CBR), sowie CBR mit fischbauchförmiger Stabform (f-CBR). Für die empfohlenen CBR- und f-CBR-Konfigurationen wurden Verlustkoeffizienten von $\xi = 0.57$ bzw. $\xi = 0.91$ beobachtet. Durch Tauch- und Sohlleitwände am CBR erhöht sich der Energieverlustkoeffizient auf $\xi = 0.76$. Ein ähnlicher Anstieg wird für den f-CBR erwartet. [3]

Die Verlustkoeffizienten der von Meister [4] untersuchten Horizontalrechen (HBR) lagen zwischen $0.17 \leq \xi \leq 2.53$ und stiegen mit Tauch- und Sohlleitwände bis $\xi = 8.57$ an.

Mit einem gemessenen maximalen Energieverlustkoeffizienten von $\xi = 0.31$ lässt sich zusammenfassend sagen, dass die hier untersuchten Elemente im Vergleich zu anderen Lösungen für den Fischschutz sehr geringe Energieverluste aufweisen.

Resultate und Diskussion des Strömungsfelds

Strömungsgeschwindigkeiten

Im Allgemeinen wurden tiefere mittlere Fliessgeschwindigkeiten in Strömungsrichtung \bar{u} näher

an der Rinnensohle gemessen. Dies ist in den Abbildungen 6(a) und 6(c) zu sehen, wo die mittleren Geschwindigkeiten auf der Höhe der unteren Elemente höher sind als die näher an der Sohle. Für beide Höhen wurden auf der Aussenseite der beiden Halterungen höhere Geschwindigkeiten beobachtet. Diese lokale Strömungskonzentration war zu erwarten, da auf dieser Seite der Rinne weniger Widerstandskräfte vorhanden sind. So soll ein Teil der Strömung gezielt verlagert werden, um die Fischleiteffizienz in Richtung eines Bypass-Systems zu verbessern. Interessant zu sehen ist, dass auf der Höhe der unteren Elemente ($z = 79.5 \text{ mm}$) die niedrigsten Werte für \bar{u} in Bereichen hinter den Spitzen der Deltaflügel-Elemente zu finden sind. Zwischen den unteren Elementen und der Sohle finden sich die niedrigsten Strömungsgeschwindigkeiten in einem schmalen Bereich hinter den Halterungen.

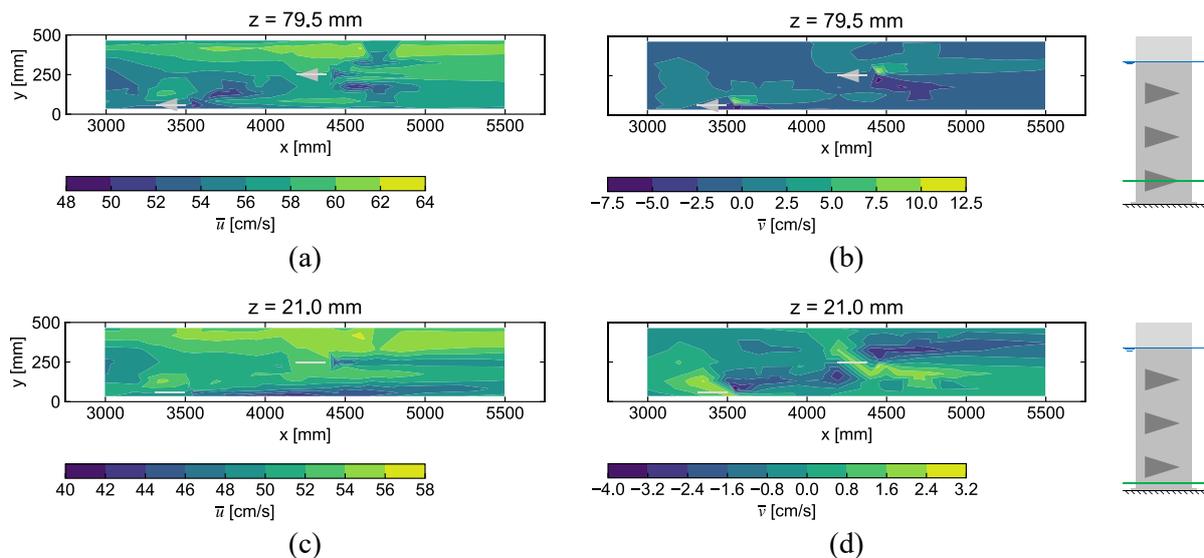


Abbildung 6: Mittlere Fließgeschwindigkeiten (a), (c) in Strömungsrichtung und (b), (d) in lateraler Richtung; Fließrichtung von links nach rechts

Die Abbildungen 6(b) und 6(d) zeigen die mittleren Fließgeschwindigkeiten in lateraler Richtung \bar{v} . Wie erwartet, sind die gemessenen laterale Geschwindigkeiten deutlich kleiner als in Strömungsrichtung. Mit einem Maximum von ca. 12.5 cm/s sind sie dennoch recht stark. Bei der zweiten, zentralen Halterung ist sichtbar, dass sich auf der Höhe der Elemente eine Strömung weg von den Elementen nach aussen bewegt. Umgekehrt gibt es zwischen dem unteren Element und der Sohle sowie zwischen den Elementen (nicht abgebildet) eine Strömung, die sich nach innen bewegt. Die Strömung, die sich nach aussen bewegt, ist etwa zwei- bis dreimal stärker. Wie die Visualisierung der Wirbel in Abbildung 3 zeigt, ziehen die gegenläufig rotierenden Wirbel Wasser zwischen den einzelnen Elementen nach innen und drücken es auf der Achse eines Elements gemeinsam wieder nach aussen. Das Wasser wird ebenfalls von zwei Wirbeln, die an zwei übereinanderliegenden Deltaflügel-Elementen entstehen, nach innen gezogen. Aufgrund der Spaltgrösse geschieht dies jedoch über eine grössere Fläche. Aus diesem Grund werden die Resultate, der höheren nach aussen gerichteten lateralen Fließgeschwindigkeiten als plausibel bewertet.

Turbulente kinetische Energie (TKE)

Silva et al. [16] zeigen, dass Turbulenzen einen Einfluss auf das Schwimmverhalten von Fischen haben, indem sie das Leistungsvermögen bei höherer TKE einschränken. Je unberechenbarer eine Strömung ist, desto mehr tendieren Fische dazu, ihr auszuweichen [16].

In Abbildung 7(a) sind einige schmale Bereiche mit hoher TKE sichtbar. Zwischen diesen Bereichen, direkt hinter den Deltaflügel-Elementen, wurden fast keine Turbulenzen gemessen.

Die TKE der Wirbel scheint über eine kurze Distanz wieder abgebaut zu werden. Dies könnte jedoch zum Teil durch die dreidimensionale Natur dieser Wirbel erklärt werden. Auf den Ebenen zwischen den Elementen wurden weiter unterhalb einige Bereiche mit hoher TKE gemessen (nicht abgebildet). Es ist demnach anzunehmen, dass sich die Wirbel nicht nur seitlich, sondern auch in vertikaler Richtung ausbreiten. Dies wurde auch bei der Visualisierung der Wirbel mit Lebensmittelfarbe beobachtet (siehe Abbildung 3).

Das Konturdiagramm der TKE in der Nähe der Rinnensohle in Abbildung 7(b) zeigt im Vergleich fast keine turbulente kinetische Energie. Die Punkte mit der höchsten TKE wurde sogar stromaufwärts der Elemente gemessen, wo anzunehmen ist, dass die Strömung kaum von den Elementen beeinflusst wird.

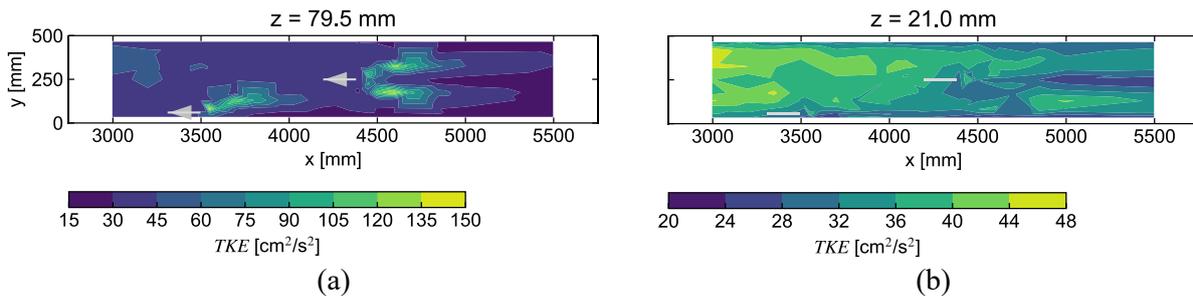


Abbildung 7: Turbulente kinetische Energie (a) auf der Höhe der unteren Elemente und (b) zwischen den unteren Elementen und der Rinnensohle; Fließrichtung von links nach rechts

Empfehlungen für die Weiterentwicklung des Fischleitsystems

In Abbildung 7(a) sind deutliche Lücken zwischen den Bereichen mit hoher TKE sichtbar, was auf einen zu grossen Abstand der Halterungen hinweist. Durch eine Verringerung des Abstands zwischen den Halterungen, sowohl lateral als auch in Fließrichtung, könnte es möglich sein, einen durchgehenden Bereich mit hoher TKE zu erreichen, der von Fischen möglicherweise besser erkannt werden könnte.

Des Weiteren zeigt Abbildung 7(b) ein Fehlen von turbulenten Wirbeln in der Nähe der Sohle. Das Hinzufügen eines halben Deltaflügel-Elements unten an der Halterung sollte die Bildung eines axialen Wirbels an der Rinnensohle gewährleisten. Durch zusätzliche Deltaflügel-Elemente zwischen den vorhandenen Elementen könnten die Wirbel auch in vertikaler Richtung kontinuierlicher wirken.

Schlussfolgerungen und Ausblick

Ziel dieser Studie war es, die Energieverluste und Strömungsverhältnisse von Deltaflügel-Elementen zu untersuchen, die zur Erzeugung von Wirbeln konzipiert wurden, um Fische zu leiten. Im Vergleich zu anderen Fischleitsystemen sind die gemessenen Energieverlustkoeffizienten niedrig. Basierend auf den Ergebnissen der Strömungsverhältnisse konnten Weiterentwicklungen beim Entwurf verhaltensbasierter Fischleitsysteme mit turbulenten Wirbeln empfohlen werden. Durch die empfohlenen Anpassungen wird erwartet, dass sich die Energieverluste vergrössern, aber gleichzeitig auch die Fischleiteffizienz steigt.

Im weiteren Verlauf des Forschungsprojekts FishPath werden Lebendfischversuche mit einem kompletten Leitelement-Bypass-System in einer grösseren Rinne durchgeführt. Das Verständnis von Fisch-Wirbel-Interaktionen sowie der Entwurf eines verhaltensbasierten Fischleitsystems mit turbulenten Wirbeln soll dabei kontinuierlich verbessert werden. Das Ziel des Projekts ist es, die praktische Anwendbarkeit eines solchen Fischleitsystems mit einem Prototyp an einem bestehenden Kraftwerk zu prüfen.

Quellenverzeichnis

- [1] Holzner, M. (2000). Untersuchungen über die Schädigung von Fischen bei der Passage des Mainkraftwerks Dettelbach. Doktorarbeit, Institut für Tierwissenschaften, Technische Universität München.
- [2] Dönni, W., Beck, C., Mende, M., Ninck, L., Peter, A., Schölzel, N. (2022). Wiederherstellung der Fischwanderung. Gute Praxisbeispiele für Wasserkraftanlagen in der Schweiz. Umwelt-Wissen, 2205. Bundesamt für Umwelt (BAFU), Bern.
- [3] Beck, C. (2020). Fish protection and fish guidance at water intakes using innovative curved-bar rack bypass systems (R. Boes, ed.). VAW-Mitteilungen 257, ETH Zürich. <https://doi.org/10.3929/ethz-b-000482038>
- [4] Meister, J. (2020). Fish protection and guidance at water intakes with horizontal bar rack bypass systems (R. Boes, ed.). VAW-Mitteilungen 258, ETH Zürich. <https://doi.org/10.3929/ethz-b-000479090>
- [5] Götz, B., Höttges, A., Milliet, A., Pagliara, S. (2022). Velocity profile measurement. Laborbericht, Professur für Wasserbau, ETH Zürich.
- [6] Nortek. (2018). The comprehensive manual for velocimeters. Nortek Manuals.
- [7] Hoffmann, V. (2022). Turbulent eddies to create paths for safe downstream migration for fish past hydropower intakes. Masterarbeit, Professur für Wasserbau, ETH Zürich.
- [8] Goring, D. G., Nikora, V. I. (2002). Despiking acoustic doppler velocimeter data. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128 (1), 117–126. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2002\)128:1\(117\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:1(117))
- [9] Wahl, T. L. (2003). Discussion of "Despiking Acoustic Doppler Velocimeter Data" by Derek G. Goring and Vladimir I. Nikora. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129 (6), 484–487. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2003\)129:6\(484\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:6(484))
- [10] Blevins, R. D. (1984). *Applied fluid dynamics handbook*. Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York.
- [11] Brennen, C. E. (2006). Drag on a sphere and cylinder. In: *An internet book on fluid dynamics*. Abgerufen am 10. Juni 2024, von <http://brennen.caltech.edu/fluidbook/>
- [12] Douglas, J. F., Gasiorek, J. M., Swaffield, J. A., Jack, L. B. (2005). *Fluid mechanics* (5th ed.). Pearson Education Limited, Harlow.
- [13] Grenier, E. (2005). Chapter 4 - boundary layers. In: S. Friedlander & D. Serre (eds.). North-Holland, Amsterdam. [https://doi.org/10.1016/S1874-5792\(05\)80007-2](https://doi.org/10.1016/S1874-5792(05)80007-2)
- [14] Meusburger, H. (2002). Energieverluste an Einlaufrechen von Flusskraftwerken (H.-E. Minor, ed.). VAW-Mitteilungen 179, ETH Zürich.
- [15] Albayrak, I., Kriewitz, C. R., Hager, W. H., Boes, R. M. (2018). An experimental investigation on louvres and angled bar racks. *Journal of Hydraulic Research*, 56 (1): 59-75. <https://doi.org/10.1080/00221686.2017.1289265>
- [16] Silva, A. T., Bærum, K. M., Hedger, R. D., Baktoft, H., Fjeldstad, H.-P., Gjelland, K. Ø., Økland, F., & Forseth, T. (2020). The effects of hydrodynamics on the three-dimensional downstream migratory movement of Atlantic salmon. *Science of The Total Environment*, 705, 135773. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.135773>

Konzeptvorstellung zur Untersuchung Wellen-induzierter Prozesse und deren Auswirkungen auf Makrophyten

S. Scherbaum¹, J. Partl¹ und G. Zenz¹

¹ Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Stremayrgasse 10/2, A-8010 Graz, AUSTRIA

E-Mail: susanne.scherbaum@tugraz.at

Kurzfassung

Der ökologische Zustand des Wörthersees verschlechterte sich aufgrund des Rückgangs der Biodiversität und der Biomasse von Makrophyten. Es besteht die Annahme, dass durch die Zunahme des Bootsverkehrs die Habitate der relevanten Makrophyten beeinträchtigt sind.

Aus vorliegenden Studien geht hervor, dass Auswaschung und Entwurzelung von Pflanzen bei ungünstigen Sedimentzusammensetzungen und hydraulischer Belastung für die Erhaltung der Population von Bedeutung sein können. Um den zeitlichen Verlauf der Wellenbewegungen aufgrund des Bootsverkehrs zu dokumentieren, werden innovative Bojen, die mit low-cost Sensorik ausgestattet sind, entwickelt. Unter Laborbedingungen werden die Bojen bezüglich ihrer Schwimmstabilität und Qualität der Aufzeichnung optimiert. Außerdem wird unter Laborbedingungen eine Untersuchung von Sedimentverfrachtung und Entwurzelung bei Jungpflanzen im Brandungsbereich durchgeführt. Darüber hinaus wird im Wörthersee ein Wellenschutzzaun errichtet, der den Vergleich zwischen Makrophyten, die Wellen ausgesetzt und jenen, die geschützt sind, ermöglicht. Das Projekt wird in Kooperation mit dem Institut für Geodäsie der TU Graz, der FH Kärnten, den Ingenieurbüros Systema und Kobus, sowie dem Kärntner Institut für Seenforschung durchgeführt und von der österreichischen Forschungsgesellschaft innerhalb des Programms „ASAP“ gefördert (Projektnummer FO999900575). Der Beitrag erläutert das Studienkonzept seitens des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft.

Einleitung

Die Wasserrahmenrichtlinie (European Commission & Directorate-General for Environment, 2014) erfordert die Bewahrung beziehungsweise Verbesserung des ökologischen Zustands der Wasserkörper. Darauf basierend sind anthropogene Einflussfaktoren, die den ökologischen Zustand der Gewässer gefährden, zu objektivieren und Maßnahmen zur Verbesserung zu entwickeln. Einer der Indikatoren für den ökologischen Zustand sind Artenvielfalt und Biomasse von Makrophyten. Im Wörthersee wurde festgestellt, dass zwei Makrophytenarten signifikant rückgängig sind: Characeen-Arten und *Najas intermedia* (Kärntner Institut für Seenforschung, 2021). Da die Anzahl der Boote von 288 auf 915 zunahm, wird die Annahme untersucht, dass der Rückgang der Makrophyten mit dem erhöhten Bootsverkehr korreliert. Sowohl für fluviale, maritime und limnologische Ökosysteme wurde festgestellt, dass Bootswellen schädlich sein können (Gabel et al., 2017; Liddle & Scorgie, 1980), insbesondere die Biomasse und / oder Biodiversität von Makrophyten (Ali et al., 1999; Eriksson et al., 2004; Maynard, 2005). Um mögliche Schäden an Makrophyten durch Boots-induzierte Wellen zu vermeiden, wird im Wörthersee ein neuer Wellenschutzzaun errichtet.

Material und Methoden

Einführung zu Bootswellen

Die Bootsfahrt erzeugt einen Druckgradienten um die Bootshülle, der wiederum eine Beschleunigung des Fluids verursacht und damit die Wellenbewegung induziert. Das Ausmaß des Druckgradienten ist abhängig von verschiedenen Faktoren wie z.B. der Bootsgeometrie, Geschwindigkeit des Boots und Größe des Wasserkörpers (Sorensen, 1997). Im Falle des Wörthersees werden vor allem Wellen durch kleine Boote verursacht. Die Wellen lassen sich in transversale und divergierende Wellen unterteilen (Johnson, 1957). Die Überlagerung dieser beiden Wellentypen erzeugt ein typisches Interferenzmuster, das in Abbildung 1 (rechts) basierend auf einer Probemessung dargestellt ist. Die Wellenhöhen aus den Probemessungen reichen von 0.05 - 0.30 m sowie Perioden von 1.5 – 2.5 s.

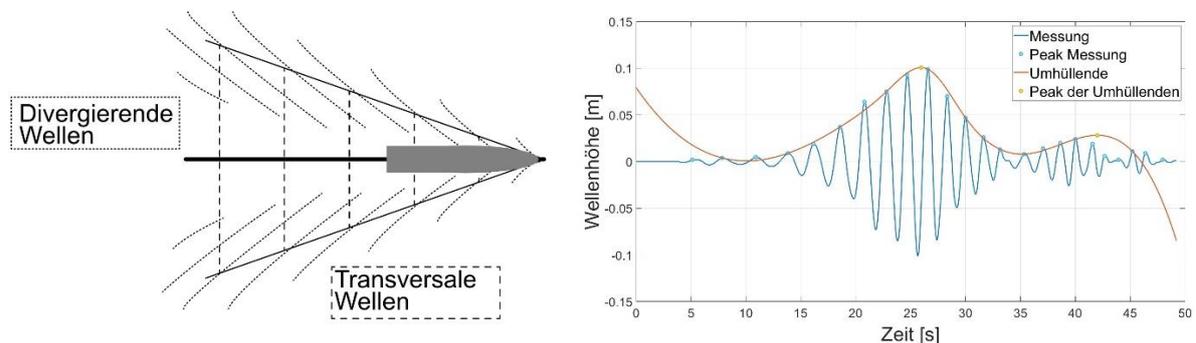


Abbildung 1: Boot-induzierte Wellen modifiziert von (Sorensen, 1997) (links) und resultierende Welle aus Probemessungen (rechts)

Labormessungen

Um den Wellenverlauf auf dem Wörthersee analysieren zu können, wird ein innovatives low-cost Messsystem entwickelt, das unter Laborbedingungen kalibriert wird. Das gesamte Messsystem besteht aus einzelnen Messeinheiten, die in beliebiger Anzahl kombiniert werden können. Eine Messeinheit enthält eine Boje (siehe Abbildung 2 links) und einen Beschleunigungssensor (IMU – Inertial Measurement Unit), der auf der Boje befestigt wird. Die Boje wird so ausgeführt sein, dass sie Wellenbewegung bestmöglich repräsentiert, sodass die Messgenauigkeit der Messeinheit < 1 cm ist. Der Beschleunigungssensor ist ein Xsens DOT (2023) der Firma Movella und zeichnet mit einer Rate von 30 Hz Beschleunigungsdaten auf. Auf Grundlage der Vortests wurde ein Wellengenerator entwickelt, der die Bandbreite der relevanten Bootswellen abbilden kann. Aufgrund der geometrischen Limitationen der Rinne sind lediglich Wellenhöhen bis ca. 0.15 m möglich. Die Periode kann zwischen 0.9 und 1.8 s variiert werden. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 2 (rechts) dargestellt.

Um die Messgenauigkeit zu optimieren, werden unterschiedliche Geometrien der Bojenstabilisatoren (Abbildung 2 links (A) und (B)) sowie zusätzliche Gewichte (Abbildung 2 links (C)) getestet. Jeder Bojentyp wird mit 4 verschiedenen Wellenkonfigurationen (siehe Tabelle 1) getestet, um eine möglichst große Bandbreite verschiedener Wellenbeaufschlagungen zu berücksichtigen. Der Vergleich zwischen den Wellendaten eines modifizierten potentiometrischer Füllstandmesser CONDURIX (2008) der Firma FAFNIR und des IMUs dient als Grundlage, um eine Bojenkonfiguration zu bestimmen, die den realen Wellenverlauf am besten wiedergibt.

Tabelle 1: Wellenkonfigurationen zur Kalibrierung der Messeinheit. Stroke – Ausschlag des Wellengenerator, H – erzeugte Wellenhöhe (theoretisch), T – Periode der Welle.

Stroke [m]	H [m]	T [s]
0.22	0.12	1.00
0.22	0.04	1.80
0.16	0.08	1.29
0.16	0.10	0.90

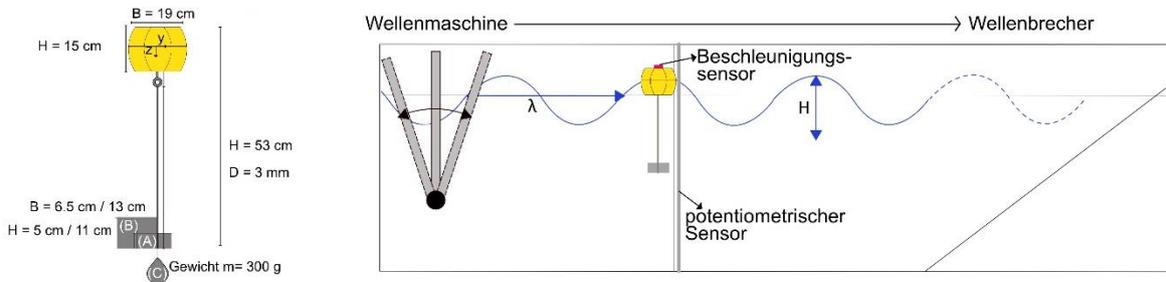


Abbildung 2: Bojen (links) und Kalibrierungsaufbau (rechts)

Neben der Optimierung des Messsystems werden zusätzlich ökohydraulische Untersuchungen vorgenommen. Dabei stehen die hydraulischen Kräfte der Wellen im Fokus, die zur Sedimentverfrachtung und Auswaschungen um Makrophyten und Auswurzelung von Makrophyten führen können, und somit die Struktur der Artengemeinschaft bestimmen können (Schutten et al., 2004). Selbst kleine Motorboote können Wurzeln von Makrophyten erodieren (Liddle & Scorgie, 1980). Dabei können Sediment und Größe der Pflanzen entscheidend dazu beitragen, ob eine Pflanze im See entwurzelt wird oder nicht (Schutten et al., 2005). Vor allem weiches Sediment eutropher Seen scheint bestimmend für Verlust von Makrophyten durch Entwurzelung zu sein (Schutten et al., 2005).

Im Fall von Makrophyten bilden sich ähnliche, wenn auch durch die Flexibilität der Pflanzen verminderte Mechanismen zur Kolkbildung aus, wie es z.B. bei starren Zylindern der Fall ist. Als maßgebender Faktor wird die Kolkentiefe der Auswaschung genannt (Bywater-Reyes et al., 2015; Calvani et al., 2019; van Oorschot et al., 2015). In Abbildung 3 ist ein konzeptioneller Versuchsaufbau zur Untersuchung der Erosionsprozesse dargestellt. Die Laborrinne soll ein Schnittmodell des Uferbereichs abbilden. Dabei wird der Brandungsbereich konstruktiv so ausgeführt, dass der Neigungswinkel der Brandung verändert werden kann. Damit können unterschiedliche Randbedingungen getestet werden. Um auf die Reduktion der Characeen Arten und *Najas intermedia* rückschließen zu können, werden jene oder artverwandte Pflanzen in die Versuchsrinne eingebracht. Die Position der Pflanzen wird so gewählt, dass möglichst der natürliche Lebensraum repräsentiert wird. Künstliche Nachbildungen der betroffenen Arten könnten sich aufgrund der begrenzten Lebensdauer obengenannter Arten unter Laborbedingungen als brauchbar erweisen, sofern diese die biomechanischen Eigenschaften realitätsgetreu nachbilden. Die Sohle der Versuchsrinne wird mit naturnahem Substrat, wie es in den Uferbereichen des Wörthersees vorgefunden wird (ca. $d_{50} = 0,1 \text{ mm}$), aufgebaut.

Um Sohlveränderungen innerhalb der Rinne zu dokumentieren, wird eine Sohlvermessung vor und nach den einzelnen Versuchsabläufen durchgeführt. Geeignete Methoden dafür sind Verfahren wie Structure from Motion (SfM) oder Laserscanning. Aufgrund der erwarteten Trübung des Wassers durch Resuspension müsste für diese Verfahren das Wasser abgelassen werden, was wiederum eine Veränderung der Sohlstruktur verursachen könnte. Demensprechend wird vorerst auf eine einfache Nivelliervermessung verwendet, welche mit einem Raster um die Pflanze herum Erosionen und Sedimentationen aufzeichnet. Für sehr

geringe Kolkbildungen, welche mittels Nivellements nicht oder nur unzureichend aufgenommen werden können (vgl. Edmaier et al., 2015), sind o.g. automatisierte Verfahren mit einer dementsprechend hohen Auflösung notwendig. Zusätzlich wird im selben Versuchsaufbau die Trübe gemessen. Trübes Wasser begünstigt das Algenwachstum, wodurch die Lichtdurchlässigkeit weiter gesenkt wird und Makrophyten in der Photosynthese gehemmt werden, was bis zum Absterben führen kann (Arribas et al., 2014).

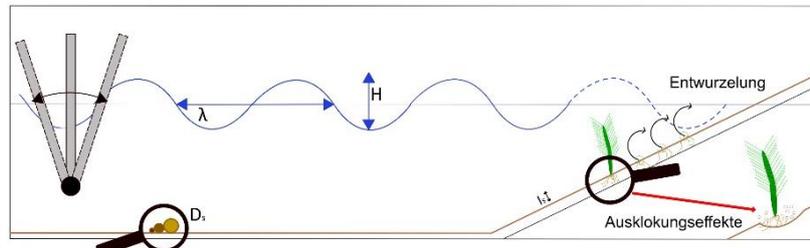


Abbildung 3: Versuchsaufbau zu Erosionsprozessen um Makrophyten unter Laborbedingungen

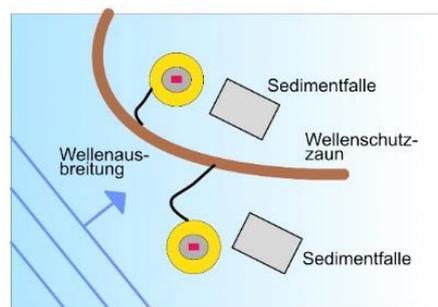


Abbildung 4: Versuchsaufbau zu wellendämpfenden Effekten in Feldmessungen

Feldmessungen

Nachdem ein geeigneter Bojen-Typ konfiguriert wurde, wird dieser in Feldmessungen eingesetzt. Um den wellendämpfenden Effekt des neu errichteten Wellenschutzzauns zu testen, wird eine Messeinheit hinter den Zaun und eine vor dem Zaun angebracht. Es wird darauf geachtet, dass die Einheit vor dem Zaun nicht von Reflexion beeinflusst wird. Zusätzlich wird nahe den Messeinheiten jeweils eine Sedimentfalle installiert, um zu dokumentieren, welches Sediment sich während der Messung resuspendiert bzw. resedimentiert. Simultan finden Bepflanzungsversuche sowohl im geschützten als auch ungeschützten Bereich statt, die Aufschluss über die Wachstumsrate bzw. Überlebensfähigkeit der Makrophyten geben. Der Bootsverkehr wird mittels Drohnenaufnahmen dokumentiert.

Ergebnisse und Diskussion

Die Messungen sind noch nicht abgeschlossen und deren Ergebnisse können noch nicht veröffentlicht werden. Besonders herausfordernd in der Auswertung der Wellenaufzeichnungen ist die Unterscheidung zwischen Wind- und Boots-induzierter Wellen. Die Differenzierung in der Datenaufzeichnung ist bislang nur bedingt möglich. In anderen Publikationen werden Wind-induzierte Wellen pauschal mit Perioden < 2.5 s identifiziert (Hofmann et al., 2008), jedoch konnte diese strikte Unterteilung in der Datenaufzeichnung der Vortests nicht bestätigt werden. Neben den Boots-induzierten Wellen sind außerdem auch andere Stressoren zu berücksichtigen, die zu einer Reduktion der Makrophyten führen könnten

- Klimawandel
- Fraßdruck durch Fische
- Eutrophierung
- Schadstoffe (Motorboote)

Wir erwarten dennoch mit den gesammelten Daten Korrelationen zwischen Bootswellen und Makrophyten Rückgang, z.B. aufgrund erhöhter Trübung und Kolkbildung während des Wellenschlags objektivieren zu können. Gerade die Kombination aus Feld- und Labormessungen erlaubt uns, das Prozessverständnis zu verbessern und schädigende Effekte zu quantifizieren.

Zusammenfassung

Bereits aus vorliegenden internationalen Studien ist bekannt, dass Boots-induzierte Wellen Einfluss auf das Ökosystem nehmen können. Allerdings konnten am Wörthersee noch keine eindeutigen Korrelationen dazu festgestellt werden. Im Zuge des WAMOS-Projekts werden mithilfe von Labor- und Feldmessungen Daten erhoben, um einen Zusammenhang zu bestätigen bzw. auszuschließen. Das Projekt wird von der österreichischen Forschungsgesellschaft innerhalb des Programms „ASAP“ gefördert (Projektnummer FO999900575).

Danksagung

Ein großer Dank gebührt dem Kärntner Institut für Seenforschung und dem Institut für Geodäsie der TU Graz für die zur Verfügung gestellten Daten sowie den weiteren Projektpartnern (FH Kärnten, Ingenieurbüros Systema und Kobus) für die gute Zusammenarbeit. Das Projekt wird von der österreichischen Forschungsgesellschaft innerhalb des Programms „ASAP“ gefördert (Projektnummer FO999900575).

Quellenverzeichnis

- [1] Ali, M. M., Murphy, K. J., & Langendorff, J. (1999). Interrelations of river ship traffic with aquatic plants in the River Nile, Upper Egypt. In J. Caffrey, P. R. F. Barrett, M. T. Ferreira, I. S. Moreira, K. J. Murphy, & P. M. Wade (Eds.), *Biology, Ecology and Management of Aquatic Plants* (pp. 93–100). Springer Netherlands. https://doi.org/10.1007/978-94-017-0922-4_14
- [2] Edmaier, K., Crouzy, B., & Perona, P. (2015). Experimental characterization of vegetation uprooting by flow. *Journal of Geophysical Research: Biogeosciences*, 120(9), 1812–1824. <https://doi.org/10.1002/2014JG002898>
- [3] Eriksson, B. K., Sandström, A., Isæus, M., Schreiber, H., & Karås, P. (2004). Effects of boating activities on aquatic vegetation in the Stockholm archipelago, Baltic Sea. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 61(2), 339–349. <https://doi.org/10.1016/j.ecss.2004.05.009>
- [4] European Commission & Directorate-General for Environment. (2014). *The EU Water Framework Directive*. Publications Office. <https://doi.org/10.2779/75229>
- [5] Friedl, M., Prochinig, U., Lorenz, E., Reichmann, M., Schönhuber, M., & Malle, P. (2021). Qualitätselemente Makrophyten Wörthersee; Wiederholungsbeobachtung 2021, Teil A Bewertung (p. 43). Kärntner Institut für Seenforschung. <https://kis.ktn.gv.at/Informationen/news?nid=20>
- [6] Gabel, F., Lorenz, S., & Stoll, S. (2017). Effects of ship-induced waves on aquatic ecosystems. *Science of The Total Environment*, 601–602, 926–939.

- <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.05.206>
- [7] Hofmann, H., Lorke, A., & Peeters, F. (2008). The relative importance of wind and ship waves in the littoral zone of a large lake. *Limnology and Oceanography*, 53(1), 368–380. <https://doi.org/10.4319/lo.2008.53.1.0368>
- [8] Johnson, J. W. (1957). SHIP WAVES IN NAVIGATION CHANNELS. *Coastal Engineering Proceedings*, 6, Article 6. <https://doi.org/10.9753/icce.v6.40>
- [9] Liddle, M. J., & Scorgie, H. R. A. (1980). The effects of recreation on freshwater plants and animals: A review. *Biological Conservation*, 17(3), 183–206. [https://doi.org/10.1016/0006-3207\(80\)90055-5](https://doi.org/10.1016/0006-3207(80)90055-5)
- [10] Maynard, S. T. (2005). Wave height from planing and semi-planing small boats. *River Research and Applications*, 21(1), 1–17. <https://doi.org/10.1002/rra.803>
- [11] Schutten, J., Dainty, J., & Davy, A. J. (2004). Wave-induced Hydraulic Forces on Submerged Aquatic Plants in Shallow Lakes. *Annals of Botany*, 93(3), 333–341. <https://doi.org/10.1093/aob/mch043>
- [12] Schutten, J., Dainty, J., & Davy, A. J. (2005). Root anchorage and its significance for submerged plants in shallow lakes. *The Journal of Ecology*, 93(3), 556–571. <https://doi.org/10.1111/j.1365-2745.2005.00980.x>
- [13] Sorensen, R. M. (1997). Prediction of vessel-generated waves with reference to vessels common to the Upper Mississippi River system. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:132716271>

Anwendung von Sentinel-2 Satellitendaten zur Ermittlung der Vegetationsentwicklung an alpinen Restwasserstrecken

A. Brenninger¹, A. Dallmeier¹, H. Schwedhelm¹ und N. Rütter¹

¹ Technische Universität München, Lehrstuhl für Wasserbau, Arcisstraße 21, 80333 München, GERMANY

E-Mail: antonia.dallmeier@tum.de

Kurzfassung

Die komplexen Wechselwirkungen zwischen Vegetation, Sediment und Abfluss sind für das Gewässermanagement von großem Interesse. Vor allem in Restwasserstrecken kann sich Vegetation im Flussbett etablieren, da Störfaktoren, wie häufig auftretende hohe Abflüsse und damit verbundene Sedimentumlagerungen, fehlen. Das Vegetationswachstum wiederum schränkt die Abfluss- und Sedimentdynamik des Gewässers stark ein. In dieser Studie wird die Verwendbarkeit von Sentinel-2 Satellitendaten untersucht, um die Veränderung der Vegetationsausdehnung in Abhängigkeit jährlicher Hochwasserereignisse der Jahre 2017 bis 2023 in Restwasserstrecken am Beispiel der oberen Isar zu ermitteln. Die Ergebnisse zeigen, dass die Abnahme der Vegetationsfläche ab einem bestimmten Grenzwert mit dem Spitzenabfluss korreliert. Anhand dieser Untersuchung lassen sich Rückschlüsse darauf ziehen, ab welchem maßgeblichen Abfluss eine Veränderung der Vegetationsflächen hergestellt werden kann. Diese Informationen sind für das Gewässer- und Stauraummanagement wichtig.

Einleitung

Die Isar oberstrom des Sylvensteinspeichers gilt als eine der letzten naturnahen Flusslandschaften in Bayern. Durch den Bau des Stauwehres in Krün im Jahr 1924, wurde die Flusslandschaft der Isar zwischen Krün und dem Sylvensteinspeicher stark beeinträchtigt. Das Wasser wird seitdem am Krüner Wehr aufgestaut und bis zu 25 m³/s werden über den Obernachkanal und Walchensee dem Walchenseekraftwerk zur Stromproduktion zugeleitet. Somit lag die Isar unterstrom des Stauwehres außerhalb von Hochwasserereignissen (HW-Ereignis) meist trocken. Seit 1990 ist eine Restwassermenge vorgeschrieben, die zwischen 3,0 m³/s (Winter) und 4,8 m³/s (Sommer) variiert. Seit der Teilrückleitung nimmt die Vegetation auf den ursprünglich offenen Kiesflächen der Isar stetig zu, da durch den gestiegenen Grundwasserspiegel ein stetiges Wasserdargebot für die Vegetation verfügbar ist. HW-Ereignisse und damit verbundenen Stauraumpülungen, welche eine Geschiebeumlagerung und somit eine Abnahme der Vegetation bewirken können, treten zu selten auf, um diese Entwicklung zu stoppen. [1, 2]

Im Folgenden wird der Einfluss von HW-Ereignissen auf die Vegetationsflächen der Isar mittels Sentinel-2 Satellitendaten in den Jahren 2017 bis 2023 genauer untersucht. Dazu wird die Ausdehnung der Vegetationsbereiche unmittelbar entlang der Isar vor und nach dem höchsten Abflussereignis eines jeden Jahres verglichen. Die Veränderung der Vegetationsflächen in Abhängigkeit vom jährlichen Höchstabfluss wird mit Hilfe der Satellitenbilder anhand des NDVI-Indexes (Normalized Difference Vegetation Index) evaluiert. Auf diese Weise kann eine Korrelation zwischen dem maßgeblichen Abfluss und der Veränderung der Vegetationsflächen hergestellt werden. Zudem kann eine Aussage getroffen werden, ab welchem Abflusswert eine signifikante Veränderung der Vegetationsbereiche

stattfinden kann. Diese Informationen sind sowohl für das Gewässermanagement als auch für die zeitlich Festlegung von Stauraumpülungen von großem Nutzen.

Methodik zur Bestimmung der Veränderung der Vegetationsausdehnung

Sentinel Hub ist ein Satellitenbilddienst, der Fernerkundungsdaten von allen großen Anbietern wie Landsat oder Sentinel zur Verfügung stellt [3]. Zunächst werden die frei verfügbaren Satellitenbilder des Sentinel Hub EO Browsers auf ihre Eignung zur Bestimmung der Vegetation in Bezug auf Auflösung und Spektralbänder geprüft. Die Sentinel-2 Satelliten bieten hierbei eine hohe Auflösung von 10 m für die Spektralbänder Rot, Grün, Blau und Nahem Infrarot (NIR). Aufnahmen des Untersuchungsgebiets sind ab dem Jahr 2017 verfügbar. [4] Dabei eignen sich falschfarbenen Satellitenaufnahmen gut, um Vegetation zu untersuchen, da optisch eine klare Abgrenzung zwischen den hellen Kies-, blauen Wasser- und roten Vegetationsflächen möglich ist. Zudem kann der Vegetationsindex NDVI der Flächen ermittelt werden. Bei der Falschfarbendarstellung der Sentinel-2 Satelliten werden das Nahinfrarot-Spektralband B8, das rote Band B4 und das grüne Band B3 dem RGB-Farbraum zugeordnet. Somit wird nahes Infrarotlicht als Rot, rotes Licht als Grün und grünes Licht Blau dargestellt. Dies ist eine der am häufigsten verwendeten Kombinationen, um das nahe Infrarot sichtbar zu machen. Pflanzen reflektieren Nahinfrarot stärker als Grün und erscheinen somit in der Falschfarbendarstellung rot. Je dichter die Vegetation, desto dunkler ist das Rot. [5, 6] In Abbildung 1 ist das Studiengebiet der Isar (Flusskilometer (Fkm) 247 bis 236) zwischen Wallgau und der Rißbachmündung in Falschfarben dargestellt. Anhand einer Flächendatei des Studiengebiets, die auf die unmittelbar naheliegende Vegetation begrenzt ist und sich an der Orographie des Studiengebiets orientiert, können die Sentinel-2 Daten aus dem EO Browser extrahiert werden.



Abbildung 1: Studiengebiet der Isar zwischen Wallgau und der Rißbachmündung in Falschfarben [7]

Um die Vegetationsveränderungen durch HW-Ereignisse ermitteln zu können, werde zunächst für jedes Jahr im Zeitraum 2017 bis 2023 das jeweils höchste Abflussereignis definiert. Die Abflusswerte werden dem Gewässerkundlichen Dienst (GKD) Bayern an der Messstelle Rißbachdüker (Fkm 236,7) entnommen (siehe Abbildung 2 grün markierte HW-Ereignisse).

Anschließend werden die zeitlich am nächsten zum jeweiligen jährlichen HW-Ereignis gelegene Aufnahme mit geringem Bewölkungsgrad vor und nach dem HW-Ereignis herausgesucht.

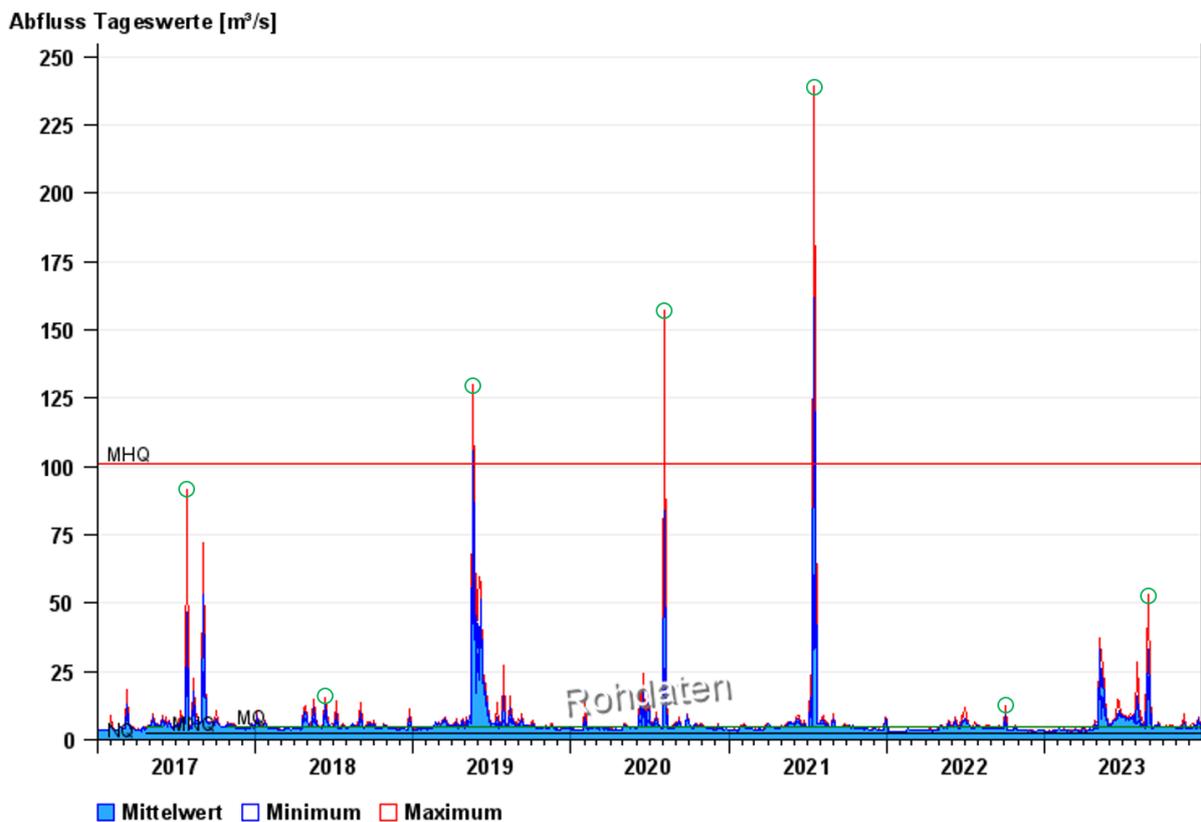


Abbildung 2: Abflussganglinie der Isar an der Messstelle Rißbachdüker im Zeitraum von 2017 bis 2023 [8].

Das Studiengebiet wird jeden zweiten oder dritten Tag von den Satelliten erfasst [9], sodass im Monat meist 12 Tage mit Sentinel-2 Satellitenaufnahmen vorhanden sind. Zur Ermittlung der Vegetationsflächen werden Satellitenaufnahmen mit keiner oder möglichst geringer Bewölkung benötigt, was meist nur auf wenige Aufnahmen zutrifft. Aufgrund dieser Randbedingungen liegt zwischen den Aufnahmen jeweils vor und nach einem HW-Ereignis ein Abstand zwischen sieben (2020) und 35 Tagen (2019). In Tabelle 1 sind die Daten und Abflusswerte der jährlichen HW-Ereignisse mit den Zeitpunkten der dazugehörigen ausgewerteten Satellitenbilder dargestellt.

Die Arbeitsschritte, um die Abnahme der Vegetationsflächen durch ein HW-Ereignis zu ermitteln, sind in Abbildung 3 dargestellt. Das abgerundete Rechteck symbolisiert die benötigten Eingangsdaten, die Rechtecke die einzelnen Schritte und die Ellipsen in dunkelgrün, orange und hellblau mit den gleichfarbigen Pfeilfarben die verwendeten Schwellenwerte zur Ermittlung der Vegetationsflächen.

Tabelle 1: Höchstes HW-Ereignis pro Jahr im Zeitraum von 2017 bis 2023 und verwendete Satellitenaufnahmen zur Ermittlung der Veränderung der Vegetation

HW-Ereignis	Durchfluss [m³/s]	Satellitenaufnahme vor	Satellitenaufnahme nach	Geschätzte Bewölkung	Abstand HW Aufnahme vor [Tage]	Abstand HW Aufnahme nach [Tage]
26.07.2017	91,6	21.07.2017	07.08.2017	-	5	12
13.06.2018	14,7	03.06.2018	16.06.2018	Vor: 5%	10	3
21.05.2019	130,0	19.04.2019	24.05.2019	-	32	3
04.08.2020	157,0	30.07.2020	06.08.2020	-	5	2
18.07.2021	239,0	12.07.2021	22.07.2021	-	6	4
03.10.2022	12,6	23.09.2022	25.10.2022	Nach: 10 %	10	22
29.08.2023	52,9	19.08.2023	05.09.2023	-	10	7

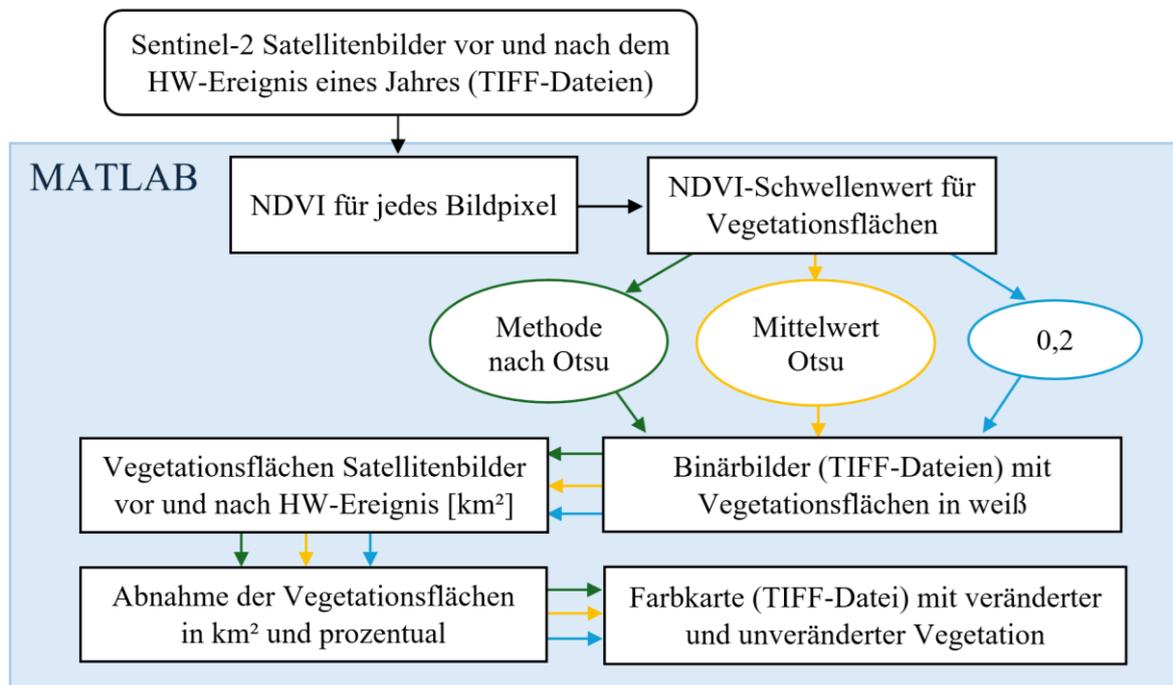


Abbildung 3: Schema zur Ermittlung der Abnahme der Vegetationsflächen durch ein Hochwasserereignis

Aus den Satellitenaufnahmen werden mithilfe des NDVI die Vegetationsflächen in MATLAB ermittelt. Der NDVI wird in der Fernerkundung eingesetzt, um das Grün der Vegetation zu quantifizieren und kann zur Bewertung der Vegetationsdichte verwendet werden. Der Index nimmt Werte von -1 bis 1 an und berechnet sich als Verhältnis zwischen den Werten für Rot (R) und Nahinfrarot (NIR):

$$NDVI = \frac{NIR - R}{NIR + R} \quad (1)$$

Bei den NDVI-Werten gibt es allerdings keine eindeutig festgelegten Grenzwerte für unterschiedliche Bodenbedeckungen. Zur Bewertung der NDVI-Werte sollte daher die Jahreszeit, Pflanzenarten und regionale Unterschiede berücksichtigt werden. Meist entsprechen NDVI-Werte von 0,2 bis 0,4 einer spärlichen Vegetation, Werte zwischen 0,4 und 0,6 einer mäßigen Vegetation und ab einem Wert von 0,6 kann von einer dichten Vegetation ausgegangen werden. Negative NDVI-Werte lassen auf Wasserflächen, Felsen, Bebauung, Schnee und Wolken schließen. [10, 11]

Um die Abnahme der Vegetationsflächen ermitteln zu können, werden bei jedem Satellitenbild die einzelnen Bildpixel in die Klassen Vegetation (= 1) und keine Vegetation (= 0) unterteilt und somit ein Binärbild erstellt. Für diese Unterteilung muss ein Schwellenwert festgelegt werden, sodass ein Pixel als Vegetation detektiert wird, wenn der berechnete NDVI größer als der festgelegte Schwellenwert ist. Je nachdem zu welcher Jahreszeit das HW-Ereignis auftritt, kann ein anderer Schwellenwert zur Detektion der Vegetationsflächen sinnvoll sein.

Um diesen Schwellenwert zu ermitteln, kann die Methode von Otsu verwendet werden. Der Otsu-Algorithmus ist ein automatisiertes Schwellenwertverfahren zur Bildsegmentierung, bei dem der Schwellenwert anhand der Varianz zweier bildgebender Klassen ermittelt wird [12]. So kann in MATLAB mit Hilfe der bereits implementierten Funktion der Schwellenwert nach der Methode von Otsu bestimmt werden [13]. Die Vegetationsflächen werden sowohl für den automatisch ermittelten Schwellenwert nach Otsu (dunkelgrün dargestellt in Abbildung 3) und dessen Mittelwert der beiden Aufnahmen eines Jahres (orange dargestellt in Abbildung 3) als auch über einen festgelegten Schwellenwert von 0,2 (hellblau dargestellt in Abbildung 3) ermittelt.

Um anschließend die Vegetationsflächen für jedes Binärbild zu berechnen, werden die Pixel der Vegetationsflächen zu der Gesamtanzahl der Pixel des Studiengebiets ins Verhältnis gesetzt und mit der Gesamtfläche des Studiengebiets in Quadratkilometer multipliziert. Der Rückgang der Vegetation durch das HW-Ereignis ergibt sich aus der Differenz der Vegetationsflächen vor und nach dem jeweiligen Hochwasser.

Ergebnisse und Diskussion

In Tabelle 2 ist die prozentuale Abnahme der Vegetationsflächen der verschiedenen NDVI-Schwellenwerte und die verwendeten Schwellenwerte für jeweils das höchste jährliche HW-Ereignis der Jahre 2017 bis 2023 dargestellt. Hierbei ist erkennbar, dass die ermittelte Abnahme der Vegetation je nach Wahl des Schwellenwertes variiert. Negative Werte des Vegetationsrückgangs bedeuten eine Zunahme der Vegetation. Bei einem NDVI-Schwellenwert von 0,2 liegt die Abnahme der Vegetationsflächen zwischen -0,5 und 11,3 %. Für den Mittelwert nach der Methode von Otsu ergibt sich ein Vegetationsflächenrückgang zwischen -0,9 und 17,1 %. Wird der Schwellenwert für jede Satellitenaufnahme individuell mit dem Verfahren nach Otsu bestimmt, ist in keinem Jahr eine Zunahme der Vegetationsflächen vorhanden. Die Abnahme der Vegetationsflächen beträgt bis zu 12,7 %. Die durch das Otsu Verfahren ermittelten NDVI-Schwellenwerte liegen hierbei zwischen 0,2 und 0,35.

In Abbildung 5 ist die prozentuale Abnahme der Vegetation in Abhängigkeit des Spitzenabflusses der jeweiligen HW-Ereignisse für die verschiedenen NDVI-Schwellenwerte dargestellt. In den drei Jahren mit den höchsten Abflüssen (2021, 2020 und 2019) findet die größte Abnahme an Vegetationsflächen mit 3,5 bis 17,1 % statt. Somit ist grundsätzlich eine Korrelation zwischen der Abnahme der Vegetationsflächen und dem Durchfluss gegeben. In den Jahren 2017 und 2018, die einen vergleichsweise geringen Spitzenabfluss aufweisen, kann

jedoch bei den NDVI-Schwellenwerten von 0,2 und dem Mittelwert eines Jahres nach der Methode von Otsu eine sehr geringfügige Zunahme der Vegetationsflächen festgestellt werden (negativer Wert).

Tabelle 2: Abnahme der Vegetationsflächen für die verschiedenen NDVI-Schwellenwerte, absteigend nach dem Durchfluss sortiert

Jahr	HW-Abfluss [m ³ /s]	NDVI-Schwellenwert 0,2	Verfahren nach Otsu			
		Vegetationsrückgang [%]	NDVI-Schwellenwert	Vegetationsrückgang [%]	NDVI-Schwellenwert Mittelwert	Vegetationsrückgang [%]
2021	239,0	11,27	0,337	12,69	0,316	17,11
			0,294			
2020	157,0	10,09	0,341	9,67	0,332	11,37
			0,322			
2019	130,0	3,93	0,196	8,78	0,214	3,47
			0,231			
2017	91,6	-0,27	0,345	0,27	0,347	-0,06
			0,349			
2023	52,9	1,59	0,337	1,73	0,337	1,73
			0,337			
2022	12,6	0,98	0,318	2,32	0,324	1,36
			0,329			
2018	14,7	-0,51	0,318	1,20	0,330	-0,86
			0,341			

Die Sentinel-2 Satellitenaufnahmen mit einer Auflösung von 10 m sind erst seit dem Jahr 2017 verfügbar. Somit können für die Bewertung des Einflusses von HW-Ereignissen auf die Vegetationsflächen der Isar nur wenige Daten verwendet werden. Deshalb ist es schwierig, einen konkreten Grenzwert des Abflusses, ab dem sich eine signifikante Veränderung der Vegetationsflächen einstellt, festzulegen. Es ist jedoch grundsätzlich erkennbar, dass ab einem Abfluss größer als 100 m³/s eine deutliche Abnahme der Vegetation festzustellen ist. Bei dem Abflussereignis von 91,6 m³/s im Jahr 2017 findet weder eine Ab- noch Zunahme der Vegetation statt. Diese Entwicklung kann beispielsweise durch relativ geringe HW-Ereignissen in den vorangegangenen Jahren und damit verbundene stärkere Vegetationsentwicklung begründet sein. In den Jahren 2022, 2018 und 2023 mit Abflüssen unter 100 m³/s ist die Abnahme der Vegetation gering und lässt keinen klaren Trend erkennen. Zudem hat die Auswertemethode bzw. die Methode zur Bestimmung des Schwellenwertes einen Einfluss auf die Qualität der Ergebnisse. Um eine eindeutige Aussage treffen zu können, welche Methode die geeignetste ist, und einen Grenzbereich des Abflusses, der mit einem signifikanten Vegetationsrückgang korreliert, festzulegen, sind weitere Analysen sowie Feldmessungen notwendig.

Grundsätzliche Schwierigkeiten bei der Analyse von Vegetationsveränderungen durch HW-Ereignisse ergeben sich aufgrund jahreszeitlicher Vegetationsschwankungen, dem Bewölkungsgrad der Aufnahmen und dem dadurch entstehenden zeitlichen Abstand der verwendbaren Satellitenaufnahmen zu dem jeweiligen HW-Ereignis (siehe Tabelle 1). Aufgrund jahreszeitlicher Vegetationsschwankungen kann bei einem HW-Ereignis im Frühjahr

(Jahr 2019) der Vegetationsrückgang unterschätzt werden und im Herbst (Jahr 2022) überschätzt werden. Dies ist umso wahrscheinlicher, je mehr zeitlicher Abstand zwischen beiden Satellitenaufnahmen liegt. Beispielsweise im Jahr 2019 weist die einzig verwendbare Aufnahme mit geringem Bewölkungsgrad einen zeitlichen Abstand von 32 Tagen zu dem HW-Ereignis auf. Die Vegetationsabnahme durch das HW-Ereignis fällt daher wahrscheinlich höher aus als berechnet.

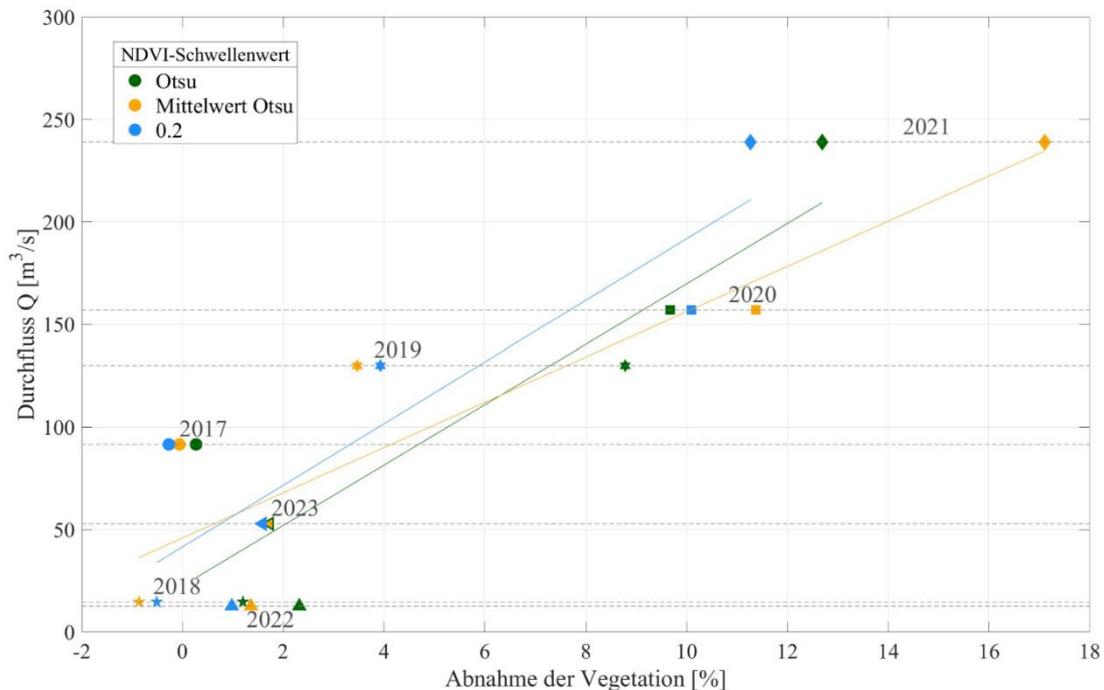


Abbildung 4: Abnahme der Vegetation in Abhängigkeit von Durchfluss und NDVI-Schwellenwert

Fazit

Die vorliegende Studie zeigt, dass die Vegetationsausdehnung mithilfe von hochauflösenden Satellitenaufnahmen ermittelt werden kann. Somit ist es möglich, die Veränderung der Vegetationsflächen in Abhängigkeit des stattfindenden jährlichen Höchstabflusses zu evaluieren und eine Korrelation festzustellen. Der NDVI-Schwellenwert zur Detektion der Vegetationsflächen sollte entsprechend der Vegetation im Untersuchungsgebiet gewählt und gegebenenfalls bei saisonalen Vegetationsveränderungen angepasst werden. Grenzen bei der Ermittlung der Vegetationsausdehnung und -veränderung anhand von Satellitenbildern sind durch den Bewölkungsgrad, saisonale Vegetationsveränderungen, dem zeitlichen Abstand zwischen den Satellitenaufnahmen sowie der kurzen Zeitreihe von hochauflösenden Satellitenbildern gegeben. Satellitenbilder und die hier dargestellte Analyse sind jedoch ein nützliches Werkzeug für die Festlegung eines zukünftigen Gewässermanagements.

Literatur

- [1] Schauer, T.: Die Vegetationsverhältnisse der Oberen Isare vor und nach der Teilrückleitung. In: Jahrbuch des Vereins zum Schutz der Bergwelt (1998), Heft 63, S. 131-183.

- [2] Reich, M.; Carmen, R.: Beachlife an der Oberen Isar: räumliche und zeitliche Dynamik in einem Hotspot der Biodiversität – Abschlussbericht Februar 2021. Institut für Umweltplanung; Leibnitz Universität Hannover, 2021.
- [3] sentinelhub: Beginners Guide, <https://docs.sentinel-hub.com/api/latest/user-guides/beginners-guide/> [Zugriff am: 08.04.2024].
- [4] sentinelhub: Sentinel-2 L2A – About Sentinel-2 L2A Data. copernicus, <https://docs.sentinel-hub.com/api/latest/data/sentinel-2-l2a/> [Zugriff am: 08.04.2024].
- [5] Riebeek, H.: Why is that Forest Red and that Cloud Blue? How to Interpret a False-Color Satellite Image. NASA earth observatory, 2014, <https://earthobservatory.nasa.gov/features/FalseColor#:~:text=Satellites%20collect%20information%20beyond%20what,light%20renders%20the%20familiar%20unfamiliar> [Zugriff am: 25.03.2024].
- [6] sentinelhub: False color infrared product. sentinelhub, 2017, https://custom-scripts.sentinel-hub.com/custom-scripts/sentinel-2/false_color_infrared/ [Zugriff am: 25.03.2024].
- [7] Sentinel Hub EO Browser: 2021-07-22 False Color, 2021, https://apps.sentinel-hub.com/eo-browser/?zoom=13&lat=47.54125&lng=11.36347&themeId=GEOLOGY&visualizationUrl=https%3A%2F%2Fservices.sentinel-hub.com%2Fogc%2Fwms%2F239b83d8-51e9-4f78-805b-7ee9929c1e58&datasetId=S2L2A&fromTime=2021-07-22T00%3A00%3A00.000Z&toTime=2021-07-22T23%3A59%3A59.999Z&layerId=2_FALSE-COLOR&minQa=null&demSource3D=%22MAPZEN%22#search [Zugriff am: 08.04.2024].
- [8] Gewässerkundlicher Dienst Bayern: Aktuelle Messwerte Rißbachdüker/Isar – Abfluss vom 01.01.2017 bis 31.12.2023. Bayerisches Landesamt für Umwelt, https://www.gkd.bayern.de/de/fluesse/abfluss/isar/rissbachdueker-16001303/messwerte?zr=woche&addhr=hr_hw&beginn=01.01.2017&ende=31.12.2023 [Zugriff am: 25.03.2024].
- [9] copernicus; European Space Agency; European Union: Sentinel-2 Mission Guide. copernicus; European Space Agency; European Union, 2024, <https://sentinel.esa.int/web/sentinel/missions/sentinel-2> [Zugriff am: 13.05.2024].
- [10] Cherlinke: NDVI FAQ: All You Need To Know About Index. EOS Data Analytics, 2019, <https://eos.com/blog/ndvi-faq-all-you-need-to-know-about-ndvi/> [Zugriff am: 26.03.2024].
- [11] Landsat Missions: Landsat Normalized Difference Vegetation Index. Landsat Missions, <https://www.usgs.gov/landsat-missions/landsat-normalized-difference-vegetation-index> [Zugriff am: 26.03.2024].
- [12] Otsu, N.: A Threshold Selection Method from Gray-Level Histograms. In: IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics 9 (1979), Heft 1, S. 62-66. <https://doi.org/10.1109/TSMC.1979.4310076>.
- [13] MathWorks: graythresh – Global image threshold using Otsu's method, https://de.mathworks.com/help/images/ref/graythresh.html?s_tid=doc_ta [Zugriff am: 27.03.2024].

Die Katastrophe von Derna und der Einfluss des Klimawandels auf die Sicherheit von Staudämmen

M. Aufleger¹ und N. Kafashan¹

¹ Universität Innsbruck, Arbeitsbereich Wasserbau, Technikerstr. 13, 6020 Innsbruck, AUSTRIA

E-Mail: markus.aufleger@uibk.ac.at; nima.kafashan@uibk.ac.at

Kurzfassung

Am 11. September 2023 verursachte ein außergewöhnlich schweres Hochwasserereignis im Wadi Derna, Libyen, den Bruch zweier Staudämme. Mehrere Tausend Menschen fanden den Tod. Viele sind weiterhin vermisst. Die ungewöhnlich intensiven Niederschläge, die das Sturmtief Daniel brachte, werden in direktem Zusammenhang mit den hohen Wassertemperaturen des Mittelmeeres im Sommer 2023 gesehen. Dieses verheerende Ereignis gibt Hinweise auf die zunehmenden Risiken, denen Talsperren im Kontext des Klimawandels ausgesetzt sind. Eine erste zusammenfassende und sehr grobe Bewertung der Katastrophe von Derna am Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck umfasste die Analyse von historischen Daten, Satellitenbildern und hydrologischen Bewertungen. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die relevanten Hochwasserabflüsse während des Ereignisses die Kapazität der Hochwasserentlastungsanlagen weit überstiegen. Diese Überlastung führte zu einem Überlaufen der Stauanlagen und letztendlich zu deren Zerstörung, was tausende Todesopfer zur Folge hatte. Diese Tragödie in Derna sollte als Weckruf für die internationale Gemeinschaft gelten. Sie zeigt die dringende Notwendigkeit auf, die internationalen Vorgaben und Empfehlungen zur Sicherheit von Talsperren zu überprüfen und sie den Herausforderungen eines sich rapide verändernden Klimas anzupassen. Es ist unabdingbar, dass die wissenschaftliche Gemeinschaft, das Ingenieurwesen und die Politik zusammenarbeiten, um diesen derzeit nicht quantifizierbaren Risiken gerecht zu werden und die Sicherheit der Bevölkerung zu gewährleisten.

Einleitung

Absperrbauwerke von Talsperren werden entweder als Staumauern oder Staudämme errichtet. Staumauern sind aufgrund ihrer robusten Bauart (Beton, bei älteren Anlagen fallweise Bruchsteinmauerwerk) typischerweise weniger anfällig für äußere Erosion. Im Gegensatz dazu bestehen Staudämme aus Erdbaustoffen mit sehr unterschiedlichen Kornverteilungen sowie verschiedenen anderen Konstruktionselementen wie künstlichen Dichtungssystemen, Fahrbahnen oder weiteren baulichen Strukturen im Bereich der Dammkrone. Sofern diese Dammbauwerke nicht speziell dafür ausgelegt sind, können sie den Belastungen aus den bei einer Überströmung einwirkenden Schubspannungen nicht dauerhaft widerstehen. Übersteigt der Wasserspiegel im Oberwasser die Dammkrone, so kann der daraus resultierende flächige Abfluss über die luftseitige Böschung nicht über eine längere Zeit schadlos aufgenommen werden. Sobald dieser Prozess begonnen hat, führen die dann unvermeidbaren Erosionsvorgänge mit einer hohen Wahrscheinlichkeit zum Versagen des Bauwerks. Ein Dambruch erzeugt eine Flutwelle, die sich entsprechend den topografischen Gegebenheiten talwärts ausbreitet und dabei gravierende Auswirkungen haben kann. Die rasch ansteigenden Wasserstände und hohen Fließgeschwindigkeiten können katastrophale Schäden verursachen. Der Verlust von Menschenleben ist bei diesen Ereignissen sehr wahrscheinlich.

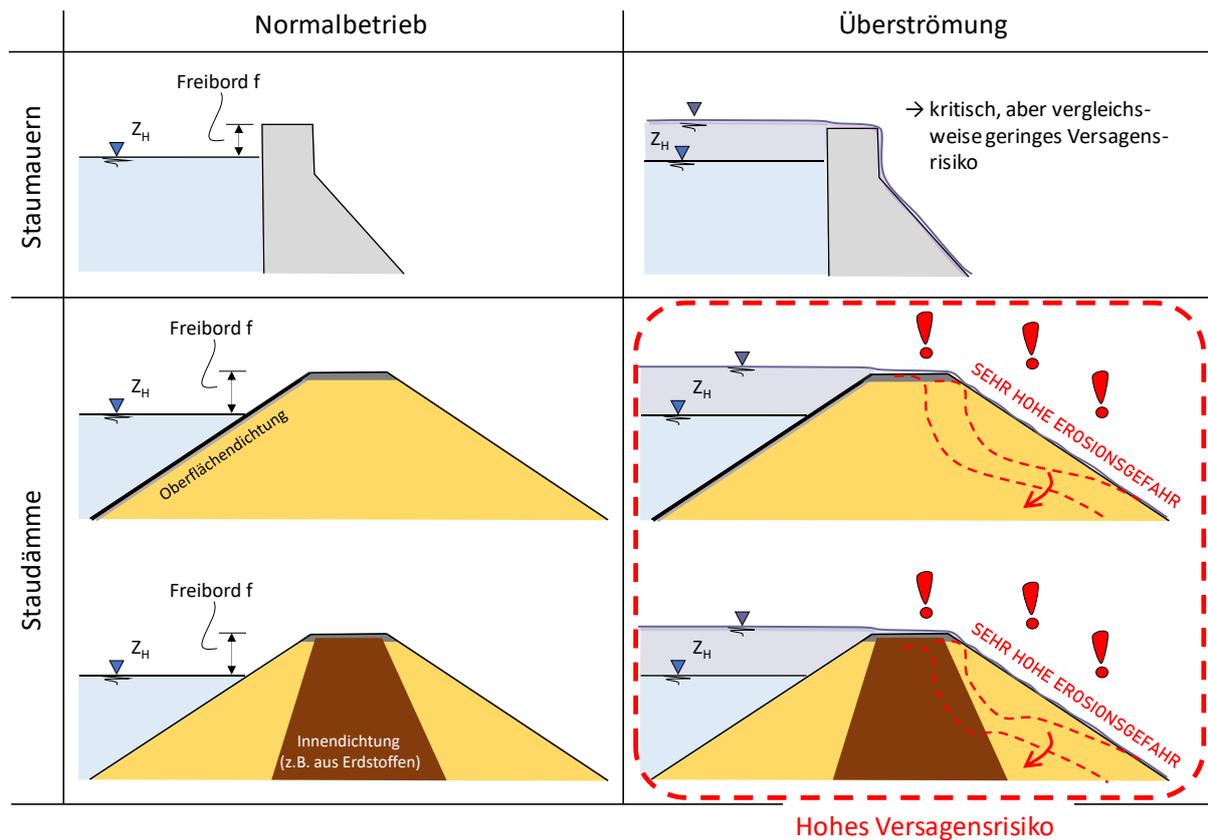


Abbildung 1: Folgen der Überströmung von Absperrbauwerken von Talsperren - Staumauern und Staudämmen im Normalbetrieb und im ereignisbezogenen Betrieb bei Überströmung (stark vereinfachende Schemaskizzen) [9]

Die Empfindlichkeit der Staudämme gegenüber Überströmung ist zwingend bei der Dimensionierung, bei der Überwachung sowie bei den regelmäßig erforderlichen eingehenden Überprüfungen von Talsperren zu beachten. Aus der Geschichte ist eine Reihe von Brüchen von Staudämmen bekannt. Auch in der jüngeren Zeit wurde eine markante Anzahl kritischer Situationen an Staudämmen beobachtet. Im September 2023 kam es zu einer der bisher größten Talsperrenkatastrophen, möglicherweise sogar zu dem größten bisherigen Unglück durch das Versagen einer einzelnen Sperre. Dieser Beitrag soll die Aufmerksamkeit auf dieses Ereignis richten und wesentliche Aspekte zusammenfassen.

Die Aussagen und Informationen in diesem Artikel über die Katastrophe vom 11. September 2023 in Derna wurden auf Basis frei verfügbarer Informationen aus dem Internet erstellt. Dies ist bei der Interpretation der Inhalte zu beachten. Zunächst wurde ein interner Bericht des Deutschen Talsperrenkomitees (DTK) erstellt, innerhalb dieses Gremiums diskutiert und aufgrund der Bedeutung des Ereignisses zur Veröffentlichung in der deutschen Fachzeitschrift "WASSERWIRTSCHAFT" vorgeschlagen. Diese Veröffentlichung [6] bildet eine wichtige Grundlage für die vorliegende Veröffentlichung. Zwischenzeitlich erfolgte im Juni 2024 eine Veröffentlichung von Experten aus Libyen, die ebenfalls berücksichtigt wurde. **WICHTIG:** Angesichts der Schwere der Katastrophe mit mehreren tausend Todesopfern wird besondere Sensibilität im Umgang mit den bereitgestellten Informationen und deren Interpretation empfohlen.

Die Katastrophe

Derna bzw. Darna ist eine Hafenstadt im Nordosten Libyens mit etwa 100.000 Einwohnern. Sie liegt an der Mündung des Wadi Derna ins Mittelmeer. In diesem Tal wurden vor Jahrzehnten zwei Talsperren gebaut, um die Stadt vor Hochwasser zu schützen (Abbildung 2). Am 11. September 2023 erreichte eine katastrophale Flutwelle die Stadt Derna. Belastbare Informationen zu genauen Opferzahlen fehlen, jedoch wird von einigen Tausend Todesfällen ausgegangen.

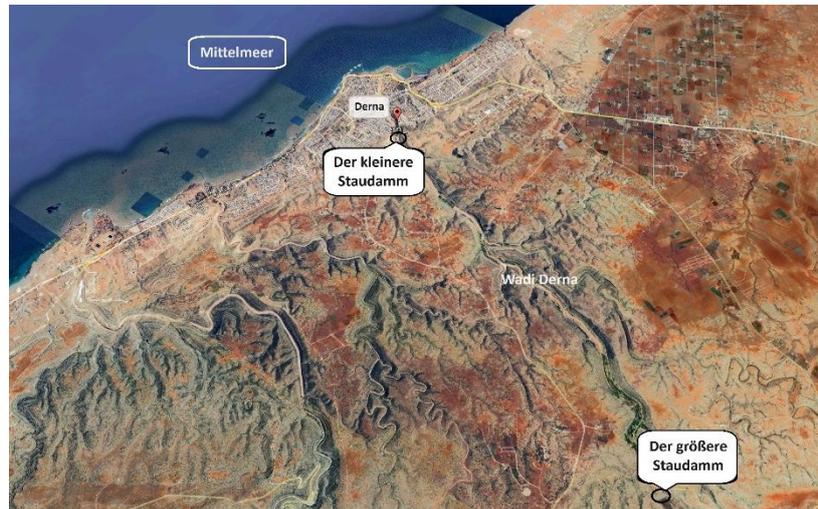


Abbildung 2: Übersicht [Google Earth, bearbeitet]

Die Staudämme

Die Errichtung der beiden Staudämme im Wadi Derna erfolgte zwischen 1973 und 1977. In verschiedenen Quellen werden unterschiedliche Namen für diese Staudämme genannt. So existieren Bezeichnungen wie Abu-Mansur-Damm (bzw. Mansour-Damm) für einen der Staudämme und Al-Bilad-Damm (bzw. Derna-Damm) für den anderen. Aus diesem Grund werden in diesem Artikel die beiden Dämme über ihre Größe beschrieben.

Der kleinere Staudamm wurde am Ende des Wadi Derna unmittelbar vor dem Beginn der Küstenstadt errichtet. Für die deutlich größere Talsperre wurde ein Standort etwa 13 Kilometer oberhalb der kleineren Anlage im Bereich der Mündung eines Seitentals gewählt. Die Talsperren waren Teil eines umfassenden Infrastrukturnetzwerks, dessen Zielsetzung insbesondere der Hochwasserschutz war.

Die Absperrbauwerke der Talsperren wurden als Steinschüttdämme mit natürlichem Kern ausgeführt (Tabelle 1, Abbildung 3). Als Hochwasserentlastungsanlage ist jeweils ein trichterförmiger Schachtüberfall angeordnet. Die Abmessungen dieser Strukturen lassen sich anhand von Satellitenbildern grob abschätzen. Die maximale Leistungsfähigkeit dieser nicht überlastbaren Entlastungsanlagen mit einem Innendurchmesser des Schachtes von etwa 3 m bis 4 m kann mit empirischen Formeln zu etwa $100 \text{ m}^3/\text{s}$ bis $200 \text{ m}^3/\text{s}$ grob abgeschätzt werden. Die Auswertung der Bilddaten zu verschiedenen Zeitpunkten lässt den Schluss zu, dass an beiden Talsperren ein Grundablass angeordnet ist, welcher augenscheinlich mit dem Ablauf aus dem Schachtüberfall zusammengeführt wird. Am kleineren Staudamm war der Einlauf des Grundablasses auf den letzten Fotos vor dem Bruch noch erkennbar (Abbildung 3). Beim größeren Staudamm hingegen ist anzunehmen, dass Ablagerungen im Stauraum den Einlauf zum Grundablass bereits seit geraumer Zeit vollständig blockieren (Abbildung 3).

Es ist davon auszugehen, dass an beiden Talsperren im September 2023 ein relevanter Teil der Speicherkapazität aufgrund von Sedimentablagerungen nicht mehr verfügbar war.

Tabelle 1: Ausgewählte technische Informationen zu den Staudämmen [2, 7]

Name	Spezifikationen	
	Der größere Staudamm	Der kleinere Staudamm
Typ	Steinschüttdamm mit natürlichem Kernmaterial	Steinschüttdamm mit natürlichem Kernmaterial
Höhe	75 m	45 m (bzw. 40 m)
Kronenlänge	300 m (bzw. 380 m)	130 m (bzw. 100 m)
Breite (Dammfuß)	104 m (bzw. 158 m)	56 m (bzw. 84 m)
Breite (Dammkrone)	7 m	8 m
Böschungsneigung	1:1,4 (Wasserseite), 1:1,5 (Luftseite)	1:1,5 (Wasserseite), 1:1,4 (Luftseite)
Dammvolumen	735.000 m ³ (bzw. 666.000 m ³)	104.000 m ³ (bzw. 78.000 m ³)
Speicherkapazität (nach Fertigstellung)	18.000.000 m ³ (bzw. 22.500.000 m ³)	1.500.000 m ³

Der kleinere Staudamm



Der größere Staudamm



Abbildung 3: Satellitenbilder und Fotoaufnahmen der beiden Staudämme [MAXAR, 3, Google Earth, commons.wikimedia.org]

Hydrologie

Derna liegt an der Mittelmeerküste am östlichen Ende des Gebirges Dschabal al-Achdar. Das Wadi Derna beginnt in diesem Gebirge und verläuft zunächst von Westen nach Osten in etwa parallel zur rund 20 Kilometer entfernten Mittelmeerküste. In seinem Unterlauf ändert es seine Ausrichtung auf Nordost und mündet schließlich in der Stadt Derna ins Mittelmeer. Das Einzugsgebiet umfasst etwa 570 Quadratkilometer [1]. Die durchschnittliche jährliche Abflussfracht im Einzugsgebiet wird bei einem durchschnittlichen Gesamtniederschlag von 303 mm auf knapp 140 Mio. m³ pro Jahr geschätzt (Daten bezogen auf einen Zeitraum von 40 Jahren zwischen 1960 und 2000 [1]).

In der Vergangenheit wurden in Nordlibyen mehrere bemerkenswerte Überflutungen mit dem Verlust von Menschenleben verzeichnet. Durch den Bau der beiden Staudämme konnte eine deutliche Verbesserung des Hochwasserschutzes für das Wadi Derna und die Stadt erreicht werden. So ist dokumentiert, dass bei einem signifikanten Hochwasserereignis im November 1986 in den beiden Staubecken 13 Mio. m³ Wasser zurückgehalten werden konnten [1, 7].

Die Informationen zu den hydrologischen Bemessungsgrößen der beiden Talsperren [7] zeigen Scheitelabflüsse (Tabelle 2, 'HW Abfluss'), welche deutlich über der anzunehmenden hydraulischen Leistungsfähigkeit der Schachtüberfälle an den beiden Talsperren liegen. Es ist davon auszugehen, dass die damaligen Nachweise zur Hochwassersicherheit unter vollem Ansatz der Speicherinhalte der Talsperren und der Systemwirkung der Anlagen erfolgten. Im Jahr 2003 wurde durch ein internationales Ingenieurbüro unter Ansatz einer Eintrittswahrscheinlichkeit von 1000 Jahren für eine ausgewählte Hochwasserwelle ein Volumen von 67 Mio. m³ sowie ein Scheitelabfluss von 2526 m³/s ermittelt [7].

Tabelle 2: Bemessungsgrößen zum Nachweis der Hochwassersicherheit (1972) [7, bearbeitet]

Einzugsgebiet	Jährlichkeit (Jahr)					
	100		1000		10000	
	HW Volumen (10 ⁶ m ³)	HW Abfluss (m ³ /s)	HW Volumen (10 ⁶ m ³)	HW Abfluss (m ³ /s)	HW Volumen (10 ⁶ m ³)	HW Abfluss (m ³ /s)
Gesamtes Derna-Einzugsgebiet	10	610	18	1100	29	1780
Am größeren Staudamm	8	490	14	855	22,5	1380

Das Sturmtief Daniel

Das Sturmtief Daniel formierte sich am 4. September 2023 als Tiefdruckgebiet und führte zu schweren Überschwemmungen in Griechenland, Bulgarien und der Türkei. Auf seinem Weg zur Küste Libyens entwickelte er sich zu einem Mittelmeertief mit quasi-tropischen Eigenschaften. Die Entstehung dieses Sturms war auf ein besonderes meteorologisches Phänomen ('Omega-Block') zurückzuführen [4]. Die Wassertemperatur des Mittelmeers erreichte im Sommer 2023 ein bisher nicht bekanntes Niveau. Zur Zeit des Sturmtiefs Daniel lagen die Meerestemperaturen nahe der Küste Libyens um drei bis vier Grad über dem Normalwert. Nach dem Auftreffen des Tiefs auf das libysche Festland fielen, verschiedenen Quellen zufolge [6] (siehe auch Abbildung 4), im Zeitraum vom 9. bis 11. September im Einzugsgebiet von Derna durchschnittlich 200 mm Niederschlag. In einer Studie [8] wird diesem Ereignis ein statistisches Wiederkehrintervall von über 600 Jahren zugeordnet. Die Statistik hydrologischer Ereignisse ist auch im Mittelmeerraum in hohem Maße durch den Klimawandel beeinflusst. Extreme Ereignisse werden deutlich häufiger und intensiver [8].

Das Niederschlagsereignis war sehr großflächig wirksam. Vermutlich korrelierte die von West nach Ost verlaufende Niederschlagsentwicklung mit der Entwicklung des Oberflächenabflusses im Wadi. Unter Verwendung einfacher Ansätze wurde abgeschätzt, dass die Wasserfracht des etwa 70 Mio. m³ bis über 100 Mio. m³ betrug und von einem maximalen Zufluss zum größeren Damm von zumindest mehreren Hundert m³/s, wenn nicht sogar deutlich darüber, auszugehen ist [6]. In einer Studie libyscher Experten [7] wurde eine Abflussspitze von etwa 2350 m³/s und ein Volumen der Hochwasserwelle von 69 Mio. m³ ermittelt.

Der wahrscheinliche Ablauf der Katastrophe

Es ist davon auszugehen, dass die Stauräume der beiden Talsperren vor dem Hochwasserereignis weitgehend leer waren. Aufgrund umfassender Sedimentablagerungen im Oberwasser der beiden Dämme war der tatsächlich verfügbare Stauraum im Vergleich zur Bauzeit vermutlich bereits deutlich reduziert. Der Grundablass am größeren Staudamm ist zu diesem Zeitpunkt als nicht mehr funktionsfähig anzunehmen (Abbildung 4, Skizze A). Die aus dem oberen Wadi Derna zuströmende Hochwasserwelle dürfte zunächst das vergleichsweise große Reservoir bzw. den Rückhalteraum des größeren Staudammes gefüllt haben. Direkt unterhalb des Staudammes ist in diesem Zeitraum keine Zunahme des Wadi-Abflusses möglich gewesen. Eine Weitergabe von Abfluss in Richtung der Stadt Derna fand zu dieser Zeit nicht

statt (Abbildung 4, Skizze B). Die Wasserfracht der Hochwasserwelle überschritt den Speicherinhalt deutlich. Der Wasserstand im Oberwasser des größeren Staudammes muss nun bis zur Oberkante des Schachtüberfalls angestiegen sein, wodurch die wesentliche Retentionswirkung der Talsperre aufgebraucht war. Der weitere Zufluss überschritt dann die hydraulische Leistungsfähigkeit des hydraulisch nicht überlastbaren Schachtüberfalls deutlich (Abbildung 4, Skizze C). Der Oberwasserspiegel des größeren Staudamms muss dadurch zwingend weiter angestiegen sein (Abbildung 4, Skizze D). Es ist sehr wahrscheinlich, dass der Bruch des Damms durch das Überlaufen der Dammkrone mit anschließender Breschenbildung verursacht wurde. Die maximalen Abflüsse der sich aus Damnbrüchen ergebenden Flutwellen können u.a. mit einfachen Faustformeln (u.a. [5]) grob abgeschätzt werden. Für den Bruch des größeren Staudammes ergeben sich hieraus Spitzenabflüsse in der Größenordnung von deutlich über 10.000 m³/s (Abbildung 4, Skizze E). Der aus dem Bruch des größeren Staudammes resultierende maximale Abfluss übersteigt damit den anzunehmenden natürlichen Zufluss aus dem Einzugsgebiet des Wadi Derna um ein Vielfaches (Abbildung 4, Skizze F). Aus Geländespuren gibt es Hinweise darauf, dass der maximale Wasserspiegel am kleineren Staudamm etwa 9 Meter über der Dammkrone lag [7]. Welchen Beitrag diese vergleichsweise kleine Talsperre, welche im Zuge des Ereignisses ebenfalls zerstört wurde, zur Entwicklung der Katastrophe leistete, ist aus Sicht der Autoren nicht klar. Jedenfalls muss die aus dem Bruch des größeren Staudammes resultierende Flutwelle mit einer Höhe von mehreren Metern bei ihrem Eintreffen in der Stadt Derna eine gewaltige Zerstörungskraft gehabt haben. Der maximale Abfluss dieser Welle überstieg den natürlichen Hochwasserzufluss aus dem Einzugsgebiet um ein Vielfaches.

Diskussion

Die beiden Talsperren im Wadi Derna waren in der Vergangenheit in der Lage, den Hochwasserschutz der Unterlieger wirksam zu verbessern. Das Ereignis im September 2023 überstieg jedoch die maximale Retentionswirkung der Talsperren und die hydraulische Leistungsfähigkeit der nicht überlastbaren Hochwasserentlastungsanlagen deutlich. Der Bruch der Staudämme war in der weiteren Folge unvermeidbar – unabhängig vom Unterhaltungszustand der Absperrbauwerke. Die Höhe der durch den Bruch des größeren Staudammes ausgelösten Flutwelle übertraf den ohne die Existenz der Talsperren anzunehmenden maximalen Hochwasserabfluss deutlich. Von besonderer Relevanz ist die Tatsache, dass die hohe Anzahl an Todesopfern in Derna auf das Versagen der Staudämme zurückzuführen ist. Ohne die Existenz dieser Talsperren wäre zweifellos ebenfalls ein erheblicher Schaden aufgrund eines extremen Hochwasserabflusses entstanden. Die enorme Wucht der Bruchwelle übertraf jedoch diese Abflüsse um ein Vielfaches. Die Folge war eine der verheerendsten Talsperren-Katastrophen der Geschichte.

Die größere Talsperre ist von herausragender Bedeutung für den Ablauf der Katastrophe. Ihre Retentionswirkung und die hydraulische Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage sind im Hinblick auf die hydrologischen Bemessungsgrößen zum Nachweis der Hochwassersicherheit aus dem Jahre 1972 bereits sehr kritisch zu sehen. Setzt man die im Jahre 2003 ermittelten hydrologischen Werte an, so kann ein Nachweis der Hochwassersicherheit nicht gelingen. Die dort angesetzten deutlich schärferen hydrologischen Bemessungswerte mit einem statistischen Wiederkehrintervall in der Größenordnung von 1000 Jahren wurden durch das tatsächliche Ereignis im September 2023 erreicht bzw. überschritten.

Durch den Klimawandel ändern sich grundlegende Randbedingungen bei der Entstehung von Niederschlägen. Dieser grundlegende Zusammenhang hat auch das Sturmtief Daniel mitgeprägt. Die weiteren Folgen des Klimawandels auf die Veränderungen der für die Hochwassersicherheit von Stauanlagen relevanten hydrologischen Größen sind nicht bekannt.

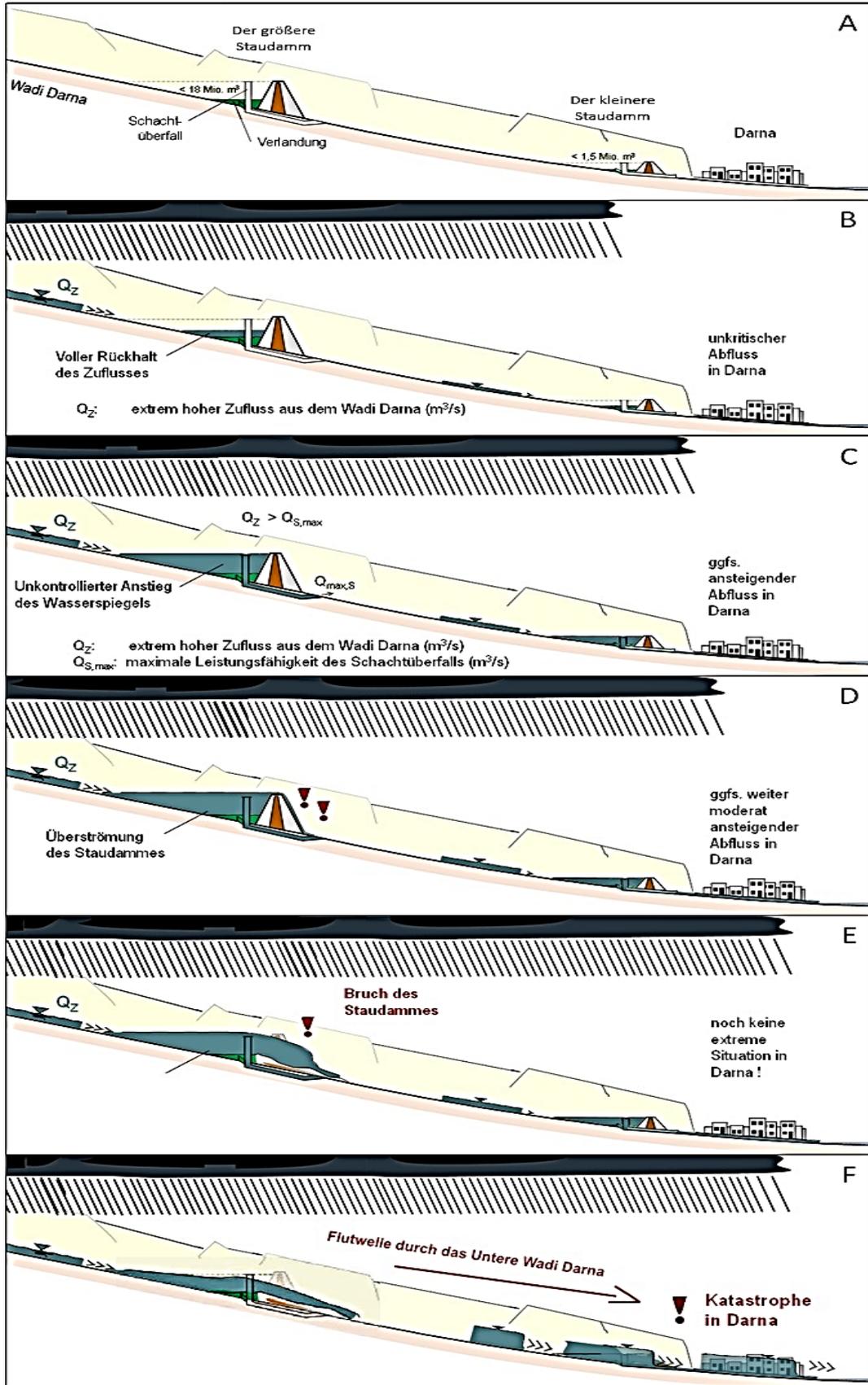


Abbildung 4: Vereinfachende Rekonstruktion eines wahrscheinlichen Ablaufs der Katastrophe [6, bearbeitet]

Schlussfolgerungen

Aus der Katastrophe von Derna ergeben sich verschiedene Schlussfolgerungen und das Erfordernis verschiedene grundlegende Aussagen zur Planung und zur Sicherheitsanpassung von Talsperren in Erinnerung zu rufen:

- Grundsätzlich kann mit Talsperren - neben vielen anderen Aufgaben (u.a. Wasserversorgung, Bewässerung) - auch wirksamer Hochwasserschutz geleistet werden.
- Talsperren müssen mit einer sehr hohen Zuverlässigkeit dauerhaft gegen strukturelles Versagen gesichert sein. Hier ist ein Nachweis der Hochwassersicherheit von größter Bedeutung.
- Das Versagen von Talsperren führt zu nicht beherrschbaren, katastrophalen Situationen. Die Katastrophe in Derna ist eines der schlimmsten Talsperren-Unglücke in der Geschichte.
- Der Klimawandel beeinflusst die maximal zu erwartenden Zuflüssen zu den Talsperren erheblich. Die ohnehin schon bekannten Unsicherheiten bei der Bestimmung der Bemessungsgrößen zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren nehmen weiter zu.
- Die Bemessungsgrößen zum Nachweis der Hochwassersicherheit müssen regelmäßig geprüft werden. Gegebenenfalls müssen Anpassungen an den Anlagen erfolgen (z.B. Erhöhung der Leistungsfähigkeit und der Zuverlässigkeit von Hochwasserentlastungsanlagen)
- Erdschüttdämme sind aufgrund ihrer Anfälligkeit gegenüber Überströmung in diesem Zusammenhang gefährdeter als Staumauern.
- Hydraulisch nicht überlastbare Hochwasserentlastungsanlagen (insbesondere Schächte wie "Morning Glory") sind besonders kritisch zu betrachten.

Quellenverzeichnis

- [1] Ashoor, A. R. (2022): Estimation of the surface runoff depth of Wadi Derna Basin by integrating the geographic information systems and Soil Conservation Service (SCS-CN) model. In: SEBHA University Journal of Pure & Applied Sciences 21, Heft. 2, S. 90–100.
- [2] Hidrotehnika-Hidroenergetika Company: WADI DERNA. 2016 (<https://www.hidrotehnika.rs/en/libya/wadi-derna/>).
- [3] Gazzini, C. (2023): When the Dams in Libya Burst: A Natural or Preventable Disaster. CRISIS GROUP, (<https://www.crisisgroup.org/middle-east-north-africa/north-africa/libya/when-dams-libya-burst-natural-or-preventable-disaster>)
- [4] Wikipedia.: Storm Daniel. 2023 (https://en.wikipedia.org/wiki/Storm_Daniel)
- [5] Froehlich, D.C. (2016): Predicting Peak Discharge from Gradually Breached Embankment Dam. In: Journal of Hydrologic Engineering 21, Heft 11.
- [6] Aufleger, M.; Kafashan, N. (2024): Die Talsperrenkatastrophe vom 11.09.2023 im Wadi Darna, Libyen. In: Wasserwirtschaft, 114 (4), S. 10-17. DOI: 10.1007/s35147-024-2321-0
- [7] Ashoor, A., Eladawy, A. (2024): Navigating catastrophe: lessons from Derna amid intensified flash floods in the Anthropocene. In: Euro-Mediterr J Environ Integr.
- [8] Zachariah, M.; Kotroni, V.; Kostas, L.; et al. (2023): Interplay of climate change-exacerbated rainfall, exposure and vulnerability led to widespread impacts in the Mediterranean region, Grantham Institute for Climate Change.
- [9] Pohl, R.; Carstensen, D.; Aufleger, M. (2022): Verbleibendes Risiko und Notfallpläne für Talsperren, Hochwasserrückhalte- und Speicherbecken. In: WasserWirtschaft - Fachzeitschrift für Wasser und Umwelttechnik, 112/9, S. 12-19.

Großwärmespeicher in Felsschächten

S. Messerklinger¹ und M. Smaadah²

¹ Fachhochschule Oberösterreich, Fakultät für Technik und Angewandte Naturwissenschaften
Campus Wels, Stelzhamerstraße 23, A-4600 Wels, AUSTRIA

² Ostschweizer Fachhochschule, Oberseestraße 10,
CH-8640 Rapperswil-Jona, SWITZERLAND

E-Mail: sophie.messerklinger@fh-wels.at

Kurzfassung

Großwärmespeicher spielen zukünftig eine Schlüsselrolle in Wärmesystemen. Sie ermöglichen eine breite Integration von erneuerbaren solaren Energiequellen und industrieller Abwärme, weil sie den Erzeugern und Verbrauchern die erforderliche Flexibilität durch die Pufferspeicherung zur Verfügung stellen. Damit tragen sie maßgebend zur Integration nachhaltiger volatiler Energiequellen in der Wärmeversorgung und zur Erreichung der Energie- und Klimaziele bei.

In diesem Artikel wird die grundsätzliche Projektidee der Verwendung von Hohlräumen im Untergrund zur Speicherung von Wärme unter Berücksichtigung der speziellen Anforderungen an Großwärmespeicher in Wärmeverteilnetzen dargestellt. Es werden die Ergebnisse der Machbarkeitsstudie in Bezug auf Wärmeverluste und Kosten zusammengefasst und die noch zu lösenden Herausforderungen bis zur Realisierung dargestellt und diskutiert.

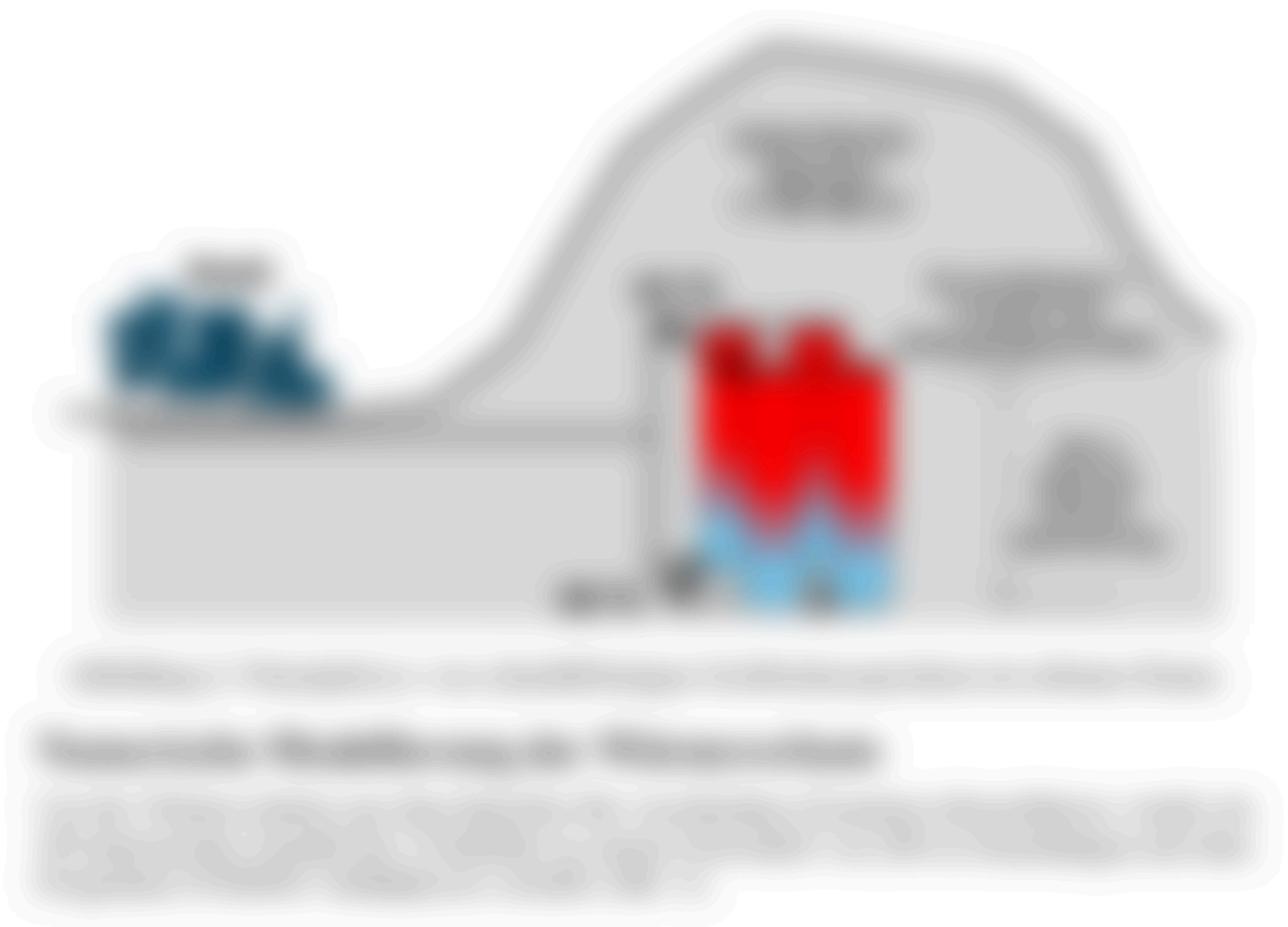


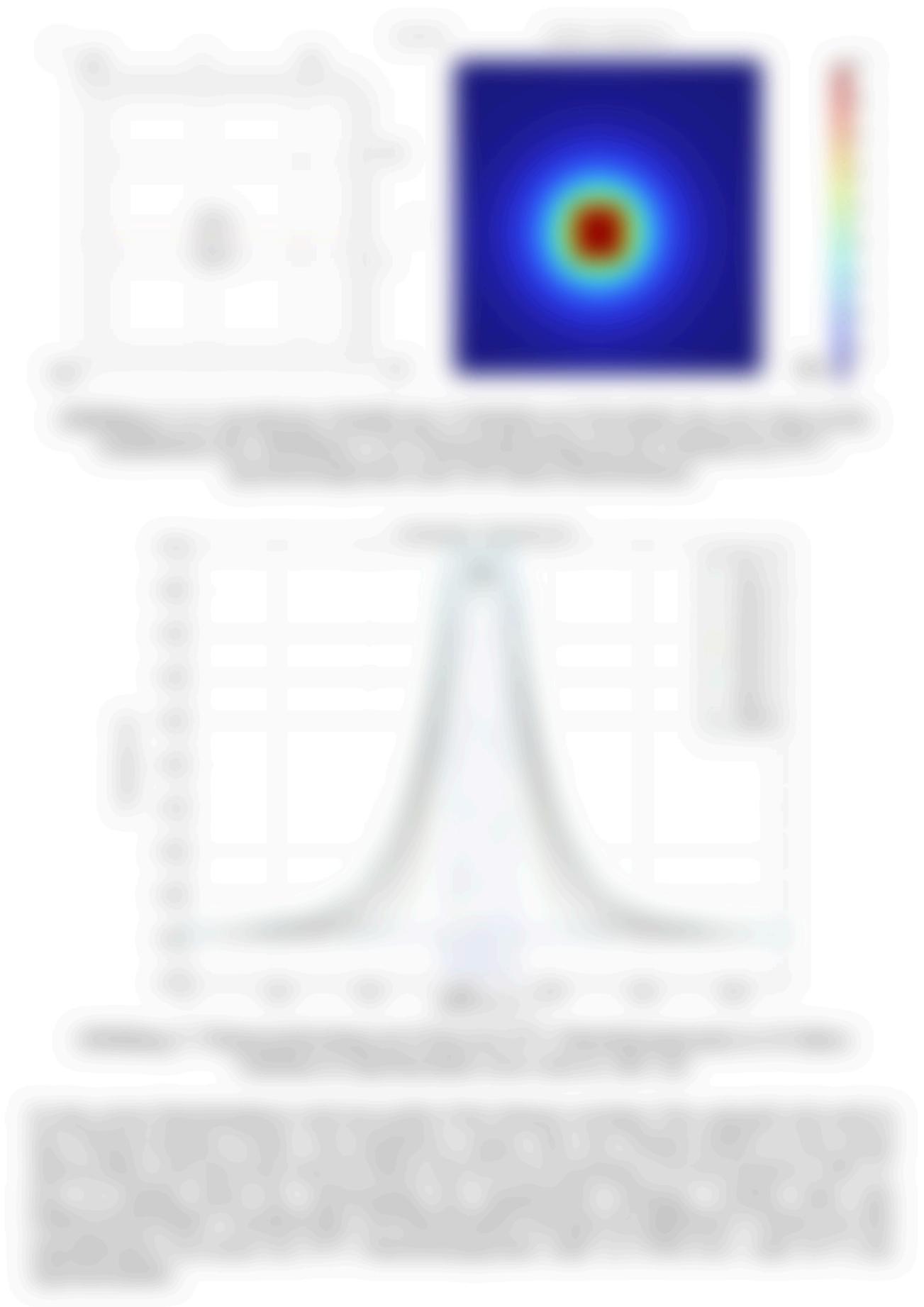
[Blurred text block]

XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX

[Blurred text block]

[Blurred text block]







1. **Introduction**

2. **Methodology**

3. **Results**

- **Table 1**
- **Table 2**
- **Table 3**

4. **Discussion**

- **Table 4**
- **Table 5**
- **Table 6**

5. **Conclusion**

6. **References**

THE
REPUBLICAN
OF
THE
STATE
OF
NEW
YORK

Korrosionsschutz von elektrifizierten Bauteilen unter Wasser

Überprüfung der Anwendbarkeit von kathodischem Korrosionsschutz an elektrifizierten Fischleitrechen

F. Unterberger¹, B. Brinkmeier² und M. Aufleger¹

¹ Arbeitsbereich Wasserbau, Institut für Infrastruktur, Technikerstraße 13, A-6020 Innsbruck, AUSTRIA

² HyFish GmbH, Technikerstraße 13, A-6020 Innsbruck, AUSTRIA

E-Mail: felix.unterberger@uibk.ac.at

Kurzfassung

Im Rahmen einer interdisziplinären Forschungsarbeit wurde die Verhinderung von Korrosion an elektrifizierten Bauteilen unter Wasser (hier: Fischleitrechen) untersucht. Elektrifizierte Fischscheuch- und Fischleitsysteme zeigen trotz größerer Abstände der Stäbe bzw. Seile sehr gute Fischschutzeigenschaften und führen gleichzeitig zu reduzierten hydraulischen Verlusten gegenüber anderen Fischschutzrechen (Feinrechen). Durch gepulsten elektrischen Strom wird an Rechen oder ähnlichen Strukturen ein elektrisches Feld erzeugt, das Fische z.B. vom Einschwimmen in Kraftwerkseinläufe hindert. Die Wirksamkeit des Systems setzt jedoch elektrische Ströme im Wasser voraus. Bei der Anwendung von der bisher typischerweise verwendeten Gleichstromimpulse kommt es an den Stahlelektroden zu elektrochemischen Korrosionserscheinungen. Diese müssen für den nachhaltigen Betrieb der Anlagen jedoch verhindert bzw. eingedämmt werden. Es wurde untersucht, ob durch Veränderung der Pulse und/oder einen zusätzlichen kathodischen Korrosionsschutz die elektrifizierten Anlagenteile geschützt werden können. In einem Langzeitversuch im Labor des Arbeitsbereichs Wasserbau der Universität Innsbruck wurden dafür unterschiedliche elektrische Konfigurationen getestet. Trotz gepulster elektrischer Spannung zeigte sowohl das elektrische Potential als auch der nötige Schutzstrom im zeitlichen Mittel sehr gute Übereinstimmung mit üblichen Werten, die vom kathodischen Korrosionsschutz mit Fremdstrombeeinflussung bekannt sind. Die Ergebnisse belegen somit die Anwendbarkeit des kathodischen Schutzes für die elektrifizierten Fischleitrechen. Zur Validierung der Untersuchung sind Tests an entsprechenden Pilotanlagen geplant.

Einleitung

Wasserkraft ist eine erneuerbare Energiequelle, die einen wichtigen Beitrag zur Stromerzeugung und zum Klimaschutz leistet. Allerdings hat die Nutzung von Wasserkraft auch negative Auswirkungen auf die aquatischen Ökosysteme, insbesondere auf die Fischfauna. Die Turbinen von Wasserkraftwerken können zu Verletzungen oder Mortalität von Fischen führen [1], [2]. Ein gängiges Verfahren, um Fische vor dem Einschwimmen Turbinen zu schützen, ist die Verwendung eines Horizontalrechens mit sehr kleinen Stababständen, die der Zielfischart das Durchschwimmen verwehren. Dieser Ansatz hat jedoch den Nachteil, dass er hohe hydraulische Verluste verursacht und nur für kleine bis mittlere Kraftwerke geeignet ist [3]. Eine mögliche technische Lösung, um die Fische trotz großer Stababstände vor den Turbinen zu schützen, sind hybride Barrieren. Durch eine zusätzliche Verhaltensbeeinflussung durch ein schwaches elektrisches Feld im Wasserkörper können diese mit größeren Stababständen ausgeführt werden [4], [5], [6], [7], [8], [9]. Es wurden bereits zwei Pilotanlagen

in Betrieb genommen [10]. Durch die Elektrifizierung der Stahlseile kam es jedoch zu einer schnell voranschreitenden Korrosion, die die Funktionalität und die Lebensdauer der Fischschutzanlagen beeinträchtigt. Aus dem Rohrleitungsbau ist bekannt, dass unabsichtlich mit Fremdstrom 'elektrifizierte' Bauteile in der Nähe von gleichstrombetriebenen Bahnen durch geeignete Maßnahmen vor Korrosion geschützt werden können [11]. Auch zur Beeinflussung von Wechselstrom wurden bereits einige Untersuchungen durchgeführt [12]. In einem Langzeitversuch wurde nun geprüft, ob sich entsprechende Ergebnisse auch auf die Verhinderung der Korrosion an absichtlich elektrifizierten Bauteilen im Wasser anwenden lassen.

Methoden

Versuchsaufbau

Der Langzeitversuch zur Untersuchung der Korrosion an elektrifizierten Fischleitreehen wurde im Labor des Arbeitsbereichs Wasserbau der Universität Innsbruck durchgeführt. Die Versuchsanlage bestand aus 40 separaten Becken, die kontinuierlich mit Frischwasser durchströmt wurden. Jedes Becken enthielt ein Paar von Elektroden aus Stahl, die als Anode und Kathode fungierten und mit einem Abstand von 60 mm angeordnet waren (Abbildung 1). Je nach Versuchskonfiguration wurden den Becken zusätzlich Opferanoden aus Stahl hinzugefügt, um den kathodischen Korrosionsschutz zu gewährleisten.

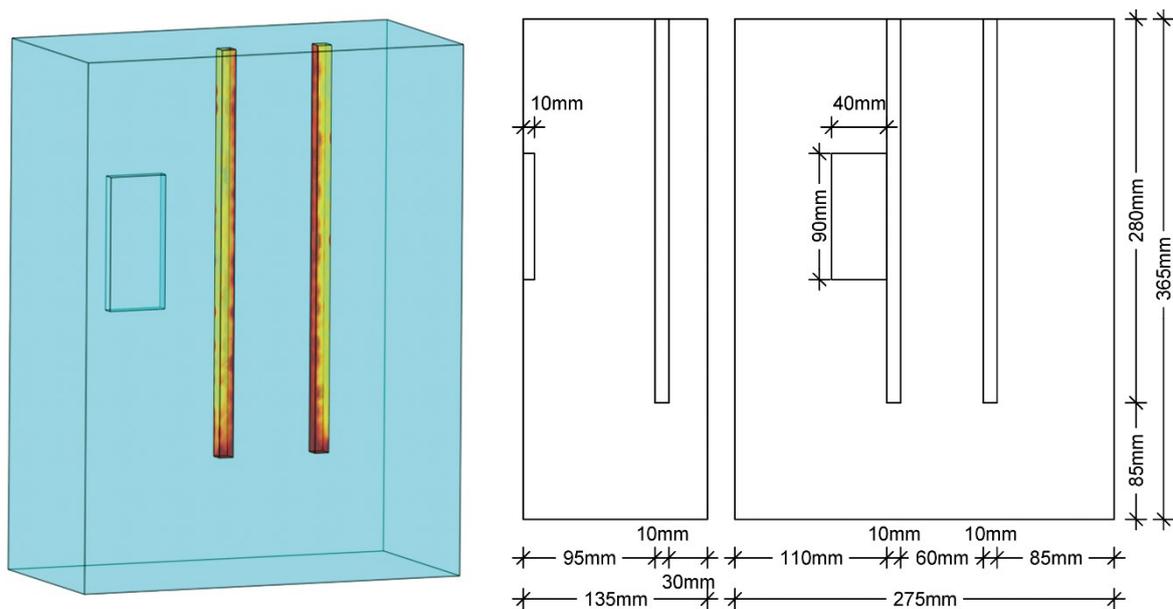


Abbildung 1: Becken mit zwei elektrifizierten Elektroden (längliche Stäbe) und einer Opferanode (Flachstahl), links: räumliche Darstellung, rechts: Schnitt

Elektrische Konfigurationen

Die in Tabelle 1 dargestellten Konfigurationen lassen sich in drei Gruppen unterteilen. Die erste Gruppe wurde mit Pulsform 2 (alternierende Pulse siehe Abbildung 2) der Spannung 40 V elektrifiziert. Eine zweite Gruppe mit Pulsform 1 und 80 V. Trotz der unterschiedlichen Pulsspannungen wird für beide Pulsgruppen eine ähnliche Wirkung auf Fische erwartet. Zudem wird durch die Halbierung der Spannung bei gleichzeitiger Verdopplung der Dauer im Durchschnitt eine vergleichbare Strommenge über die Elektroden übertragen. Die dritte Gruppe war eine Referenzgruppe ohne angelegte Pulse. Innerhalb jeder Gruppe wurden jeweils mindestens drei Becken mit einer Schutzspannung (Spannung zwischen einer Elektrode und

Opferanode) von 0,5, 1,0 oder 1,5 V elektrifiziert. Zusätzlich wurden jeweils drei Becken ohne Opferanode zur Referenz getestet. Um die Übertragbarkeit auf Seilelektroden sicherzustellen, wurden in den Becken 13 und 14 Elektroden aus Stahlseilen statt massivem Baustahl eingesetzt.

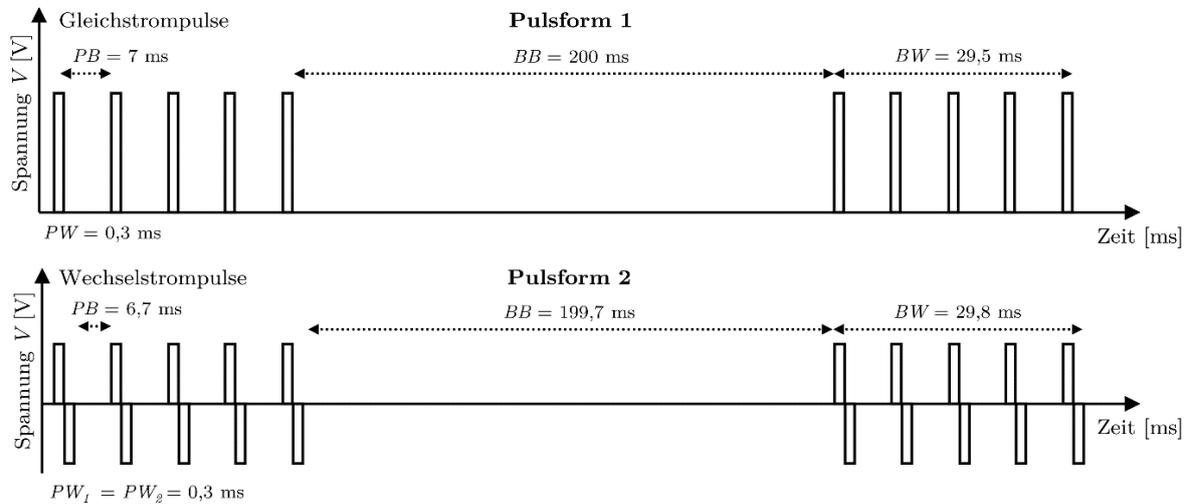


Abbildung 2: Getestete Pulsformen

Tabelle 1: Getestete elektrische Konfigurationen

Becken	Pulsform	Spannung V [V]	Schutzspannung V_s [V]	Elektrodenform
1 – 3	2	± 40	-	Stab
4 – 6	2	± 40	0,5	Stab
7 – 9	2	± 40	1,0	Stab
10 – 12	2	± 40	1,5	Stab
13	2	± 40	1,0	Seil
14	2	± 40	1,5	Seil
15 – 17	1	80	-	Stab
18 – 20	1	80	0,5	Stab
21 – 23, 27	1	80	1,0	Stab
24 – 26, 28	1	80	1,5	Stab
29 – 31	-	0	-	Stab
32 – 34	-	0	0,5	Stab
35 – 37	-	0	1,0	Stab

Messmethoden

Während des Versuchszeitraums von 84 Tagen wurden in regelmäßigen Abständen (ca. 14 Tage) mehrere Parameter gemessen, um die Korrosionsrate und die Effektivität der Schutzmaßnahmen zu bewerten. Am Beginn des Untersuchungszeitraums waren die Elektroden bereits seit 99 Tagen im Wasser unter Strom. Aufgrund von Messfehlern in dieser Phase konnten die Daten jedoch nicht berücksichtigt werden. Die elektrische Leitfähigkeit des Wassers wurde zusammen mit der Temperatur mittels eines Multiparametermessgeräts (MultiLine 3420 von WTW) erfasst. Parallel dazu wurde das Gewicht der Elektroden mit einer Analysenwaage mit einer Genauigkeit von 0,01 g ermittelt und ausgewertet, wobei die Elektroden sorgfältig gereinigt und getrocknet wurden, um alle nicht fixierten Korrosionsprodukte zu entfernen. Zusätzlich wurden Fotos von den Elektroden gemacht, um

den optischen Zustand der Kalkablagerungen und Korrosionserscheinungen zu dokumentieren (Abbildung 3).

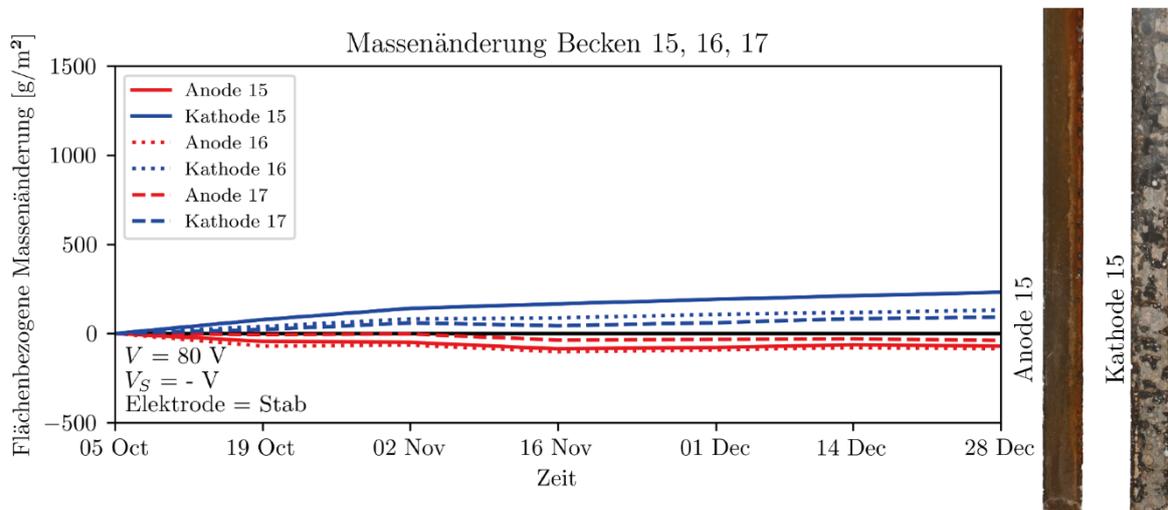


Abbildung 3: Auswertung der flächenbezogenen Massenänderung und Dokumentation des optischen Zustands der Elektroden

Das elektrochemische Potential der Elektrodenoberfläche wurde mit Hilfe einer Haber-Luggin-Kapillare in Bezug auf eine gesättigte Ag/AgCl-Elektrode (SE11 Xylem Analytics) mit einem Oszilloskop (PicoScope 2206B) gemessen. Der elektrische Stromfluss an jeder Elektrode wurde mittels Shunt gemessen. Während der Pulse waren im Allgemeinen relativ hohe Werte zu messen, während in den Pausen geringe Werte erfasst werden mussten. Um trotz der großen Dynamik des Potentials und des Stromflusses während der Pulse eine genaue Messung im Zeitraum zwischen den Pulsen zu erhalten, wurde mit zwei Ausgängen bei unterschiedlichen Eingangsbereichen simultan gemessen und die Messergebnisse nachträglich verschnitten. Für die Auswertung erfolgte außerdem die zeitliche Mittelung der Messwerte über 30 Pulsgruppen (6,8945 s). Diese umfassenden Messmethoden gewährleisteten eine detaillierte und zuverlässige Bewertung der Korrosionsraten sowie der Wirksamkeit der angewendeten Schutzmaßnahmen.

Ergebnisse

Korrosion und Deckschichtbildung

In Abbildung 4 ist die flächenbezogene Massenänderung innerhalb der 84 Tage zwischen 05.10.2023 und 28.12.2023 dargestellt. Es ist klar zu erkennen, dass alle nicht rostenden Elektroden mit oder ohne Kalkablagerungen (Deckschicht) eine negative Stromdichte J aufweisen. Mit zunehmender Intensität der negativen Stromdichte, also dem technischen Stromfluss vom Elektrolyt zur Elektrode, zeigt sich eine verstärkte Bildung von Kalkablagerungen. Die Beobachtung deutet auf eine lineare Korrelation zwischen der negativen Stromdichte und dem Ausmaß der Kalkablagerung hin. Nicht alle Elektroden waren an Spannungsquellen angeschlossen. Diese elektrisch extern beeinflussten Elektroden sind auf der Ordinate ($J = 0$) angetragen, da kein Strom gemessen werden konnte. Auf Grund von Verwechslungen der Elektroden vor der Übergabe des Versuchs an den Autor, hatten schwarz markierte Elektroden bereits Kalkablagerungen an der Oberfläche, neigten aber seit der Übergabe zu Rostansätzen. Rostende, mit Strom beaufschlagte Elektroden befinden sich ebenfalls in der Nähe der Ordinate. Ob die Stromdichte jedoch negativ oder positiv ist, lässt sich wegen der Messgenauigkeit des Oszilloskops von $\pm 35 \text{ mA/m}^2$ nicht sicher beurteilen. Sie

wäre eher im positiven Bereich vermutet worden. Unabhängig davon konnte jedoch gezeigt werden, dass keine der mit einer zusätzlichen Spannungsquelle (Schutzstrom) verbundenen Elektroden zu Rost neigte. Die in hellgrau hinterlegte Schutzstromdichte von $J = 35 \text{ mA/m}^2$ wäre für ruhendes Süßwasser empfohlen und zeigt eine optimale Übereinstimmung mit den Messwerten [13]. Sie bildet den Übergang zwischen leicht verkalkten, aber nicht rostenden, zu stark verkalkten Elektroden und damit ein Optimum zwischen Schutz der Elektroden vor Korrosion und der Verhinderung von starken Kalkablagerung.

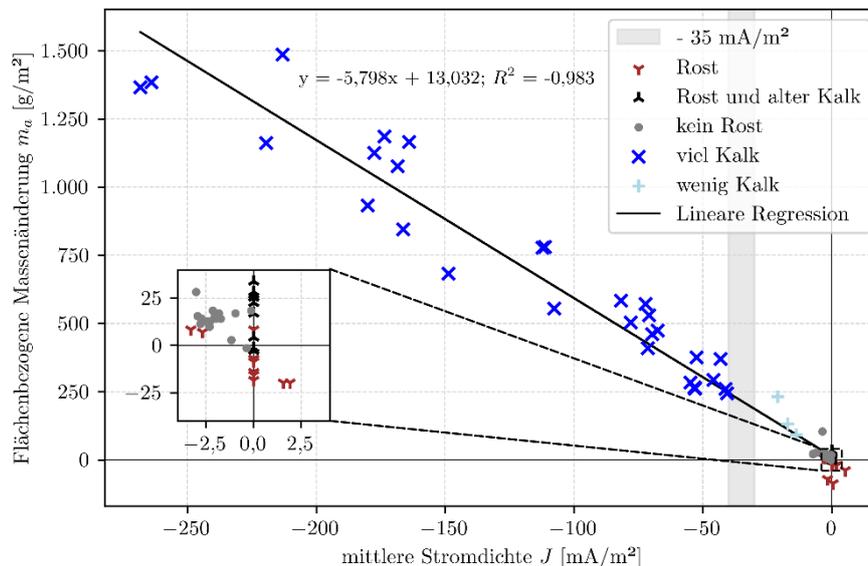


Abbildung 4: Lineare Korrelation zwischen der negativen Stromdichte und dem Ausmaß der Kalkablagerung, außerdem optimaler Schutz der Elektroden bei -35 mA/m^2 zeitlich gemittelter Schutzstromdichte

Korrosion in Abhängigkeit des Elektrodenpotentials

Abbildung 5 zeigt die flächenbezogene Massenänderung in Abhängigkeit des zeitlich gemittelten Elektrodenpotentials. Dazu sind die in der Literatur zu findenden Grenzwerte für den kathodischen Korrosionsschutz dargestellt [13]. Es ist klar zu erkennen, dass rostende Elektroden im Bereich des freien Korrosionspotentials oder im höheren Potentialbereich zu finden sind. Die nicht rostenden Elektroden besitzen alle geringere Potentiale. Die Deckschichtbildung setzt erst unterhalb des Grenzwertes für die Deckschichtbildung ein. Die Übereinstimmung der zeitlichen Mittelwerte des gemessenen Potentials mit der Literatur ist also eindeutig zu erkennen. Obwohl das Potential für den Zeitpunkt der Pulse für kurze Zeit bei positiv elektrifizierten Anoden weit über 30 V erreicht, bildet sich bei einem zeitlichen Mittelwert unter Grenzwert 1 keine Korrosion aus. Dies bedeutet, dass davon ausgegangen werden kann, dass ein kathodischer Korrosionsschutz für elektrifizierte Bauteile unter Wasser nach dem zeitlichen Mittelwert des Potentials ausgelegt bzw. angepasst werden kann, obwohl kurze starke Stromflüsse das Potential kurzzeitig in üblicherweise korrosiven Bereich anheben können. Vermutlich sind die Korrosionsreaktionen so träge, dass der kurzzeitige Stromfluss vom Metall in den Elektrolyten nicht zur Korrosion, sondern zu anderen Ladungsübertragungen führt. Dies könnte durch andere Reaktionen oder Adhäsion geschehen.

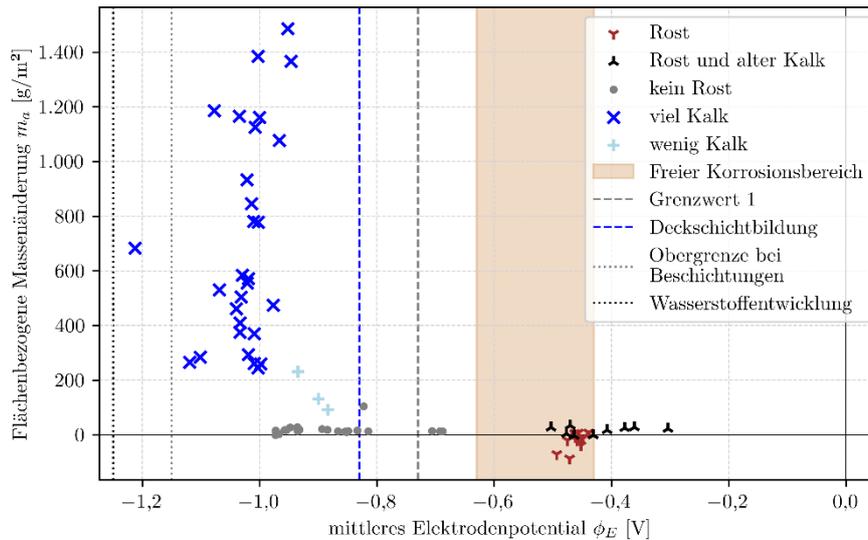


Abbildung 5: Messungen des zeitlich gemittelten Potentials zeigen sehr gute Übereinstimmungen mit üblichen Grenzwerten

Schlussfolgerung

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass das Elektrodenpotential und die Stromdichte unter Beaufschlagung der verschiedenen Pulsformen zeitlich stark variiert. Die zeitlichen Mittelwerte und das entsprechende Korrosionsverhalten decken sich jedoch mit den Forschungsergebnissen zur Wechselstrombeeinflussung von Korrosion. Die schnelle Kompensation der induzierten Ströme trägt wesentlich zur Verhinderung bzw. Reduzierung der Korrosion bei. Eine Schutzstromdichte von 35 mA/m^2 , wie sie in der Literatur für ruhendes Süßwasser empfohlen wird, verhindert wirksam die Korrosion und führt nicht zu übermäßigen Kalkablagerungen. Auch wenn die genaue Quantifizierung eine messtechnische Herausforderung darstellt, wurde die Übertragbarkeit von üblichen Literaturwerten auf elektrifizierte Bauteile unter Wasser damit gezeigt. Um die Untersuchung zu validieren, sind Tests an entsprechenden Pilotanlagen geplant.

Quellenverzeichnis

- [1] Ebel, G. (2024). Fischeschutz und Fischesabstieg an Wasserkraftanlagen, 4. Auflage. Halle (Saale): Büro für Gewässerökologie und Fischesereibiologie Dr. Ebel.
- [2] DWA (2005). Fish protection technologies and downstream fishways - dimensioning, design, effectiveness inspection, DWA-Topics. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- [3] Meister, J. (2020). Fish protection and guidance at water intakes with horizontal bar rack bypass systems, Dissertation, ETH Zurich. doi: <https://doi.org/10.3929/ethz-b-000455545>.
- [4] Frees, C., Haug, J., Tutzer, R., Brinkmeier, B., and Aufleger, M. (2023). Fischeschutz an (Pump-) Speicherkraftwerken mittels elektrifizierten Stabrechen, WasserWirtschaft, vol. 5/2023, (pp. 40–46).
- [5] Haug, J., Brinkmeier, B., Tutzer, R., and Aufleger, M. (2022). Implementation of the FishProtector at a pilot plant – functional checks, Proceedings of Hydro 2022, Aqua-Media Int.
- [6] Haug, J., Auer, S., Frees, C., Brinkmeier, B., Tutzer, R., Hayes, D. S., and Aufleger, M. (2022). Retrofitting of existing bar racks with electrodes for fish Protection - An

- experimental study assessing the effectiveness for a pilot site, *Water*, vol. 14, (p. 850). doi: <https://doi.org/10.3390/w14060850>.
- [7] Haug, J., Frees, C., Brinkmeier, B., and Aufleger, M. (2022). Ethohydraulic experiments investigating retention rates of an electrified bar rack, *Water*, vol. 14, (p. 4036). doi: <https://doi.org/10.3390/w14244036>.
- [8] Tutzer, R., Röck, S., Walde, J., Haug, J., Brinkmeier, B., Aufleger, M., Unfer, G., Führer, S., and Zeiringer, B. (2022). A physical and behavioral barrier for enhancing fish downstream migration at hydropower dams: The flexible FishProtector, *Water*, vol. 14, (p. 378). doi: <https://doi.org/10.3390/w14030378>.
- [9] Tutzer, R., Röck, S., Walde, J., Zeiringer, B., Unfer, G., Führer, S., Brinkmeier, B., Haug, J., and Aufleger, M. (2021). Ethohydraulic experiments on the fish protection potential of the hybrid system FishProtector at hydropower plants, *Ecological Engineering*, vol. 171, (p. 106370). doi: <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2021.106370>.
- [10] Brinkmeier, B. and Aufleger, M. Erste Pilotanlage eines Flexiblen FishProtectors in Bayern, Seilrechen. Accessed: Dec. 30, 2023. [Online]. Available: <http://www.seilrechen.at/deutsch/pilotanlagen/>
- [11] Baeckmann, W. v. and Schwenk, W, Eds. (1999). *Handbuch des kathodischen Korrosionsschutzes: Theorie und Praxis der elektrochemischen Schutzverfahren*, 4., Völlig Neubearb. Aufl. Weinheim: Wiley-VCH.
- [12] Gummow, R. A., Wakelin, R. G., and Segall, S. M. (1998). *AC corrosion -- A new challenge to pipeline integrity*, United States: NACE International, Houston, TX. [Online]. Available: <https://www.osti.gov/biblio/350068>
- [13] Binder, G. (2009). *Kathodischer Korrosionsschutz im Wasserbau*, 3. Auflage. Hamburg: Hafentechnische Gesellschaft e.V. – Fachausschuss Korrosionsfragen. [Online]. Available: https://www.htg-online.de/fileadmin/dateien/FA/FA_Korrosionsfragen/HTG-Handbuch_Dezember_2009_Korrektur_mit_Titelseite.pdf

System Kegelrechen - Neuentwicklung zum Thema Bodenrechen

Zwischenergebnisse der Entwicklungsarbeit

R. Fritsch¹ und R. Fritsch¹

¹ZT-Fritsch GmbH, Wieserfeldplatz 9, 4400 Steyr, AUSTRIA

E-Mail: office@zt-fritsch.at

Kurzfassung

Bei diesem speziellen Turbinen-Einlaufrechen handelt es sich um einen Bodenrechen, der einerseits seine Funktion erfüllt, indem er verhindert, dass Rechengut und auch Fische zur Turbine eines Wasserkraftwerkes gelangen, sich andererseits aber durch seine spezielle Form und Anordnung der Rechengutentsorgung von herkömmlichen Feinrechen unterscheidet. Die Anlage liegt zudem, samt zugehöriger Rechenreinigungsanlage, zur Gänze unter der Wasseroberfläche. Somit ist so ein Kegelrechen auch für Kraftwerksstandorte geeignet, an denen aus Landschafts- und Ortsbildschutzgründen auch der Einlauf ohne sichtbare bauliche Anlagen auskommen soll. Das Rechengut wird dabei über eine spezielle Harke, welche über einen rotationssymmetrischen Rechen gleitet, zu einem zentral situierten Rechengutrohr geführt und direkt ins Unterwasser abgeleitet. Als Absperrorgan dient ein Schlauchwehr, welches bei Revision gehoben wird und den gesamten Einlaufbereich trockenlegt. Die Entwicklung dieses Systems mit den hier beschriebenen Randbedingungen gründet auf dem Projekt KW Zwischenbrücken an der Mündung der Steyr in die Enns im Zentrum der Stadt Steyr, wo die Fallhöhe aus der Nutzung zweier unmittelbar hintereinanderliegender Wehrstufen generiert wird.

Einleitung

Herkömmliche Einlaufbereiche für Niederdruckanlagen in der Kleinwasserkraft mit Grobrechen, Tauchwand, Vorbecken / Sandfang und Feinrechen, kombiniert mit den notwendigen Bedieneinrichtungen und Absperrorganen, bedingen – je nach Auslegung der Kraftanlage – einen entsprechenden Platzbedarf, welcher meist doppelt so groß ist, wie der für die eigentliche Kraftanlage selbst. Die Absperrorgane sind zudem bei Betrieb der Anlage entweder seitlich gelagert bzw. ragen bei Betrieb der Anlage über die Wasseroberfläche.

Die notwendigen Reinigungsanlagen sind aufwändige Maschinen mit deutlich sichtbaren, meist hydraulisch bedienten Armen und Balken, welche die Putzharke tragen, auch in der Aktion oft mit entsprechender Lärmentwicklung verbunden.

Der in Folge genauer vorgestellte Rechentyp nimmt zwar nicht weniger Fläche in Anspruch, reduziert jedoch durch die Lage unter der Wasseroberfläche, die üblicherweise gegebenen negativ auslegbaren Eigenschaften der herkömmlichen Anlage auf ein Minimum.

Die herkömmlichen Anlagen stellen aber den Stand der Technik dar und erfüllen ihren Zweck seit Jahrzehnten. Somit muss für eine Neuentwicklung, wie dies der Kegelrechen darstellt, also vordringlich zuerst in der Theorie die Funktionalität und auch Gleichwertigkeit gesichert werden, bevor man an eine Umsetzung in Form einer Pilotanlage geht.

Die Herangehensweise diesbezüglich ist klar, zuerst sollen, aufbauend auf die planliche Entwurfsarbeit, neben der Optimierung der Rechenfläche, die hydraulischen Randbedingungen der Zu- und Abströmung bzw. der Geschiebeführung mit den entsprechenden CFD-Werkzeugen untersucht werden. Aus den nachfolgend aufgezeigten ersten Erkenntnissen ist hydraulisch ein durchaus zufriedenstellendes Teil-Ergebnis abzuleiten. Auch für die limnologisch und ökologisch relevanten Themen bzw. vorallem für den Fischschutz gibt es bereits ein entsprechendes Konzept.

Anlageverhältnisse Wasserkraftwerk – Zwischenbrücken Steyr

Zur besseren Orientierung und Darstellung der Besonderheit dieses Studieprojektes finden Sie untenstehende Fotos zu den beiden Wehrstufen Spitalmühlwehr und Haindlwehr als Streichwehr.



Abbildung 1: Bestandssituation – Steyrmündung Zwischenbrücken;
links: Spitalmühlwehr; rechts: Haindlwehr



Abbildung 2: Bestandssituation Haindlwehr, Sicht auf den Projektstandort

Die Auslegung der Anlage an der Steyr-Mündung ist stark von den geforderten Restwassermengen für die Zwischenbrücke-Spitalmühlwehr abhängig und wird vorerst für den energetisch ungünstigsten Ansatz untersucht.

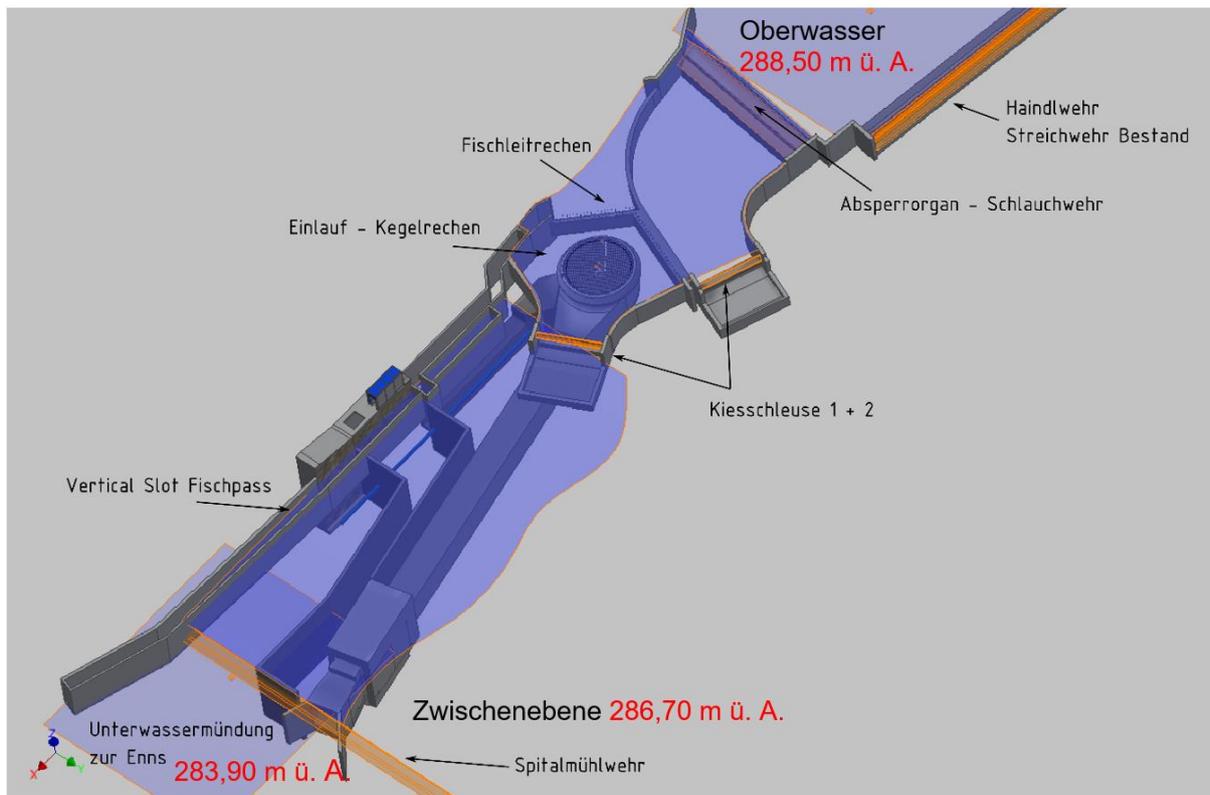


Abbildung 3: Lageübersicht / Wesentliche Bauteile

Für die vorgeschlagene Auslegung ($36,0 \text{ m}^3/\text{s}$ – ca. 150 Tage im Jahr) ergibt sich eine Brutto-Fallhöhe von 4,60 m (Niveau WSP – 288,50 m ü. A. am Haindlwehr und dem mittleren Niveau an der Enns 283,90 m ü. A.).

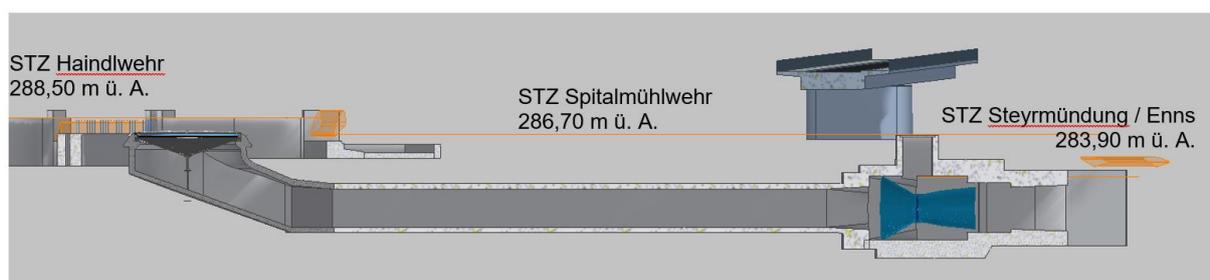


Abbildung 4: Längsschnitt Triebwasserweg

Das Arbeitsvermögen errechnet sich, trotz geringer Ausnutzung des Dargebotes, zu ca. 8,4 Mio. kWh pro Regeljahr, bei einer maximalen Generatorleistung von ca. 1,4 MW und ca. 6.000 verglichenen Volllaststunden.

Beschreibung des Systems

Im Folgenden wird auf die wesentlichen Teile des, durch den Kegelrechen und durch die Nutzung zweier Wehrstufen, besonderen Kraftwerkstyps eingegangen.

Schlauchwehr als Verschluss

Der Einlaufbereich muss für Revisionszwecke gegenüber dem Oberwasser abdämmbar sein. Beim System-Kegelrechen kann die Abdämmung im Regelbetrieb "unsichtbar" bleiben, was durch die Verwendung eines wassergefüllten Schlauchwehres sehr gut erfüllbar ist. Dieses liegt im abgesenkten, sprich entleerten, Zustand auf dem Wehrtisch oberstrom des Einlaufrechens. Das Niveau wird durch den Ausbaudurchfluss bzw. die im Einflussbereich liegenden Organe bestimmt. Das einfache Reguliervsystem für das Schlauchwehr kann sowohl im Uferbereich aber auch im Kraftwerk selbst untergebracht werden.

Kiesspühlorgan

Um den Eintrag von Kies zur Turbine zu verhindern, ist der Rechenzulauf höher als der umgebende Einlaufboden ausgeführt. Die sich auf diese Weise sammelnden Feststoffe müssen durch Spülung des Einlaufbereichs entfernt und ins Unterwasser weitergeleitet werden können. Das entsprechende Kiesspühlorgan wird als Klappe oder Schütze ausgeführt.

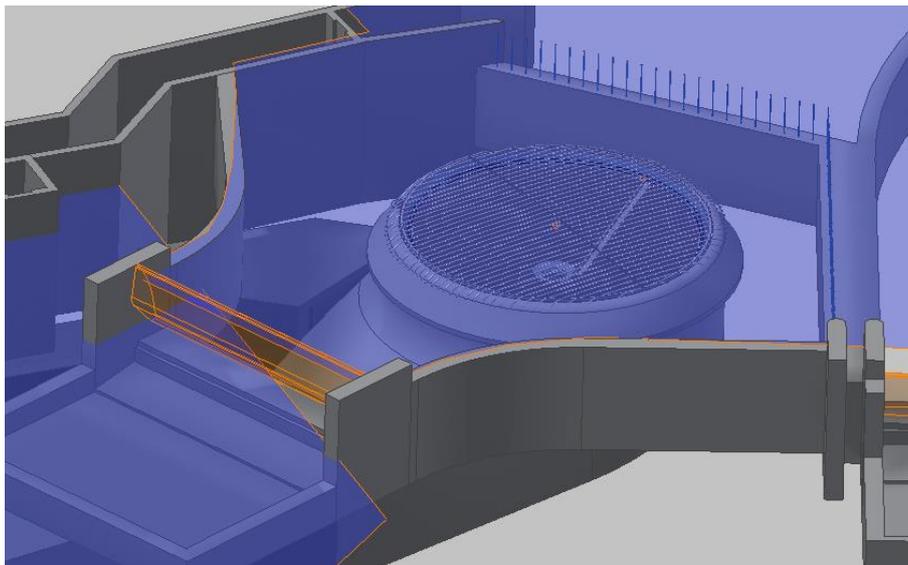


Abbildung 5: Einlaufbereich Bodenrechen mit Fischleiteinrichtung und Spülklappe

Der sehr sensible Einlaufbereich soll also sowohl mit effizienter Spülwirkung, guter Absetzwirkung von Sand und Geschiebe und zudem ein optimales Strömungsverhalten für den Triebwassereinzug besitzen.

Während Letzteres davon geprägt sein soll, das Triebwasser möglichst radial zum Rundrechen zu führen, wird für Ersteres eine möglichst hohe Strömungsgeschwindigkeit maßgeblich, was schlussendlich für diese sehr niedrigen Fallhöhenverhältnisse jedenfalls in einen Kompromiss münden wird.

Grobrechen

Durch die Lage unter Wasser ist der Turbinenzulauf bzw. Rundrechen grundsätzlich gegen den Einzug von größeren treibenden Objekten zu schützen, wenngleich der Feinrechen durch die tiefe Lage generell nicht direkt angeströmt wird. Der Grobrechen selbst besteht aus Rechenstäben die konvex gekrümmt in Fließrichtung angeordnet sind.

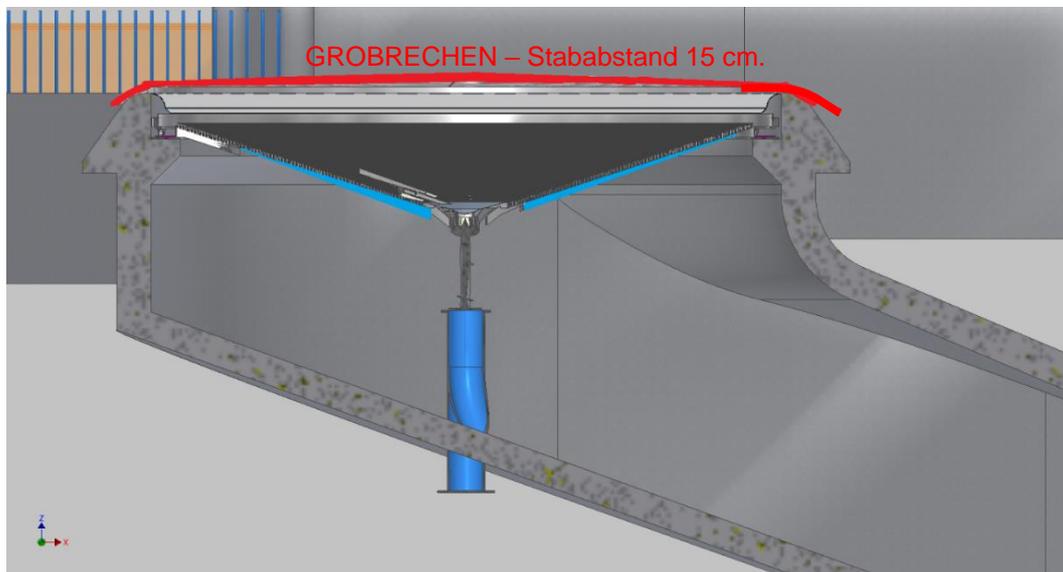


Abbildung 6: Grobrechen überdeckt den Kegel

Auf diese Weise wird der Grobrechen bei einem Spülvorgang (Senkung der Klappe) vom Rechengut befreit. Mit 15 cm Stababstand sollte diese Aufgabe erfüllbar sein. Quer zu den Rechenstäben wird der Grobrechen durch ebenfalls leicht gekrümmte Träger gestützt.

Kegelrechen

Unterhalb des kreisrunden Grobrechens befindet sich der konkav kegelförmige Feinrechen. Dieser besteht im Wesentlichen aus konzentrisch angeordneten Rechenstäben mit einer Stablichte von 2 cm. Die spezielle Form dient einerseits der Vergrößerung der Rechenquerschnittsfläche und andererseits der erleichterten Zufuhr des Rechengutes zum zentralen Rechengutrohr.

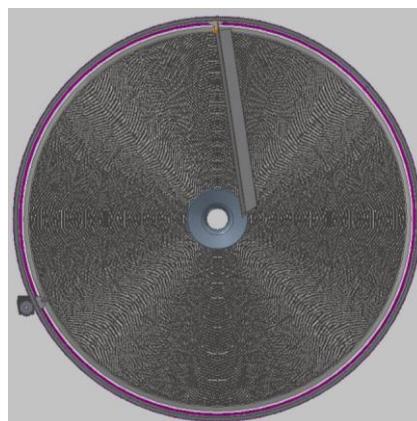


Abbildung 7: Konzentrisch angeordnete Feinrechenstäbe bilden den Kegelmantel, der von der Putzharke bestrichen wird

Die durch die Kegelform gegenüber dem Rundrechen vergrößerte Rechenfläche reduziert in gewissem Maß die Durchströmgeschwindigkeit und somit die Verluste. Die umgebende Sohle der kreisrunden Rechenzulaufschwelle liegt um 70 cm tiefer, um gegen direkten Geschiebeeintrag in den Feinrechenbereich geschützt zu sein.

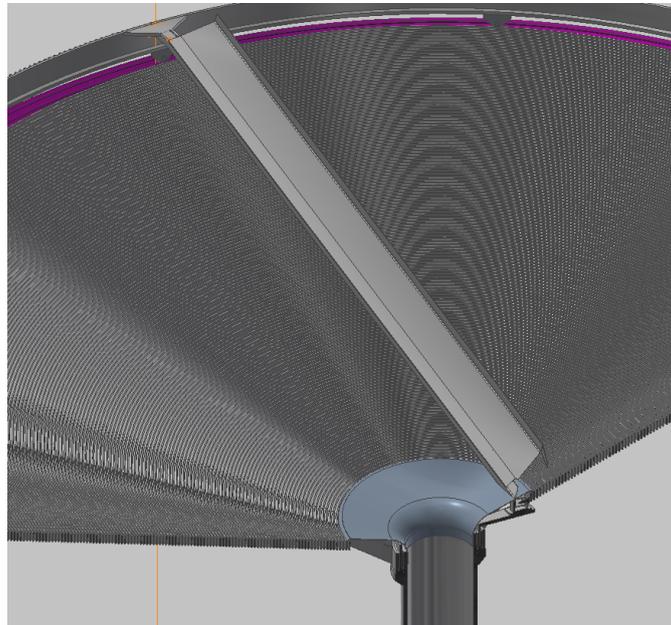


Abbildung 8: Exzentrisch geführte Putzharke mit Rinnenaufsatz

Für die Reinigung des Rechens wird die exzentrisch zum Mittelpunkt geführte Harke bzw. den Abstreifer entlang der konzentrischen Rechenstäbe geführt. Das Rechengut wird über den ca. 20° geneigten Kegelmantel an die tiefste Stelle des Rechens geleitet und, bei Öffnung des Verschlussorgans, über ein Rohr ins Unterwasser abgeführt.

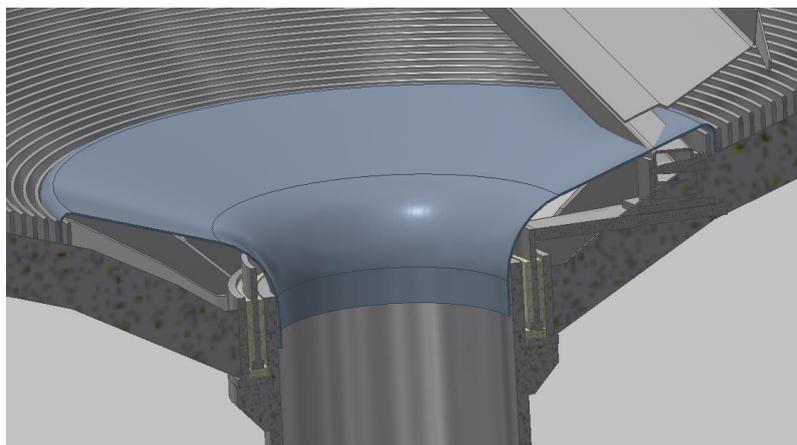


Abbildung 9: Rechengutabfuhr über ein zentrales Rohr

Für den effizienten Transport des Rechenguts zu diesem Rohr ist die Harke mit einer aufgesetzten Rechengutrinne kombiniert. Der Antrieb des Abstreifers geschieht über einen, den Kegelrechen umfassenden kreisenden Zahnkranz, welcher durch einen seitlich in einem trockenen Zugang angeordneten Motor angetrieben wird.

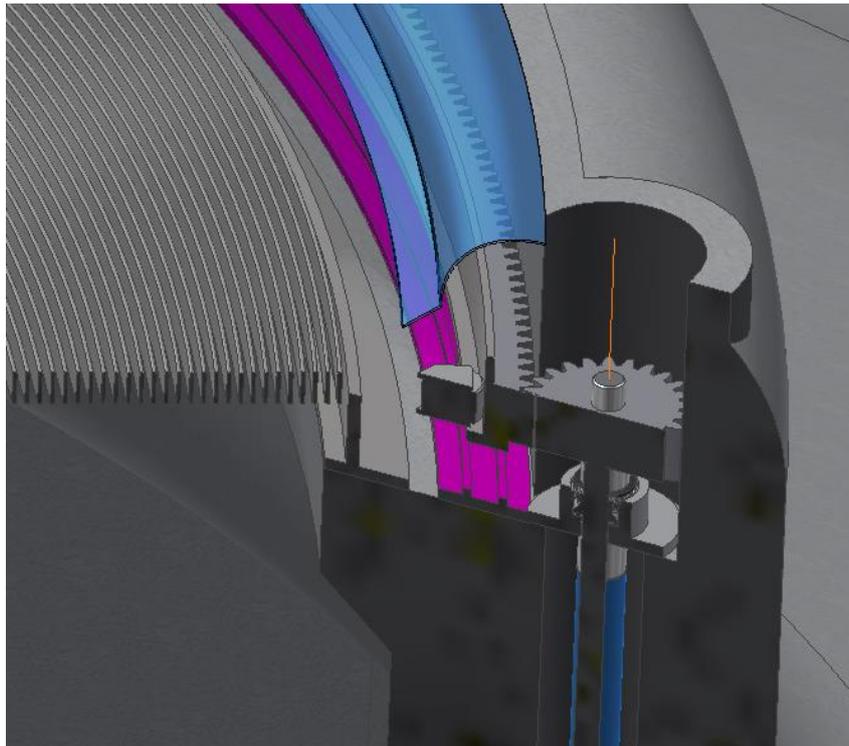


Abbildung 10: Antrieb mit Zahnkranz zur Putz-Harkenführung

Leitrechen und Fischabstieg

Die Schaffung der Durchwanderbarkeit von Flussläufen für aquatische Lebewesen stellt heutzutage eine notwendige Bedingung dar. Entsprechend müssen Kraftwerksanlagen mit Fischauf- und -abstiegsanlagen ausgerüstet werden. Die allseitige Anströmung des Turbinenzulaufs beim System Kegelrechen, mit der möglichst tiefen Lage der Spüleinrichtung, stellt hierzu eine besondere Herausforderung dar.

Der Lösungsansatz wird hier in einem geknickten Leitrechen gesehen, welcher im Oberwasser des Zulaufs angeordnet und die absteigenden Fische einerseits über den Fischaufstieg (Abstieg 1) direkt ins Unterwasser zur Enns andererseits auch eine Verbindung zur darüberliegenden Wehrstufe (Abstieg 2) ermöglicht.

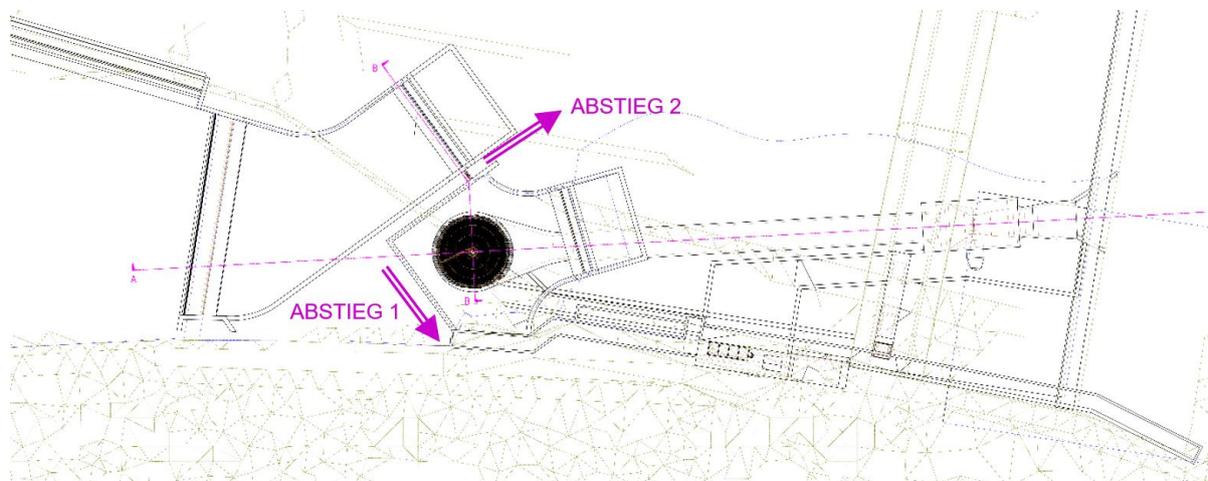


Abbildung 11: Leiteinrichtung zu zwei Abstiegsmöglichkeiten

Ergebnisse der CFD-Untersuchung

Zur Überprüfung der Machbarkeit sowie um die Konstruktionsparameter festzulegen, wird mittels CFD und später auch im Modell das System-Kegelrechen wissenschaftlich untersucht, wobei dies in Zusammenarbeit mit TU Graz (Institut für Hydraulische Strömungsmaschinen – Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.-techn. Meusburger) und TU Innsbruck (Institut of Hydraulic Engineering – Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Aufleger) geschieht.

Zurzeit liegen Zwischenergebnisse der CFD-Analyse vor, welche hier dargestellt und erläutert werden.

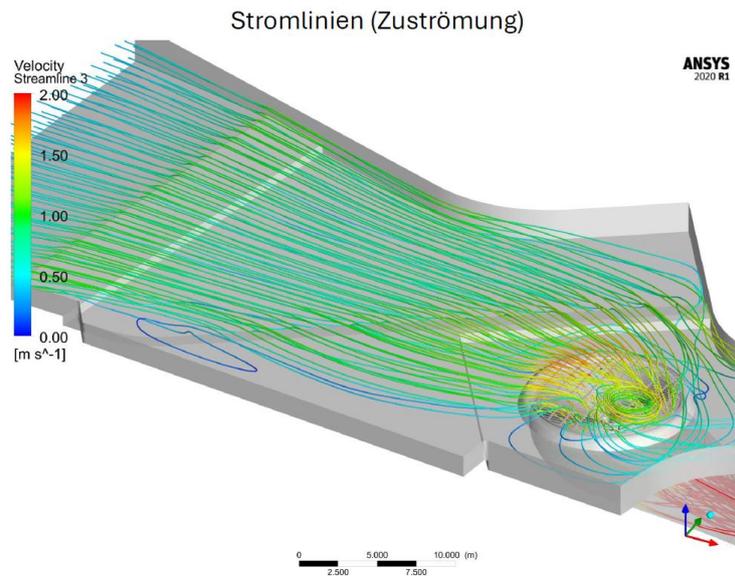


Abbildung 12: Ausströmung des Einlaufbereiches bei 36 m³/s

Obige Abbildung zeigt den Geschwindigkeitsverlauf der Anströmung in Form von Stromlinien.

Für die Geschwindigkeitsverteilung am Grobrechen, vor und nach dem Feinrechen, zeigen die Ergebnisse, dass wir uns mit den Geschwindigkeiten durchaus im akzeptablen Bereich befinden. Eine Optimierung der unmittelbaren Einlaufkonturen bzw. der seitlichen Begrenzungsmauer des Beckens, hin zu einer gleichmäßigeren Geschwindigkeitsverteilung, stellt ein wesentliches Ziel dar.

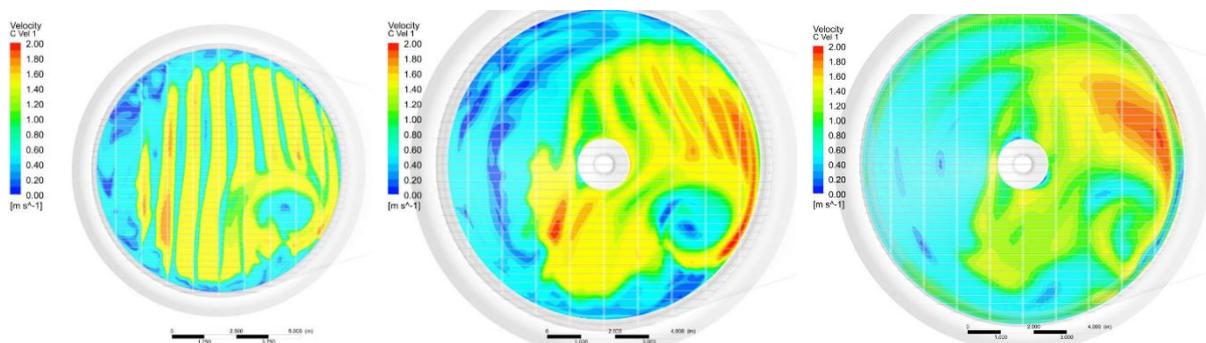


Abbildung 13: Geschwindigkeitsdarstellung am Grobrechen / vor dem Feinrechen und nach dem Feinrechen

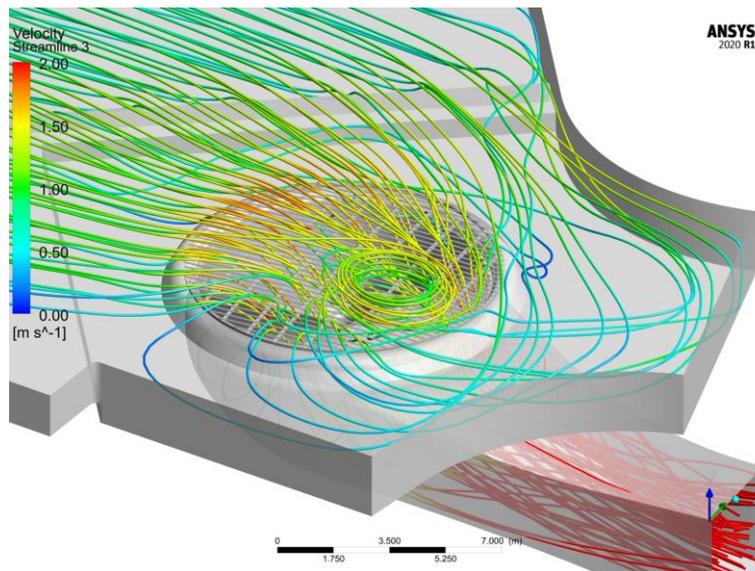


Abbildung 14: Stromlinien für den unmittelbaren Bereich – Kegelrechen

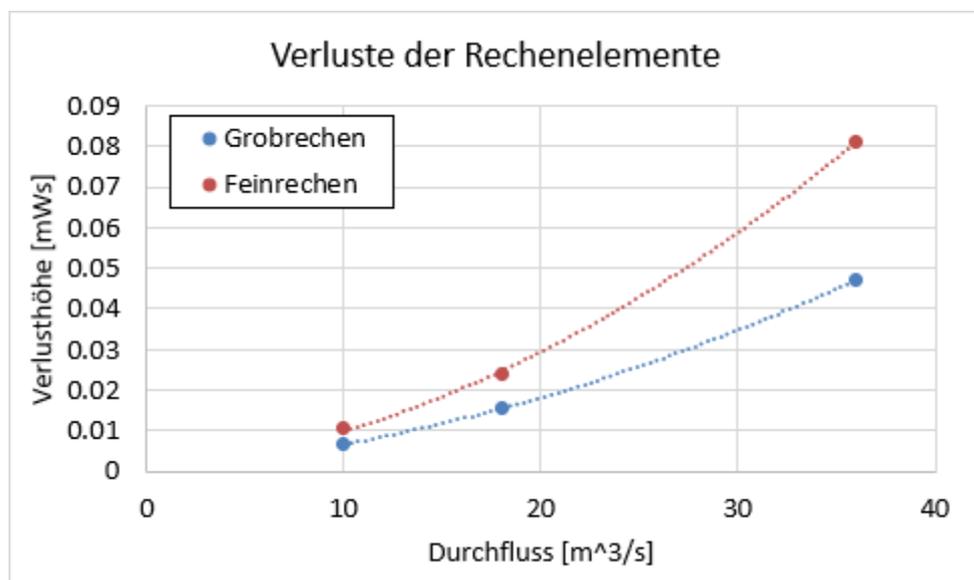


Abbildung 15: Diagramm zu Rechenverluste für variablen Durchfluss

Auch die Verluste bewegen sich in günstigem Rahmen, womit die Erwartungen sogar übertroffen werden.

Schlussbemerkung

Das dargestellte System ist natürlich bei größeren Fallhöhen wesentlich effizienter, da der Einfluss der Strömungsumlenkung durch höhere Überdeckung des Rechensystems harmonisiert werden kann. Aber auch für die hier vorhandene relativ geringe Fallhöhe finden sich in den Ergebnissen durchaus positiv erscheinende Aussichten auf eine technisch und hydraulisch funktionierende Auslegung der speziellen Anlage.

Derzeit ist die Optimierungsphase im vollen Gange und die weiteren Schritte, hin zur Modellierung bzw. auch zur Einbeziehung in das Genehmigungsprojekt „WKW Zwischenbrücken“ scheinen vielversprechend.

Seismic Displacement Analysis in Kulekhani Rockfill Dam

B. R. Pandey¹ and G. Zenz¹

¹ Graz University of Technology, Institute of Hydraulic Engineering and Water Management, Stremayrgasse 10/2, A-8010 Graz, AUSTRIA

E-Mail: binaya.pandey@tugraz.at

Abstract

In seismically active zones like Nepal, dam design and analysis must prioritize the ability to withstand large deformations, especially under dynamic excitations caused by high seismic activity. The region's intense earthquake accelerations significantly amplify structural responses, revealing pronounced nonlinear behaviour. To capture and predict this nonlinear behaviour, an equivalent linear model is applied. The higher ground motion impact assessment through FEM on a dam is a prerequisite analysis before construction. The acceleration time history of horizontal ground motion, including a highest peak of 0.6g, felt in the Kulekhani Reservoir rock-fill dam, during the Earthquake 2015 in Nepal, was evaluated using Geo-studio. The equivalent linear model (ELM) together with the Newmark approach for a sliding mass were considered during the simulation, to evaluate the permanent displacement in the dam due to earthquake acceleration. The vertical displacement at the crest was evaluated and compared with the post-event field observation. The maximum vertical settlement was found to be comparable with the observed 10 cm of subsidence. The study shows that the crest is at higher risk of subsidence during the ground motion. The slope displacement over the dam's upstream and downstream sides was tested considering a critical slip circle through the Newmark approach. The higher displacement was observed almost 4.8 times on the dam's downstream side compared with the upstream side, indicating that the higher horizontal positive peak ground motion affects more in the downstream slope rather than the dam's upstream side. In this case, the reservoir water load was found to be stabilizing the upstream slope. However, the study concluded that the Newmark approach overestimates the displacement compared with the field observations. The only noticeable rip-rap boulders were found to be shifted in the field during post-event observation whereas 0.72m of potential sliding mass is obtained from the simulation.

Introduction

Earth-fill dams, constructed using compacted soil and rock, are essential for irrigation, water supply, and hydroelectric power generation. Ensuring their stability and integrity during seismic events is crucial due to the significant forces and displacements induced by earthquakes, which can lead to structural failure. Seismic analysis is thus a vital aspect of their design and operation. The Lower and Upper San Fernando Dams of the Van Norman Complex in the San Fernando Valley, California, experienced strong near-source ground motions during the 1994 Northridge and 1971 San Fernando earthquakes [1]. The Lower San Fernando Dam was reported as a near failure during the 1971 San Fernando earthquake. The seismic event caused the upstream slope of the dam to slide, significantly reducing the dam's freeboard and almost leading to a catastrophic release of water. Emergency measures, including reservoir drawdown and sandbagging, prevented a complete failure. This well-known incident highlights the critical importance of seismic analysis and resilient design for earth-fill dams.

Implementing the Finite Element Method (FEM) during the design phase of earth fill dams is crucial for ensuring their seismic resilience. FEM allows for precise modelling of the dam's complex geometry and material properties, enabling accurate simulation of its dynamic response to seismic events. This detailed analysis helps identify potential stress concentrations

and deformation patterns, guiding engineers to reinforce vulnerable areas and optimize the overall design. By incorporating FEM, engineers can test various scenarios to achieve a robust and economical structure that meets safety regulations, ensuring the dam's stability and performance during earthquakes. Gordan, B. carried out a FEM analysis over a physical model test under seismic loading to capture the displacement and acceleration at the dam crest. The results have shown the reasonable maximum displacement and acceleration at the crest of the dam as expected [2]. Basudhar, P. K studied the seismic response of earth and rockfill dams using MSC_Nastran, focusing on the Tehri Dam in the Himalayas. A 2D FEM analysis with linear, elastic, non-homogeneous material properties and Bhuj Earthquake base acceleration data was conducted. The findings highlight that the maximum acceleration occurs at the dam crest, displacement is predominantly horizontal, and shear stresses vary significantly between the shell and core of the dam. Velocity-time histories show notable phase differences between the crest and other dam sections [3]. Durmaz, S. proposed a preliminary design procedure for CFRDs, focusing on earthquake-induced permanent displacement and acceleration response. Using numerical models with varied properties and real earthquake records, dynamic analyses were performed with finite element method-based software under two-dimensional plain-strain conditions. Acceleration responses were recorded and permanent displacements were calculated using Newmark's sliding block approach. The procedure was validated through case histories, offering a method for engineers to estimate likely permanent displacements at the design stage [4]. Han, B. used a dynamic hydro-mechanically coupled FE method to simulate the seismic response of the Yele rockfill dam, validating the model with data from the Wenchuan earthquake. The analysis, which includes deformed shape, crest settlements, and acceleration patterns, confirms the dam's safety during the event and explores the effects of material permeability and vertical ground motion on its response [5]. This paper studies the seismic impact on Kulekhani Reservoir Rock-Fill Dam, considering the devastating 7.8 magnitude Earthquake event of 2015 with FEM through the "Equivalent Linear Model (ELM)" using Geo-studio. The study particularly aims to evaluate and compare the field observed settlement data with the following objectives:

- Evaluating the maximum dam crest settlement or subsidence
- Evaluating slope stability using the "Newmark approach"

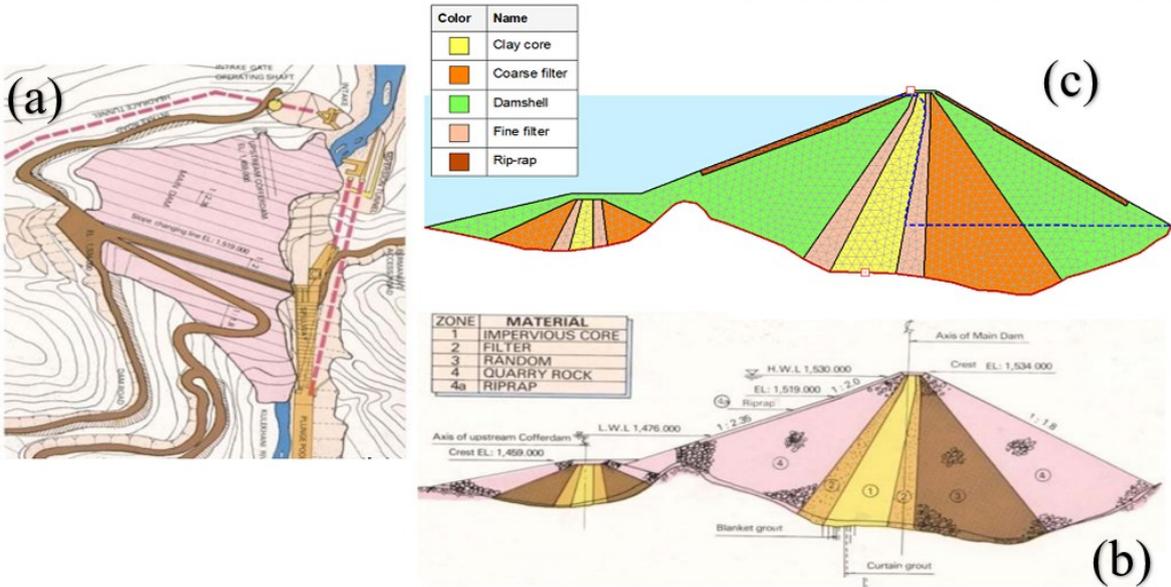


Figure 1: Kulekhani Reservoir Rock-fill Dam plane view (a), built designed cross-section (b), and FEM cross-section (c).

Methodology

The Kulekhani reservoir dam, situated in Dhorsing, Makwanpur, is Nepal's oldest rock-fill dam. The project is owned by the Nepal Electricity Authority (NEA). The dam was primarily constructed for irrigation and hydroelectric power generation, which can handle a Probable Maximum Flood (PMF) of up to 2540 m³/s, considering a watershed area of 126 km² [6,7]. The zonal rockfill dam features an inclined clay core, along with coarse and fine filter materials and boulder riprap for slope protection, as shown in Figure 1. It has an upstream slope of 1:2.35 and a downstream slope of 1:1.8. The clay core extends down to bedrock and is equipped with a grout curtain to prevent seepage [6,7]. The dam has a crest width of 10 meters, a bottom length of 97 meters at the central axis, and a top length of 397 meters, reaching a height of 114 meters.

Problem of Statement

According to the US Geological Survey (USGS National Earthquake Information Center, KTP Station), an earthquake hit the Kulekhani Dam area in the Himalayan region, with a maximum peak ground acceleration (MPGA) of 0.60g for a fraction of a second [8]. According to NEA, post-event field observations revealed that the dam had subsided by 10 cm and developed a crack along the middle of the dam crest [9]. Figure 2 (a) shows the repaired crest crack and (b) represents the recorded 10 seconds of horizontal ground motions with a maximum peak acceleration of 0.60g.

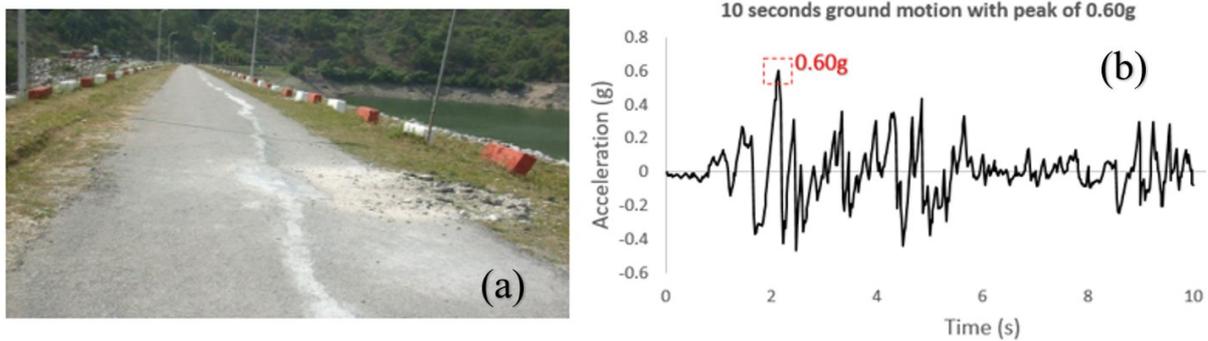


Figure 2: Repaired dam crest cracks (a) and recorded horizontal ground motion (b)

Governing Equations

The governing equation for the dynamic response of a system in finite element formulation can be expressed as follows [10]:

$$[M]\{\ddot{a}\} + [D]\{\dot{a}\} + [K]\{a\} = \{F\} \quad (1)$$

Where, $[M]$ is the mass matrix, $[D]$ is the damping matrix, $[K]$ is the stiffness matrix, $\{F\}$ is the vector loads, $\{\ddot{a}\}$ is the vector of nodal accelerations, $\{\dot{a}\}$ is the vector of the nodal velocities and $\{a\}$ is the vector of the nodal displacements.

QUAKE/W employs the Cholesky Factorization technique to solve finite element equations, a method closely related to Gaussian elimination. QUAKE/W uses Implicit methods to solve the global system of equations that represent the entire finite element model. Factorization is a key step for efficiently solving large matrix systems, in this case, Cholesky factorization is utilized. The details can be followed by the QUAKE/W theory manual [11].

Materials properties

The material properties of the dam shell, fine filter, coarse filter, rip-rap of unit weight (γ), permeability (k_s), the volume of water content (w.c), residual water content (res.w.c),

compressibility coefficient (m_v), frictional angle (ϕ), cohesion (c), Modulus of elasticity (E) and Poisson's ratio (ν) were considered from Pandey. B.R [11] and AASHTO [12], as presented in the Table 1.

Table 1: Material properties

Materials	k_s (m/s)	W.C	Res. W.C	m_v (kPa^{-1})	γ (kN/m ³)	ϕ	c (kPa)	E (MPa)	ν
Clay core	1×10^{-8}	0.50	0.050	3.3×10^{-5}	16	25	10	30	0.45
Dam Shell	1×10^{-4}	0.40	0.040	2×10^{-5}	20	30	8	50	0.3
Fine Filter	1×10^{-3}	0.30	0.030	4×10^{-5}	18	32	2	25	0.25
Coarse Filter	1×10^{-2}	0.25	0.025	1.6×10^{-5}	22	35	1	60	0.3
Rip-rap	1×10^{-1}	0.20	0.020	1×10^{-5}	27	37	0.5	95(GPa)	0.35

Dynamic materials properties

The dynamic shear modulus (G) and damping ratio (ξ) as a function of the cyclic shear strain are dominating factors in the seismic evaluation. This relation is generally obtained through the laboratory test of the dynamic triaxial test as shown in Figure 3 [13].

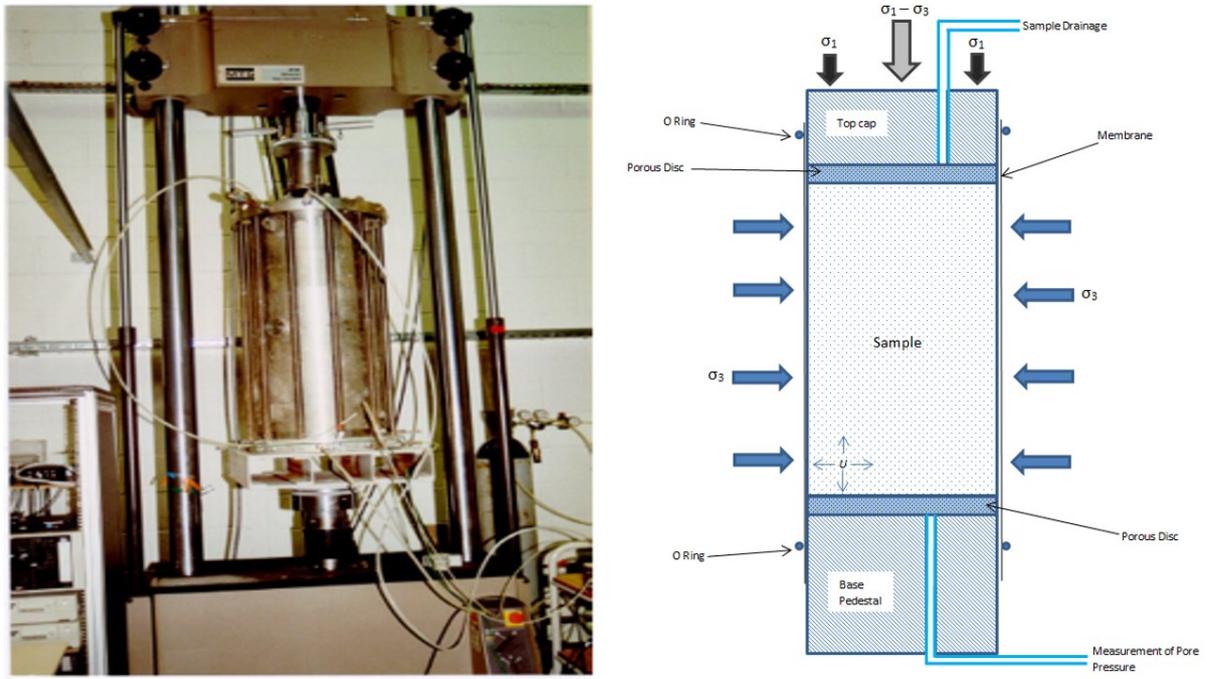


Figure 3: Dynamic triaxial test setup, Wieland, M [13]

G-reduction function (G/G_{max})

A soil subjected to dynamic stresses tends to 'soften' due to cyclic shear strain. The reduction of dynamic shear modulus (G/G_{max}) as a function of the cyclic shear strain (%) was obtained through the well-known validated empirical relation defined by Ishibashi and Zhang (1993) through Geo-studio [10]:

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, PI)(\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (2)$$

The empirical relation is associated with the plasticity index (PI) and mean stress (σ'_m). The maximum dynamic shear modulus (G_{max}) is obtained through the following equations [10]:

- For granular soil:

$$G_{max} = 22K\sqrt{P_a\sigma'_m} \quad (3)$$

Where, P_a is the atmospheric pressure, K is the dimension less modulus value, σ'_m is the mean stress.

- For cohesive soil:

$$G_{max} = 625 \left(\frac{1}{(0.3 + 0.7e^2)} \right) (OCR)^k \sqrt{P_a\sigma'_m} \quad (4)$$

Where, e is the void ratio, OCR is the over-consolidation ratio, k is the exponent related to PI .

Damping ratio function (ξ)

Following by the reduction of dynamic shear modulus (G/G_{max}), Ishibashi and Zhang (1993) also developed an expression that can be used to estimate the damping ratio (ξ) function (Kramer, 1996) which has been implemented in Geo-studio and has been used during the simulation [10]. The relation is expressed as:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (5)$$

The plotted Figure 4 (a) shows the reduction of dynamic shear modulus (G/G_{max}) and (b) shows the damping ratio (ξ) as a function of the cyclic shear strain (%) which have been implemented during the simulation for different materials of the dam.

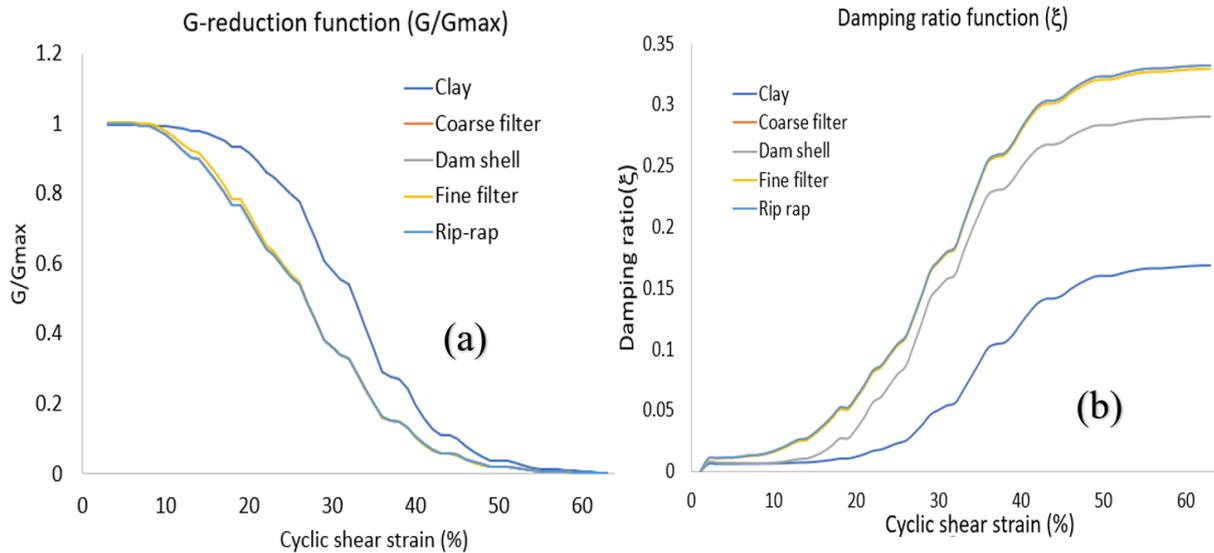


Figure 4: G-reduction function plot (a) and Damping ratio plot (b) for different used materials

Equivalent Linear Model (ELM)

The equivalent linear model (ELM) is widely used in seismic evaluation for geotechnical engineering because of its balance between computational efficiency and reasonable accuracy. It simplifies the complex non-linear behaviour of soils during seismic events into an iterative

process, making it accessible and practical for engineers. ELM considers several critical factors [10]:

1. **Initial Soil Properties:** The model investigation starts with the estimated linear properties of the soil, including shear modulus and damping ratio.
2. **Strain Calculation:** It calculates the strain levels in the soil layers from the initial analysis, focusing mainly on shear strain.
3. **Modulus Reduction and Damping Curves:** The model uses predefined modulus reduction and damping curves to update soil properties based on the calculated strains. These curves account for the non-linear degradation of soil stiffness and the increase in damping with strain.
4. **The analysis iterates,** updating the soil properties after each run based on the new strain calculations, until the changes between iterations converge within a set tolerance.
5. **Seismic Loading:** The model incorporates seismic loading conditions, such as acceleration time histories, which are applied at the boundaries or within the domain to simulate real-world seismic events.

Newmark approach for sliding

The Newmark integration approach for sliding mass is used to evaluate the permanent deformation or displacement during seismic loading. The average acceleration (a_{ave}) is envaulted using the following relation for a sliding mass [10]:

$$a_{ave} = \frac{\sum S_m - \sum S_{m(static)}}{\sum W} \quad (6)$$

Where, S_m is the current and $S_{m(static)}$ is the initial (static) mobilized shear force, and W is the slice weight.

The yield of average acceleration (a_y) is estimated based on the assumption that the slice tends to move when the factor of safety (FOS) is less than 1. Time integration of the area above yield acceleration leads to the time-velocity distribution with the following relation [10]:

$$V = \int_t^{t+dt} (a_{ave} - a_y) dt \quad (7)$$

Further time integration leads to a permanent displacement as follows [10]:

$$d = \int_t^{t+dt} V dt \quad (8)$$

The limitation of the Newmark sliding approach:

- Inapplicability to Situations with Excess Pore-Water Pressure Generation.
- Not Suitable for Soils with Structural Collapse or Liquefaction.
- Limited Applicability for Soils with Significant Shear Strength Degradation.

Results and Discussions

The vertical settlement at the crest of the dam was evaluated considering a 10-second time series of horizontal ground motion with a maximum peak acceleration of 0.6g. The time series of displacement in Figure 5 shows the maximum displacement of 9.1 cm at the dam crest, which

was found to be close to the post-event field observed displacement of 10cm. The results show that 10 cm of subsidence is capable of forming a crack in the dam section, increasing a risk to the dam for further damage. Due to higher crest subsidence risk during seismic events, the Nepal Electricity Authority (NEA) was restricted from filling up the reservoir to avoid additional structural damage until 1525 m.a.s.l. Higher subsidence will reduce freeboard and ultimately increase the risk of over-topping. Furthermore, a higher water level in the reservoir increases the pressure on the dam which further enhances to widens the crack. However, the quick response of sealing the crack with clay or bentonite slurry to fill the crack, followed by grout injection for additional stabilization, has reduced the risk, and no further damage has been observed lately. The study has shown that the crest is at risk of subsidence during the ground motion to cause damage.

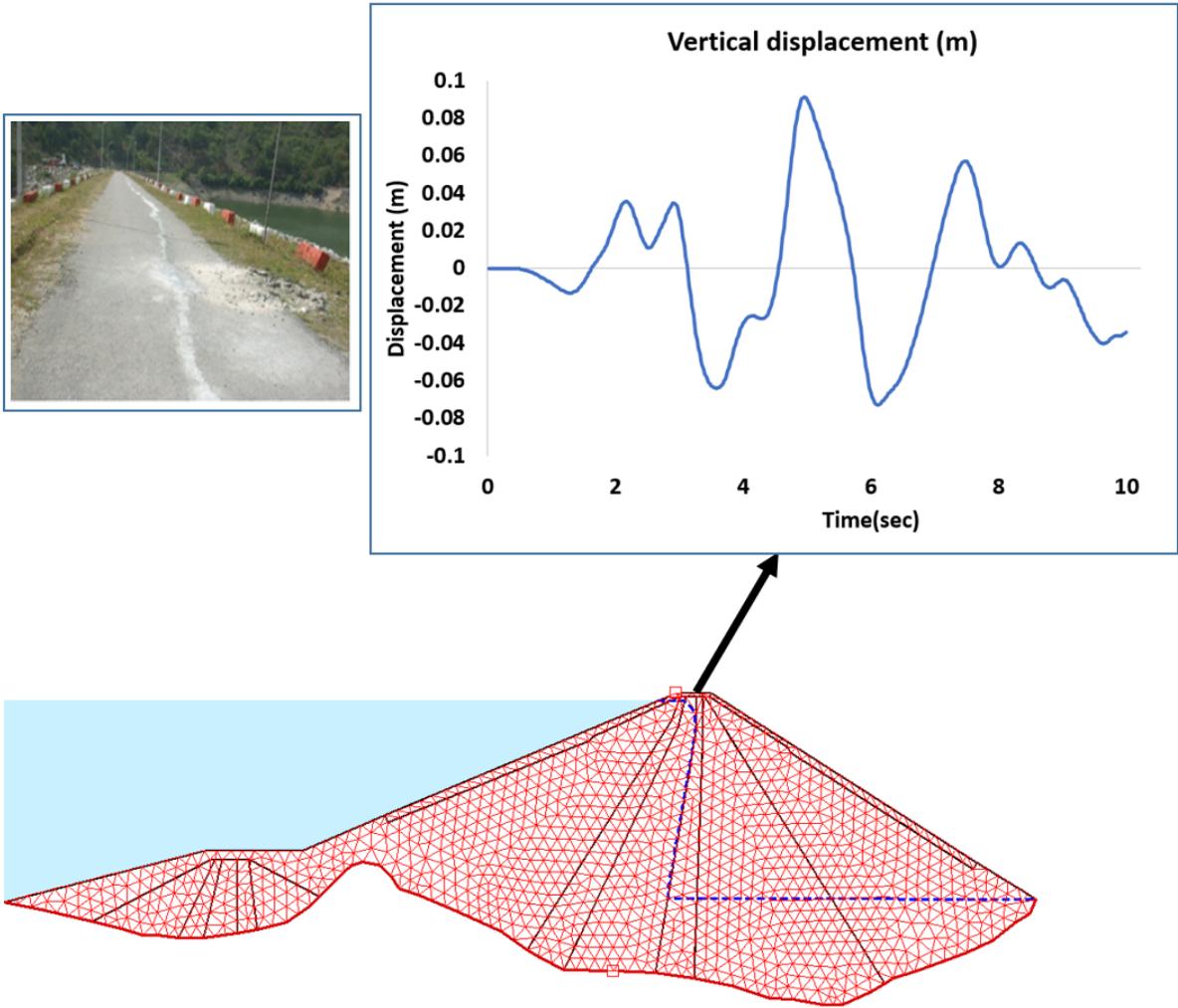


Figure 5: Vertical displacement at crest due to ground motion.

Further study of expected risk associated with permanent slope displacement was carried out with the Newmark approach over the upstream and downstream slopes of the dam. The critical slip circle was considered during the study. Figure 6 shows the implementation of time double-integration of average acceleration to adopt permanent displacement. The yield average acceleration of 0.05g and 0.12g were adopted concerning FOS less than 1 for the expectation of sliding for downstream and upstream slopes. The permanent displacement of 0.72m was obtained on the dam's downstream side as shown in Figure 6, which can be visualized in the displacement plot. Moreover, the upstream slope displacement of 0.15m was evaluated and

expected to be less displaced than the downstream slope due to the stabilizing water load of the reservoir, as represented in Figure 7. The result has shown that the positive higher peak increases the risk of sliding on the downstream side rather than the upstream side. As per post-event field observation, only the noticeable movement of rip-rap was observed at the downstream side of the dam, though the sliding displacement was found to be 0.72m during the simulations.

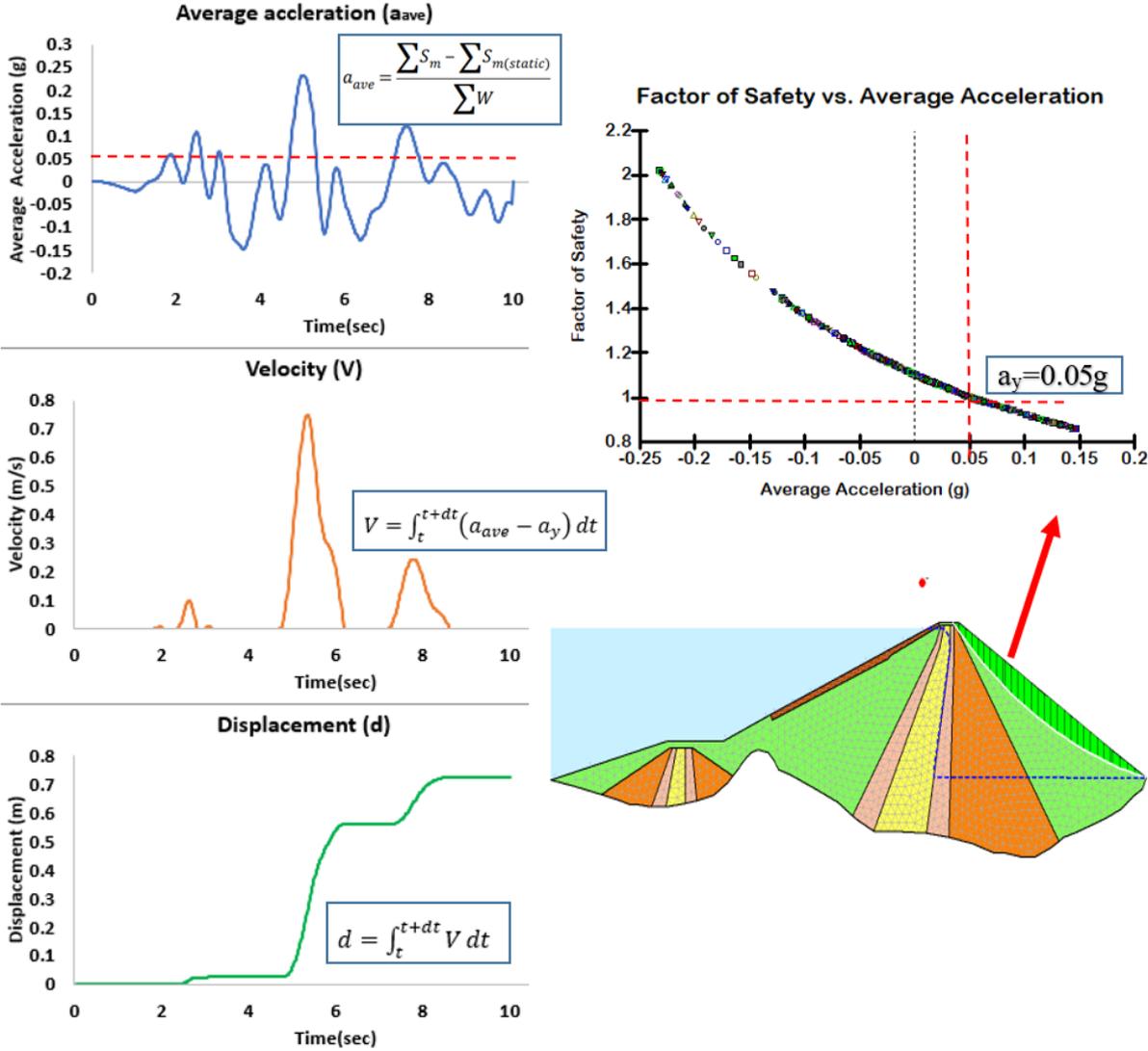


Figure 6: Evaluation of displacement at downstream slope

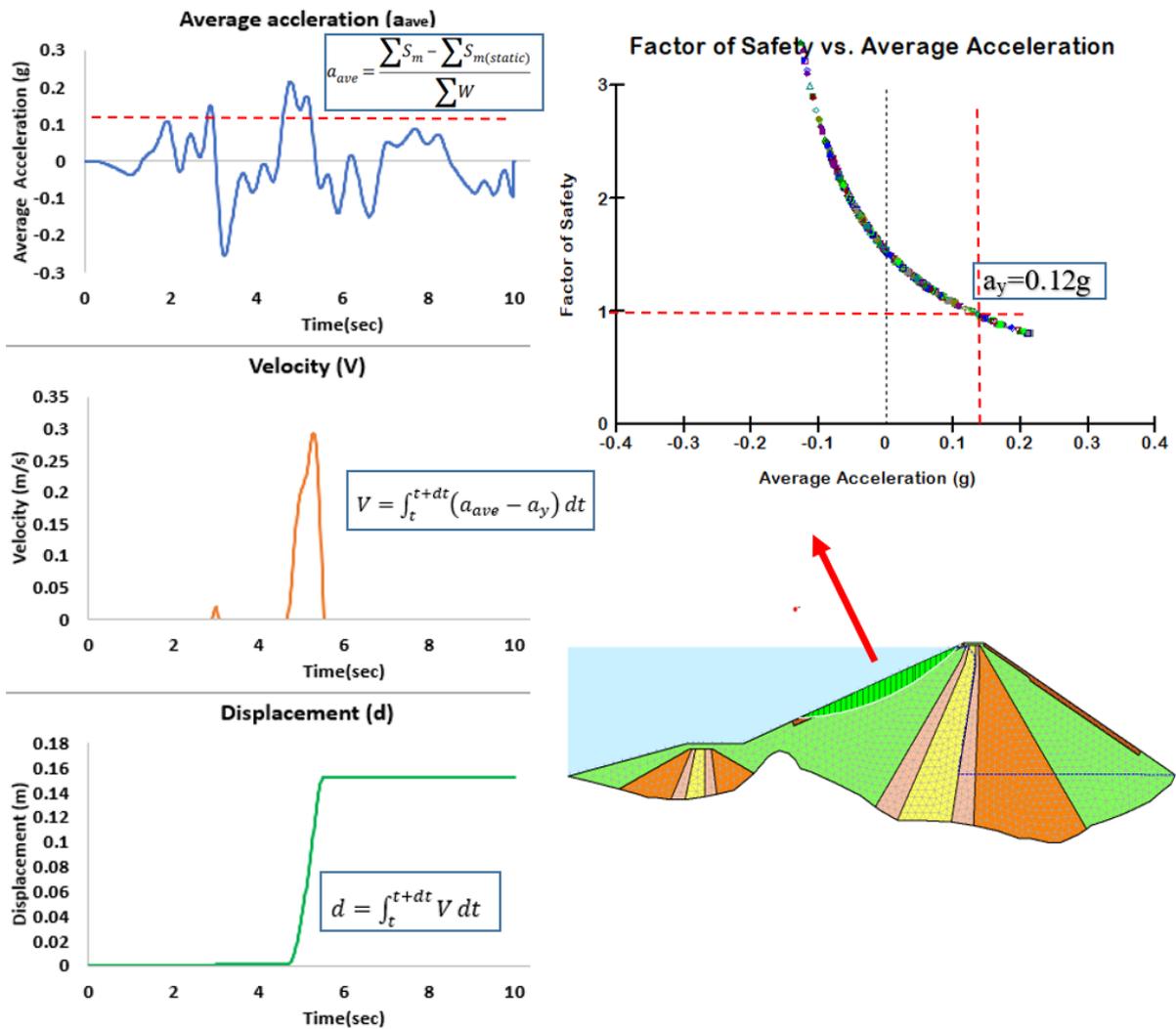


Figure 7: Evaluation of displacement at upstream slope

Conclusions

The seismic evaluation study on rock fill dam draws the following specific conclusions:

1. The application of an equivalent linear model (ELM) was found to be feasible, as compared to the result of the vertical settlement of the field post-event observations. The reasonable vertical displacement of almost 10cm was re-evaluated by the means of FEM as compared to the field observation. The study emphasizes that the higher potential risk of crack formation is associated with vertical settlement in the crest during seismic events.
2. A higher risk of dam displacement is observed on the downstream slope compared with the upstream slope during the higher horizontal peak acceleration of 0.6g. The displacement of the dam at the downstream slope was found to be 4.8 times higher than the upstream side of the dam.
3. Although the higher risk of sliding mass of 0.72m was found at the downstream slope in the simulation results, no noticeable large movement was observed in the field than the movement of boulder rip-rap. Thus, the study of Newmark analysis overestimated the displacement results and is not able to fully capture the overall behaviour due to the complexity of geotechnical parameters and in situ placement of rip-rap.

List of References

- [1] Bardet, J. P., & Davis, C. A. (1996). Performance of San Fernando dams during 1994 Northridge earthquake. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), 554-564.
- [2] Gordan, B., Raja, M. A., Armaghani, D. J., & Adnan, A. (2022). Review on dynamic behaviour of earth dam and embankment during an earthquake. *Geotechnical and Geological Engineering*, 40(1), 3-33.
- [3] Basudhar, P. K., Rao, N. S. V., Bhookya, M., & Dey, A. (2010). 2D FEM Analysis of Earth and Rockfill Dams under Seismic Condition.
- [4] Durmaz, S., & Ülgen, D. (2021). Prediction of earthquake-induced permanent deformations for concrete-faced rockfill dams. *Natural Hazards*, 105(1), 587-610.
- [5] Han, B., Zdravkovic, L., Kontoe, S., & Taborda, D. M. (2016). Numerical investigation of the response of the Yele rockfill dam during the 2008 Wenchuan earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88, 124-142.
- [6] Shrestha, H.S. Sedimentation and Sediment Handling in Himalayan Reservoirs. Ph.D. Thesis, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet, Trondheim, Norway, 2012. Available online: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/242352> (accessed on 25 July 2024)
- [7] UN. Kulekhani Dam Break Study. 2012. Available online: <https://digitallibrary.un.org/record/211850?ln=en> (accessed on 25 July 2024)
- [8] US Geological Survey. (2015). An earthquake with peak ground acceleration near Kulekhani Dam. Retrieved from [<https://www.usgs.gov>]
- [9] NEA (2015, August 10). NEA not to let Kulekhani reservoir fill up completely. The Kathmandu Post. Retrieved from [<https://kathmandupost.com/money/2015/08/10/nea-not-to-let-kulekhani-reservoir-fill-up-completely>]
- [10] Geostudio. (2024). QUAKE/W theory manual. Retrieved from [<https://www.seequent.com/products-solutions/geostudio-2d/>]
- [11] Pandey BR, Knoblauch H, Zenz G. Slope Stability Evaluation Due to Reservoir Draw-Down Using LEM and Stress-Based FEM along with Mohr–Coulomb Criteria. *Water*. 2023; 15(22):4022. <https://doi.org/10.3390/w15224022>
- [12] AASTHO. LRFD Bridge Design Specifications (SI); American Association of State Highway and Transportation Officials: Washington, DC, USA, 2007; p. 1037.
- [13] Wieland, M., & Malla, S. (2002, September). Seismic safety evaluation of a 117 m high embankment dam resting on a thick soil layer. In 12th European Conference on Earthquake Engineering (Vol. 3, pp. 836-843).

Pumpspeicher-Wasserkraft in den Alpen

Ausbaubedarf für Europa, Innovationen

W. Richter¹, G. Thek¹, M. Grönke¹, M. Moradali¹ und G. Zenz¹

¹ Technische Universität Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft,
Stremayrgasse 10/2, A-8010 Graz, AUSTRIA

E-Mail: Wolfgang.Richter@tugraz.at

Kurzfassung

Die Wasserkraft ist das energetische Rückgrat der österreichischen Stromversorgung, welche gemeinsam zunehmender mit Wind- und Sonnenkraft im europäischen Verbundnetz die Stromversorgung sicherstellt und bereits jetzt eine größtenteils CO₂-freie Stromerzeugung in Österreich ermöglicht. Zukünftig ist es notwendig eine komplette Dekarbonisierung des Energiesystems zu erreichen. Hochdruckwasserkraftwerke sowie Pumpspeicherkraftwerke mit Speicherseen ermöglichen die Energiewende durch den hochflexiblen Einsatz, der Netzregelung und Stromspeicherung für eine hohe volatile grenzüberschreitende Erzeugung. Der Ausbau und die Weiterentwicklung insbesondere der Pumpspeicherkraftwerke bieten vor allem für den Alpenraum die strategische Positionierung des europäischen Stromausgleichs und wirtschaftliche Leistungsvorhaltung für die hochindustrialisierte Region um die Alpen, als Ausgleich für beschränkte On-shore Windkraft und der nicht vorhandenen Off-shore Potenziale des Alpenraums. Als ausgewählte aktuelle Schwerpunkte werden in diesem Artikel der notwendige PSKW Ausbau für Europa und im weiteren Detail Druckschächte für Heißwasser PSKW sowie die Entwicklung von Druckregulierventile angerissen.

Einleitung – Dekarbonisiertes Europäisches Energiesystem

Die Entwicklung der Hochdruckwasserkraftwerke hat in Österreich eine lange Tradition seit der Elektrifizierung. Die ersten Anlagen wurden parallel zu Bahnerschließungen errichtet um die Kraftübertragung von Wasser auf die Schiene effizient und wirtschaftlich zu ermöglichen. Erste Pumpspeicherkraftwerke wurden gebaut um den Nachtstrom von Wasserkraftwerken umzulagern (erstes 1907 in der Schweiz). Aufgrund der 50 Hz Stromtechnologie im öffentlichen Stromnetz seit 1895 sind seitdem alle Kraftwerke dafür nutzbar, was neben der robusten Bauweise und der Nutzung des Untertages die Investitionen in PSKW als Forever-Assets definiert. Die Leitungsgebundenheit des Stromsystems erforderte stets eine regionale Nutzung der elektrischen Energie was mit der Entwicklung der Wasserkraft im Alpenraum und der industriellen Entwicklung eng einhergeht und somit eine wesentliche Basis der Wohlstandsentwicklung in diesem Raum darstellt.

Um die Klimakrise zumindest einzubremsen ist die effektivste Maßnahme das Gesamtenergiesystem zu dekarbonisieren da die energierelevanten Sektoren für ~73% der gesamten CO₂ äquivalenten Emissionen verantwortlich sind (Ritchi, 2024). Für eine notwendige Drosselung des CO₂ und Methan Ausstoßes ist daher ein massiver Ausbau der erneuerbaren Energiequellen wie Onshore Wind, Offshore Wind und Solarkraft notwendig, welche den Großteil des nutzbaren Potentials ausmachen. Aufgrund der stets fallenden LCOE Kosten der Bereitstellung von Sonnen- und Windkraft deckt sich diese Entwicklung mit den ökonomischen Anreizen. Somit besteht ein effizientes und wirtschaftliches, erneuerbares Energiesystem aus Wind, Wasser und Sonnenkraftwerken (WWS) (Jacobson, et al., 2017). Aufgrund der wirtschaftlichen Kosten, der Skalierbarkeit und dem geringen Schadenpotential zeigt sich auch, dass es zu keiner Renaissance der Atomkraft kommen wird, zudem die

Bauzeiten viele Jahre in Anspruch nehmen. Abbildung 1 zeigt ein extrapoliertes Europäisches Lastprofil eines Jahres zur Erzeugung von 7500 TWh erneuerbaren Strom mithilfe der Speicherleistung von Pumpspeicherkraftwerken als Ausgleichskraftwerke. Die Bandbreite unter der Bedarfslast zeigt zudem, dass starre Kraftwerke wie Atomkraftwerke in einem volatilen Stromsystem nicht nützlich sind, da diese Ihre eigenen Erzeugungskosten unterminieren. Die Erzeugung von theoretisch 7500 TWh Nutzstrom erfordert einen Ausbau der erneuerbaren Quellen wie in Abbildung 1 angegeben (Richter, et al., 2024).

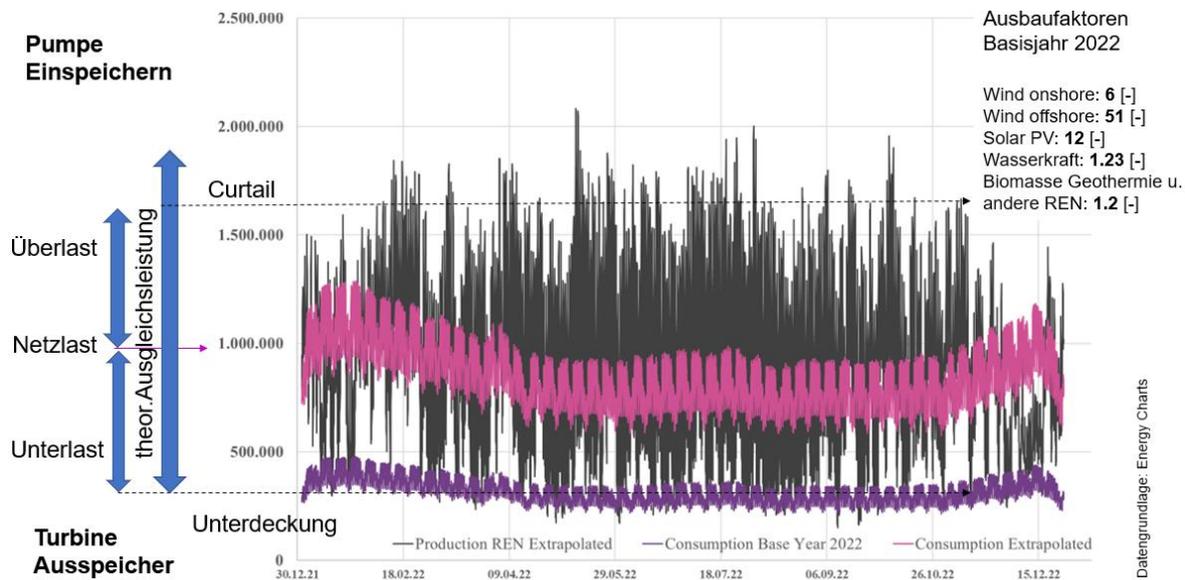


Abbildung 1: Extrapolation erneuerbares Stromsystem für strombasierte Gesamtenergie für Europa 7500 TWh (Richter, et al., 2024)

Ausbaubedarf für PSKW in Europa zur Dekarbonisierung

Zur Erreichung von 7500 TWh erneuerbaren Strom für Europa sind nach einer Extrapolation auf Basis des Jahres 2022 Speicherkraftwerke mit einer Gesamtleistung von über 300 GW in Europa notwendig.

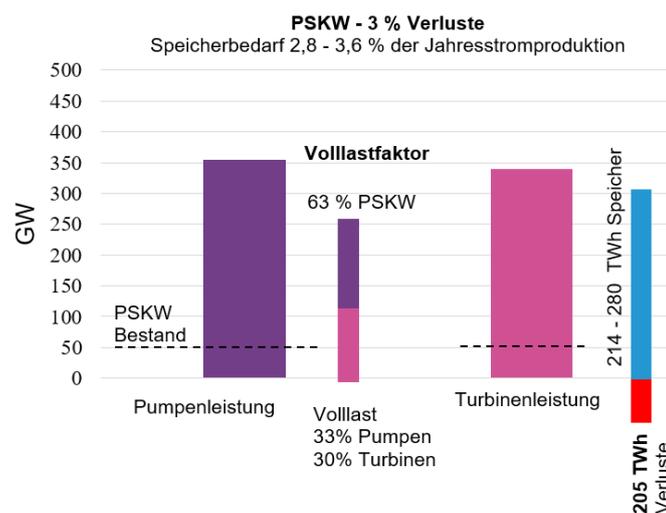


Abbildung 2: Extrapolation des Pumpspeicherbedarfs für ein erneuerbares Stromsystem für strombasierte Gesamtenergie für Europa 7500 TWh (Richter, et al., 2024)

Der erforderliche Speicherbedarf beträgt für Pumpspeicherkraftwerke in einem idealen Netz etwa 2,8 – 3,6% der Jahresstromproduktion (Richter, et al., 2024). In absoluten Zahlen sind dies 214 – 280 TWh. Diese Zahlen variieren je nach Basisjahr, zeigen aber einen eindeutigen Ausbaupfad welcher stets aktualisiert werden kann. Derzeit bestehen etwa 50 GW an PSKW Leistung in Europa (Eurelectric, 2018). Die 205 TWh errechneten Verluste sind Wärmeenergie. Diese Energie kann in einem Untertägigen Strom-Wärme PSKW nutzbar gemacht werden (Pikl, Richter, & Zenz, 2019).

Druckschachtauslegung für Heißwasser-PSKW

Heißwasser-PSKW sind Pumpspeicherkraftwerke welche zwei untertägige Speicherkavernen in zwei Höhenlagen zur elektrischen Speicherung, kombiniert mit saisonaler Wärmespeicherung verbinden, wobei das Wasser bis 90°C erwärmt wird. Die Wärme entsteht einerseits durch die Einspeisung von industrieller Abwärme und den hydraulischen Verlusten des PSKW Systems, welche mittels Großwärmepumpen eine doppelte Flexibilität im Strom, sowie im Wärmesystem veredelt werden.

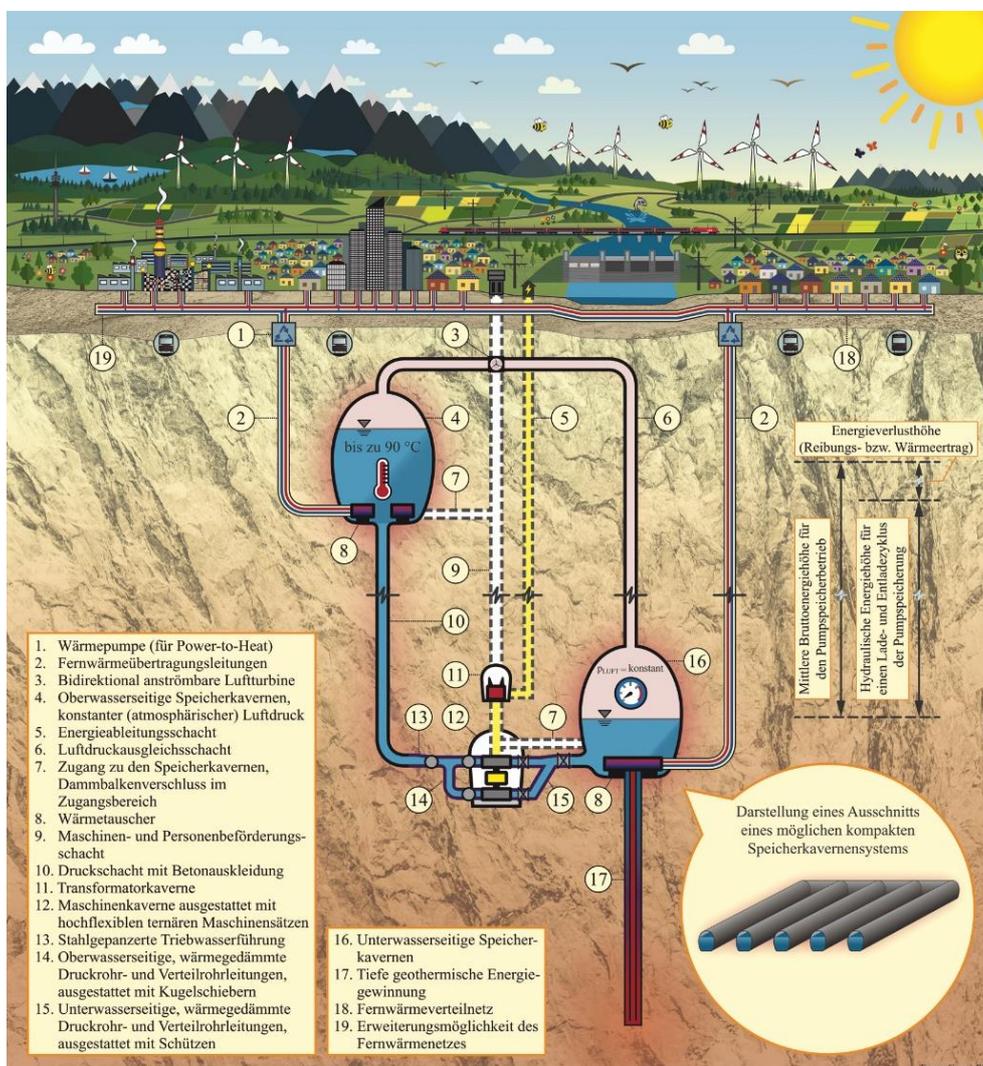


Abbildung 3: Schematisches Konzept von Heißwasser PSKW (Pikl, Richter, & Zenz, 2019)

Heißwasserpumpspeicherkraftwerke sind als Untertagespeicher konzipiert. Durch die vollständige untertägige Bauweise besteht die Möglichkeit die Kraftwerke

Topografieunabhängig an geologisch günstigen und ökonomischen Standorten zu errichten (Pikl, Richter, & Zenz, 2019). Des Weiteren bewirkt die untertägige Ausführung des Heißwasser PSKW, dass das umliegende Gebirge nicht nur als Stütze herangezogen wird sondern auch als natürliche Wärmedämmung und Wärmespeicher dient (Thek, 2021).

Die hohen Wassertemperaturen, bis zu 90°C, mit welchen das Heißwasser PSKW betrieben wird, wirkt zusätzlich zum bereits hohen Innendruck auf die Auskleidung ein. Dies bewirkt eine zusätzliche Belastung welche bei der Dimensionierung der Auskleidung zu beachten ist.

Die Bemessung und Dimensionierung der im Triebwasserweg verwendeten Auskleidungsarten (Beton- sowie Stahlauskleidung) beruht zum größten Teil auf der Grundlage von Seeber und Friedrich (Seeber & Friedrich, 1999).

Triebwasserweg

Der Triebwasserweg, bestehend aus den Komponenten: Druckschacht, Druckstollen, Hosenrohr, Verteilrohrleitung, freitragende Rohrleitung sowie dem Unterwasserdruckstollen unterscheiden sich lediglich in der Auskleidungsart einzelner Komponenten gegenüber herkömmlichen Pumpspeicherkraftwerken. Die zur Gänze untertägige Errichtung des Heißwasser PSKW erlaubt es den Druckschacht sowie den Druckstollen mit Beton auszukleiden. Im Gegensatz dazu ist der Druckschacht bei herkömmlichen PSKWs zu meist durch die oberflächennahe, hangparallele Errichtung mit einer Stahlpanzerung zu versehen (Thek, 2021).

Bei der Dimensionierung der Auskleidung beim Triebwasserweg thermischer PSKWs spielt die Erstfülltemperatur eine wesentliche Rolle. Als Erstfülltemperatur gilt die Wassertemperatur mit welcher die Nassinbetriebnahme des PSKWs erfolgt (Thek, 2021).

Betonauskleidung:

Für die Betonauskleidung ist der Lastfall des leeren Rohrs bei anstehendem Bergwasserdruck sowie Injektionsdruck maßgebend. Bei Heißwasserpumpspeicherkraftwerken wirken zusätzlich thermische Spannungen welche in die Dimensionierung der Auskleidungsstärke miteinfließen. Die thermischen Spannungen sind abhängig von der Erstfülltemperatur. Auch der Injektionsdruck welcher auf die Betonauskleidung aufgebracht werden muss um im Betrieb in einen spannungslosen Zustand der Betonauskleidung zu gelangen ist von der Erstfülltemperatur abhängig. Abbildung 4 stellt für eine spezifische Tiefe die aufzubringende Vorspannung dar. In Blau gehalten ist der Lastfall mit einer Erstfülltemperatur von 4°C dargestellt. Dem gegenüber steht der Lastfall mit einer Erstfülltemperatur von 45°C in Rot dargestellt.

Durch die kalte Erstfülltemperatur kommt es zu einer verstärkten Abkühlung der Innenauskleidung was zur Folge hat, dass die aufzubringende Vorspannung $p_{v,0}$ höher sein muss als die benötigte.

Wird das System mit einem höher temperierten Wasser gefüllt, als das umliegende Gebirge aufweist, kann eine Vorspannung aus der positiven Temperaturdifferenz erzielt werden. Die temperaturbedingte Vorspannung lässt den aufzubringenden Injektionsdruck sinken bzw. kann dieser auch in entsprechend geringer Tiefe (= geringer Innendruck) zur Gänze entfallen. Dabei wird davon ausgegangen, dass es zu keinem Temperaturverlust des Wassers durch das aufwärmen der Auskleidung kommt (Thek, 2021).

vom auftretendem Ringspalt. Anders als bei der Betonauskleidung haben die hohen Temperaturen eine positive Auswirkung auf das Beultragverhalten der Stahlpanzerung. Durch die temperaturbedingte Verformung nach außen, bei einer Füllung des Systems mit höheren Temperaturen als die Gebirgstemperatur, verringert sich der Initialspalt und damit auch der Ringspalt der Panzerung. Daraus resultiert eine höhere Beultragfähigkeit.

Da der Initial- und Ringspalt auch einen Einfluss auf die Verankerungslänge der Rohrleitung im Gebirge haben wirken sich hohe Temperaturen auch hier auf die zu panzernde Länge aus.

Druckregulierungsventile für PSKW

Zur Druckstoßregulierung und auch zur Verminderung der Überdrehzahl von Wasserkraftanlagen wurden insbesondere im 20. Jhd. Druckregler bei Überdruckturbinen eingebaut. In Österreich etwa im Brennerwerk (1899 – 2015), dem Rodundwerk 1 oder bei Limberg 1. Aufgrund der komplexen Steuerung und Bedenken der Sicherheit wurde vermehrt auf diese Technologie verzichtet. In Norwegen wurde dies allerdings noch bis in die 1980-iger Jahre verwendet, wie etwa beim 960 MW Kraftwerk Tonstad (Abbildung 5).

Die gängige Technologie war ein Teller- oder Ringventil mit einer Toskammer oder direkter Verbindung ins Unterwasser bzw. Tosbecken. In einem Druckregulierungsventil (PRV – Pressure Regulation Valve) treten große Durchflüsse auf und müssen große Energiemengen umgewandelt werden.

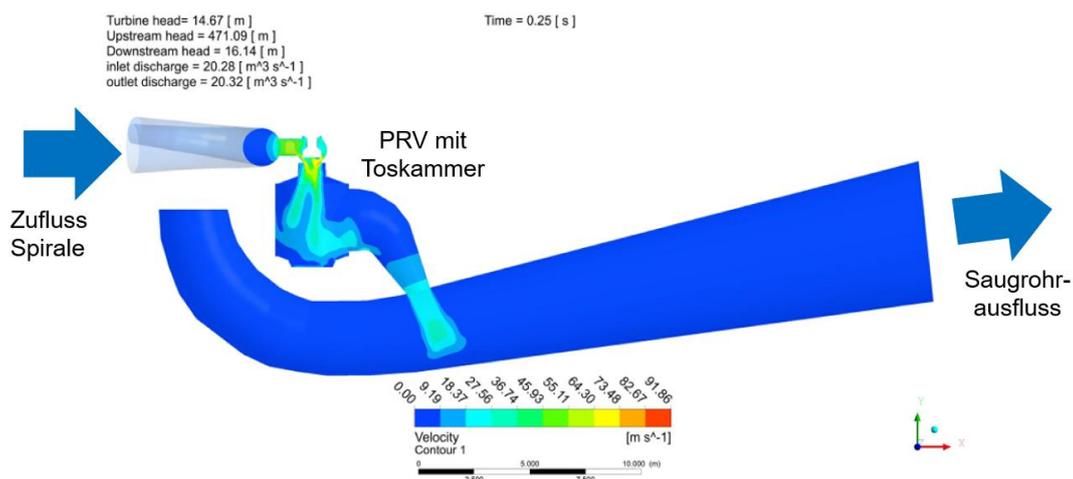


Abbildung 5: PRV der 320 MW Francisturbine des KW Tonstad (960 MW) (Moradali, Richter, Zenz, & Vereide, 2023)

Derzeit wird im Rahmen einer Masterarbeit eine Kombination von bewährten PRV Ventilen aus der Öl- und Gasindustrie mit Wasserkraftanwendungen untersucht. Diese Ventile können sehr schnell, je nach Ventildimensionen in 1 bis 6 Sekunden geöffnet werden. Die PRVs sind hydraulisch so ausgelegt, dass diese die Energie bei korrekter Auslegung kavitationsfrei dissipieren können. Durch solche Ventile kann einerseits die Auslegung auf den Druckstoß verbessert werden, welcher bei Reversiblen Francis Pumpturbinen allein von der Maschinencharakteristik abhängig ist.

Abbildung 6 zeigt eine mögliche Anbindung von PRVs an eine Pumpturbine in serieller Anordnung.

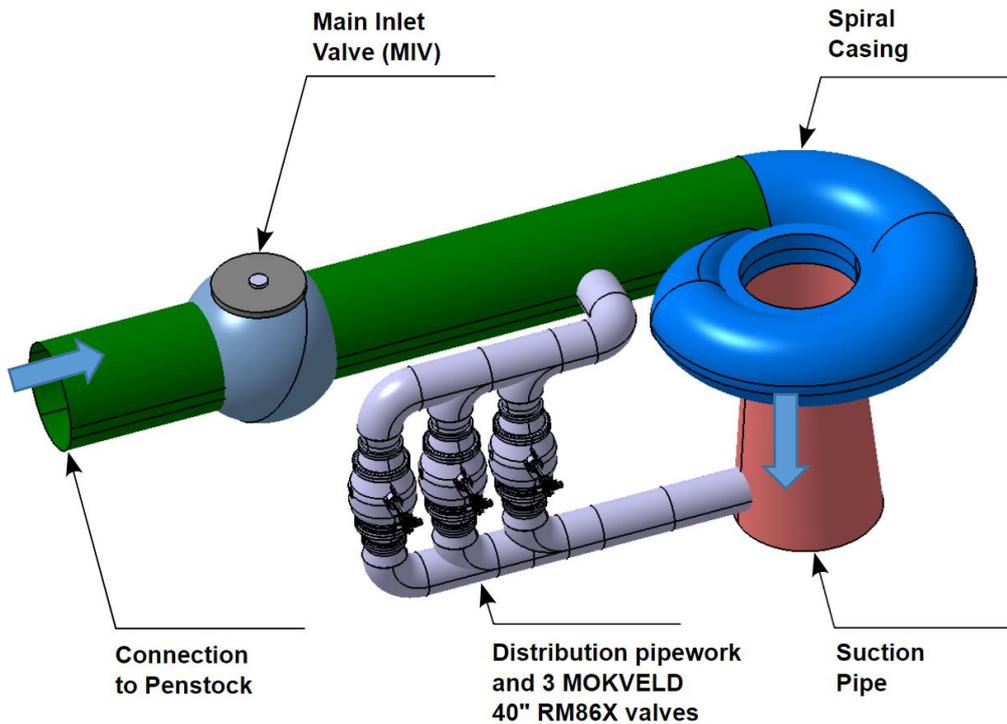


Abbildung 6: Mögliche Positionierung von PRV Ventilen mit Dissipationsgitter in einem Bypass einer Francisturbine bzw. Pumpturbine (Grönke, 2024)

Abbildung 7 zeigt die Funktionsweise von PRVs mit Dissipations-Gitter. Durch eine projektspezifische, auch mehrlagige Gitteranordnung, wird die Strömungsenergie dissipiert. Durch das Schrittweise herabsenken des Druckes wird der Dampfdruck nicht unterschritten und es kommt zu keiner Kavitation. Durch dieses Konzept verhalten sich die Ventile nach einem genau definierten Durchfluss / Verlust Verhältnis und ermöglichen so einen entkoppelten Betrieb Turbine, bzw. Pumpturbine / Durchfluss. Dies bringt weitere Regulierungsmöglichkeiten (Stichwort: Leistungsgegenwirkung) zur Anlagenflexibilisierung. Zudem kann dadurch bei einer Entkopplung von Wasserdurchfluss und Leistungsregelung effektiv ein Bypass geregelt werden.

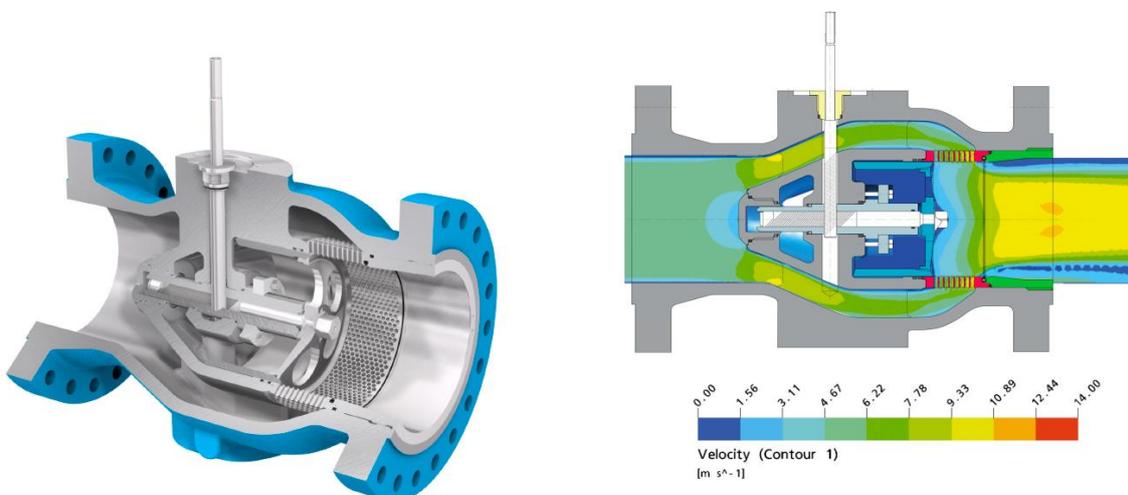


Abbildung 7: Mögliche Positionierung von PRV Ventilen in einem Bypass der Pumpturbine (Hersteller und Darstellung: Mokveld Valves BV) (Grönke, 2024)

Zusammenfassung und Ausblick

Der Umbau des Energiesystems zu einer dekarbonisierten Erzeugung erfordert neben dem Ausbau von Wind- und Sonnenkraft den Bau von Speicher- und Ausgleichskraftwerken, was durch die Pumpspeicherkraftwerkstechnologie bewährt erfüllt werden kann. Zudem eignen sich PSKW als strategisches Asset für Regionen ohne Meerzugang um in einem erneuerbaren Gesamtsystem mit Ausgleichsleistung und großen Stromspeichermengen handeln zu können. Die Weiterentwicklung von PSKW wird etwa in der integrierten Kombination als saisonale Wärmespeicher erforscht um die Energiewende mit der Wärmewende zu vereinen und so untertägige PSKW direkt in Ballungsräumen mit großem Wärme- und Kältebedarf zu errichten. Dafür wird im speziellen die Dimensionierung von hochbelasteten Druckschächten mit Betonauskleidung erläutert.

Weitere Betriebliche Optimierungen und Flexibilisierungen von PSKW sind durch den Einsatz von modernen Druckreglern mit Kavitationseliminierung zu erwarten welche die Regelfähigkeit von Pumpturbinen erhöhen und den Druckstoß minimieren können bei höchster Zuverlässigkeit.

Die angeschnittenen Themen bieten ein großes Potential diese kontinuierlich mit gesteigerten Anforderungen weiter zu entwickeln. Bei den Heißwasser PSKW stellt sich etwa die Frage ob und wie weit ein Betrieb bei Temperaturen über 100°C möglich ist. Für die PRVs ist es etwa theoretisch denkbar damit aktiv Druckstöße durch Interferenz zu eliminieren (nach dem Prinzip von Noise Cancelling Kopfhörer) oder Wasserschlösser hinsichtlich des Stabilitätskriteriums wirtschaftlicher zu bauen. Weitere Themen mit Weiterentwicklungen für wirtschaftliche Anwendungen sind etwa Druckluftwasserschlösser.

Quellenverzeichnis

- [1] Eurelectric. (2018). Facts of Hydropower in the EU
- [2] Grönke, M. (2024). Pressure regulating valves in high-head and pumped-stroke hydropower plants. Master's Thesis, Graz University of Technology.
- [3] Jacobson, M., Delucchi, M., Bauer, Z., Wang, J., Weiner, E., Yachanin, A., & (2017). 100% Clean and Renewable Wind, Water, and Sunlight All-Sector Energy Roadmaps for 139 Countries of the World. Joule: <http://dx.doi.org/10.1016/j.joule.2017.07.005>.
- [4] Moradali, M., Richter, W., Zenz, G., & Vereide, K. (2023). Pressure Regulation Valves for Energy Dissipation and Power Control. Vienna, IAHR World Congress.
- [5] Píkl, F. G., Richter, W., & Zenz, G. (2019). Großtechnische, wirtschaftliche und effiziente untertägige Energiespeicher; Large-scale, economic and efficient underground energy storage. Geomechanics and Tunneling, DOI: 10.1002/geot.201900007, 12(3), 251–269.
- [6] Richter, W., Píkl, F., Zenz, G., Pummer, E., Vereide, K., & Lia, L. (2024). Pumpspeicherkraftwerke als Schlüsseltechnologie für Europa mit 100% erneuerbarem Strom. TU Graz, 18. Symposium für Energieinnovation, Vortrag.
- [7] Ritchi, H. (2024). Sector by sector: where do global greenhouse gas emissions come from? Retrieved August 06, 2024, from Published online at OurWorldInData.org. Retrieved from: '<https://ourworldindata.org/ghg-emissions-by-sector>'
- [8] Seeber, G., & Friedrich, R. (1999). Druckstollen und Druckschächte. Stuttgart - New York: ENKE.
- [9] Thek, G. (2021). Bemessungskonzept für das Triebwassersystem thermischer Pumpspeicherkraftwerke. Masterarbeit, Technische Universität Graz.

Gefahrenbeurteilung von See-Tsunamis

J.C. Schierjott¹, D. Vetsch¹, M. Strupler², K. Kremer², F. Anselmetti² und R. Boes¹

¹ Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Höggerbergring 26,
8093 Zürich, SWITZERLAND

² Institut für Geologie und Oeschger-Zentrum für Klimaforschung, Universität Bern,
Baltzerstrasse 1 + 3, 3012 Bern, SWITZERLAND

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

Kurzfassung

Aufgrund ihrer glazialen Geschichte, der damit verbundenen bathymetrisch-topografischen Ausprägung und der sediment-mechanischen Eigenschaften bieten (peri-)alpine Seen beste Voraussetzungen für Massenbewegungen, die an den See angrenzenden Hängen entweder über oder unter dem Wasserspiegel auftreten können. Beide Mechanismen können in Wechselwirkung mit dem Wasserkörper tsunami-ähnliche Wellen erzeugen und in Siedlungen entlang des Ufers erhebliche Schäden verursachen oder Menschenleben gefährden. Ein prominentes Beispiel wurde am Vierwaldstättersee in der Zentralschweiz im Jahr 1601 dokumentiert. Dabei führten eine Reihe von subaquatischen Hangrutschungen in Folge eines Erdbebens zu einem Tsunami mit Wellenhöhen von bis zu 4 m, der Teile der Stadt Luzern überschwemmte. Weitere Beispiele im In- und Ausland zeugen davon, dass die Gefahr eines See-Tsunamis durchaus real ist. Daher ist eine detaillierte Gefahrenbeurteilung ein wesentliches Instrument, um die Folgen solcher Ereignisse mit entsprechenden Massnahmen abzumildern oder sie zu verhindern. Wir stellen einen Arbeitsablauf vor, der diese Gefahr im perialpinen Umfeld auf umfassende Weise behandelt. Unser Ansatz basiert auf der numerischen Simulation von See-Tsunamis mit der frei verfügbaren Software BASEMENT. Wir demonstrieren den Arbeitsablauf anhand von Beispielen rekonstruierter subaquatischer und terrestrischer Massenbewegungen, durch die Tsunami-Ereignisse am Vierwaldstättersee ausgelöst wurden.

Einleitung

Das Wort Tsunami stammt aus dem Japanischen und ist zusammengesetzt aus zwei Wörtern: “tsu” (Hafen) und “nami” (Welle) [1,2]. Der Begriff ist von japanischen Fischern geprägt worden, die bei ihrer Heimkehr vom offenen Meer durch Wellen verwüstete Dörfer vorfanden. Obwohl die Fischer auf offener See keinerlei aussergewöhnlichen Wellengang verspürt hatten, war die Zerstörung durch die an der Küste auflaufenden Wassermassen enorm. Typische Eigenschaften von Tsunamis sind ihre grosse Wellenlänge und niedrige Wellenhöhe im Vergleich zur Gewässertiefe, in der sie sich ausbreiten. Dies führt dazu, dass Tsunamis unbemerkt bleiben, solange man sich in tieferen Gewässern befindet, und nur durch Messbojen wahrnehmbar sind. Doch sobald sich ein Tsunami einer flacheren Uferregion nähert, baut sich die Welle auf, und der Tsunami kann weite Teile des Uferbereichs überfluten. Eine weitere gefährliche Eigenschaft von Tsunamis ist ihre schnelle Fortpflanzungsgeschwindigkeit. Dies macht es schwierig, vor einem beobachteten Tsunami zu warnen, besonders bei kurzen Distanzen vom Entstehungsort zum Ufer, wie es in Seen der Fall ist.

In der Schweiz existiert das bisher umfassendste Archiv für See-Tsunamis, das sowohl aus historisch belegten als auch aus von Seesedimenten rekonstruierten prähistorischen Ereignissen besteht. Historische Dokumente, wie auch geologische Forschungsarbeiten zeigen, dass in der Schweiz See-Tsunamis vor allem auf Massenbewegungen an Steilhängen entlang des Ufers (terrestrische Massenbewegungen, TERM) und an Unterwasserhängen (deltatische und nicht-deltatische subaquatische Massenbewegungen, SAQM) zurückzuführen sind. Einige Beispiele

werden im Folgenden genannt. Im Jahr 563 nach Christi führte ein Bergsturz im Rhonetal zu einer deltaisichen SAQM am Rhonedelta. Dieses Ereignis führte gemäss einer numerischen Simulation zu einer bis zu 13 m hohen Welle, welche Teile der Genfer Altstadt überflutete [3]. Im Jahr 1601 führte ein Erdbeben der Stärke 5.9 zu mehreren zeitgleichen nicht-deltaischen und deltaisichen SAQM und Bergstürzen im Vierwaldstättersee [4, 5]. Der resultierende Tsunami hatte eine Höhe von bis zu 4 m, überschwemmte Teile der Stadt Luzern und kostete mehrere Menschenleben. Im Jahr 1687 wurde ein Tsunami von 5 m Höhe im Vierwaldstättersee im Bereich Gersau/Uri-Becken beobachtet. Eine deltaisiche SAQM im Muotadelta wird als Ursache angenommen [6]. Ein ähnliches Ereignis wird auch im Jahre 1996 für das Aaredelta im Brienersee beschrieben, wo eine 0.5 m hohe Welle ausgelöst wurde [7]. Diese Beispiele zeigen, dass die Gefährdung durch Tsunamis in der Schweiz durchaus real ist und erhebliche Personen- sowie Sachschäden durch sie entstehen können, besonders im Hinblick auf das Wachstum von Siedlungen und kritischer Infrastruktur (Verkehrsachsen) entlang der Seen. Das Ziel des hier demonstrierten Arbeitsablaufes zur Erhebung der Tsunamigefährdung ist nicht nur, die Höhe der Tsunamiwellen mithilfe der Modellierung abzuschätzen, sondern auch die Effekte der Überschwemmung am Ufer möglichst realistisch abzubilden. Daher berücksichtigt das numerische Modell die Bathymetrie des Sees sowie die Topografie des Uferbereichs. Das simulierte Auflaufen der Welle erlaubt es, mögliche Überflutungsgebiete und die dortigen Überschwemmungsintensitäten in Form von Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten abzuschätzen, um eine detaillierte Gefahrenbeurteilung für Tsunamis zu ermöglichen. Basierend auf den Simulationen können präventive Massnahmen entwickelt werden (Abb.1).

Methode

Für die Simulation wird die Software BASEMENT [8, 9] verwendet, welche die Flachwassergleichungen löst, um die Ausbreitung von Wellen in Flüssen und Seen zu modellieren. Die physikalisch korrekte Anwendung dieser Gleichungen setzt voraus, dass das Verhältnis der durchschnittlichen Wassertiefe h_{ref} (Referenzwassertiefe) zur Wellenlänge des Tsunamis $\lambda \ll 1$ ist.

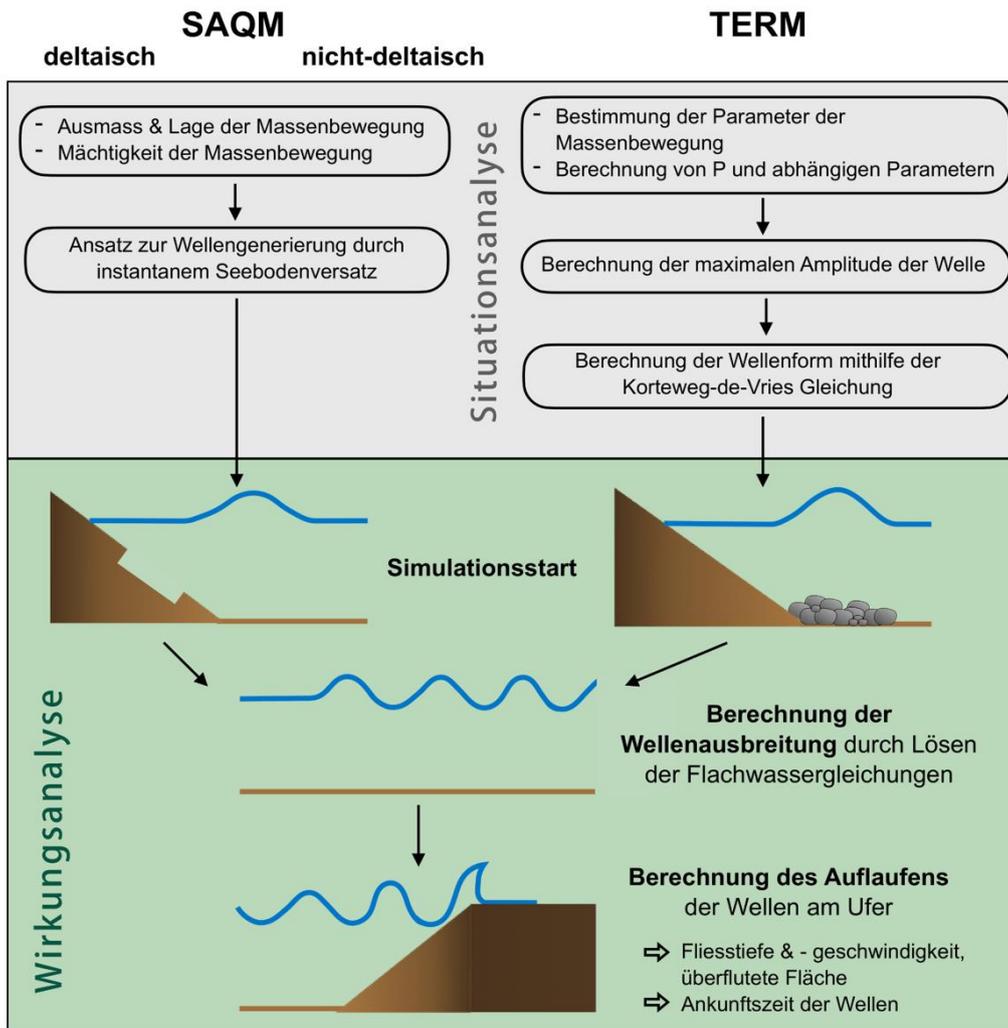


Abbildung 1: Konzeptionelle Darstellung des Ablaufs zur Simulation eines See-Tsunamis für die Auslösemechanismen SAQM und TERM. Die beiden Ansätze unterscheiden sich im Hinblick auf den physikalischen und damit auch auf den numerischen Ansatz.

Tsunami-Generierung durch TERM

Terrestrische Massenbewegungen führen dazu, dass Erd-, Gesteins-, Schnee- oder Eismassen mit einer bestimmten Geschwindigkeit, und daher mit einem Impuls, in den See stürzen (Abb. 2). Solche Massenbewegungen entstehen oft durch eine Kombination von einer geologischen Prädisposition und einem Auslöser, wie z.B. hohe Mengen an Regen, Frost-Tauprozesse, Schneefall, Überlast durch Anwachsen der Sedimentschicht, anthropogene Veränderungen (z.B. instabile Steinbrüche, Sprengungen), Erdbeben oder auch Vulkanausbrüche.

Bei diesen Szenarien wird der resultierende Tsunami als Impulswelle modelliert. Es gibt verschiedene Typen von Impulswellen, darunter zum Beispiel die Solitärwelle, Bore, Cnoidalwelle und Stokes-Welle [10]. Die bisher am häufigsten für Tsunamimodellierung verwendete Impulswelle ist die Solitärwelle [11] (auch Soliton genannt, wenn mehrere Solitärwellen gleichzeitig präsent sind [12]). Dies liegt unter anderem daran, dass Solitärwellen eine eindeutige mathematische Lösung haben und, obwohl sie nichtlinear sind, mit nur zwei Parametern beschrieben werden können (z.B. [11]). Dies macht sie für die Erarbeitung von analytischen und numerischen Lösungen interessant. Des Weiteren konnten und weitere Autoren [13, 14, 15] zeigen, dass eine impulsartige, positive oder negative Veränderung des Wasserspiegels bei konstanter Wassertiefe eine Solitärwelle zur Folge hat. Ähnlich

argumentieren [16] und [17]; sie schreiben, dass nach langer Ausbreitungsdauer die Tsunamiwelle der Form einer Solitärwelle entspricht.

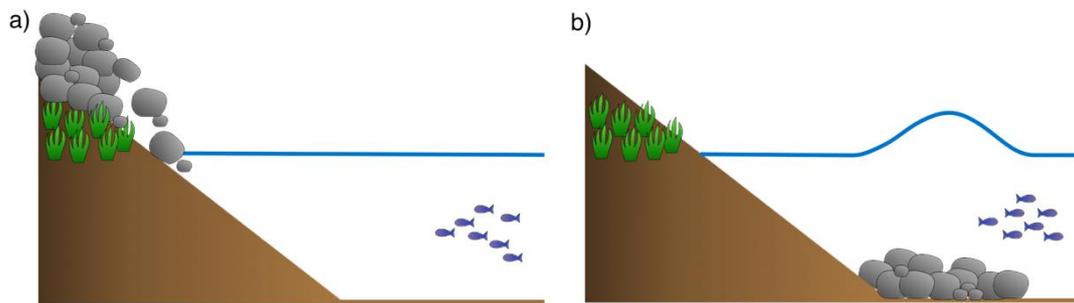


Abbildung 2: Konzept für die Tsunamigenerierung aufgrund von TERM: a) Zustand während der Hangrutschung bzw. Felssturz und b) Welle (hier als Solitärwelle modelliert), die durch die Interaktion mit dem Wasser entsteht und sich ausbreitet.

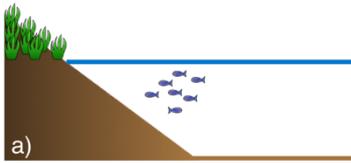
Bei TERM hat das Eintauchen der bewegten Masse in den See eine Übertragung des Impulses zur Folge, wodurch eine Welle entsteht. Die Tsunami-Generierung kann in zwei Phasen unterteilt werden: 1) erste Interaktion der bewegten Masse mit dem ruhenden Gewässer, und 2) die resultierende Reaktion des Wassers in Form einer Welle [18]. Im hier präsentierten Arbeitsablauf fokussieren wir uns nur auf Schritt 2), die Generierung der resultierenden Welle und fahren dann fort mit der Modellierung der Wellenausbreitung und dem Auflaufen am Ufer. Die Höhe der generierten Tsunami-Welle am Entstehungsort wird mit empirischen Gleichungen aus [18] berechnet und diese als spezielle Randbedingung für die hydrodynamische Modellierung verwendet. Es wird der empirische Ansatz aus 3D-Experimenten gewählt, da ein See eher einem Wellenbecken als einem Wellenkanal gleicht. Es ist wichtig zu wissen, dass dies einen grossen Einfluss auf die Wellenausbreitung hat, denn aufgrund der lateralen Ausbreitungsmöglichkeit werden Wellen deutlich stärker in einer 3D- als in einer 2D Umgebung gedämpft, so dass die Wellenhöhe bis zu einer Magnitude kleiner sein kann (z.B. [19]). Im Weiteren wird hier der Ansatz verfolgt, zwei Wellen zu modellieren, wobei die erste Welle zwar kleiner ist, aber im Vergleich zur zweiten Welle weniger Unsicherheiten bezüglich der Grösse hat [18]. Mithilfe der Korteweg-de-Vries (KdV) Gleichung wird dann die Wellenhöhe über die Zeit (resp. die Wellenform) ermittelt, welche als Randbedingung bei der numerischen Simulation verwendet wird.

Tsunami-Generierung durch SAQM

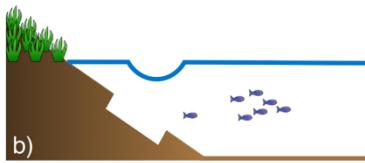
Für die hier gezeigten Beispiele werden für SAQM entweder 1) Massenbewegungen an ca. 10 bis 25° steilen Unterwasserhängen im See (nicht-deltaisch), oder 2) Massenbewegungen am Deltabereich (deltaisch) angenommen. Der hier gewählte Modellierungsmechanismus für die beiden Untertypen ist grundsätzlich derselbe; der allgemeine Arbeitsablauf unterscheidet sich nur in den angenommenen Unsicherheiten in Bezug auf die Sedimentmächtigkeit und in der Kartierung der instabilen Gebiete.

Das Vorgehen besteht aus drei Schritten. Zuerst müssen potenzielle Bereiche von Massenbewegungen von Experten kartiert oder ausgewählt (zum Beispiel anhand von früheren Massenbewegungen oder Errechnung der Hangstabilität) und für die Wellensimulation vorbereitet werden. Anschliessend werden die Wellenausbreitung im See und der Wellenauflauf am Ufer simuliert. Dafür wird eine SAQM mit einem unmittelbaren Versatz des Seegrundes approximiert. Die Grösse des Versatzes entspricht in Mächtigkeit und Ausmass der erodierten Zone. Das plötzliche Absenken des Seegrundes um diesen Versatz löst die Welle aus (Abb. 3).

intakter Unterwasserhang und ebene Wasserfläche



Unterwasserrutschung führt zur Absenkung der Wasseroberfläche (Wellentrog)



Welle (mit negativer Amplitude) breitet sich aus

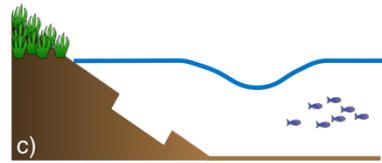


Abbildung 3: Konzept für die Tsunamigenerierung aufgrund von SAQM: a) Zustand vor der subaquatischen Massenbewegung, b) abgerutschtes Sediment bewirkt eine Veränderung der Wasseroberfläche und induziert einen Wellentrog, c) Ausbreitung der Welle.

Ergebnisse

Beispielhaft zeigen wir hier Ergebnisse von einer deltaisichen SAQM und einer TERM am Vierwaldstättersee.

TERM: Steinbruch Obermatt

Die TERM basiert auf einem beobachteten Ereignis, welches am ehemaligen Steinbruch Obermatt unterhalb des Bürgenstocks am Vierwaldstättersee im Jahr 2007 stattgefunden hat. Hierzu bestehen Aufzeichnungen, die uns die notwendigen Daten liefern, um die Impulswelle ausgehend von einer TERM zu berechnen [20]. Die Eintauchgeschwindigkeit der TERM wird mit 30 m/s angegeben, die mittlere Wassertiefe mit 146 m, die Hangneigung mit 30° , das Volumen der TERM mit 5000 m^3 und die Dichte mit 2000 kg/m^3 . Diese Werte werden benutzt, um die Tsunami-Randbedingung folgend dem Ansatz von [18] und der KdV-Gleichung zu berechnen.

Für die Wellensimulation wurde der gesamte Vierwaldstättersee miteinbezogen, mit einer vereinfachten Uferlinie und einer Modellgrenze, die flache Überflutungsbereiche, z.B. Siedlungen wie Luzern und Brunnen, miteinschliesst. Als Randbedingungen verwenden wir die vorher berechnete Tsunami-Randbedingung und setzen diese unterhalb des beobachteten Felssturzes in den See, da dort die Wassertiefe gross genug ist, um die Flachwassergleichungen zu erfüllen. Die Ergebnisse der Simulation in Abb. 4 zeigen, dass generell positive Wellenamplituden durch die Generierung eines TERM-Tsunamis entstehen und negative Wellenamplituden durch Reflektion und Interferenz. Durch die Reflektion am Südufer bei Obermatt werden besonders am Anfang viele Wellen generiert, die kleinere Wellenlängen und niedrigere Wellenamplituden haben als zu späteren Zeitpunkten. Nach rund 2 Minuten hat die Wellenfront das Gegenufer bei Weggis erreicht. Dies zeigt, dass eine Warnung und Alarmierung für diese TERM-Gefahr nicht zielführend sind. Die Übereinstimmung mit beobachteten Wellenhöhen durch Augenzeugen [20] am Gegenufer zeigt, dass der numerische Ansatz trotz Limitationen aufgrund der verwendeten Flachwassergleichungen gut zu funktionieren scheint. Weitere Validierungen anhand von Beispielen mit historischen Ereignissen und Vergleichen mit Laborexperimenten sind zurzeit in Arbeit.

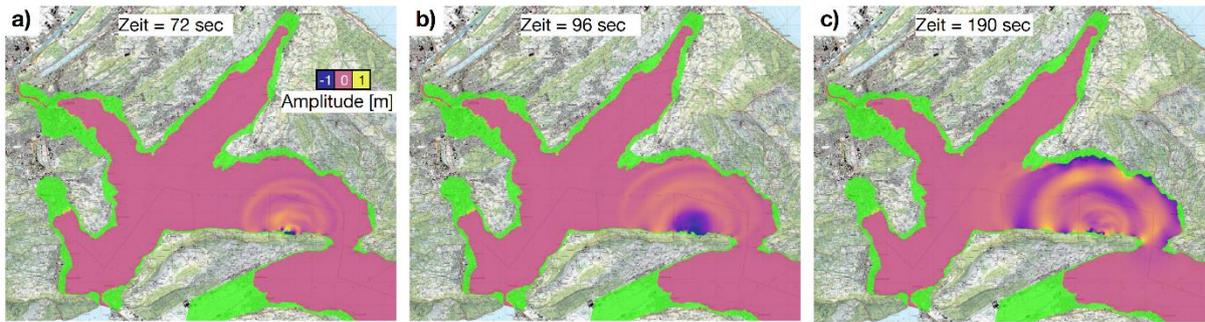


Abbildung 4: Ausbreitung einer durch eine TERM generierten Tsunamiwelle zu verschiedenen Zeitpunkten. Die rosa Bereiche zeigen die ruhende Seeoberfläche, grün die Uferbereiche und gelb, resp. dunkelblau die positive resp. negative Wellenamplitude.

SAQM: Muotadelta

Als SAQM zeigen wir ein Beispiel am Muotadelta (Vierwaldstättersee). Da es sich dementsprechend um eine deltalische SAQM handelt, sind die Unsicherheiten in Bezug auf die Mächtigkeit der erwarteten Rutschung sehr gross. Hier haben wir eine durchschnittliche Mächtigkeit der Rutschung von 10 m angenommen mit einer Unsicherheit von 2.5 m. Die Mächtigkeit von potenziellen deltalischen Rutschungen ist nur schwer abschätzbar, da aufgrund derer Sedimenteigenschaften die seismische Eindringung gering ist und oft keine langen Sedimentkerne genommen werden können. Daher kann auch nicht die Lage einer potenziellen Gleitfläche ermittelt werden. Der Bereich, der während der SAQM rutscht, wurde aufgrund der Bathymetrie des Sees abgeschätzt. Es empfiehlt sich daher, mehrere Szenarien mit unterschiedlich ausgeprägten SAQM-Bereichen zu modellieren.

Es wurden mehrere Simulationen mit unterschiedlichen Mächtigkeiten der SAQM durchgeführt, so dass als Ergebnis Perzentile in Bezug auf die Fliesstiefe in Brunnen vorliegen (Abb. 5). Man erkennt deutlich, wie stark sich die Fliesstiefe je nach angenommener Mächtigkeit unterscheidet. Während bei einer Mächtigkeit von 7.75 m nur der seenahe Bereich des Dorfes Brunnen mit maximal 2 m überflutet wird, ist bei einer angenommenen Mächtigkeit von 12.25 m die Fliesstiefe im seenahen Bereich von Brunnen deutlich grösser (bis zu 5 m), so dass auch der hintere Bereich des Dorfes überflutet wird. Diese Ergebnisse verdeutlichen, wie wichtig die Variation der Mächtigkeiten der SAQM ist. Des Weiteren zeigen die Simulationen, welches Gefährdungspotenzial (Intensitätsparameter in Form des Produkts aus Fliessgeschwindigkeit und Wassertiefe bzw. nur der Wassertiefe) deltalische SAQM haben können. Daher sind Abschätzungen von SAQM und daraus entstehender Tsunamis ein bedeutender Bestandteil der Gefahrenbeurteilung von gravitativen Naturgefahren.

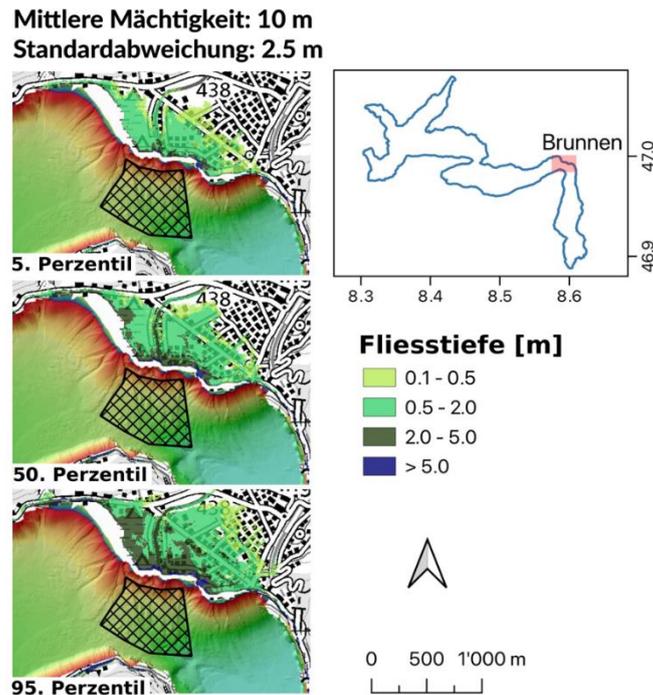


Abbildung 5: 5., 50. und 95. Perzentil der simulierten Fliesstiefe für das Szenario deltaische SAQM am Muotadelta vor Brunnen.

Zusammenfassung und Ausblick

Der hier präsentierte Ansatz zur Gefahrenbeurteilung von See-Tsunamis umfasst ein Beispiel einer subaquatischen Massenbewegung (SAQM) und einer terrestrischen Massenbewegung (TERM). Die Software BASEMENT ist in der Lage, Wellenausbreitung und Überflutung zu simulieren, so dass Fliesstiefen, Fließgeschwindigkeiten und Wellenankunftszeit angegeben werden können. Dies ist im Hinblick auf die Gefahrenbeurteilung wichtig. Die grösste Schwierigkeit im Arbeitsablauf liegt in der Abschätzung der Ausdehnung und Mächtigkeit der Massenbewegungen: potenzielle, zukünftige Ereignisse sind schwierig vorherzusagen, da für eine detaillierte Abschätzung der Hangstabilität und Massenbewegungszonierung lokale detaillierte hochauflösende sediment-mechanische Daten benötigt werden. Um die vielen Unsicherheiten zu berücksichtigen, ist eine probabilistische Herangehensweise geeignet. Falls für historische Ereignisse die benötigten Parameter der Massenbewegungen gut dokumentiert sind oder aus geologischen Daten abgeschätzt werden können, vermindern sich diese Unsicherheiten. Beim Einsatz des hier vorgestellten Ansatzes empfiehlt es sich ausserdem, verschiedene mögliche Massenbewegungsszenarien zu berücksichtigen, d.h. unterschiedliche Kombinationen von SAQM und/oder TERM zu simulieren.

Der Ansatz wurde hauptsächlich entwickelt, um eine Einschätzung der Gefährdung durch Überflutung von See-Tsunamis in der Schweiz zu ermöglichen. Zum jetzigen Zeitpunkt ist die Entwicklungsphase abgeschlossen. Der Arbeitsablauf wird derzeit im Rahmen eines Pilotprojekts in Zusammenarbeit mit dem Schweizerischen Bundesamt für Umwelt (BAFU), den Kantonen Genf, Waadt und Wallis und einem Ingenieurbüro getestet.

Der hier präsentierte Ansatz steht der Öffentlichkeit zur Verfügung und kann auch auf andere Seen und für Forschungszwecke angewendet werden. Die Anwender/innen sollten sich jedoch den limitierenden Faktoren (u.a. Soliton, Flachwassergleichung) bewusst sein, und diese Faktoren während der Anwendung, Auswertung und Interpretation der Resultate berücksichtigen.

Danksagung

Wir bedanken uns beim Schweizerischen Bundesamt für Umwelt (BAFU) für die finanzielle Unterstützung.

Quellenverzeichnis

- [1] Darbyshire J., Ishiguro S. (1957). Tsunamis. *Nature*, 180(4577) (pp. 150–150).
- [2] Goff J., Ebina Y., Goto K., Terry J. (2016). Defining tsunamis: Yoda strikes back? *Earth-science reviews*, 159 (pp. 271–274).
- [3] Kremer K., Simpson G., Girardclos S. (2012). Giant lake geneva tsunami in ad 563. *Nature Geoscience*, 5(11) (pp. 756–757).
- [4] Schnellmann M., Anselmetti F. S., Giardini D., McKenzie J. A., Ward S. N. (2002). Pre-historic earthquake history revealed by lacustrine slump deposits. *Geology*, 30(12) (pp. 1131–1134)
- [5] C. Siegenthaler, W. Finger, K. Kelts, and S. Wang. (1987). Earthquake and seiche deposits in Lake Lucerne, Switzerland. *Eclogae Geologicae Helvetiae*, 80 (pp. 241–260)
- [6] Hilbe M., F. S. Anselmetti. (2014). Signatures of slope failures and river-delta collapses in a perialpine lake (Lake Lucerne, Switzerland). *Sedimentology*, 61(7) (pp. 1883–1907).
- [7] S. Girardclos, O. T. Schmidt, M. Sturm, D. Ariztegui, A. Pugin, F. S. Anselmetti. (2007). The 1996 ad delta collapse and large turbidite in lake brienz. *Marine Geology*, 241(1-4) (pp. 137–154)
- [8] D. Vetsch, M. Bürgler, E. Gerke, S. Kammerer, D. Vanzo, R. Boes. (2020). BASEMENT – Softwareumgebung zur numerischen Modellierung der Hydro- und Morphodynamik in Fließgewässern. *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 72(7) (pp. 281-290).
- [9] D. Vanzo, S. Peter, L. Vonwiller, M. Bürgler, M. Weberndorfer, A. Siviglia, D. Conde, D. F. Vetsch. (2021). BASEMENT v3: A modular freeware for river process modelling over multiple computational backends. *Environmental Modelling and Software*, 143 (pp. 105102).
- [10] F. Evers, V. Heller, H. Fuchs, W. Hager, R. Boes. (2019). Landslide-generated Impulse Waves in Reservoirs: Basics and Computation. VAW-Mitteilung (R. Boes, ed.), Volume 254. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- [11] P. A. Madsen, D. R. Fuhrman, H. A. Schäffer. (2008). On the solitary wave paradigm for tsunamis. *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 113(C12).
- [12] P. G. Drazin and R. S. Johnson. (1989). *Solitons: an introduction*, volume 2. Cambridge University Press.
- [13] J. L. Hammack Jr and F. Raichlen. (1972). Tsunami generation and propagation. In *Coastal Engineering 1972*, (pp. 2589–2608).
- [14] L. Hammack. (1973). A note on tsunamis: their generation and propagation in an ocean of uniform depth. *Journal of Fluid Mechanics*, 60(4) (pp. 769–799).
- [15] H. Segur. (1973). The korteweg-de vries equation and water waves. solutions of the equation. part 1. *Journal of Fluid Mechanics*, 59(4) (pp. 721–736).
- [16] D. G. Goring. (1978). Tsunamis—the propagation of long waves onto a shelf.
- [17] Yeh H., Liu P., Briggs M., Synolakis C. (1994). Propagation and amplification of tsunamis at coastal boundaries. *Nature*, 372(6504) (pp. 353–355)
- [18] Evers F. M., Hager W. H., Boes, R. M. (2019). Spatial Impulse Wave Generation and Propagation. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 145(3) (pp. 1–15).
- [19] Heller, V. and Ruffini, G. (2023). A critical review about generic subaerial landslide-tsunami experiments and options for a needed step change. *Earth-Science Reviews*.
- [20] Fuchs, H. and Boes, R. (2010). Berechnung felsrutschinduzierter Impulswellen im Vierwaldstättersee. *Wasser Energie Luft*, 102(3) (pp. 215–221).

Der Wasserkraftbetreiber vom physikalisch technischen Hintergrund zur Umsetzung wesentlicher Zukunftsthemen Hochwasserschutz, Klimafolgenanpassung, Energiewende und - speicher, Wasserrahmenrichtlinie bis zum Erhalt gefährdeter Fischpopulationen und Artenschutz

G. Loy¹ und J. Wesemann¹

¹ VERBUND Innkraftwerke GmbH, Werkstrasse 1, D-84513 Töging, GERMANY

E-Mail: Georg.Loy@verbund.com; Johannes.Wesemann@verbund.com

Kurzfassung

Das Berufsbild der beim Wasserkraftbetreiber beschäftigten Ingenieur: innen und Expert: innen hat sich in den letzten Jahrzehnten wesentlich verändert. So dominierten in der Vergangenheit sowohl bei der Konzeption als auch bei der Umsetzung meist die technischen und wissenschaftlichen Themen die ursächlich mit dem Bau, dem technischen Konzept aber auch dem Hochwasserschutz verbunden waren. Diese sind heute nicht minder bedeutend für ein erfolgreiches, wirtschaftliches Projekt jedoch bekommen interdisziplinäre Kompetenzen und die Fähigkeit, ein Flussgebiet und Projektgebiet im systemischen Ansatz einzuordnen und Lösungsansätze interdisziplinär anzugehen, eine wesentliche Bedeutung. Schließlich geht es darum die Genehmigung und die Akzeptanz im Raum zu bekommen. Es genügt nicht mehr nur mit festen Dimensionierungsgrößen, Grenzwerten, Normen und Leitfäden umzugehen, sondern diese mit den im Projektgebiet wesentlichen Randbedingungen einzuordnen und ein integratives Optimum, auch in der Abweichung zu diesen, zu finden. Die Bewertung einer Maßnahme im Hinblick auf Energiewende, sicherer, heimischer, CO₂-neutraler, regenerativer Erzeugung sowie der Möglichkeit von Speicherung und Schwarzstartfähigkeit muss erfolgen und erfolgreich kommuniziert werden. Des Weiteren müssen schlüssige ortsspezifische Lösungen im Raum erarbeitet werden, um die Durchgängigkeit für Fische und die ökologische Funktion von Sedimenten sowie Maßnahmen zum Erhalt gefährdeter Arten umzusetzen, um dadurch die Ziele der Wasserrahmenrichtlinie und Biodiversitätsstrategie zu erreichen aber gleichzeitig auch den Ausgleich mit Restrukturierungen, der offensichtlichen Veränderung im Projekt, zu gewährleisten. Die offenen Diskussionen zu den Unwägbarkeiten der notwendigen Klimafolgenanpassungen, den Konzepten zum Erhalt gefährdeter Arten sowie den integrativen Ansätzen welche den Wasserkraftausbau mit Gewässerrestrukturierung im Einklang bringen und somit Lösungen auch außerhalb gängiger, einfacher Ansätze zu finden, werden in diesem Beitrag durch Projekte mit Forschungsansätzen veranschaulicht.

Einleitung

VERBUND betreibt am Inn in Bayern und dessen Grenzgebiet zu Österreich die Kraftwerke von Oberaudorf-Ebbs bei Inn km 211 bis Passau bei Inn km 4 und nach der Mündung in die Donau die Staustufe Jochenstein. Hierbei liegt im Verantwortungsbereich des Betreibers die sichere Hochwasserabfuhr für den Bemessungsabfluss sowohl an den Stauanlagen aber auch in den Staugebieten mit beeinflussten Seitengewässern und den zugehörigen Dämmen und Deichen. Nach den Hochwasserereignissen 1985, 2005, 2013, aber auch bedingt durch das Extremereignis in Simbach 2016, wurden, auch mit der Einführung der DIN 19700 Teil 13,

umfangreiche Dammanpassungen umgesetzt und die Leistungsfähigkeit der Wehranlagen verifiziert. Hierbei sind die Randbedingungen durchaus dynamisch, wie teils stark schwankende Sohllagen aber auch die zyklische Überprüfung der Bemessungswerte zeigen. Im Sinne eines anlagenbezogenes Gesamtsicherheitskonzepts müssen diese Faktoren überprüft und bei Bedarf Maßnahmen ergriffen werden. Dies gilt umso mehr als die Herausforderungen der Klimafolgenanpassung für große Einzugsgebiete wie den Inn große Unsicherheiten für den Betreiber bergen [1].

Neben den Aufgaben zum Hochwasserschutz spielt die Ertüchtigung der Anlagen aber auch die Umsetzung notwendiger neuer und innovativer Projekte eine wesentliche Rolle. Die Potenziale der Wasserkraft, sei es mit Speicherung, Effizienzsteigerung des Bestands und Neubau mit ökologischen Konzepten sind weiterhin groß, ohne das abhängige Ökosystem wesentlich zu beeinflussen aber gleichzeitig zeitnah einen Beitrag zum Klimaschutz zu leisten.

Mit der Wasserrahmenrichtlinie und der zugehörigen nationalen Gesetzgebung wurden Themen wie Durchgängigkeit und Maßnahmen zum Schutz der Fischpopulation aber auch ökologischer Gewässerunterhalt in einen Rechtsrahmen gefasst, der gerade beim Auslaufen der wasserrechtlichen Genehmigung an bestehenden Anlagen zu einer Bestandsaufnahme, Defizitanalysen und zu lokalen Umsetzungskonzepten von ökologischen Projekten führten. In ersten Ansätzen wurde versucht in einem flussgebietsbezogenen, systemischen Ansatz Maßnahmen zu ergreifen, die für die Fischpopulation aber auch die vom anthropogen stark überformten Flusssystem abhängigen Arten sinnvoll sind. Hierzu sind die Habitatfunktionen wieder in den Raum zu bringen, die im ursprünglichen Inn aber auch in den Verlandungsbereichen vorhanden waren und durch Veränderung/Überalterung verschwunden sind. Dazu wurden Altwässer entlandet und wieder an den Inn angebunden, die ursprüngliche Auenfunktion gefördert und v.a. versucht die Sedimentfunktion mit Juvenilhabitaten wieder in den Raum zu bringen. Dabei wurden Uferrückbau, neue Inseln, Sediment- mit Laichplatzmanagement im Hauptfluss selbst umgesetzt und aber vor allem über Seiten- und Umgehungsgewässer die Gewässerfunktionen bereitgestellt, die in einem stark Feinsediment dominierten Gewässer wie dem Inn, nur schwer herstellbar und beeinflussbar sind.

Dieser Beitrag soll einen Überblick über die Aufgaben und Herausforderungen an den Kraftwerksbetreiber geben und aufzeigen, wie sich das Aufgabengebiet über die Jahre gewandelt hat. Hierbei ist Dynamik die einzige Konstante, die das Umfeld beschreibt [20].

Hochwasserschutz

Hydrologie und Sedimenttransport

Der größte Teil des Einzugsgebiets des Inns ist durch einen hochalpinen Charakter mit seinem Basiswinterabfluss und den Schmelzwasserabflüssen des Frühjahrs, die im Sommer durch die hochalpinen Gletscherabflüsse ergänzt werden, geprägt. Zusätzlich ist das Abflussverhalten durch die starken Gewitterniederschläge in den z. Teil steilen Teileinzugsgebieten mit dem sehr schnellen An- und Abschwellen der Abflüsse, deren Charakteristik sich auch in den Hochwasserereignissen widerspiegelt, beeinflusst. Extreme Hochwässer sind somit am Inn immer hochalpin geprägt, sei es 1985 und 2005 vom Inn oder 2002, 2013 von der Salzach. Das flachere voralpine Untereinzugsgebiet allein führt folglich, bedingt durch die doch kleineren Seitengewässer, zu keinen Extremereignissen im Inn. Dies spiegelt sich auch in den statistisch festgelegten Werten für das HQ100 Sommer (2850 m³/s *) und das HQ100 Winter (1250 m³/s *; *Pegel Wasserburg) wieder, die ab September durch die Reduzierung des Regeneinzugsgebietes der alpinen Schneefallgrenzen beeinflusst werden [2].

Tabelle 1: Wesentliche Daten der Kraftwerke und Bemessungswerte am bayerischen und Grenz- Inn [3]

	Inn km	HQ 100	HQ 1000	Ausbau- wassermenge Kraftwerk	Ausbau- fallhöhe	Überstau am Wehr HQ 1000	Lastfall Wehr HQ 100
		m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m	m	
Oberaudorf/Ebbs	211,3	2250	2800	580	11,6	0,00	(n-a)
Nußdorf	198,7	2270	2850	550	11,6	0,00	(n-1), f* = 0,7
Rosenheim	187,5	2290	2880	575	8,2	0,00	(n-1)
Feldkirchen	173,1	2760	3410	580	8,7	0,50	(n-a)
Wasserburg	159,9	2850	3500	565	7,2	0,50	(n-a)
Teufelsbruck	147,2	2850	3510	450	7,0	0,20	(n-a)
Gars	137,5	2860	3530	550	7,4	0,70	(n-a)
Jettenbach	128,0	2870	3540	75	9,6	0,00	(n-1)
Töging Kanal			KANAL	410			(Neubau)
Neuötting	91,1	2940	3680	510	6,8	0,00	(n-1)
Perach*	83,0	2950	3700	510	5,4	1,08	(n-1)
Stammham	75,4	3370	4300	510	5,6	0,80	(n-1)
Braunau/Simmbach	61,1	6140	7770	1070	10,9	0,00	(n-1)
Ering/Frauenstein	48,0	6280	8020	1010	9,7	0,00	(n-1)
Eggfing/Oberberg	35,3	6360	8160	1080	10,5	0,00	(n-1)
Schärding/Neuhaus	18,8	6700	8700	1060	10,6	0,00	(n-1)
Passau/Ingling	4,2	6800	8800	1050	9,5	0,00	(n-1)
*Perach Berücksichtigung Abfluss über Vorland und Streichwehr							

Der Sedimenttransport am Inn ist vorwiegend durch die Glimmersande zentralalpiner Herkunft geprägt, welche in sehr großen Mengen im Inn transportiert werden. Aus dem Oberlauf des Inns kommende Kies- und Schottefraktionen werden bereits in den Staustufen Kirchbichl, Langkampfen und Oberaudorf-Ebbs zurückgehalten und maschinell aus dem Fluss entnommen. Alle Staustufen am Oberen Inn, die über keine Absenkvorschriften (Sondersituationen im Bescheid) bei Hochwasser verfügen, sind durch die Feinsedimente endverlandet und bilden im unteren Stauabschnitt eine nichtbindige, variable Sandsohle, die je nach Abflussereignissen und Einträgen von Oberstrom variiert. Diese sogenannte „Endverlandungssohle“ wurde schon beim Staustufenbau bei der Berechnung der Wasserspiegellagen berücksichtigt und bildet sich auch in den Freiborden an den Dämmen und Deichen mit Rücklaufgewässern ab. Dieser Verlandungszustand kann nichtsdestotrotz als dynamisch bezeichnet werden. Die sogenannte „Gleichgewichtssohle“ pendelt hierbei innerhalb eines Schwankungsbandes von mehreren Metern in Abhängigkeit vom Abflussgeschehen. Inwieweit eine zunehmende Mobilisierung von Material der ursprünglichen Permafrostbereiche oder den Gletscherbereichen der Inn nahen Alpenregionen ausschlaggebend sind ist derzeit dabei schwierig bis unmöglich abschätzbar. Klar ist aber, dass ein intensives Monitoring mit regelmäßigen Fächerecholotpeilungen an allen Staustufen am Oberen Inn notwendig ist und gemeinsam mit den Messungen der Wasserspiegellagen die Basis für eine jährliche Analyse bilden. Die Wirkung des Stauraummanagements ist in den Anlandesohlen der jeweiligen Stauhaltung erkennbar und die Analyse und Einordnung erfolgt durch Modellierung und Langzeitsimulationen von Sohle und Wasserspiegellagen auch über mehrere Stauhaltungen hinweg [4]. Im Hinblick auf die Anlagensicherheit ist es nicht wesentlich die Ursache zu ergründen, sondern zeitnah auf Freiborddefizite mit Damm- und Deichanpassungen, angepasster Bewirtschaftung oder Baggerung (u.a. derzeit im Bereich Kufstein) von Grobsedimenten zu reagieren.

Änderung der Bemessungsereignisse, Normen und Merkblätter

Seit der Inbetriebnahme haben sich bei den meisten Anlagen am Oberen Inn die Bemessungshochwasserabflüsse erhöht. Für die Stauanlage Nußdorf beispielsweise ergab sich zwischen 1981 und 1994 eine Erhöhung des HQ100 von 1950 m³/s auf 2250 m³/s, was einem

Zuwachs von circa 15% entspricht. Mit dem stärkeren Einfluss des Voralpenraumes nimmt diese Zunahme anteilig ab und am Unteren Inn, nach dem Zusammenfluss mit der Salzach, sind die ursprünglichen Bemessungsereignisse aus der Bauzeit größer, als die mit den neuen Messdaten ermittelten Werte. Darüber hinaus hat sich in einigen Stauräumen die Verlandung anders entwickelt als prognostiziert. Die teilweise höheren Bemessungsabflüsse und größere Stauraumverlandung haben zur Folge, dass die im Wasserrechtsbescheid fixierten und geforderten Höchstwasserspiegellagen und Freibordmaße der Stauhaltungsdämme nicht überall eingehalten werden konnten. Vorhandene zum Teil bereits bekannte und analysierte Defizite an den Hochwasserschutzanlagen wurden beim Extremhochwasser vom August 2005 bestätigt, weiter analysiert und Maßnahmen ergriffen, um diese zu beseitigen. Hinzu kam die in der DIN 19700 Teil 13 (2004) beinhaltete Einführung des HQ1000 als Bemessungsereignis bei der Berücksichtigung der Anlagensicherheit inkl. Wehrleistungsfähigkeit, statische Betrachtung der Stauhaltungsdämme, Dichtungslänge und Freiborde. Bei den Projekten wurde vom Betreiber zudem die Wirkung in die Seitengewässer - keine Überströmung der Sicherung - im Gesamtsicherheitskonzept mitberücksichtigt. Aufgrund fehlender Grundlagen wurde bereits 2005 eine Studie der TU München zur Ermittlung der HQ1000 Werte am Inn und zu einer Einordnung der Wehrleistungsfähigkeit an allen Staustufen des bayerischen Inns für das neue Bemessungsereignis durchgeführt. Im Vorfeld sind an allen Staustufen eine Defizitanalyse im Hinblick auf den (n-1) Fall durch die Erhöhung des HQ100 erstellt und Nachweise zum (n-a) / (n-1) nach DVWK Merkblatt 216/1990 durchgeführt worden. Hierbei wurden, neben den Naturereignissen, auch Modellversuche und Modellierungen zur Vervollständigung der Sicherheitsbetrachtung durchgeführt sowie spezielle hydrologische Aspekte zur Einordnung der Anlagensicherheit berücksichtigt. Eine detaillierte Analyse ist in [1] zu finden.

Mit den Anforderungen der Normen bei Dämmen und Deichen im Hinblick auf Bewuchs und Beobachtbarkeit wurden systematisch die zum Teil stark mit Bäumen bewachsenen Bereiche zurückgenommen und die so entstanden Mähflächen ökologisch bewirtschaftet. Dies hat zur Folge, dass ein Band von Magerrasen und Blühwiesen den Inn begleiten, die somit im Hinblick auf Pflanzen- und Tierarten, die im sonst stark landwirtschaftlich geprägten Raum selten oder zum Teil komplett verschwunden sind, eine hohe naturschutzfachliche Bedeutung haben. Bei Projekten wie Dammerhöhungen zur Anpassung des Hochwasserschutzes mit Standsicherheitsverbesserungen wurden mit den Fachplanern die Dämme weiter ökologisch aufgewertet. Dies ist auch ein wesentlicher Beitrag zum Artenschutz, welcher lokal und regional Anerkennung erhält. So konnte auch eine ursprünglich skeptische Bevölkerung („kahle Dämme als Artefakte in der Natur“) von der Vereinbarkeit von Natur und Technik überzeugt werden.

Klimafolgenanpassung

Mit der Einführung des HQ1000 hat die Sicherheit sowohl am Wehr als auch bei den Dämmen und Deichen (Sicherheitskonzept Inn) ein über die (n-1) Betrachtung hinaus gehendes höheres Sicherheitsmaß erhalten, als es bei den ursprünglichen Dimensionierungsgrundlagen vorhanden war. Gerade bei Wehren mit angepasstem BHQ1 hat der Überstau beim HQ1000 zu Freibordanpassungen und Dichtungserhöhungen geführt, die insgesamt das Sicherheitsniveau erhöht haben.

Diskutiert wird jedoch weiter eine Anpassung der Bemessungswerte über Klimawandelanpassungsfaktoren. In Bayern wird ein pauschaler Klimafaktor von 15% für das HQ100 gewählt. In Baden-Württemberg gibt es einzugsgebietsbezogene differenziertere Klimaänderungsfaktoren, die bei bis zu 25% liegen können. Bei Betrachtungen für Jährlichkeiten $T > 1000$ ist der Klimafaktor = 1,0 [5]. In Anbetracht einer Klimafolgenbetrachtung mit Messwerten und Pegelmarken an den historischen Städten Wasserburg und Passau fußt die Prognose der HQ1000 Werte am Inn jedoch auf einer

langjährigen Beobachtung und Anpassungen sind derzeit nicht notwendig.

Tabelle 2: Auszug aus Tabelle 4 Klimaänderungsfaktoren $f_{T,K}$ in Baden Württemberg [5]

T [Jahre]	2	5	10	20	50	100	200	500	1000
$f_{T,K}$	1,25	1,24	1,23	1,21	1,18	1,15	1,12	1,06	1,00

Bemerkung: für Jährlichkeit $T > 1000$ a ist der Faktor gleich 1,0

Das Gesamtsicherheitskonzept am Inn schließt somit v.a. unter Einbeziehung der Staugebiete und der variablen Sohlen für alle Bemessungsereignisse inkl. $T = 1000$ a ein Versagen aus und integriert folglich aus Sicht VERBUND die notwendigen Klimaanpassungen. Ein real verifiziertes, hydraulisch nachgewiesenes Freibord am Wehr (n-1, n-a, n) mit sicheren und gepflegten Dämmen und Deichen gibt dem Betreiber die Sicherheit auch bei Extremereignissen ein Überströmen und damit Versagen sicher zu vermeiden.

Parallel zu diesem Ansatz wird vom Freistaat Bayern derzeit an der Mangfall ein Polder errichtet, der Resilienzen bei Extremereignissen liefern soll. Auch am Inn wurde eine Studie vom STMUV beauftragt und auch hier gibt es Potenziale wie z.B. einen unbesiedelten Bereich, der für urbane Gebiete eine zusätzliche Retention und damit Abmilderung eines Extremereignisses liefern kann. Bei großen Flüssen wie dem Inn ist aus Sicht des Kraftwerksbetreibers, mit den kurzen Vorwarnzeiten aufgrund der steilen alpinen Einzugsgebiete, wenig zeitlicher Spielraum durch Absenkung an der Staustufe eine messbare Retentionswirkung tatsächlich zu realisieren. Der im Ereignisfall zu erwartende Spitzenabfluss bleibt auch heute noch aus verschiedensten Gründen zeitlich und größentechnisch nicht prognostizierbar.

Gleichwohl dürfen aber auch die kleineren Ereignisse nicht ganz außer Acht gelassen werden. Die Häufung von Ereignissen im Bereich eines HQ5/HQ10 (zwischen 2019 und 2024 bereits fünfmal aufgetreten – Pegel Rosenheim o.d. Mangfallmündung) ist vermutlich auf die verstärkt kleinräumig auftretenden konvektiven Niederschlagsereignisse in einzelnen Zubringern zurückzuführen. Diese weisen dabei oftmals Werte weit über einem HQ100 auf und führen zu weitreichenden Schäden, wie das Ereignis im Juni 2024 im Gemeindegebiet Rohrdorf zeigt [6]. Eine eindeutige Zuordnung dieser Effekte zum Klimawandel ist jedoch nicht pauschal möglich, wie vor allem überregionale Studien zeigen [7, 8].

Energiewende und -speicher

Gemessen an der Stromproduktionsmenge ist die Wasserkraft nach der Photovoltaik die wichtigste erneuerbare Stromquelle in Bayern und trägt mit etwa 13 Prozent zur Deckung des nutzbaren Stromverbrauches bei. In der Gebietskulisse Wasserkraft des Bayerischen Wirtschaftsministeriums wird von einem Ausbaupotential von rund 1 Mrd. kWh/a (ca. 1,25 % des derzeitigen Stromverbrauchs in Bayern) ausgegangen. VERBUND kann mit Effizienzsteigerung bei zum Teil bereits laufenden Projekten um 10 % mehr Strom erzeugen (Modernisierung und Nachrüstung) und hat bei Riedl an der Donau ein Pumpspeicherwerk (PSW) mit 300 MW Leistung und 3,5 GWh Speichervolumen pro Zyklus in der Genehmigung. Dies entspricht bei der Laufwasserkraft annähernd der Jahresarbeit zweier Kraftwerke am bayerischen Inn. Das PSW kann 13 h Sonnenstrom speichern und später für 8 h zur Verfügung stellen und erhöht in Bayern die derzeitige Speicherkapazität in PSW von 4,5 GWh wesentlich [9].

Bei den derzeitigen Strompreisen lassen sich Potentiale zur Effizienzsteigerung im Bestand und Ausbau an Wasserkraftwerken zunehmend wirtschaftlich darstellen. Die Wasserkraft hat gegenüber anderen erneuerbaren Energien erhebliche energiewirtschaftliche Vorteile. Sie ist in

der Lage, je nach eingesetzter Technik und Anforderung, effizient Grund- und Spitzenlast und für das Netz wichtige Regelenergie zur Verfügung zu stellen und ist gleichzeitig schwarzstartfähig – ein wichtiger Aspekt im Sinne der Blackout-Resilienz. Sie ist kontinuierlich verfügbar, gut prognostizierbar und sehr gut regelbar, hat eine lange Lebensdauer und einen geringen CO₂ Fußabdruck. PSW sind derzeit eine marktfähige Technologie, um Strom im großtechnischen Maßstab speichern zu können [9,10]. Der Flächenbedarf ist dabei nicht größer als bei den derzeit umgesetzten, verfügbaren Batteriespeichern. Mögliche Auswirkungen auf Umwelt und speziell betrachtete Fischpopulationen können in Projekten vermieden oder ausgeglichen werden. Laut der Studie des Umweltbundesamtes „Emissionsbilanz erneuerbarer Energieträger, 2014“ [11], hat die Wasserkraft den größten netto CO₂-Vermeidungsfaktor von 815 g/kWh unter allen regenerativen Erzeugungsformen. Dies bildet sich auch in der von der Industrie- und Handelskammer München/Oberbayern in 2023 ermittelten Zahl von 16.000 €/Jahr für 100.000 kWh vermiedene jährliche Klimafolgekosten ab. Der Strom erzeugt aus Wasserkraft leistet somit einen direkten Beitrag zum Klimaschutz aber auch zu den vermiedenen Klimafolgekosten. Klar ist, dass bei Projekten das Wasserhaushaltsgesetz mit den Paragraphen zur Durchgängigkeit, Restwasser und Maßnahmen zum Schutz von Fischpopulationen mit Artenschutz einzuhalten sind. Im Einzelfall führt das zu unterschiedlichsten neuen Konzepten, die sich im Bestand oder Neubau an die örtlichen Gegebenheiten orientieren müssen. In diesem Sinne sollte auch die Errichtung von Wasserkraftwerken an neuen Querbauwerken kein Tabu sein, da diese den gesetzlichen Anforderungen entsprechen, die Themen im Raum behandeln (z. B. Flussanierung mit Restrukturierung) und die Themen im flussgebietsbezogenem, lokalen Konzept eingeordnet sind. Leider ist es so, dass mit pauschalen Forderungen und vereinfachenden Ansätzen – der „letzte freifließende Fluss“, „Breitwasser statt Hochwasser“ – sowie Forderungen zum mechanischen Fischschutz ohne Populationsansatz, auch die neuen Konzepte mit regenerativer Erzeugung und Ökologie nicht richtig in ihrer Bedeutung eingeordnet werden.

Wasserrahmenrichtlinie und Erhalt gefährdeter Fischpopulationen mit Artenschutz

Mit der Herstellung der Durchgängigkeit, der Renaturierung von Gewässerabschnitten, dem Sedimentmanagement sowie mit Investitionen in den Populationserhalt leistet die Wasserkraftbranche einen maßgeblichen Beitrag zur Verbesserung des ökologischen Zustands der Flüsse, die beim Inn bis 2027 weitere Investitionen von über 100 Mio.€ bedeuten. Um das gemeinsame Ziel, das gute ökologische Potential gemäß Wasserrahmenrichtlinie, zu erreichen, werden dabei unterschiedliche Ansätze und Konzepte verfolgt [12]. Vor allem um flussgebietsbezogene Lösungen im Raum anbieten zu können, sollte die sogenannte „best environmental option“ gewählt und umgesetzt werden. Der Fokus bei VERBUND war und ist, die Identifizierung und neu Implementierung erreichbarer Schlüsselhabitate für die wesentlichen Arten im Raum herzustellen. Diese wurden im Haupt- und Nebenfluss, in Altarmen, in den Auen aber vor allem auch in den neu geschaffenen Umgehungsgewässern umgesetzt. Dadurch sollen Habitate für den gesamten Lebenszyklus vom Laichplatz, Jungfischhabitat bis zur adulten Phase in der notwendigen Quantität und Qualität angeboten werden und erreichbar sein. Diese kann für den Erhalt von Fischpopulationen wichtiger sein, als sich nur an den Themen der Durchgängigkeitsleitfäden und bekannten technischen Maßnahmen zum „Fischschutz“ mit entsprechenden Vorgaben zu orientieren [13, 14]. In einem ganzheitlichen flussgebietsbezogenen Ansatz sollten zur Zielerreichung WRRL die Maßnahmen ergriffen werden, die auf Populationsniveau oder im Trittsteinkonzept dem Schutz von Fischpopulationen dienen [15]. Das bedeutet, dass die wesentlichen Defizite eines Flussabschnittes identifiziert werden müssen und dementsprechend die Maßnahmen priorisiert

wurden und werden. Die Durchgängigkeit hat dabei bei potamodromen Arten eine andere Bedeutung als für diadrome Arten, so dass Umgehungsgewässer mit Habitatfunktion einen größeren ökologischen Beitrag leisten können als rein technische Durchgängigkeitsprojekte [16]. Folgende Habitatfunktionen lassen sich in Umgehungsgewässern und angeschlossenen Seitengewässern abbilden, die im staubeeinflussten Hauptfluss nur schwer umsetzbar sind [17]:

- flusstypische Fließgewässercharakteristik und wenn möglich Wasserstands- und Sedimentdynamik
- Sedimentfunktionen wie Laichplatz, Flachwasser mit Agradations- und Erosionsbereichen
- Still- und Flachwasserbereiche, Totholzfunktion und somit wesentliche Juvenilhabitat
- angebundene Neben- und/oder Auengewässer mit Kraut- und Schilffluren sowie wärmere Zonen

Ökologische Maßnahmen, die den Populationserhalt dienen, sollten daher technischen Maßnahmen an der Anlage selbst gleichgestellt werden und bei Großen Wasserkraftanlagen als Maßnahmen zum Schutz der Fischpopulation allgemein anerkannt werden [18]. Die nicht vermeidbare, kraftwerksbedingte Schädigung beim Turbinendurchgang großer Kaplan-turbinen ist dann im Hinblick auf den Populationserhalt unwesentlich, wie Modellierungen zeigen [19].

Umgehungsgewässer als wesentliche Bausteine im Gesamtkonzept

Die Durchgängigkeit wird in Deutschland und Österreich als ein wesentlicher Bestandteil zur Zielerreichung der WRRL gesehen und deutsche und österreichische Leitfäden wurden für diesen Aspekt entwickelt. Dabei sind in diesen Unterlagen Richtwerte für Fließtiefen, Gefällebedingungen und Fließgeschwindigkeiten angegeben, die bei technischen Bauwerken und an Kleinanlagen einfach einzuhalten sind. Im langjährigen Planungsprozess zur Durchgängigkeit der Fließgewässer wurde aber bald, sowohl von den beauftragten Fachplanern ([12, 13, 16, 17]) als auch den Behördenvertretern, der Vorteil von Umgehungsgewässern mit Fließgewässereigenschaften und zusätzlichen Lebensraumfunktionen erkannt. In einer nunmehr seit Jahren im Rahmen eines Forschungsprojektes der TU München [15] durchgeführten Untersuchung lassen die nachfolgenden Erkenntnisse zu:

Sowohl für rheophile Fischarten (Kies) als auch für Krautlaicher können durch passende Maßnahmen funktionierende Laichplätze in den angebotenen Still- und Umgehungsgewässern hergestellt werden. Diese werden ergänzt durch Strömungs-, Substrat- und Totholzaspekte und dienen somit als Juvenil- und Nahrungshabitat und fördern auch Fische aus der Drift. Es entsteht ein Ersatzlebensraum für alle Größenklassen, ein Wander- und Besiedelungskorridor der sich im Fluss Schlauch selten oder nur schwer bis gar nicht realisieren ließe. Die Umgehungsgewässer weisen, auf Grund der Randbedingungen der Geometrie, Grundstücksverfügbarkeit oder Belangen Dritter, unterschiedliche Größe, Dotation und Strukturvielfalt auf. Jedoch können selbst kleine Umgehungsgewässer wesentliche Lebensraum Aspekte im Trittsteinkonzept für gefährdete Fischarten aufweisen. Unsere Erfahrungen zeigen, dass ab 1 m³/s Dotation Wassermenge und mit der Möglichkeit einer gewissen Dynamisierung, die baulichen und fischökologischen Randbedingungen einfacher einzuhalten sind als bei starren technischen Ansätzen (welche gleichwohl bei eingeschränkten Platzverhältnissen notwendig sind). Die Kosten beim Bau und im Unterhalt differieren gegenüber rein technischen Bauwerken wenig. Die Paradigmen der Leitfäden wie «falsche Seite», «abgerückter Einstieg», «eingeschränkte Auffindbarkeit», «pessimale Stellen und Fließtiefen», «Fremdwasser» und zu lange Wanderdistanzen sollten bei potamodromen Arten, aufgrund fehlender Nachweise, relativiert werden. Vor allem dann, wenn im oberen Einzugsgebiet oder in Bereichen mancher Staustufen wesentliche Schlüsselhabitate nicht

vorhanden sind und die «Wanderung» daher zum Abschließen des Lebenszykluses in absehbarer Zeit nicht beitragen kann aber funktionierende Habitate und Ersatzhabitate im Nahbereich geschaffen wurden und somit vorhanden und erreichbar sind. Es ist daher erforderlich, zumindest für großen Anlagen, den Fokus auf die Durchwanderbarkeit im Hinblick auf die Anforderungen der Leitfäden (kraftwerksnaher Einstieg, etc.) zu relativieren um die Realisierung der wesentlichen Habitatfunktionen für Fischpopulationen in Umgebungsgewässern zeitnah zu ermöglichen. Eine positive Wirkung im Hinblick auf den Erhalt und die Förderung von Fischpopulationen ist bei potamodromen Arten mit der alleinigen Maßnahme «Herstellung der Durchgängigkeit» wahrscheinlich nicht erreichbar. Vielmehr sollte die Priorisierung richtig gewählt und die notwendigen Schlüsselhabitate und Ersatzlebensräume im und am Gewässer hergestellt werden. Der Funktionsnachweis dieser Methodik (naturnahes Umgebungsgewässer, Bereitstellung von Schlüsselhabitaten) kann über Populationsmodelle erbracht werden. So kann zum Beispiel für den Stauraum Eggfing-Obernberg klar quantifiziert werden, in welchen Flussbereichen eine Habitatvernetzung stattfindet und die Population gestärkt werden kann [19]. Zusätzlich finden Umgebungsgewässer und Gewässerstrukturierungen eine breite Akzeptanz und zeigen nicht nur positive Auswirkungen auf die Fischfauna, sondern fördern, auf Grund ihres integrativen Ansatzes, den gesamten Lebensraum (aquatisch, semiaquatisch, terrestrisch, sowie Auenaspekte).

Zusammenfassung

Wasserkraftanlagen wie die die Laufwasserkraftwerke am bayerischen Inn und Grenzinn zu Österreich prägen den Fluss und die Landschaft maßgeblich. Nachhaltig betrieben, erfüllen sie wesentliche Aufgaben für die Gesellschaft. Durch die fachgerechte Umsetzung von Normen und Richtlinien aber auch durch ein vorrausschauendes Verständnis für das Flusssystem durch den Betreiber kann ein wesentlicher Beitrag zum Schutz von Leib und Leben vor Hochwässern sichergestellt werden. Diese Gesamtsicherheitskonzepte erfordern eine permanente Evaluierung der Dynamik des Flusses aber auch möglicher Veränderungen durch die Klimakrise.

Gleichzeitig leisten diese Anlagen aber auch einen wesentlichen Beitrag zur Reduktion der Treibhausgase durch saubere Energieerzeugung. Durch Pumpspeicherkraftwerke aber auch durch Effizienzsteigerungen und ökologisch optimierte Neubauten kann dieses Potenzial weiter ausgeschöpft werden und einen wesentlichen Beitrag zum Mix der Erneuerbaren Energien leisten.

Ganz wesentlich ist dabei, die wissenschaftlichen Erkenntnisse aber auch die Erfahrungen aus den zahlreichen positiven Renaturierungsmaßnahmen und ökologischen Projekten, wie sie am Inn umgesetzt sind, zu nutzen und fortzuführen. Eine bedeutende Rolle spielen hierbei die Umgebungsgewässer, welche über die Bereitstellung von Schlüsselhabitaten und Ersatzlebensräumen einen maßgeblichen Beitrag zum Schutz und zur Förderung der Fischpopulation leisten.

In dieser Zusammenstellung wird ersichtlich, dass die Ansprüche an den Kraftwerksbetreiber und dessen Mitarbeitenden über die ursprünglichen Aufgaben des „Betriebs der Anlage“ weit hinausgehen und die vielfältigen Aufgaben interdisziplinäres Arbeiten erfordern [20].

Quellenverzeichnis

- [1] Loy G, Pflieger F., Kohane R., Wesemann J. (2023). Ein Gesamtsicherheitskonzept am Inn, HQ 100, HQ1000, Klimafolgenanpassungen - von der Wehrleistungsfähigkeit bis zu stark variablen Sedimentsohlen; Gemeinschaftssymposium TU München Obernach 2023
- [2] Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Gesundheit, (2009). Folgen des

Klimawandels, GLOWA – DANUBE

- [3] Bayerisches Landesamt für Umwelt, (2015). Hydrologischer Gewässerlängsschnitt Inn
- [4] Kohane R. (2010). Stauraummanagement am Bayerischen Inn, „Wasserbau in Bewegung von der Statistik zur Dynamik“, 15. Gemeinschaftssymposium TU München, TU Graz und ETH Zürich, Tagungsband S. 233-244.
- [5] Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU), (2005). Leitfaden Festlegung des Bemessungshochwassers für Anlagen des technischen Hochwasserschutzes
- [6] OVB online (2024). Achenmühle erlebt zwei Jahrhundertfluten in vier Jahren. Online verfügbar unter: <https://www.ovb-online.de/rosenheim/rosenheim-land/achenmuehle-erlebt-zwei-jahrhundertfluten-in-vier-jahren-93116838.html>
- [7] Tarasova L. et al. (2023). Shifts in flood generation processes exacerbate regional flood anomalies in Europe. *Commun Earth Environ* 4, 49. <https://doi.org/10.1038/s43247-023-00714-8>
- [8] Blöschl G. et al. (2017). Changing climate shifts timing of European floods. *Science* 357,588-590. DOI:10.1126/science.aan2506
- [9] Harreiter H. (2023). Chancen und Herausforderungen zur Hebung des Wasserkraftpotenzials an Beispielen in Bayern und Österreich; Bayerische Gemeindezeitung 2023
- [10] Harreiter H. (2024). Energiewende und flexible Wasserkraft; Bayerische Gemeindezeitung 2024
- [11] Memmler et al. (2014). Emissionsbilanz erneuerbarer Energieträger - Bestimmung der vermiedenen Emissionen im Jahr 2013. Dessau-Roßlau: Umweltbundesamt
- [12] Zauner G., Lauber W., Jung M., Ratschan C., Schöfbenker M., Schmalfuß R. (2020). Wie erreicht man das „gute ökologische Potential“? Fallbeispiel Innstauraum Eggfling-Obernberg. *Österr. Wasser- und Abfallwirtschaft*
- [13] Holzner M., Loy G., Schober H.M., Schindlmayr R., Stein C. (2014). Vorgehensweise zur Entwicklung von populationsunterstützenden Maßnahmen für die Fischarten am Inn in Oberbayern. *Wasserwirtschaft Jhr.* 104, Heft 7/8, S. 18 – 25
- [14] Loy G., Holzner M., Schober H.M., Schindlmayr R., Stein C. (2014): Maßnahmen zur Förderung von Populationen bedrohter Fischarten am Inn (Oberbayern) im Rahmen des Gewässerunterhaltes. *Wasserwirtschaft Jhr.* 104, Heft 7/8, S. 26 – 33.
- [15] Nagel C., Müller M., Pander R., Geist J. (2019). Bewertung von habitatverbessernden Maßnahmen zum Schutz von Fischpopulationen, Projektjahr 2015 - 2024, unveröffentlicht, Lehrstuhl für aquatische Systembiologie, TU München
- [16] Mühlbauer M., Lauber W., Derntl F., Ratschan C., Schmalfuß R., Zauner G. (2022). Dynamische Dotation und Sedimentmanagement zur Gewährleistung funktioneller Fließgewässerhabitate in Fischwanderhilfen. *Österr. Wasser- und Abfallwirtschaft*
- [17] Zauner G., Jung M., Ratschan C., Mühlbauer M. (2016). Ökologische Sanierung von Fließstrecken und Stauhaltungen der österreichischen Donau – auf dem Weg zur Zielerreichung nach Wasserrahmenrichtlinie. *Österr. Wasser- und Abfallwirtschaft*
- [18] Reckendorfer W., Loy G., Ulrich J., Heiserer T., Carmignola G., Kraus Ch., Zemanek F., Schletterer M. (2017). Maßnahmen zum Schutz der Fischpopulation – die Sicht der Betreiber großer Wasserkraftanlagen. *Wasserwirtschaft* 2-3 | 2017
- [19] Farò, D., Wolter, C. (2023). Quantitative Abschätzung der Fischrekrutierung ausgewählter Flussfischarten in neu geschaffenen Laich- und Brutaufwuchsgebieten am Kraftwerk Ering/Frauenstein. Wissenschaftlicher Abschlussbericht. Berlin: Leibniz Institut für Gewässerökologie und Binnenfischerei, unveröffentlicht
- [20] Grambow M., Simon B., Rimböck A. (2023). Der Wasserbau der Zukunft in Bayern als holistische Weiterentwicklung aufgrund sich rasch wandelnder Randbedingungen. 21 Wasserbau -Symposium TU München, Obernach

3D Simulationen im Wasserbau, Möglichkeiten und Herausforderungen

R. Feurich¹

¹ Flow Science Deutschland GmbH, Sprollstraße 10/1, D- 72108 Rottenburg, GERMANY

E-Mail: robert.feurich@flow3d.de

Kurzfassung

Noch heute werden Problemstellungen im Wasserbau vielfach mittels 1D und 2D Anwendungen untersucht. Mit diesen Ansätzen ist es möglich, zeitnah Lösungen zu erhalten und damit den Projektablauf zu beschleunigen. Dabei wird oftmals pragmatisch in Kauf genommen, dass die Anwendungsgrenzen dieser numerischen Ansätze manchmal überschritten werden.

Die mittlerweile stetig gestiegenen Hardwaremöglichkeiten machen die Anwendung von 3D Simulationen im Wasserbau zunehmend attraktiv, sowohl was die mögliche Komplexität der Fragestellungen als auch was die damit verbundene Netzauflösung betrifft.

Mittels 3D Simulationen werden die Genauigkeitsgrenzen der 1D und 2D Ansätze jedenfalls überwunden. Doch sind auch hier Fehlermöglichkeiten in der Anwendung möglich. Im Folgenden wird anhand verschiedener Beispiele aus der Praxis auf diese Problematiken hingewiesen und Strategien zu deren Vermeidung präsentiert. Begrifflichkeiten werden erläutert und bezüglich ihrer Bedeutung für den Simulationserfolg priorisiert. Ebenso wird auf die Anpassung der Rauigkeitswerte bei der Umstellung eines Projektes von 2D auf 3D eingegangen.

Einleitung

In vielen wasser- und umwelttechnischen Projekten werden numerische Untersuchungen traditionell ein- und zweidimensional durchgeführt. Noch heute gilt dies als optimal, da die Simulationszeit kurz ist und die verwendeten Codes größtenteils kostenlos sind. Die meisten naturähnlichen Strömungssituationen sind jedoch dreidimensional, was bedeutet, dass die durch 1- oder 2D Berechnungen erzielten Ergebnisse auf vielen Vereinfachungen und Annahmen basieren und die Realität somit nicht vollständig wiedergeben bzw. beschreiben. Wo liegen die Grenzen einer 2D Simulation und wann sollte auf eine 3D Simulation umgeschwenkt werden?

Merkmale einer 2D Berechnung

Mittlerweile hat sich die Berechnung mit zweidimensionalen Berechnungsmodellen im Wasserbau als einfaches, rasches Berechnungswerkzeug etabliert, um alle möglichen wasserbaulichen Problemstellungen zu untersuchen. Dabei werden oftmals die zugrundeliegenden Vereinfachungen vergessen und/oder vernachlässigt.

Das Einsatzgebiet für tiefengemittelte 2D Simulationen ist die Berechnung von großräumigen, horizontalen Strömungen. Die dort in der Regel vorherrschenden räumlichen Verhältnisse ($x, y \gg z$, $u, v \gg w$) ermöglichen die problemlose Verwendung der tiefengemittelten Flachwassergleichungen. Allerdings ist eine Reduktion auf zwei Dimensionen (x, y) nur dann gerechtfertigt, wenn in der dritten Richtung (z) nahezu konstante Bedingungen vorherrschen.

Es ist weitgehend bekannt, dass 2D Berechnungen auf einer Tiefenmittelung der Geschwindigkeiten beruhen. Oftmals wird aber übersehen, dass sich diese Tiefenmittelung nicht nur auf die Beträge der Geschwindigkeitsvektoren bezieht, sondern auch auf deren, unter

Umständen in der Vertikalen unterschiedlichen, Richtungen.

Die folgende Abbildung zeigt eine Situation, in der die Geschwindigkeiten in der Vertikalen unterschiedliche Richtungen aufweisen. Ein Körper an der Sohle wird sowohl um- als auch überströmt. Dies bedeutet, dass stromaufwärts bereits eine Teilung der Strömungsrichtung erfolgt und somit dort in einer 2D Zelle, in vertikaler Richtung, unterschiedliche Strömungsrichtungen vorhanden sind.

Daher ist eine zweidimensionale, tiefengemittelte Berechnung nicht zielführend. Stattdessen ist eine dreidimensionale Berechnung für die hydraulische Bewertung der vorliegenden Strömungssituation notwendig.

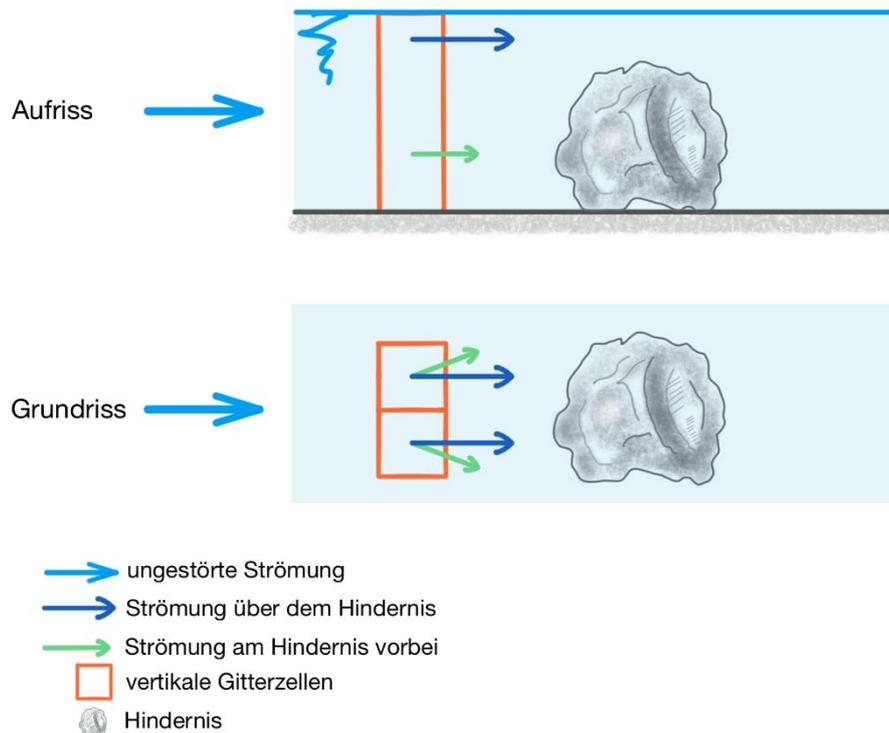


Abbildung 1: An- und Umströmung eines Körpers an der Sohle

Zusammenfassend lässt sich somit festhalten, dass tiefengemittelte 2D Simulationen wenig geeignet sind

- für eine detaillierte Betrachtung lokaler Strömungssituationen
- bei unterschiedlichen Strömungsrichtungen in der Vertikalen
- bei Geschwindigkeitsgradienten in der Vertikalen

Vor allem bei der Beurteilung von Strömungsfeldern im Umfeld der Migration von Zoobenthos und Fischen ist eine dreidimensionale Betrachtungsweise angebracht. Nur so kann eine realitätsnahe Beurteilung der Strömungssituation unter der Oberfläche erfolgen, weil es in der Natur keine tiefengemittelten Geschwindigkeiten gibt (Abbildung 2).

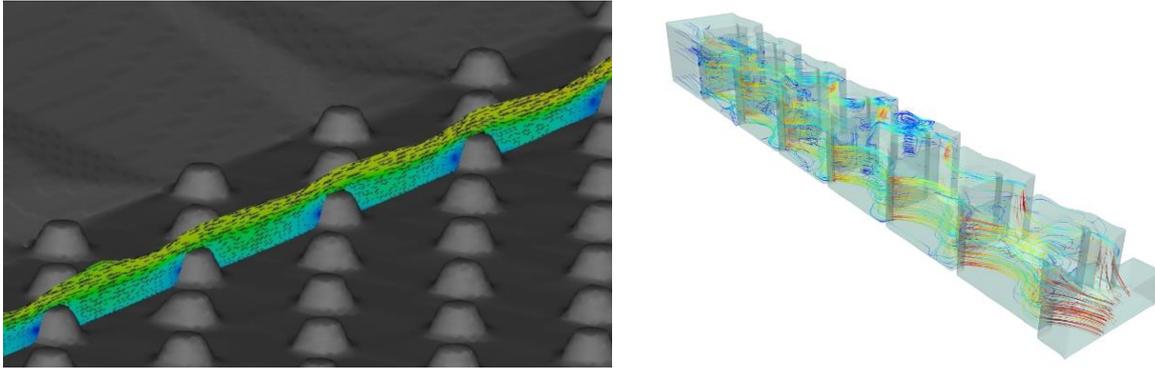


Abbildung 2: Strömungsbild über die Tiefe entlang einer aufgelösten Blockkrampe und einem Fischpass

Rauigkeiten in numerischen Berechnungen

Bei der Umstellung des Simulationssetups auf 3D sind konsistente Projektparameter erforderlich. Hinsichtlich der Geometrie und den Randbedingungen lässt sich dieses leicht umsetzen. Aber bei der Geometrierauheit ist die Abschätzung der benötigten Parameter deutlich schwieriger. Der Stricklerbeiwert (k_{st}) wird hauptsächlich in 1- und 2D Simulationen zur Beschreibung der Bettrauheit verwendet. Allerdings handelt es sich bei diesem Parameter um einen, mit Hilfe von Naturmessungen kalibrierten, abstrakten Erfahrungswert. Dieser charakterisiert nicht nur die Oberfläche des Sohlmaterials, sondern schließt alle Arten von Verlusten mit ein. Er ist eigentlich ein „Verlustcontainer“. Daher ist es fraglich, den Stricklerbeiwert (k_{st}) allein nach strengen Regeln und Formeln aus der Literatur in Rauheitshöhen (k) für 3D Simulationen umzurechnen, speziell bei großen Rauigkeiten, wie sie vor allem in natürlichen Gerinnen auftreten.

Die folgenden Ansätze aus der Literatur geben eine Übersicht der Umrechnungsmöglichkeiten zwischen Sandrauheit (k), Stricklerwert (k_{st}) und verschiedenen Korndurchmesserdefinitionen (D , d_s). Die Ergebnisse weisen zusätzlich zu den oben genannten Unsicherheiten eine große Schwankungsbreite auf.

$$k_{st} = \frac{a}{\sqrt[6]{d_s}} \quad a: 21.1 - 26 \quad [1] \quad (1)$$

$$k_{st} = \frac{26}{\sqrt[6]{k}} \quad [2] \quad (2)$$

Ackers-White	: $k = 1.25 D_{35}$	
Einstein	: $k = D_{65}$	
Engelund-Hansen	: $k = 2 D_{65}$	
Hey	: $k = 3.5 D_{84}$	(3)
Kamphuis	: $k = 2.5 D_{90}$	
Mahmood	: $k = 5.1 D_{84}$	[3]

In einer 3D Simulation sollten daher nach Möglichkeit die großen Sohlunebenheiten als Geometrie modelliert und nur die Oberfläche des Bettmaterials mittels der Sandrauheit (k_s) definiert werden, wie in der folgenden Abbildung 3 gezeigt.

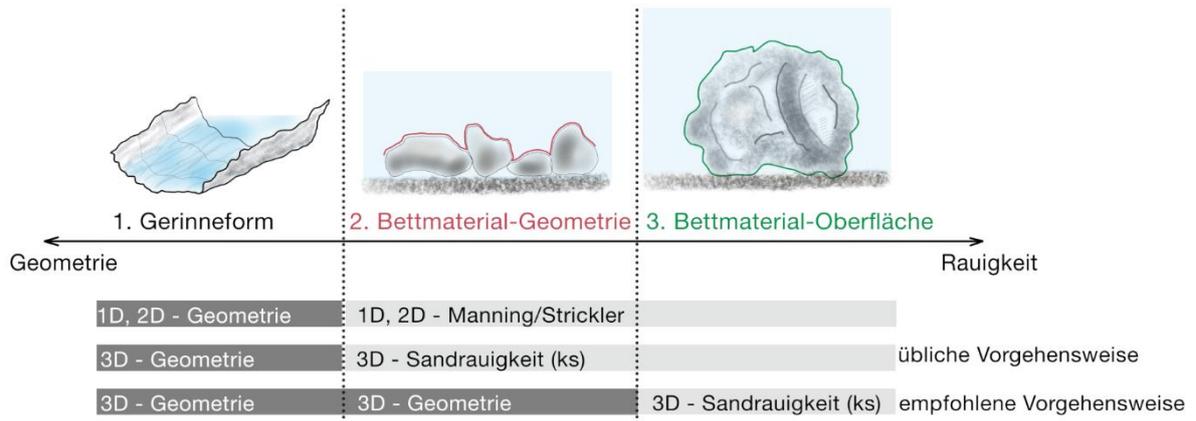


Abbildung 3: Rauigkeitsbereiche einer Gerinnesohle

Dass eine natürliche Gerinnesohle als Geometrie modelliert werden sollte, zeigen auch folgende Bilder. Bei einem Hochwasserereignis wirkt sich die Unschärfe bei der Modellierung der Sohle weniger stark aus, weil der gesamte Querschnitt des Flussbetts genutzt wird. Bei einem Niederwasserereignis sieht die Situation hingegen anders aus.



Abbildung 4: Fließquerschnitt bei unterschiedlichen Abflüssen

Ein Laserscan des Bettes, der die tatsächliche geometrische Situation der Sohlunebenheiten widerspiegelt [4], ist als Sohlgeometrieinput sehr gut geeignet (Abbildung 5).

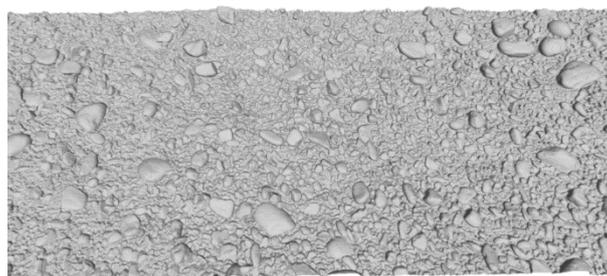


Abbildung 5: Laserscan eines Gerinnebettes

Anhand von Fotos und Größenmessungen kann ein CAD-Modell mit entsprechenden Bettunebenheiten für die Simulation ergänzt und verwendet werden (Abbildung 6).

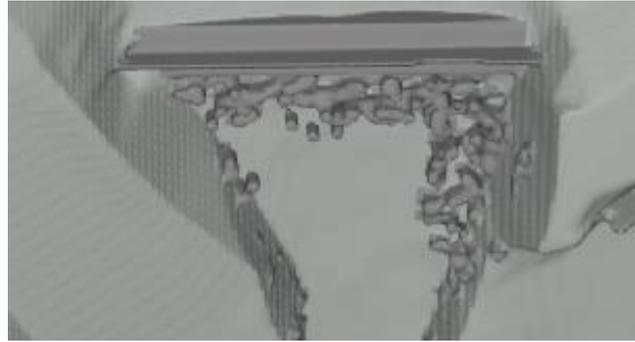


Abbildung 6: Sohlraugigkeitsvergleich Realität - CAD

Der Beispielfall eines Tosbeckens veranschaulicht anhand der Sohl Schubspannungen (Mitte) und der Geschwindigkeitsverteilung (rechts), dass selbst eine abstrakte Modellierung der Sohle die Ergebnisse, vor allem im sohl nahen Bereich, wesentlich realistischer abbildet. (0 = blau \Rightarrow max. = rot).

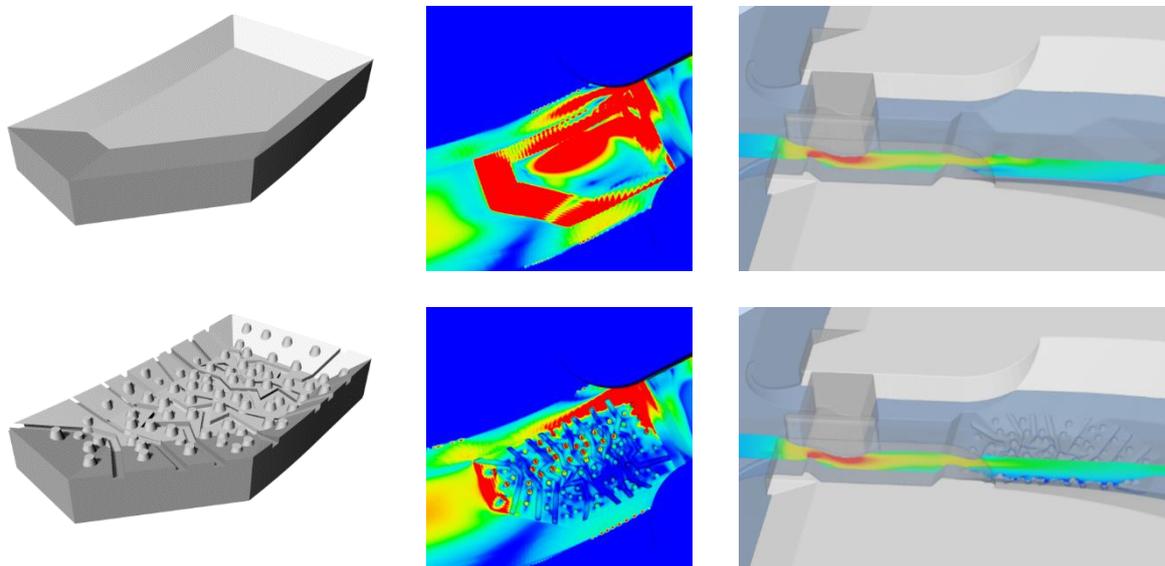


Abbildung 7: Auswirkung einer detaillierten Sohlmodellierung

Wesentliches im Ablauf einer numerischen 3D Berechnung

Beim Ablauf einer 3D Simulation wird zuerst die reale Strömungssituation in ein mathematisches Modell mit partiellen Differentialgleichungen (Reynolds gemittelte Navier-Stokes Gleichung) übertragen. In diesem Schritt werden die räumliche Auflösung (1D, 2D, 3D), die Turbulenzmodellierung und die Randbedingungen usw. festgelegt.

Diese partiellen Differentialgleichungen werden dann auf Grundlage der Netzknoten in ein algebraisches Gleichungssystem umgewandelt. Da der Verlauf der Variablen zwischen den Berechnungspunkten nicht bekannt ist, muss hier auf Approximationen zurückgegriffen werden. Je nach mathematischem Aufwand und Genauigkeit spricht man hier von 1., 2. oder höherer Ordnung.

In die nachfolgende iterative Lösung des algebraischen Gleichungssystems fallen dann die Begriffe wie Zeitschritt, Gleichungslöser, Parallelisierung usw.

Die enorme Datenmenge am Ende der Berechnung wird für die Analyse der Resultate mithilfe zusätzlicher Softwarelösungen grafisch dargestellt. Die in diesen Bereich fallenden Begriffe sind Post-Processing, Stromlinien, Vektorplot usw.

Jeder Bearbeitungsschritt in diesem Ablauf stellt eine mögliche Fehlerquelle dar und nur bei sorgfältiger Auswahl der jeweiligen Maßnahmen und Parameter ist am Ende die Abweichung zur Realität möglichst gering.

Außerdem gilt festzuhalten, dass auch in einer 3D Simulation in einer Zelle jede Variable nur einmal vorkommt. Im Fall der Geschwindigkeit bedeutet das, dass in der Zelle nur eine Richtung mit Betrag vorhanden ist. Somit ist klar, es benötigt mehrere Zellen in jeder räumlichen Richtung im Querschnitt, um ein Strömungsfeld dreidimensional darstellen zu können. Folgende Skizze zeigt exemplarisch die notwendige Zellanzahl für die Abbildung eines Wirbels in einer Simulation. Jeder kleinere Wirbel in der Natur kann in der Simulation nicht abgebildet werden, ist somit nicht vorhanden.

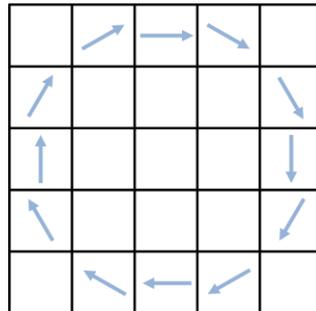


Abbildung 8: notwendige Zellanzahl für die Modellierung eines Wirbels

Die Verwendung eines 3D Codes allein garantiert somit noch kein dreidimensionales Strömungsfeld. Der wichtigste Bestandteil einer 3D Simulation nach einer einwandfreien 3D Geometrie ist daher das Netz. Vielfach wird immer das Turbulenzmodell als wichtigster Bestandteil angenommen. Es gibt allerdings kein Turbulenzmodell das ein unzureichendes Netz korrigieren kann. Ebenso sind die Randbedingungen, die an den Modellgrenzen feste Strömungsbedingungen definieren, sowohl von der Positionierung als auch von Festlegung wichtiger für den Simulationserfolg. Dasselbe gilt für Anfangsbedingungen, welche am Beginn der Simulation das Rechengebiet mit Fluid füllen. Erst zuletzt sind numerische Optionen und Turbulenzmodelle zu optimieren.

Beispiel: komplexe Strömungssituation mit Luftaufnahme

Die TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG betreibt seit 2007 das Wasserkraftwerk Schwarzach (KW) im Osttiroler Defereggental. Aufgrund der steigenden Nachfrage nach erneuerbarer Energie wurde das Wasserkraftwerk erweitert, um die Leistung zu erhöhen und die Restwasserabgabe sowie die Fischtreppe ökologisch zu verbessern. Der Standort des KW ist durch ein alpines Strömungsregime mit starken Hochwasserereignissen gekennzeichnet. Daher muss das Bauwerk einerseits diesen Hochwasserereignissen standhalten und wurde auch durch den begrenzten verfügbaren Platz in der bestehenden Struktur geometrisch bestimmt. Während der Genehmigung des Erweiterungsprojekts wurde der maximale Restwasserabfluss von 1,7 auf 2,8 m³/s erhöht, was genaue Messungen im Regelbecken erfordert (Abbildung 9).

Bei der ersten Funktionsprüfung stellte sich heraus, dass der Zufluss zum Regelbecken nicht zuverlässig eingestellt werden konnte, da die Wasserstandsmessungen aufgrund von Oberflächenwellen und Lufteinschlüssen schwankten, was zu einer nicht eindeutigen Pegelkurve an der Messstelle des Beckenwasserstands führte (Abbildung 10, Mitte).

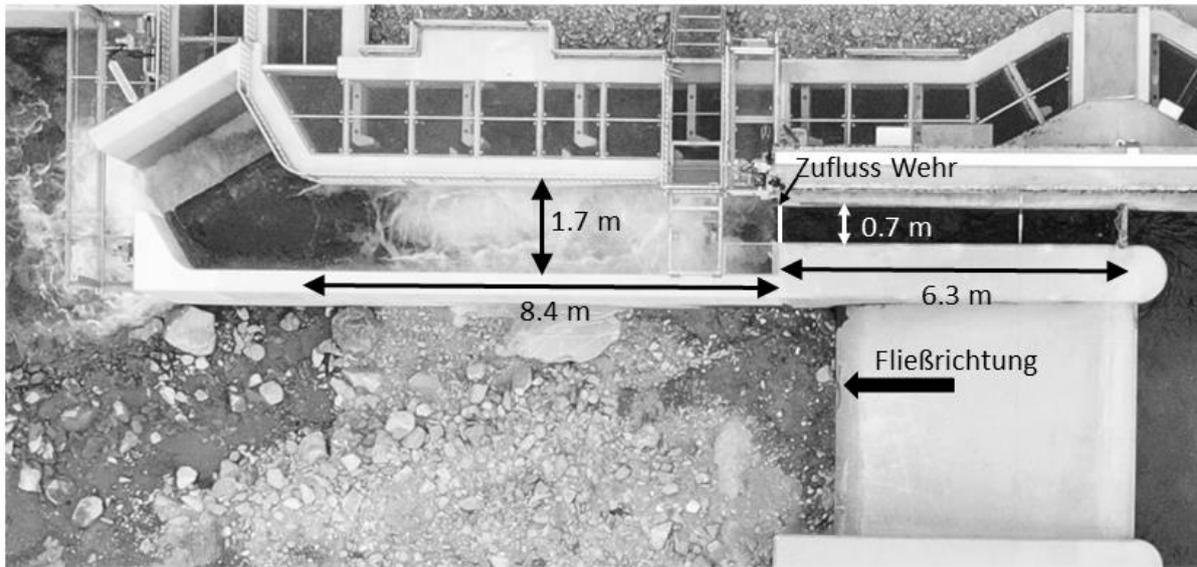


Abbildung 9: Draufsicht des untersuchten Regelbeckens

Es wurde beschlossen, die Strömungssituation im Becken mit der kommerziellen numerischen Software FLOW-3D HYDRO zu untersuchen. So sollte eine Lösung zur Beruhigung der freien Oberfläche gefunden werden, um die Wasserstandsmessungen zur automatischen Steuerung der Durchflussrate im Bauwerk verwenden zu können. Im Rahmen der Simulationen wurden verschiedene Positionen des Zulaufschleibers und des Grundablassschleibers untersucht. Damit sollte ohne Umbaumaßnahmen eine verwendbare Lösung erhalten werden.

Nachdem die Variation der Schützenstellung keine Verbesserung gebracht hat, wurden in einem zweiten Anlauf verschiedene Tauchwand- und Rechenvarianten und -positionen untersucht. So wurde numerisch überprüft, ob damit eine freie Oberfläche im Becken erhalten wird, die für Kontrollmessungen genutzt werden kann. Basierend auf diesen Ergebnissen führte dies danach vor Ort zu einer Tauchwandlösung, die die Strömungssituation im Becken dramatisch verbesserte. Die Tauchwand wurde 2 m unterhalb des Zulaufquerschnitts platziert und reichte vertikal 1,3 m über den Beckenboden (Abbildung 10, links).



Abbildung 10: Umbaumaßnahme (links), Strömungssituation im Becken vor- und nachher

Luft einschüsse und Wellen im Becken hinter der Tauchwand werden nahezu vollständig beseitigt. Der steigende Wasserstand oberhalb der Tauchwand ist akzeptabel, da die Seitenwände des Bauwerks bereits hoch genug sind (Abbildung 10, rechts; Abbildung 11).

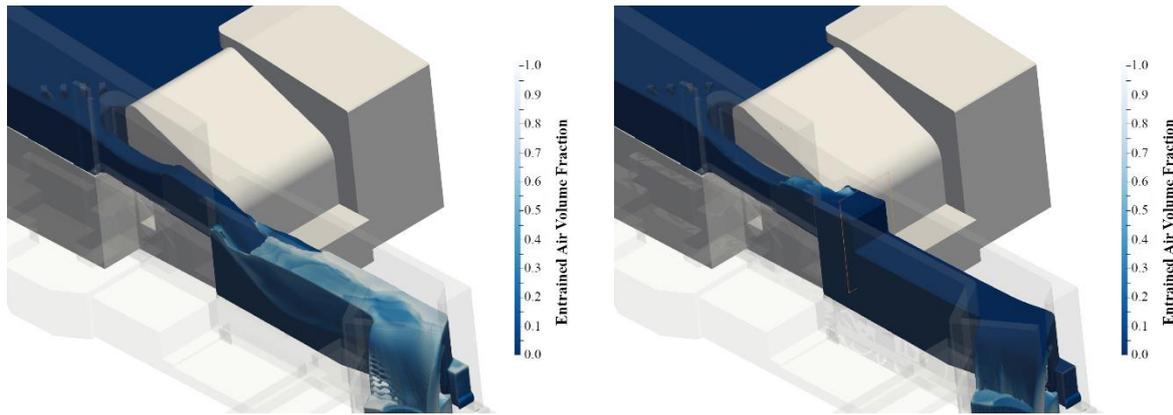


Abbildung 11: Luftaufnahme, numerisch, vor und nach dem Umbau

Zusammenfassung

Aufgrund der weiten Verbreitung von 2D Lösungen im Wasserbau wird am Beginn auf die Eigenschaften und die Grenzen von 2D Berechnungen eingegangen. Daraufhin folgt die Beschreibung der Problematik der verschiedenen Betrachtungen der Wandrauigkeit beim Übergang von 2D auf 3D. Im Anschluss auf die Erläuterungen des Ablaufs und der wichtigsten Setuptionen einer 3D Simulation wird anhand eines aktuellen Beispiels aus der Praxis gezeigt, wie mit der Kombination von 3D Simulationsergebnissen und Arbeiten vor Ort eine hydraulische Problemstellung optimal gelöst werden kann.

Quellenverzeichnis

- [1] Sindelar C. et al. (2019). Sohlenstabilisierung bei Aufweitungen und geschiebedefizitären Flüssen, In: Wasserwirtschaft 1, S. 12-18.
- [2] Bollrich G. (2000). Technische Hydromechanik 1, Verlag Bauwesen Berlin, 5. Auflage.
- [3] van Rijn L. C. (1982). Equivalent Roughness or Alluvial Bed, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 108 No. HY10, S.1215-1218.
- [4] Willmann E. S. (2017). Three-Dimensional Numerical Modelling of Water Flow over a Rough Channel Bed, Masterarbeit, Department of Civil and Environmental Engineering, NTNU, Trondheim.

Ausbildung für Talsperrensicherheitspersonal

Talsperrenverantwortliche – Talsperrenwärter:innen

G. Zenz¹, H. Czerny² und H. Knoblauch¹

¹ Technische Universität Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Stremayrgasse
10/2, A-8010 Graz, AUSTRIA

² Sachverständiger der Staubeckenkommission (ehemals tätig im BML)

E-Mail: gerald.zenz@tugraz.at

Kurzfassung

Die Wahrnehmung von Sicherheitsaufgaben an Talsperren erfordert neben solider Grundlagenausbildung, praktische Erfahrung und spezifische Anlagenkenntnis, sowie klare rechtliche Voraussetzungen, um diese Aufgabe wahrnehmen zu dürfen. In diesem Beitrag wird die Entwicklung und der Stand der Talsperrenüberwachung dargelegt, prinzipiell das 3-Säulenmodell umrissen und dabei die Bedeutung der Eigenüberwachung durch die Talsperrenverantwortlichen (TV) und Talsperrenwärter:innen hervorgehoben. Die akademische Ausbildung wird für das Bauwesen – als Grundlage für Talsperrenverantwortliche - in der Form des Bachelor- und Mastercurriculum beschrieben. Diese Ausbildung ist neben der praktischen Erfahrung Grundlage für die postgraduale Aus- und Weiterbildung für die Überwachung wasserbaulicher Anlagen. Dieses weiterführende Curriculum wird durch Sachverständige und Mitglieder der österreichischen Staubeckenkommission erarbeitet und in Rahmen beruflicher Weiterbildung in obligatorischen Kursen getrennt für TV und Talsperrenwärter:innen vermittelt. Auf die Bedeutung der spezifischen Anlagenkenntnis, praktischer Erfahrung mit wasserbaulichen Anlagen und speziell den Talsperren und Dämmen, wird im Beitrag eingegangen.

Rechtliche Voraussetzungen

Bereits frühzeitig wurde vom BM für Land- und Forstwirtschaft (heute BML) festgelegt, dass die Stauanlagenbetreiber im Rahmen der Eigenüberwachung entsprechend qualifiziertes Überwachungspersonal bereitstellen müssen.

Nach den Talsperrenkatastrophen von Malpasset (Frankreich, 1959), Vega de Tera (Spanien, 1959) und Vajont (Italien, 1963) wurde vom BM für Land- und Forstwirtschaft ein Erlass an die Landeshauptleute übermittelt (Juni 1964), worin bereits das mehrstufige Überwachungssystem von Stauanlagen gefordert wurde. Hier sind neben der behördlichen Aufsicht bereits konkrete Anforderungen an die damals genannten „Sperrverantwortlichen“ definiert.

Hierzu hat die Staubeckenkommission im Juni 1964 (21.Sitzung am 5. und 6.März 1964) einen ins Detail gehenden Beschluss gefasst. Auf Grund der zwischenzeitlichen Erfahrung entschloss man sich in der Sitzung vom 30. und 31.5.1978 (42.Sitzung) zu einem überarbeiteten Beschluss betreffend das Thema Stauanlagenüberwachung. Darin ging man noch detaillierter auf die Maßnahmen in Sinne der Eigenüberwachung durch die Betreiber, die Maßnahmen durch die Aufsichtsbehörde und jene Maßnahmen, die von der Staubeckenkommission zu treffen sind, ein.

Im Rahmen der Wasserrechtsgesetznovelle 1997 wurden wesentliche Normierungen betreffend den Talsperrenverantwortlichen im §23a WRG verankert. Im Beschluss der Staubeckenkommission aus 1998 wurden diese gesetzlichen Festlegungen hinsichtlich der Anforderungen betreffend dessen Qualifikation, Vertrautheit mit der Stauanlage, Erreichbarkeit

und Position im Unternehmen detaillierter ausgeführt.

In einigen weiteren Beschlüssen wies die Staubeckenkommission wiederholt schwerpunktmäßig auf die Wichtigkeit von einzelnen Stauanlagenüberwachungskomponenten hin (1993, 1999, 2000).

Zuletzt wurde mit dem Erlass des BML vom Oktober 2023 „Talsperren- und Gewässeraufsicht; Leitfaden für die Überwachung – einschließlich die vor Ort Überprüfung – von Stauanlagen“ eine den heutigen Anforderungen entsprechende, umfassende Grundlage betreffend die Überwachung von Stauanlagen geschaffen.

Auf Grund einiger Versagen von sogenannten Kleinen Stauanlagen mit zum Glück geringen wirtschaftlichen Schäden wurde doch bewusst, dass auch solchen Anlagen unter gewissen Randbedingungen ein erhebliches Gefährdungspotential innewohnen kann. Daher wurden auch hinsichtlich dieser Stauanlagen Arbeitsbehelfe erarbeitet [1,2].

Universitäre Ausbildung

Auf der Grundlage des Universitätsgesetzes 2002 (UG2002) hat die Technische Universität Graz (TUG) Lehrpläne für verschiedene Stufen der akademischen Ausbildung erstellt [3]. Hierin wird das Bachelor- und Masterprogramm für Bauingenieurwissenschaften allgemein beschrieben. Das Studium des Bauingenieurwesens wird als sechssemestriges Bachelorprogramm und als viersemestriges Masterprogramm mit vier Spezialisierungsmöglichkeiten angeboten.

Bachelor Ausbildung

Das Bauwesen ist eine der faszinierendsten Tätigkeiten und bietet ein äußerst breites Betätigungsfeld. Wenn Bauingenieure*innen über Bau sprechen, könnten sie über Tiefbohrbrunnen, Trinkwasser- und Abwasserbehandlungsanlagen, Wolkenkratzer, Tunnel oder wasserbauliche Anlagen reden. Die Bauingenieurwissenschaften liefern den theoretischen und praktischen Hintergrund um Bauvorhaben aller Art zu planen und zu realisieren.

Im Rahmen des Bachelor-Studiengangs "Bauingenieurwissenschaften und Wirtschaftsingenieurwesen" werden den Studierenden folgende Themenkreise vermittelt:

- ein fundiertes Wissen in Mathematik, Darstellender Geometrie, Physik, insbesondere Mechanik, Informatik, Grundlagen des konstruktiven Ingenieurbaus und Vermessung;
- die wichtigsten Theorien, Prinzipien und Methoden des Bauingenieurwesens und insbesondere die Energieprinzipien, die strukturelle Modellierung und Berechnung von räumlichen Tragwerken, der Entwurf und die Bemessung von Beton-, Stahl- und Holzkonstruktionen unter Berücksichtigung spezifischer Materialeigenschaften sowie Prinzipien des Unternehmens- und Baumanagements;
- Die wichtigsten Problemlösungsstrategien, insbesondere die standardisierte Umsetzung individueller Entwürfe unter Berücksichtigung sozialer Prozesse, grundlegende Kenntnisse für die rechtlichen und wirtschaftlichen Entscheidungen im Rahmen von Planungsaktivitäten;
- Die Übersetzung von Konstruktionsentwürfen in physikalisch korrekte mathematische Modelle;
- Eine Kenntnis über die Auswahl und die Verwendung verschiedener Materialien nach physikalischen, wirtschaftlichen und ökologischen Gesichtspunkten.
- Darauf aufbauend vertiefen Sie sich in den bauspezifischen Grundlagen der Informatik, Baustatik und Bauwirtschaft;

Ergänzt wird das Studium durch den Konstruktiven Wasserbau und die Geotechnik. Hier kombinieren Sie die bereits erlernten Disziplinen und erlangen die Fähigkeit, Wasserbauten wie

z.B. Dämme oder geologische Bauten wie Tunnel oder Baugruben richtig zu bemessen.

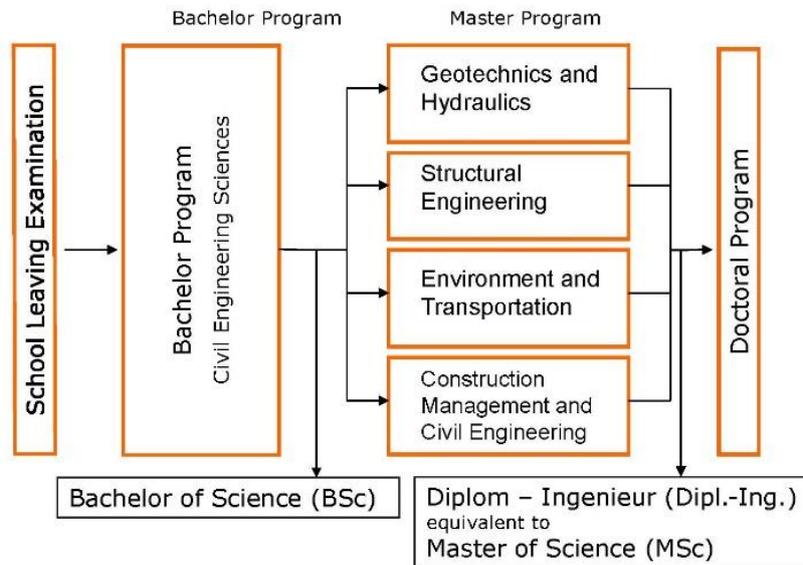


Abbildung 1: Universitäre Ausbildung Bauingenieurwissenschaften an der TU-Graz

Master Ausbildung

Basierend auf den Bedürfnissen der Gesellschaft und den Kompetenzen an der Technischen Universität Graz werden folgende Masterstudiengänge angeboten:

- Geotechnical and Hydraulic Engineering
- Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau
- Bauingenieurwissenschaften - Infrastruktur
- Wirtschaftsingenieurwesen – Bauwesen

Da dieser Beitrag dem Transfer von Erfahrungen im Bereich des Wasserbaus gewidmet ist, fokussieren wir auf das englischsprachige Masterstudium "Geotechnical and Hydraulic Engineering", das sich auch mit den sogenannten "schwierigen Fundierungsaufgaben" befasst, d. h. mit Bauwerken, die auf besonderem Untergrund errichtet werden, sowie Aufgaben mit ingenieurtechnischen hydraulischen Problemen. Dazu gehören beispielsweise Tunnel, Talsperren, Kraftwerke, Deiche und Böschungen. Im Masterstudiengang "Geotechnik und Wasserbau" mit einer Dauer von 4 Semestern wird das im Bachelorstudium erworbene Wissen vertieft und in den Bereichen Grundbau, Fels- und Bodenmechanik, Tunnelbau, Wasserbau und Wasserwirtschaft erweitert.

Die Studierenden erlangen ein fundiertes Wissen in Fachbereichen wie zum Beispiel Geologie, Bodenmechanik, Grundbau, Numerischen Rechenverfahren, Felsmechanik, Tunnelbau, Hydraulik, Konstruktivem Wasserbau und Wasserwirtschaft. Den zukünftigen Herausforderungen wie Naturgefahren, Nachhaltigkeitsthemen und Anpassung an den Klimawandel wird ein besonderes Augenmerk gewidmet.

Ein weiterer Fokus liegt auf dem Einsatz modernster Forschungsgeräte und umfangreicher Laboreinrichtungen für Wasserbau, Felsmechanik, Bodenmechanik und angewandte Geowissenschaften. Im Wasserlabor führen Sie Versuche für effiziente Wasserkraftnutzung, für den Hochwasserschutz und ökologische Flussmodellierung durch. Im Felsmechaniklabor stehen spezielle Versuchsgeräte zur Verfügung, um die Forschung an sogenannten Übergangs- und Verwitterungsgesteinen inklusive der Herausforderung des Permafrost-Gebirges voranzutreiben. Im Labor für Bodenmechanik werden mittels der zur

Verfügung stehenden Versuchsgeräten die mechanischen, hydraulischen und dynamischen Bodeneigenschaften bestimmt.

Im Rahmen dieses Masterstudiengangs bietet das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft eine fundierte Ausbildung in Grund- und Wasserbau unter intensivster Verwendung des wasserbaulichen Labors physikalische Modellversuche durch. Wir entwickeln und wenden physikalische Modellversuche sowie strömungsmechanische Verfahren zur Verallgemeinerung der Probleme an. Darüber hinaus ist die Bedeutung von Fallstudien für die Lehre von großem Interesse, ebenso wie die Möglichkeit, eine problemorientierte "Masterarbeit" zu erstellen. Dies soll auch als schrittweiser Wissenstransfer an junge Studierende [4] verstanden werden, die ihr Studium an der Universität beginnen.

Der akademische Grad "Dipl.-Ing." – als Zeichen in der Gesellschaft, die Bedeutung und Notwendigkeit einer konsolidierten Ausbildung als Akademiker in den Ingenieurwissenschaften hervorzuheben – ist unverändert geblieben verglichen mit Zeiten vor dem Bologna-Prozess. Der Grad „Dipl.-Ing.“ bzw. „Dipl.-Ing.ⁱⁿ“ entspricht dem international verwendeten "Master of Science", "MSc".

Spezialisierung - Lebenslanges Lernen

Für den Verantwortungsbereich des Talsperrenverantwortlichen wird in Anbetracht der geringen Anzahl von Anwärtern und den sehr spezifischen Anforderungen an keiner Universität eine tiefgreifende Ausbildungsschiene angeboten. An den einschlägigen Universitäten werden zwar die erforderlichen Grundlagen vermittelt, das entsprechende spezifische „Talsperrenwissen“ ist in der Praxis durch eine entsprechend lange Auseinandersetzung mit Talsperrenfragen im Allgemeinen und den individuellen Bauwerken im Speziellen zu erlangen („Training on the Job“).

Angesichts unterschiedlicher Auslegung der erforderlichen Grundqualifikation für die Talsperrenverantwortlichkeit wurde seitens der Staubeckenkommission 1998 ein entsprechender Beschluss gefasst, indem die Anforderungen an die Qualifikation, Vertrautheit mit der Stauanlage, die Erreichbarkeit und die Position des/der Talsperrenverantwortlichen im Unternehmen klar definiert wurden.

Im diesem Beschluss der Staubeckenkommission (1998) wird es auch für notwendig erachtet, dass einschlägige Kurse sowohl für Talsperrenverantwortliche als auch für die sogenannten Sperrenwärter:innen (Personal, das periodisch in engen Intervallen vor Ort Überprüfungen durchführt) angeboten werden.

Der erste Kurs für Talsperrenverantwortliche (TV-Kurse) wurde von ATCOLD 2001 in Ottenstein (NÖ) abgehalten, der erste Kurs für Sperrenwärter:innen (damals in Zusammenarbeit mit dem ÖWAV) im Jahr 2003 (an der TU-Graz).

In den einwöchigen TV-Kursen wird durch Mitglieder und Sachverständige der Staubeckenkommission theoretisches Talsperren-Spezialwissen vermittelt, die Teilnehmer müssen aber auch an ausgewählten Sperren spezielle Mess- und Überwachungsaufgaben durchführen und anschließend ähnlich wie in der späteren Position eines TV Sicherheitsberichte verfassen, die dann im Plenum präsentiert und diskutiert werden.

Die Kurse für Sperrenwärter:innen bestehen aus einem 4 tägigen Theoriekurs an der TU Graz und einem Praxiskurs (derzeit in Mayrhofen/Zillertal), bei dem ergänzende Vorträge betreffend die Mess- und Überwachungseinrichtungen gehalten werden sowie an 2 Tagen je eine Betonsperre und ein Damm visuell beurteilt werden mit der Aufgabe selbst Messungen an den installierten Überwachungseinrichtungen durchzuführen.

Weitere Kurse werden durch ATCOLD auch für Mitarbeiter:innen von Zentralen Warten beim Betrieb von Stauanlagen durchgeführt, da diese die erste Anlaufstation für Meldungen aus der Stauanlagenüberwachung sind und eine entsprechende Kenntnis der Stauanlagen mit den vorhandenen Überwachungseinrichtungen für das effiziente Funktionieren der Informations-

aber auch der Befehlskette vorausgesetzt werden muss.

In den Jahren 2000, 2005 und 2016 wurden unter der Schirmherrschaft von ATCOLD in Österreich internationale Seminare zum Thema "Praxis der Stauanlagenüberwachung" abgehalten (2xKaprun; 1xLandeck). Diese Seminare behandelten relevante Fragen zur Überwachung und Sicherheitsbeurteilung von Stauanlagen. Experten hielten Vorträge über Theorie und Praxis des Talsperrenbaus, der Überwachung, der Instrumentierung, der Durchführung von Messungen, visueller Inspektionen, der Datenverarbeitung und Sicherheitsbewertung für Betonsperren und Dämme. Das eigenständige Erfassen von Messwerten und Erheben von Überwachungsergebnissen vor Ort, sowie deren Auswertung und Präsentation hat den Teilnehmenden das Verständnis für vor Ort Erhebungen gegeben, um auch die damit erzielbaren Genauigkeiten und damit verbundenen Aussagen relativieren zu können.

Mit der zunehmenden Anzahl und Größe von Beschneigungsspeichern (Stauanlagen zur Bevorratung von Wasser für Beschneigung) seit Ende der 1990er Jahre ergab sich auch hier das Erfordernis Schulungen für externe und interne TV von Beschneigungsspeicher durchzuführen, auch deshalb, da sich dieser Stauanlagentyp hinsichtlich der Konstruktion und Überwachungseinrichtungen als sehr speziell darstellt.

Da auf Seiten der Betreiber (Seilbahnunternehmen) im Allgemeinen keine entsprechend den Erfordernissen des §23a WRG qualifizierten Personen (TV) tätig sind, müssen hierzu – wie auch im §23a WRG ermöglicht – externe TV herangezogen werden. Für die Wahrnehmung des Stellvertretung des TV können gemäß Beschluss der Staubeckenkommission auch Personen herangezogen werden, die keine akademische Ausbildung aufweisen, aber umfassende theoretische und praktische Kenntnisse in den Kerngebieten des Stauanlagenbaus besitzen und eine leitende Position im Unternehmen inne haben. Dies hat den Vorteil, dass neben dem mit dem Tagesgeschäft der Stauanlage nicht befassten externen TV, ein interner Mitarbeiter des Betreibers in die Talsperrenverantwortlichkeit involviert ist, der sich mit dem Verhalten der Anlage laufend auseinandersetzt und da er in der Regel in der Umgebung wohnt, rasch erreichbar und vor Ort sein kann. Um die Forderungen des Beschlusses aus 1998 möglichst zu erfüllen, werden für diese Personengruppe zusätzliche Grundkurse durchgeführt, deren erfolgreiche Absolvierung Voraussetzung für die Zulassung zum Aufbaukurs ist, der für alle TV von Beschneigungsspeichern verpflichtend ist und auch erfolgreich absolviert werden muss.

Mit diesem Kursangebot soll nicht nur das Wissen von erfahrenen, einschlägig befassten Experten/Expertinnen an die jüngere Generation weitergegeben werden, es soll auch den Stauanlagenbetreibern die Wichtigkeit von bestens geschultem Personal auf diesem Gebiet vor Augen geführt werden und damit zu einer entsprechenden Wertschätzung dieses sicherheitstechnischen Schlüsselpersonals führen [5].

Zusammenfassung

Die Talsperrenüberwachung in Österreich hat sich als solide Grundlage für die Sicherheit der Bauwerke bewährt und wird international – im Rahmen der ICOLD [6,7] - als vorbildlich gesehen und beurteilt. Dafür tragen Talsperrenverantwortliche wesentlich bei, für deren Grundlagen, Aus- und Weiterbildung in diesem Beitrag eingegangen wird. Auf die weitere wesentliche Säule zur Gewährleistung der Sicherheit von Stauanlagen wird im Beitrag auf die große Bedeutung der Talsperrenwärter:innen und spezielle auf deren Qualifizierung eingegangen.

Danksagung

Im Rahmen des Talsperrensymposiums 2024 in Salzburg [8] konnten wesentliche Aspekte des

sicheren Betriebes, der Überwachung und der Erhaltung diskutiert und auf die Bedeutung der Umsetzung von Fort- und Weiterbildung hingewiesen werden. Besonderer Dank dafür gilt den Mitarbeitenden bei ATCOLD und den engagierten Vortragenden für die Wissensweitergabe und Mitwirkung in den Fortbildungskursen.

Für die Unterstützung von Forschungs- und Stipendienprogramme – insbesondere im Bereich vertiefender geotechnischer, wasserbautechnischer Ausbildung durch die ÖGG (Österreichische Gesellschaft für Geomechanik) und die ATCOLD (Österreichisches Nationalkomitee für Talsperren) wird herzlicher Dank ausgesprochen.

Quellenverzeichnis

- [1] BML Handbuch: Betrieb und Überwachung von „kleinen Stauanlagen“ mit länger dauernden Staubebelastungen, (2009) {https://info.bml.gv.at/dam/jcr:2db27ffc-51f1-437f-ae6e-d6647472c94d/Handbuch_Betrieb_und_Ueberwachung_Kleine_Stauanlagen.pdf}
- [2] BML Leitfaden: Mindestanforderungen an den Stauanlagenverantwortlichen von „Kleinen Stauanlagen“, (2009) {https://info.bml.gv.at/dam/jcr:b7ed9283-b914-4994-9dca-d2bf62e76fc4/Leitfaden_Mindestanforderung_an_den_Stauanlagenverantwortlichen.pdf}
- [3] Graz University of Technology (2024) – Course Program, October.
- [4] Zenz G., Semprich S., Melbinger R. (2009). Hydro experience knowledge transfer to young engineers: the Austrian approach. Hydro 2009, Lyon, France.
- [5] Zenz G., Oberhuber P., Czerny H. (2012). The great significance of dam safety in Austria. In Geomechanics and Tunneling, Volume 5, Ernst & Sohn.
- [6] Austrian National Committee on Large Dams (2010). Dam Safety – Sustainability in a Changing Environment. ICOLD – European Club Conference.
- [7] International Committee on Large Dams (2018): Twenty-sixth Congress – Vienna, Questions 100, 101, 102, 103.
- [8] ATCOLD – Talsperrensymposium (2024): Energie speichern – Infrastruktur schützen – Zukunft planen, Verlag der Technischen Universität Graz, ISBN 978-3-99161-006-9.

Unabhängigkeit, Verantwortung und Qualität für die Königin der Ressourcen

G. Spener¹

¹ Kammer der Ziviltechniker:innen für Steiermark und Kärnten,
Schönaugasse 7/1, A-8010 Graz, AUSTRIA

E-Mail: gustav.spener@ztkammer.at

Herausforderungen und Lösungen für die Wasserwirtschaft

Wasser ist eine der wesentlichsten Grundlagen unseres Lebens. Sie ist die Königin der Ressourcen. Österreich zählt zu den wenigen Ländern weltweit, die bedenkenlos Trinkwasser aus lokalen Versorgungen anbieten können und über reichhaltige Ressourcen verfügen. Neben der Sicherstellung der Trinkwasserversorgung und dem Schutz der Ressource sind jedoch viele andere Vorkehrungen für eine funktionierende Wasserwirtschaft zu treffen. Der verantwortungsvolle Ausbau und die Erhaltung der gesamten Infrastruktur für den Umgang mit Brauchwasser, Abwasser und Regenwasser sind gleichermaßen notwendig. Brauchwasser für gewerbliche und landwirtschaftliche Zwecke sowie eine kreislaforientierte Bewirtschaftung gewinnen zunehmend an Bedeutung, wenn es um Wasserschutz geht. Zudem stellt der Klimawandel die Wasserwirtschaft vor neue Herausforderungen. Extreme Wetterphänomene wie längere Trockenperioden und häufigere Starkregenereignisse führen zu einer zunehmenden Belastung der Wasserinfrastrukturen. Die Bewältigung von Niederschlagswasser bei Extremwetterereignissen erweist sich als komplexe Zukunftsanforderung.

Auftraggeber:innen wie Gemeinden, Behörden, Wasserverbände oder Produktionsbetriebe müssen in der Planung und Umsetzung geeigneter Maßnahmen umfassend unterstützt werden, um den erhöhten Anforderungen gerecht zu werden. Viele der aktuell bestehenden Infrastruktursysteme sind über 40 Jahre alt und erreichen ihre maximale Lebensdauer. Ein erheblicher Instandhaltungs- und Reinvestitionsbedarf ist vielerorts erforderlich, was für die jeweiligen Verantwortlichen mit hoher finanzieller Belastung verbunden ist.

Der Schutz und die nachhaltige Bewirtschaftung von Wasserressourcen sind zentrale Themen, bei denen Ziviltechniker:innen eine Schlüsselrolle zukommt. Unsere Arbeit reicht von der Planung und Entwicklung von Wasserinfrastrukturen bis hin zur Umsetzung innovativer Lösungen zur Anpassung an die veränderten klimatischen Bedingungen. Ziviltechniker:innen planen Maßnahmen wie die Nutzung von Wasser zur Energiegewinnung, die Wiederverwendung von Regenwasser, die Erweiterung oder Sanierung von privaten, gewerblichen und industriellen Wasserversorgungsanlagen, Quellfassungen, die Festlegung von Überschwemmungsgebieten, die Abgrenzung von Schutzgebieten bis hin zum Bau von Schutzdämmen, der Einführung von Frühwarnsystemen für den Katastrophenschutz oder der Implementierung von blau-grünen Infrastrukturen, um Gemeinden lebenswert zu gestalten.

Anpassungen in der Wasserinfrastruktur erfordern jedoch langfristige Planung. Daher ist es entscheidend, dass Verantwortliche rechtzeitig die Herausforderungen erkennen und bei Projektplanungen und Investitionen berücksichtigen. Um allen Herausforderungen gerecht zu werden, ist eine ganzheitliche Betrachtungsweise der Ressource Wasser im Sinne eines integrierten Wasserressourcen-Managements (IWRM) notwendig. Ein IWRM betrachtet gesellschaftliche und ökologische Faktoren und Interessen auf regionaler und überregionaler Ebene. Im Zentrum stehen der nachhaltige Umgang mit Wasser sowie der Interessenausgleich aller gesellschaftlichen Akteur:innen.

Per Eid verpflichtet

Ziviltechnikerinnen und Ziviltechnikern kommt als unabhängige Expert:innen im Bereich des Wasserschutzes und der Wasserbewirtschaftung eine besondere Rolle zu. Ihre Arbeit basiert auf einem soliden Fundament, das durch umfassende Ausbildung, kontinuierliche Weiterbildung und ethische Werte und Prinzipien gestützt wird. Diese Werte sind im Berufskodex verankert und verpflichten uns zu Verantwortung, Unabhängigkeit und Qualität. Sie sind Säulen, die unser Handeln sowohl innerhalb als auch außerhalb unseres Berufs bestimmen.

Verantwortung

Ziviltechniker:innen tragen eine große Verantwortung gegenüber der Gesellschaft, der Umwelt und ihren Auftraggeber:innen. Ihre Arbeit umfasst den Schutz der Natur, des Lebensraums und der allgemeinen Sicherheit sowie die Erhaltung des kulturellen Erbes. In der Wasserwirtschaft bedeutet dies, nachhaltige und effiziente Lösungen zu entwickeln, die sowohl den aktuellen als auch den zukünftigen Herausforderungen gerecht werden. Durch sorgfältige Planung und Begleitung von Projekten können Ziviltechniker:innen dazu beitragen, das Risiko nachteiliger Auswirkungen des Klimawandels zu verringern und die Lebensqualität der Menschen zu verbessern.

Unabhängigkeit

Unabhängigkeit ist ein zentraler Wert im Berufsbild der Ziviltechniker:innen. Sie sind ausschließlich ihren Auftraggeber:innen und den Gesetzen verpflichtet, was ihnen ermöglicht, objektive und unparteiische Entscheidungen zu treffen. Diese Unabhängigkeit ist besonders wichtig, wenn es darum geht, die besten Lösungen für komplexe Probleme zu finden, ohne von externen Interessen beeinflusst zu werden. Als Ziviltechniker:innen verpflichten wir uns per Eid zur Trennung von Planung, Prüfung und Ausführung, um die optimale Lösung für jedes Projekt zu gewährleisten.

Qualität

Qualität ist das Markenzeichen der Arbeit von Ziviltechniker:innen. Sie streben danach, die höchsten Standards in ihren Projekten zu erfüllen. Dies erfordert eine kontinuierliche Weiterbildung und die Anwendung der neuesten wissenschaftlichen Erkenntnisse und technischen Entwicklungen. In der Wasserwirtschaft müssen innovative und nachhaltige Lösungen auch dazu beitragen, zukünftigen Herausforderungen langfristig standzuhalten. Durch ihre fundierte Ausbildung und Verpflichtung zur laufenden Fortbildung stellen Ziviltechniker:innen sicher, dass das Leistungsangebot am neuesten Stand der Technik ist.

Fortbildungen und Einladung zur Mitarbeit

Die Kammer der Ziviltechniker:innen für Steiermark und Kärnten engagiert sich aktiv in wichtigen Bereichen der Wasserwirtschaft. Wir arbeiten eng mit Behörden und anderen Organisationen zusammen, um gemeinsam Lösungen für die Herausforderungen in der Wasserwirtschaft zu entwickeln, Synergien zu nutzen sowie innovative Ansätze zu fördern. Wir bieten vielfältige Möglichkeiten zur Mitwirkung und Weiterbildung an. In Kooperation mit dem Land Steiermark werden seit Jahren Informations- und Fortbildungsveranstaltungen für Planer:innen, Gemeinden und andere Verantwortliche angeboten, um diese bei der Bewältigung der umfangreichen Aufgaben zu unterstützen. Diese Veranstaltungen informieren über die neuesten Entwicklungen und Technologien in der Wasserwirtschaft und fördern den Austausch von Wissen und Erfahrungen.

Die Palette der Themen reicht von der Regenwasserbewirtschaftung und dem Schwammstadtprinzip über die Energiegewinnung bis hin zu den Synergien von Raumplanung und Wasserwirtschaft, der klimafitten Quartiersentwicklung und vielem mehr. Es ist uns ein wichtiges Anliegen, auf vielfach unterschätzte Potenziale der Wasserwirtschaft, wie beispielsweise die

Energiegewinnung aus Abwasser oder die Nutzung von Abwärme aufmerksam zu machen. Besonders in Gebieten mit hohem Abwasseraufkommen, wie Kläranlagen und städtischen Kanalsystemen können innovative Lösungen zur Senkung der Energiekosten beitragen und die Umweltauswirkungen positiv beeinflussen.

Interdisziplinär Synergien nutzen

Ziviltechniker:innen arbeiten seit jeher interdisziplinär. Durch die enge Zusammenarbeit von Ziviltechniker:innen wie Raumplaner:innen, Landschaftsplaner:innen, Geolog:innen und anderen Fachleuten mit den Verantwortlichen auf Auftraggeberseite können Siedlungen, Industrien und landwirtschaftliche Flächen so geplant werden, dass Wasserquellen nicht übernutzt oder verschmutzt werden und natürliche Ökosysteme erhalten bleiben. Große Vorteile sehen wir dabei in der Verknüpfung von Raumplanung und Wasserwirtschaft. Eine nachhaltige Regionalentwicklung erfordert die Integration von Aspekten wie Wasserversorgung, Hochwasserschutz, Umweltschutz und räumliche Entwicklung.

Verfahrensbeschleunigung bei Bauplatzeignungsprüfungen

Angesichts der zunehmenden Extremwetterereignisse ist eine sorgfältige Prüfung der Bauplatzeignung besonders wichtig. Die Kammer setzt sich dafür ein, einen Pool von nichtamtlichen Sachverständigen einzurichten, der es ermöglicht, bei Bedarf schnell und unkompliziert Expert:innen für wasserbautechnische Fragen im Baugenehmigungsverfahren beizuziehen. Dadurch würde eine beschleunigte und effizientere Abwicklung von Bauverfahren ermöglicht, von der Gemeinden, die Verwaltung und Bauwerber:innen gleichermaßen profitieren.

Einladung zur Mitarbeit in den Fachgremien

Die Kammer der Ziviltechniker ist die Standesvertretung von Ziviltechnikerinnen und Ziviltechnikern. Sie unterstützt die beruflichen, wirtschaftlichen und sozialen Interessen von Architekt:innen und Zivilingenieur:innen. Aktuell vertritt unsere Länderkammer über 1260 Mitglieder in der Steiermark und Kärnten. Die Mitarbeit der Funktionär:innen sowie der Mitglieder aller Gremien und Arbeitsgruppen erfolgt auf ehrenamtlicher Basis.

Die Kammer setzt sich für die Qualitätssicherung, Aus- und Weiterbildung sowie die Einhaltung ethischer Standards im Berufsfeld ein. Sie dient als Anlaufstelle für ihre Mitglieder, bietet Unterstützung in fachlichen und rechtlichen Fragen und fördert den Austausch und die Vernetzung innerhalb und außerhalb der Berufsgruppe. Darüber hinaus arbeitet sie eng mit Behörden und Institutionen zusammen.

Wir laden alle Interessierten herzlich ein, sich aktiv in den Arbeitsgruppen zu engagieren, Themen einzubringen und die Zukunft der Wasserwirtschaft mitzugestalten. Wir freuen uns über Ihr Interesse an der Mitarbeit oder Veranstaltungen.

Kontakt

Kammer der Ziviltechniker:innen für Steiermark und Kärnten

Schönaugasse 7/1, 8010 Graz

T +43 316 82 63 44 – 0

E-Mail: office@ztkammer.at

Web: sued.zt.at

Pumpspeicher und Speicherwasserkraftwerke für eine erfolgreiche Energiewende

Der neue DWA-Themenband zur Verkürzung und Vereinfachung der Genehmigungsverfahren in Deutschland, Österreich, Italien und der Schweiz

D. Mayr¹, A. Schmidt² und K. Schneider³

¹ 3d-Hydro Engineering GmbH, Am Andritzbach 30, 8045 Graz, AUSTRIA

² Schluchseewerk AG, Säckinger Straße 67, 79725 Laufenburg, GERMANY

³ Beratung Wasserkraft, Öflinger Straße 20, 79664 Wehr, GERMANY

E-Mail: dominik.mayr@3dhe.at

Kurzfassung

Die Vorlaufzeit und Komplexität für Planung und Genehmigung von Pumpspeichern und Speicherwasserkraftwerken hat sich in den letzten Jahrzehnten enorm erhöht. Während für den Bau der Anlagen in den meisten Fällen 3 bis 6 Jahre veranschlagt werden müssen, ist die Zeitdauer für die Genehmigung der Anlagen erheblich länger. Sie beträgt oftmals deutlich mehr als 10 Jahre.

Der neue DWA[1] Themenband „Pumpspeicher und Speicherwasserkraftwerke für eine erfolgreiche Energiewende“ zeigt die bestehenden Problempunkte bei Genehmigungsverfahren auf. Dieser soll dazu beitragen, dass die Genehmigungsverfahren in den DAICH-Staaten Deutschland, Österreich, Italien und Schweiz verkürzt und vereinfacht werden. Dazu enthält der Themenband Empfehlungen an Antragstellende, Genehmigungsbehörden und Gesetzgeber.

Einleitung

Zur Begrenzung des Klimawandels ist die Dekarbonisierung des Energiesektors zwingend erforderlich. Dies erfordert unter anderem den beschleunigten Umbau der Stromerzeugung weg von konventionellen, grundlastfähigen Kraftwerken hin zur überwiegend volatilen, d. h. stark schwankenden Stromerzeugung in Photovoltaik (PV)- und Windkraftanlagen.

Zum Ausgleich des sich dadurch vergrößernden Ungleichgewichts zwischen Stromerzeugung und -verbrauch sowie zur Speicherung überschüssiger Energie steigt der Bedarf an Energiespeichern.

Vor diesem Hintergrund sind der Neu- und Ausbau von Pumpspeichern und Speicherwasserkraftwerken sowie der Weiterbetrieb bestehender Anlagen über das Ende ihrer Genehmigungszeiträume hinaus erforderlich.

Die Vorlaufzeit und Komplexität für Planung und Genehmigung von Pumpspeichern und Speicherwasserkraftwerken hat sich in den letzten Jahrzehnten enorm erhöht. Während für den Bau der Anlagen in den meisten Fällen 3 bis 6 Jahre veranschlagt werden müssen, ist die Zeitdauer für die Genehmigung der Anlagen erheblich länger. Sie beträgt oftmals deutlich mehr als 10 Jahre.

Im erarbeiteten Themenband werden zunächst die Bedeutung von PSW¹ bei der Umsetzung der Energiewende dargestellt und die bestehenden Potenziale für den weiteren Ausbau aufgezeigt.

¹ Obwohl Speicherwasserkraftwerke der (flexiblen) Stromerzeugung zuzuordnen sind und Pumpspeicher den Stromspeichern, werden sie aus Sicht der Genehmigungsverfahren im vorliegenden Themenband gleich behandelt. Die Inhalte des Themenbands gelten daher synonym sowohl für Pumpspeicher bzw. Pumpspeicherkraftwerke als auch für Speicherwasserkraftwerke. Im Themenband wird hierfür die Abkürzung „PSW“ verwendet.

Danach erfolgt eine Übersicht über die Genehmigungsverfahren in den DAICH-Staaten. Anschließend wird für jedes Land der Planungs- und Genehmigungsablauf für Neubauten und für die Erneuerung der Genehmigung bereits bestehender Anlagen beschrieben. Ein Vergleich der wesentlichen länderspezifischen Regelungen und eine Analyse schließen sich daran an. Ausgehend von den aktuellen Herausforderungen bei der Genehmigung folgen zum Abschluss Empfehlungen an Antragstellende, Genehmigungsbehörden und Gesetzgeber zur Verkürzung und Vereinfachung der Genehmigungsverfahren.

Problempunkte bei Genehmigungsverfahren, Zielsetzungen

Die Erfahrung der letzten Jahre zeigt, dass die Genehmigungsverfahren zur Neugenehmigung von PSW, aber auch zur Erneuerung der Genehmigungen von bestehenden PSW, sehr aufwendig, risikobehaftet und kostenintensiv sind.

Einige der Gründe hierfür sind:

- die mangelnde Berücksichtigung der positiven Klimaschutzaspekte von PSW in den Genehmigungsverfahren,
- die starke Gewichtung der Genehmigungsverfahren auf Umweltaspekte,
- die sehr komplexe Rechtslage,
- Unsicherheiten zum Verfahrensablauf,
- die mangelnde Erfahrung bei Antragstellenden und Genehmigungsbehörden bei der Durchführung von derartigen Genehmigungsverfahren,
- die teilweise mangelnde personelle Ausstattung der Genehmigungsbehörden,
- die fehlende Nutzung der Möglichkeiten der Digitalisierung bei den Genehmigungsverfahren
- erhebliche Klagerisiken verbunden mit langen Rechtsverfahren,
- die öffentliche und oftmals nicht sachgerechte Wahrnehmung eines Projekts,
- die mangelnde politische und gesellschaftliche Unterstützung.

Ziel ist, gegenüber dem Status Quo die folgenden Verbesserungen zu erreichen:

- Schaffung von Sicherheit über den Verfahrensablauf für Antragstellende, Genehmigungsbehörden etc.,
- Verminderung von Verfahrensstufen der Genehmigungsverfahren,
- Reduzierung von Planungs- und Verfahrenskosten,
- Reduzierung der Risiken bezüglich Umfangs, Dauer, Kosten und Ergebnis der Genehmigungsverfahren,
- Schaffung von Rechtssicherheit zur Minderung von Klagerisiken,
- Erhöhung der Akzeptanz und Sensibilisierung von Politik, Behörden, Verbänden, Betroffenen und Bevölkerung.

Durch diese Maßnahmen sollen eine deutliche Verkürzung und Vereinfachung der Genehmigungsverfahren erreicht werden. Die Notwendigkeit hierfür wurde teilweise bereits erkannt und erste Maßnahmen wurden in den betrachteten Ländern sowie auf EU-Ebene eingeleitet. Dennoch sind zeitnah weitere Schritte erforderlich.

Planungs- und Genehmigungsabläufe bei Neubauten und Wiederverleihungen

Im Themenband werden wie bereits erwähnt sowohl für Neuerrichtung als auch Erneuerung

der Genehmigung die Planungs- und Genehmigungsabläufe in den einzelnen Staaten analysiert und miteinander verglichen. Beispielhaft ist in Abbildung 1 der generelle Ablauf der Genehmigungsverfahren für Neubauten dargestellt, Tabelle 1 gibt eine vergleichende Übersicht der Verfahren für die Erneuerung von Genehmigungen.

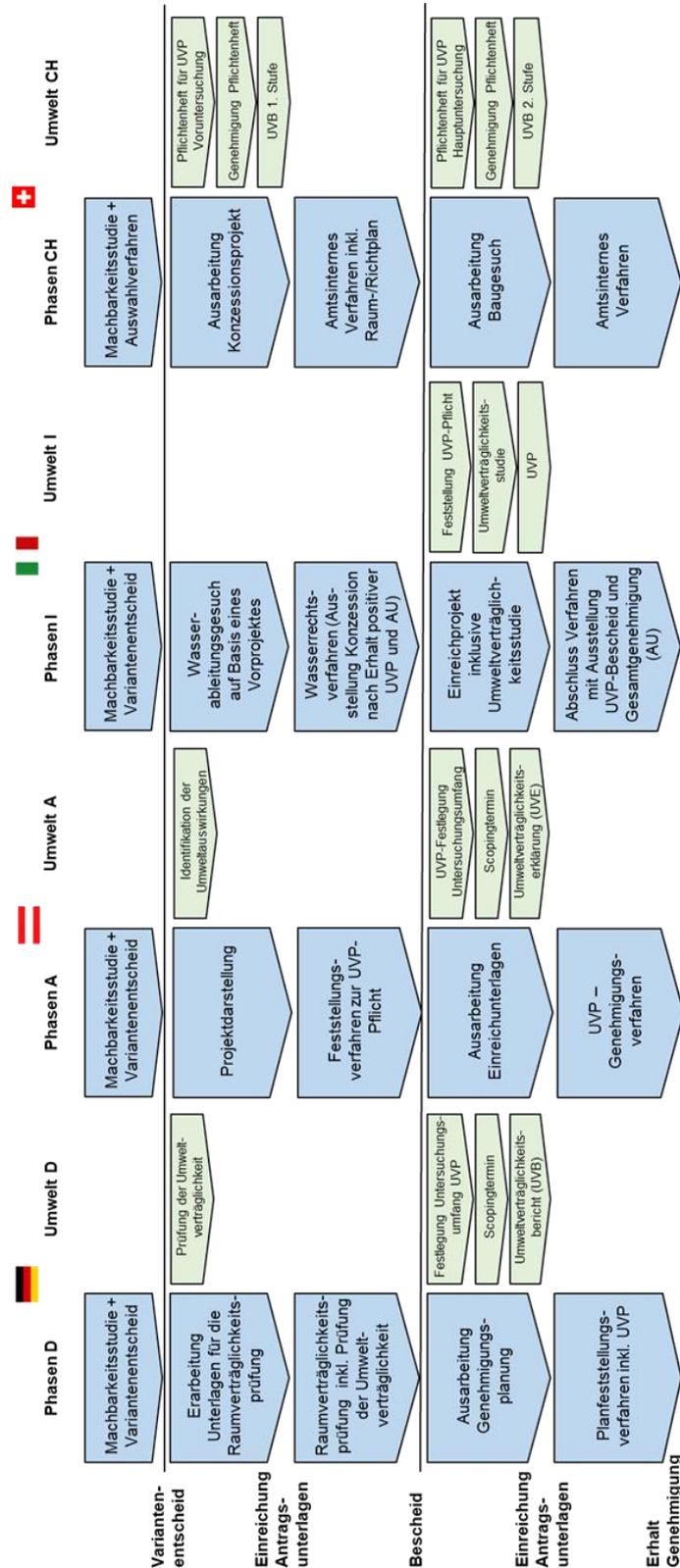


Abbildung 1: Genereller Ablauf der Genehmigungsverfahren für Neubauten

Tabelle 1: Vergleich der Verfahren für die Erneuerung von Genehmigungen

Themen	Deutschland	Österreich	Italien	Schweiz
Vorabklärungen	Entscheidung des Genehmigungsinhabers über unveränderten Weiterbetrieb oder Ausbau der Bestandsanlage			
Heimfall	Heimfall in der Regel nicht möglich	keine Heimfallregelung nach dem Wasserrechtsgesetz	Heimfall vorgesehen	Heimfall möglich
Zuständigkeit	Wasserrechtsbehörde	Zuständige Behörden gemäß Materien-gesetzen, ggf. UVP-Behörde	Regional zuständige Wasserrechts-behörden	Leitbehörde
Struktur der Antragsunterlagen	Keine Vorgaben	Gemäß Materien-gesetzen, ggf. gemäß UVP-G	Umweltplan, Potenzierungsplan sind obligatorisch	Keine Vorgaben
Art des Genehmigungsverfahrens	Wasserrechtliches Verfahren	Verfahren gemäß Materien-gesetzen, ggf. UVP-Verfahren	Verfahren zur Konzessions-erneuerung	Verfahren zur Konzessions-erneuerung
Umweltunter-suchungen	Umweltunter-suchungen erforderlich, ggf. UVP-Pflicht	Umweltunter-suchungen bei bestehenden Defiziten	Umweltunter-suchungen erforderlich	Umweltunter-suchungen erforderlich
Frist für die Antragstellung	Keine gesetzlichen Fristen	Frühestens 5 Jahre und spätestens 6 Monate vor Ablauf der Genehmigung	Spätestens 5 Jahre vor Ablauf der Konzession	Spätestens 15 Jahre vor Ablauf der Konzession
Risiken	Änderung der Projektantragsbedingungen durch lange Verfahrensdauern, Umweltauflagen, Einschränkung der Gewässerbenutzungen, Klagen			
Laufzeit der Genehmigung	Es gelten in der Regel die gleichen Laufzeiten wie für Neugenehmigungen			

Wie in Abbildung 1 und Tabelle 1 auszugsweise dargestellt, sind die Genehmigungsverfahren für Neugenehmigungen und für die Erneuerung von Genehmigungen in den betrachteten Ländern sehr komplex und unterschiedlich geregelt. In der Umsetzung machen sich in allen Ländern unter anderem folgende Defizite nachteilig bemerkbar:

- teilweise fehlen klare gesetzliche Grundlagen zur Neugenehmigung von PSW,
- es gibt keine klaren Vorgaben für eine verfahrensführende Behörde,
- die Vorgaben für die Struktur der Antragsunterlagen können fallweise stark variieren und müssen bei jedem Projekt neu mit der Behörde abgestimmt werden,
- es fehlen einheitliche Standards für die Durchführung und Bewertung der

- Umweltuntersuchungen,
- es fehlen klare Vorgaben für den zeitlichen Ablauf der Genehmigungsverfahren,
- gesetzlich vorgegebene Fristen werden oft nicht eingehalten.

Diese Defizite können dazu führen, dass sich Genehmigungsverfahren unnötig verlängern bis hin zum faktischen Stillstand bzw. Abbruch des Verfahrens infolge permanent neuer Forderungen nach zusätzlichen Untersuchungen. Im Zeitablauf droht die Gefahr, dass vorhandene Untersuchungsergebnisse als veraltet erklärt werden und wiederholt werden müssen („Endlosschleife“).

Es ist offensichtlich, dass dies alles zu überhöhten Verfahrenskosten und Risiken im Hinblick auf die Genehmigungserteilung führt.

In einzelnen Ländern besteht zudem nach Ablauf bestehender Genehmigungen das Risiko des Heimfalls der Anlage an den Konzessionsgeber.

Empfehlungen

Im Themenband wird eine Reihe von Herausforderungen und Empfehlungen identifiziert und in einzelnen Kapiteln behandelt:

- Pumpspeicher als Bausteine einer klimaneutralen Energieversorgung
- Defizite von Genehmigungsverfahren
- Gesellschaftliche Akzeptanz und politischer Wille
- Erforderliche Verkürzung und Vereinfachung der Genehmigungsverfahren
- Ausweisung von Vorrangstandorten für PSW
- Empfehlungen an Antragstellende
- Öffentlichkeitsarbeit
- Empfehlungen an Genehmigungsbehörden und Gesetzgeber
 - Übergeordnete Empfehlungen
 - Materielles Recht
 - Vereinfachung des Verfahrensrechts
 - Modernisierung von Genehmigungsverfahren und von Behördenstrukturen

Nachfolgend sollen ausgewählte Themenkreise näher beleuchtet werden.

Pumpspeicher als Bausteine einer klimaneutralen Energieversorgung

Zur Begrenzung des Klimawandels ist die Dekarbonisierung des Energiesektors zwingend erforderlich. Dazu ist unter anderem ein enormer und beschleunigter Zubau von PV-Anlagen, von Windenergieanlagen an Land und auf See, von Gaskraftwerken mit H₂-Readyness, der Energienetze, aber auch von Energiespeichern einschließlich PSW erforderlich.

Diese Projekte einschließlich PSW sollten als dem Klimaschutz dienliche Projekte („Klimaschutzprojekte“) deklariert und bevorzugt umgesetzt werden. Potenziale für den Ausbau von PSW sind in allen DAICH-Staaten vorhanden.

PSW erfüllen bereits heute zentrale Aufgaben für die Integration der stark schwankenden Stromerzeugung aus erneuerbaren Energien, insbesondere aus PV- und Windkraftanlagen, und zur Sicherstellung der Netzstabilität. Der energie- und volkswirtschaftliche Nutzen von PSW ist durch zahlreiche Studien belegt.

Empfehlungen an Antragstellende

Vor Beginn des Genehmigungsverfahrens empfiehlt sich eine Abstimmung des Antragstellenden mit der zuständigen Genehmigungsbehörde über Art und Umfang des durchzuführenden

Genehmigungsverfahren. Ziel ist die Schaffung von größtmöglicher Sicherheit über den zukünftigen Verfahrensablauf für alle Beteiligten. Dazu empfiehlt sich die Durchführung eines sogenannten Scopingverfahrens, in dem der Untersuchungsraum für die erforderlichen Umweltuntersuchungen und die anzuwendenden Untersuchungsmethoden festgelegt werden. Vom Antragstellenden ist vorab eine zu diesem Zeitpunkt so weit als möglich umfassende Projektdarstellung, bestehend aus einer technischen Beschreibung des Vorhabens einschließlich der denkbaren Auswirkungen auf die Schutzgüter mit den erwartbaren räumlichen Auswirkungen zu erstellen. Es ist anzustreben, dass die Ergebnisse des Scopingverfahrens als verbindliche Festlegungen mit den zuständigen Fachbehörden vereinbart werden.

In der Phase der Erstellung der Gutachten und Berichte über die Umweltuntersuchungen und technischen Planungen wird ein enger fachlicher Austausch mit den Sachverständigen der Behörden empfohlen. Besprechungsergebnisse und Festlegungen müssen verbindlich festgehalten werden.

Öffentlichkeitsarbeit

Neben der im Rahmen des Genehmigungsverfahrens vorgeschriebenen Öffentlichkeitsbeteiligung sollte der Antragstellende frühzeitig eine projektspezifische Kommunikationsstrategie entwickeln. Als große Infrastrukturvorhaben stehen PSW in der Projektkonzeption, während des Genehmigungsverfahrens und des Baus im Fokus der Öffentlichkeit. Diese setzt sich im Wesentlichen aus den direkt und indirekt Betroffenen, den Kommunen, politischen und wirtschaftlichen Vertretern, NGO's und Verbänden zusammen.

Es ist von Seiten des Antragstellenden notwendig, frühzeitig die Kommunikation mit der Öffentlichkeit zu suchen und herzustellen. Dazu sind die möglichen Betroffenen zu identifizieren. Grundgedanke des Kontakts mit der Öffentlichkeit ist eine ehrliche, transparente und unmittelbare Kommunikation sowie die Schaffung von Akzeptanz. Da jedes Vorhaben seine individuellen Rahmenbedingungen aufweist, sind die Instrumente der Kommunikation an die örtlichen Gegebenheiten anzupassen.

Eine unmittelbare und direkte Kommunikation zwischen der Projektleitung und den Betroffenen muss sichergestellt werden. Dabei ist die lokale Präsenz des Projektteams sowie die Benennung von Ansprechpartnern für Bürgeranliegen für eine erfolgreiche Öffentlichkeitsarbeit wichtig.

Neben Aufzeigen des Beitrags zum Klimaschutz und dem Nachweis der energiewirtschaftlichen Notwendigkeit ist die Darstellung des lokalen Nutzens eines Projekts für die Akzeptanz in der Bevölkerung hilfreich.

Geeignete Maßnahmen können unter anderem Informationsfolder, Bürgerabende (gegebenenfalls mit externer Moderation), Projekthomepage, Social-Media-Kanäle und Ombudsmann sein.

Materielles Recht

Der bestimmende Faktor für die Dauer von Genehmigungsverfahren ist in der Regel die Prüfung der umweltrechtlichen Genehmigungsvoraussetzungen. Diese ist meist sehr umfangreich und hochkomplex. Zudem führen insbesondere umweltrechtliche Unsicherheiten und uneinheitliche Anforderungen dazu, dass Vorhabensträger lange für die Vorbereitung und Erstellung von Antragsunterlagen brauchen und Behörden Genehmigungsverfahren nur langsam und zögerlich bearbeiten. Es werden von Behörden nicht selten ergänzende Prüfungen veranlasst, die mit noch umfangreicheren Genehmigungsunterlagen und damit weiteren bürokratischen Hürden verbunden sind. Bereits die so erforderlichen ergänzenden Prüfungen bedeuten in vielen Fällen eine erhebliche Verzögerung.

Der Bedeutung des Klimawandels als fundamentale Gefahr und den Maßnahmen zum Klimaschutz muss zukünftig eine erheblich größere Bedeutung beigemessen werden.

Die Erderwärmung ist nicht zuletzt eine Gefahr für den Erhalt vieler Tier- und Pflanzenarten. Sie zu schützen und die Artenvielfalt zu erhalten, ist darum auch ein Ziel der Energiewende. Daher sollten diesbezügliche umweltrechtliche Regelungen und insbesondere ihre weitere Verschärfung immer auch vor dem Hintergrund betrachtet werden, welche Auswirkungen sich hieraus auf die Erreichung der Ziele der Energiewende und des Klimaschutzes ergeben können und inwiefern die betreffenden Schutzgüter durch mangelnden Klimaschutz selbst in Mitleidenschaft gezogen werden könnten.

Im materiellen Recht hat die Beseitigung bestehender Rechtsunsicherheiten erhebliches Potenzial für eine Entbürokratisierung. Dabei bewirken rechtsverbindliche, klare und praktikable Vorgaben auf drei Ebenen eine deutliche Beschleunigung:

- im Rahmen der Antragstellung durch den Vorhabensträger,
- bei der Prüfung des Antrags durch die Behörde,
- gegebenenfalls bei einer späteren gerichtlichen Überprüfung.

Im materiellen Recht sind die wichtigsten Maßnahmen:

- Standardisierung der artenschutzrechtlichen Vorgaben,
- Standardisierung von Kartier-, Erhebungs- und Bewertungsmethoden,
- Standardisierung von Aufbau und Detaillierungsgrad des Genehmigungsantrags,
- Modernisierung der naturschutzrechtlichen Eingriffsregelung und deren Standardisierung,
- Klarstellung des Prüfumfanges der Behördensachverständigen,
- Nutzungen von Ausnahmemöglichkeiten im Natur- und Artenschutz, FFH- und Wasserrecht erleichtern,
- Wahlrecht zwischen Realkompensation und Ersatzgeld bei der Kompensation von Umweltbeeinträchtigungen einführen,
- Schaffung von Maßnahmenpools für die Realkompensation,
- Nutzung der Möglichkeit zur Anrechenbarkeit von ökologischen Verbesserungen (sog. Ökopunkte),
- Niedrigere Priorisierung des Landschaftsbilds,
- Klarstellung, dass Tourismuswirtschaft kein primäres Schutzgut ist,
- Belange des Klimaschutzes bei behördlichen und juristischen Abwägungen stärken.

Zusammenfassung

Die Erfahrung der letzten Jahre zeigt, dass die Genehmigungsverfahren zur Neugenehmigung von PSW, aber auch zur Erneuerung von Genehmigungen für bestehende PSW, sehr komplex, langwierig, aufwendig, kostenintensiv und risikobehaftet sind. Die Genehmigungsverfahren sind damit für die Antragstellenden nicht mehr darstellbar.

Insbesondere in Deutschland war dies neben der damals nicht darstellbaren Wirtschaftlichkeit der Projekte der wesentliche Grund dafür, dass die Mehrzahl der vor einigen Jahren angedachten PSW-Projekte derzeit nicht mehr weiterverfolgt wird. Wie aktuelle Entwicklungen in Italien zeigen, können vereinfachte Genehmigungsverfahren zur Planung neuer PSW-Projekte führen.

Zur Begrenzung des Klimawandels ist neben dem massiven Ausbau der erneuerbaren Stromerzeugung und dem Ausbau des Netzes der Ausbau von Energiespeichern erforderlich. Hierbei nehmen die bestehenden PSW bereits heute eine wesentliche Rolle ein und deren weiterer Ausbau ist erforderlich. Entsprechende Potenziale sind in den betrachteten DAICH-Staaten vorhanden.

Um den notwendigen weiteren Ausbau von PSW-Kapazitäten zu ermöglichen, müssen Planung- und Genehmigungsverfahren deutlich verkürzt und vereinfacht werden. Dazu sind folgende Maßnahmen erforderlich:

- Über allem sollte der gemeinsame Leitgedanke verankert werden, die für Umsetzung der Energiewende benötigte Realisierung von dem Klimaschutz dienenden Projekten („Klimaschutzprojekte“) in angemessener Zeit zu ermöglichen.
- PSW-Projekte sind wichtiger Baustein der Energiewende; für die Erreichung der Klimaschutzziele müssen sie deutlich schneller realisiert werden können.
- Vorhabensträger, Verwaltung und Gesetzgeber sind aufgefordert, gemeinsam zur Erreichung dieser Ziele beizutragen.
- Es ist notwendig, ein Selbstverständnis der Genehmigungsbehörden als „Projektermöglicher“ zu schaffen und zu etablieren.
- Es wird dringend empfohlen, dass der Gesetzgeber die erforderlichen Anpassungen des Genehmigungsrechts bzw. der Gesetzgebung - auch im Bereich Natur- und Artenschutz - vornimmt.

Bei Neubauprojekten für PSW und bei der Erneuerung von Genehmigungen bestehender PSW sollte die Zeitdauer zwischen Antragstellung und Genehmigungserteilung maximal 1,5 Jahre betragen.

Analog zu den Empfehlungen der EU-Kommission zur Beschleunigung von Genehmigungsverfahren für Erneuerbare-Energien-Projekte sollten auf Basis der in Studien dargestellten potenziellen Standorte für PSW Vorrangstandorte ausgewiesen werden. Für diese Vorrangstandorte sollen die einzelnen Verfahrensschritte nochmals deutlich verkürzt werden: Das Genehmigungsverfahren sollte maximal 1 Jahr dauern.

Die Notwendigkeit zur Verkürzung und Vereinfachung der Genehmigungsverfahren wurde teilweise zwar bereits erkannt und erste Maßnahmen wurden in Deutschland, Österreich, Italien, der Schweiz sowie auf EU-Ebene eingeleitet. Um das große Potenzial von PSW für eine erfolgreiche Energiewende zu nutzen, sind jedoch zeitnah weitere Schritte zur signifikanten Verkürzung und Vereinfachung der Genehmigungsverfahren erforderlich.

Verweis

- [1] DWA: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall: Die Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) setzt sich intensiv für die Entwicklung einer sicheren und nachhaltigen Wasser- und Abfallwirtschaft ein. Als politisch und wirtschaftlich unabhängige Organisation arbeitet sie fachlich auf den Gebieten Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall und Bodenschutz. In Europa ist die DWA die mitgliederstärkste Vereinigung auf diesem Gebiet und nimmt durch ihre fachliche Kompetenz bezüglich Regelsetzung, Bildung und Information sowohl der Fachleute als auch der Öffentlichkeit eine besondere Stellung ein. Die rund 14 000 Mitglieder repräsentieren die Fachleute und Führungskräfte aus Kommunen, Hochschulen, Ingenieurbüros, Behörden und Unternehmen

Optimierung der Geschiebedurchgängigkeit der technischen Hochwasserschutzbauwerke am Altbach in Kloten

B. Stocker¹, G. Zehnder¹ und V. Weitbrecht¹

¹ Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, Hönggerbergring 26, CH-8049 Zürich, SWITZERLAND

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

Kurzfassung

Der Altbach weist in der Stadt Kloten (Kanton Zürich, Schweiz) ein deutliches Hochwasserschutzdefizit auf. Aufgrund des angrenzenden Flughafens und der dichten Verbauung in Kloten ist das Schadenpotential enorm. Aufgrund der Erweiterung einer Strassenbahnlinie und deren Linienführung entlang des Altbachs wird die Abflusskapazität im Stadtgebiet zusätzlich verringert. Das Schutzziel von HQ_{300} soll deshalb durch eine Umleitung des Abflusses in einen Entlastungsstollen in Form eines sehr grossen Dükers erreicht werden. Der maximal verbleibende Abfluss im Gerinne wird dabei durch ein Drosselbauwerk mit feststehendem Schütz und anschliessendem Tosbecken kontrolliert.

Zur Überprüfung und Optimierung des Systems wurden der Einlaufbereich in den Stollen sowie das Kontrollbauwerk bestehend aus Drossel und Tosbecken an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) in einem gegenständlichen Modell im Massstab 1:20 nachgebaut.

Neben der hydraulischen Machbarkeit wurde das System zusätzlich auf ökologische Funktionen getestet, wobei in erster Linie die Geschiebedurchgängigkeit bei kleinen Abflüssen untersucht wurde, mit dem Ziel, die Geschiebebilanz möglichst wenig zu beeinflussen. Bei den Untersuchungen wurden die Drosselgeometrie, der vorgelagerte Schwemmholzrechen sowie das anschliessende Tosbecken derart optimiert, dass bei ansteigendem Abfluss der Geschiebetransport möglichst lange aufrecht erhalten bleibt. Einen grossen Einfluss auf die Geschiebedurchgängigkeit bei den relevanten kleineren Hochwasserabflüssen (HQ_{2-5}) hatte die geplante Tosbeckengeometrie, welche den Geschiebetransport stark einschränkte. Durch Variation der Störkörperanordnung konnte eine neuartige Geometrie erarbeitet werden, welche die Geschiebedurchgängigkeit bei kleinen Hochwasserabflüssen ermöglicht und dennoch zu einer ausreichenden Energieumwandlung bei grossen Abflussereignissen führt. Mitgeführtes Schwemmholz, welches am Schwemmholzrechen verklebte, führte zu Rückstau und unterbrach den Geschiebetransport frühzeitig. Durch die Gestaltung als schwebender Rechen konnte eine vorzeitige Verklauung bei ungefährlichen, häufigen Hochwasserabflüssen verhindert und der Geschiebetransport optimiert werden.

Einleitung

Hochwasserschutzsystem am Projektstandort

Am Altbach in Kloten ist ein deutliches Hochwasserschutzdefizit vorhanden. Ein Hochwasserschutzprojekt inklusive dem Bau eines Entlastungsstollens sollen dieses Defizit beheben. Das Einlaufbauwerk wird als Seitenwehr mit einem nachfolgenden Sammelkanal ausgeführt und in den Entlastungsstollen führt. Eine Drossel mit einem nicht-regulierten, fixiert ausgeführten Schütz mit anschliessendem Tosbecken ist im Altbach im Hauptschluss platziert. Sie staut im Hochwasser den Abfluss und ermöglicht so eine kontrollierte Ausleitung über das

Seitenwehr in den Entlastungsstollen (Abbildung 1). Während des Dimensionierungsabflusses HQ_{100} sollen maximal $10 \text{ m}^3/\text{s}$ im Altbach verbleiben, die Drossel zum Einstau des Abflusses soll möglichst spät anspringen.

Der Altbach weist im betreffenden Abschnitt im Projektzustand eine Sohlneigung von 0.4% und eine Sohlenbreite von 4 m auf. Es wird eine 1 m breite und 0.5 m tiefe Nieder- und Mittelwasserrinne (NMW-Rinne) realisiert. Sie gewährleistet eine Mindestabflusstiefe für Nieder- und Mittelwasserabflüsse und erhöht die Geschiebetransportkapazität bei kleineren Hochwasserabflüssen, wobei das Geschiebe hauptsächlich in der NMW-Rinne transportiert wird. Das Sediment weist einen mittleren Korndurchmesser d_m von $0,012 \text{ m}$ auf. Das Geschiebeaufkommen ist mit ca. 17 m^3 pro Jahr gering. Tabelle 1 zeigt die charakteristischen Abflüsse für den Altbach als Zufluss Q_{in} , sowie die Trennung des Zuflusses in Drosselabfluss Q_D und Entlastungsabfluss Q_E . Ein kontinuierlicher Sedimenttransport im gesamten Modellparameter beginnt ab einem Zufluss Q_{D0} von $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$. Bis zum HQ_{2-5} fließt der Zufluss frei durch die Drossel und das Tosbecken. Höhere Zuflüsse werden an der Drossel rückgestaut, wodurch der Sedimenttransport vollständig unterbunden wird. Durchgängiger Geschiebetransport kann somit nur im Abflussbereich zwischen $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ und $6 \text{ m}^3/\text{s}$ stattfinden. Bei großen Hochwasserabflüssen soll die Energie des Drosselabflusses im Tosbecken dissipiert werden, um Erosion der Flusssohle unterhalb des Drosselbauwerks zu vermeiden.

Im vorliegenden Beitrag wird lediglich die Funktion des Drosselbauwerks mit Fokus auf den Geschiebetransport dargestellt.

Tabelle 1: charakteristische Zuflüsse, Drosselabflüsse und Entlastungsabflüsse am Altbach sowie resultierende Wasserspiegel (WSP) oberstrom der Drossel

	Q_{D0}			HQ_{2-5}	HQ_{10}	HQ_{30}	HQ_{100}	HQ_{300}
Zufluss Q_{in} [m^3/s]	2.2	3	4.4	6	10	16	31	45
Drosselabfluss Q_D [m^3/s]	2.2	3	4.4	6	8.7	9.2	9.9	10.4
Entlastungsabfluss Q_E [m^3/s]	0	0	0	0	1.2	6.5	21.1	34.8
WSP vor Drossel [m ü.M.]	440.66	440.74	440.88				442.14	442.31

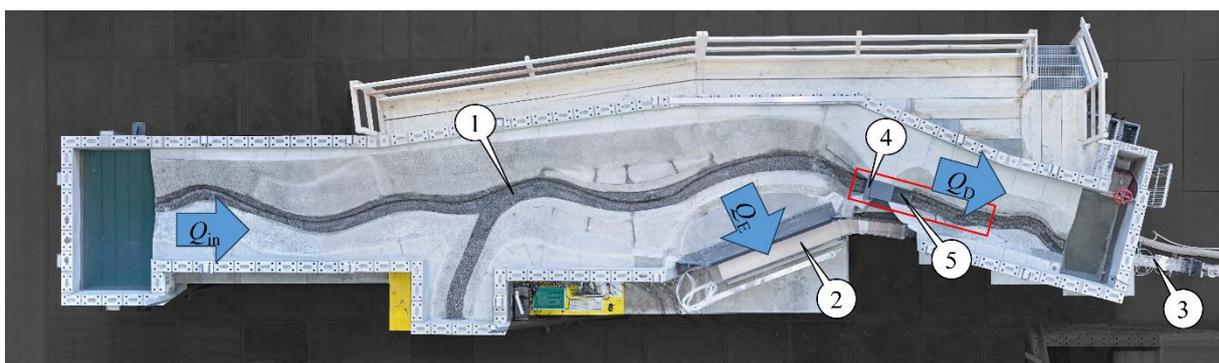


Abbildung 1: Foto des hydraulischen Modells mit: (1) Altbach mit Niederwasserrinne, (2) Einlaufbauwerk, Sammelrinne und Entlastungsstollen, (4) Drosselbauwerk, (5) Tosbecken. Illustration des Zuflusses Q_{in} mit Aufteilung in Drosselabfluss Q_D und Entlastungsabfluss Q_E .

Fragestellung

Das Ziel der vorliegenden Untersuchung ist die Sicherstellung des Geschiebetransports durch das Drosselbauwerk. Dabei soll nicht nur die Sedimentdurchgängigkeit durch das Drosselbauwerk gewährleistet, sondern auch der geschiebetransportfähige Abflussbereich

maximiert werden. Folgende Bauwerke können zur Erreichung dieser Ziele optimiert werden:

- Geometrie der Drosselöffnung
- Vorgelagerter Schwemmholzrechen
- Tosbecken

Dabei müssen die folgenden Bedingungen eingehalten werden:

- Die Drosselöffnung muss die in Tabelle 1 aufgeführte Trenncharakteristik sicherstellen.
- Der vorgelagerte Schwemmholzrechen soll eine Verklausung der Drosselöffnung verhindern. Frühzeitiges Verklausen des Rechens führt dabei jedoch zu einem vorzeitigen Unterbruch des Geschiebetransports.
- Das Tosbecken soll eine zufriedenstellende Energiedissipation bei grossen Hochwasserabflüssen aufweisen. Eine maximierte lokale Energiedissipation im Tosbecken für grosse Hochwasserabflüsse führt jedoch zu einem Zielkonflikt mit der Anforderung an einen kontinuierlichen Sedimenttransport bei kleineren Hochwasserabflüssen. Es soll eine Tosbeckengeometrie gefunden werden, die bei hohen Abflüssen ausreichende Energiedissipation gewährleistet und bei kleinen Hochwasserabflüssen einen kontinuierlichen Sedimenttransport ermöglicht (s. auch [1]).

Versuchsanordnung

Das physikalische Modell der VAW mit einem Maßstab von 1:20 umfasste 240 m des Altbachs, das Einlaufbauwerk in den Entlastungsstollen sowie das Drosselbauwerk mit Tosbecken. Die vorliegende Studie fokussiert auf den Bereich des Drosselbauwerks und das Tosbecken (in rot markiert in Abbildung 1). Abbildung 2 zeigt das als Schütz ausgeführte Drosselbauwerk mit anschliessendem Tosbecken detailliert im Längs- und Querschnitt. Das Schütz ist scharfkantig ausgeführt.

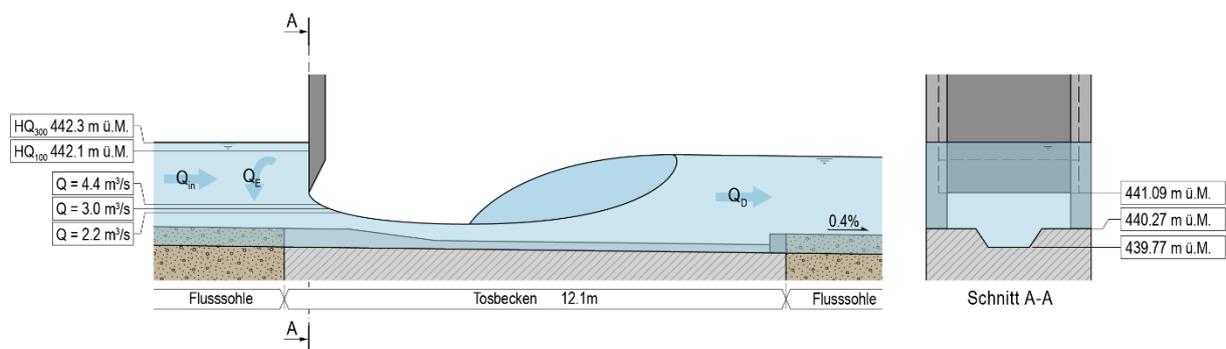


Abbildung 2: Längs- und Querschnitt durch das Drosselbauwerk und das anschliessende Tosbecken

Drosselöffnung

Ausgangszustand

Die Drossel weist im geplanten Ausgangszustand eine Öffnung von 3,5 m Breite und 0,7 m Höhe auf und gewährleistet die gewünschte Trenncharakteristik. Sie führt ab HQ_{2-5} ($6 \text{ m}^3/\text{s}$) zu Rückstau, welcher den Geschiebetransport durch die Drossel ab diesem Abfluss verhindert.

Optimierter Zustand

Durch eine Breitenreduktion um 0.5 m auf 3 m kann die Öffnungshöhe auf 0.82 m erhöht werden. Während die Trenncharakteristik unverändert bleibt, findet nun ein Rückstau erst ab einem Abfluss von $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ statt. Der transportrelevante Abflussbereich konnte somit von $2.2 \text{ m}^3/\text{s} - 6.0 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $2.2 \text{ m}^3/\text{s} - 7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ vergrößert werden.

Schwemmholzrechen

Ausgangszustand

Ein Schwemmholzrechen vor dem Drosselbauwerk war im Ausgangszustand nicht eingeplant. Da eine Vollverklauung der Drossel im Hochwasserfall nicht erwünscht, jedoch zu erwarten ist, soll ein vorgelagerter Schwemmholzrechen dimensioniert werden, ohne den Geschiebetransport zu beeinträchtigen.

Optimierter Zustand

Es wird ein schwebender Rechen mit Stabunterkanten auf Höhe der Schützunterkante von 441.09 m ü.M. vorgeschlagen (Abbildung 3a) (siehe auch [2] und [3]). Der Rechen wird um 3.5 m dem Schütz vorgelagert. Durch die Wasserspiegelneigung wird der Schwemmholzrechen früher aktiviert als das Schütz und Schwemmholz wird wie gewünscht am Rechen anstatt am Schütz zurückgehalten.



Abbildung 3: optimierter schwebender Schwemmholzrechen vor der Drossel (mit überhöht eingebauten Rechenstäben) a) in der Frontalansicht, b) nach Schwemmholzzugabe bei $6 \text{ m}^3/\text{s}$ und c) nach Schwemmholzzugabe bei $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$

Bei den geschieberelevanten kleinen Hochwasserabflüssen wird Schwemmholz bis $6 \text{ m}^3/\text{s}$ grösstenteils unter dem Rechen und dem Schütz durchgeleitet (Abbildung 3b). Ein vorzeitiger Rückstau aufgrund eines verklauten Rechen und damit einhergehendem Unterbruch der Sedimentdurchgängigkeit wird somit verhindert. Ab $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ wird Schwemmholz am Rechen zurückgehalten und die Drosselöffnung bleibt frei (Abbildung 3c).

Tosbecken

Ausgangszustand

Im Tosbecken wurden im geplanten Ausgangszustand 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 Abbildung 4 ersichtlich.

Das Tosbecken wurde hinsichtlich der Geschiebedurchgängigkeit im Modell untersucht. Über 72 h (Naturmassstab) mit sinkendem Abfluss von $4.4 \text{ m}^3/\text{s}$, $3.3 \text{ m}^3/\text{s}$ und $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ wurden insgesamt 7.1 m^3 Sediment im Tosbecken abgelagert. Es wurde nahezu das gesamte Tosbecken mit einer Geschiebemächtigkeit von bis zu 0.5 m bedeckt. Die zurückgehaltenen 7.1 m^3 Sediment stellen einen grossen Anteil der jährlichen Geschiebefracht von 17 m^3 dar. Der

Geschiebetransport wird somit wesentlich eingeschränkt. Das Tosbecken stellt bei den kleinen geschiebetransportrelevanten Abflüssen eine Geschiebefalle dar und verhindert die Sedimentdurchgängigkeit am Altbach.

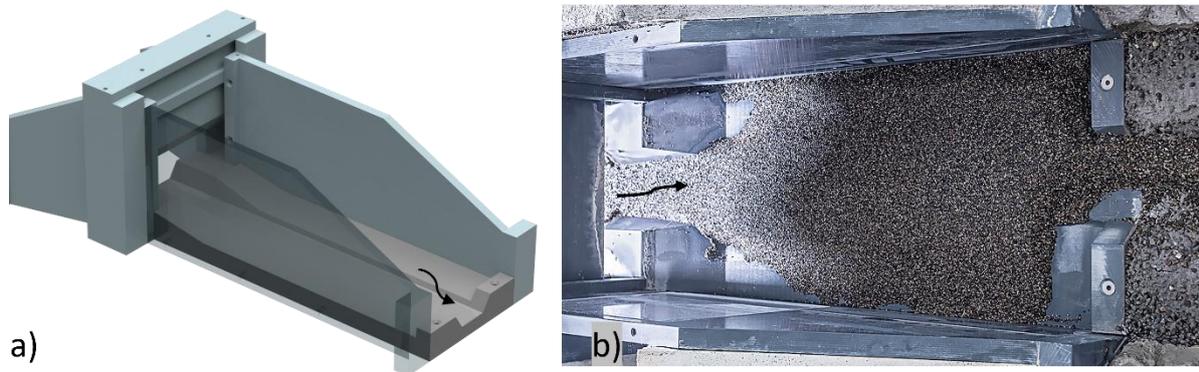


Abbildung 4: Tosbecken im Ausgangszustand: a) Illustration der Geometrie und b) Sedimentablagerung nach dem Geschiebetransportversuch

Optimierter Zustand

Das optimierte Tosbecken weist ein durchgehendes Bankett zur Konzentration der Strömung im NMW-Gerinne auf. In den Bereichen der Aussenwände wurde das Bankett hingegen um 0.35 m abgesenkt und mittig sowie am Ende des Tosbeckens mit Störsteinen versehen, welche als zusätzliche Gegen- und Endschwelle wirken und so den Wechselsprung stabilisieren. Abbildung 5 zeigt die optimierte Tosbeckengeometrie, wobei die Variation gegenüber dem Ausgangszustand in Rot dargestellt ist.

Das optimierte Tosbecken führte bei identischen Randbedingungen zu lediglich 2.4 m^3 abgelagertem Sediment im Vergleich zu 7.1 m^3 in der ursprünglichen Geometrie. Nur die NMW-Rinne wurde mit einer Geschiebemächtigkeit von bis zu 0.25 m bedeckt. Die Optimierung des Tosbeckens reduziert demnach den Sedimentrückhalt um zwei Drittel im Vergleich zum Ausgangszustand und verbessert die Sedimentdurchgängigkeit des Altbachs signifikant.

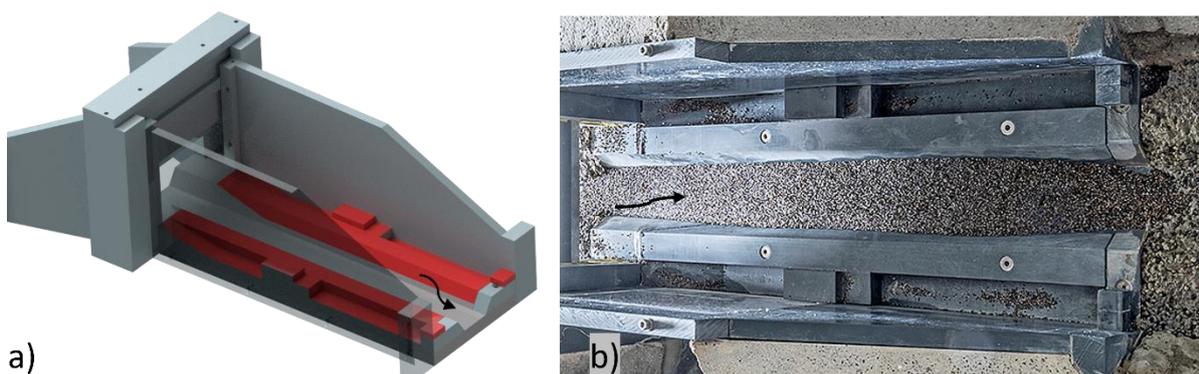


Abbildung 5: optimiertes Tosbecken: a) Illustration der Geometrie und b) Sedimentablagerung nach dem Geschiebetransportversuch

Sicherstellung der Energiedissipation

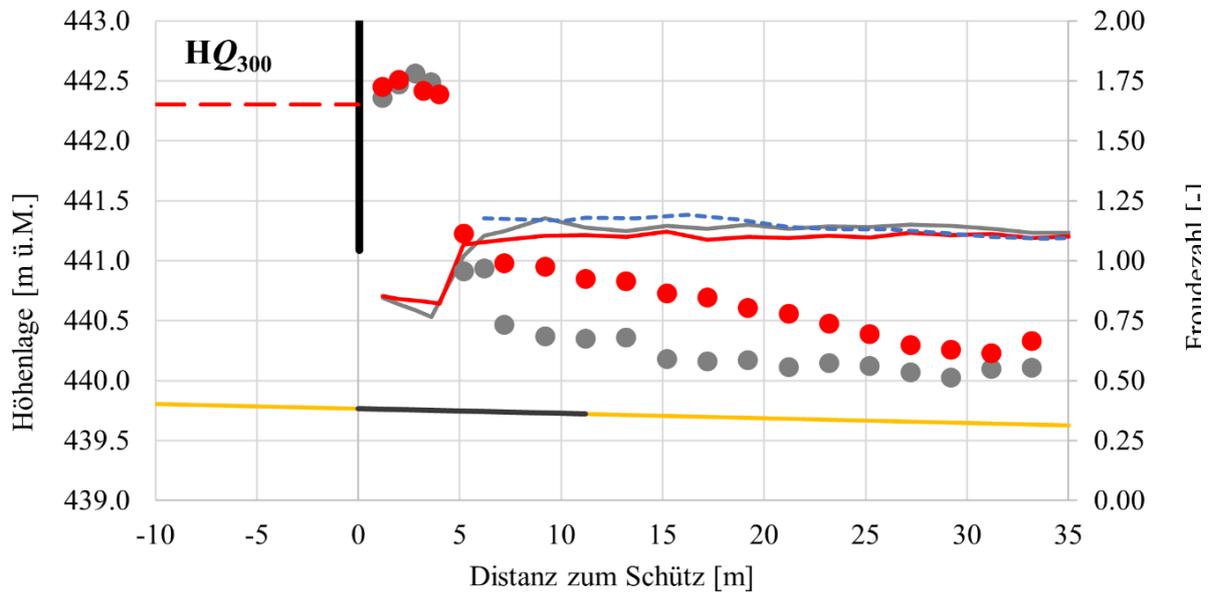
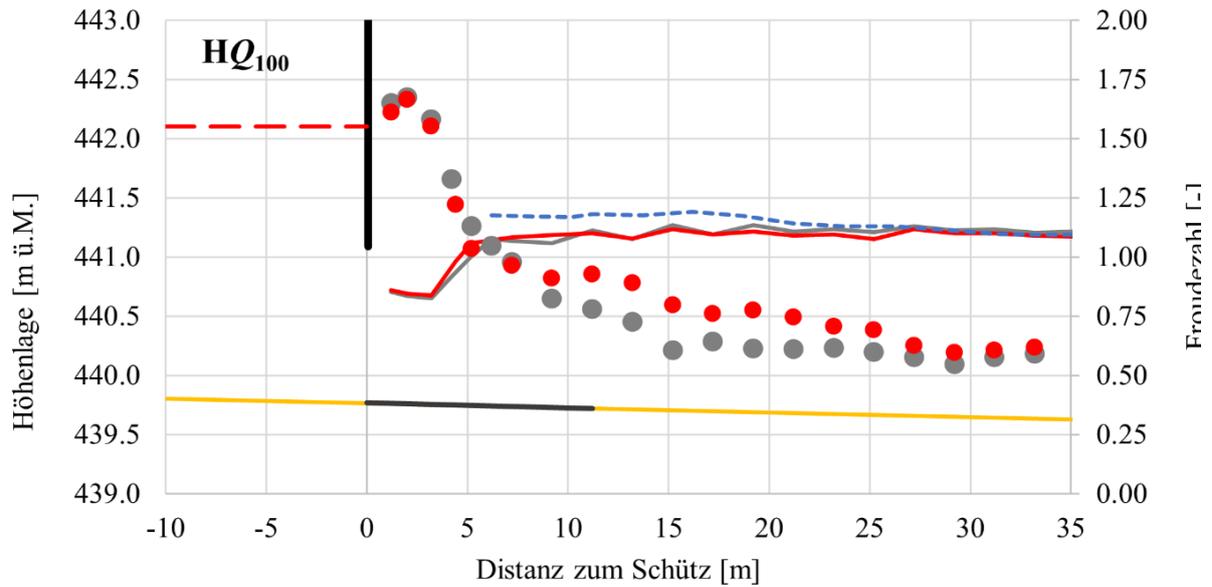
Während das Tosbecken bei kleineren Hochwasserabflüssen ein Hindernis für die Geschiebedurchgängigkeit darstellt, so ist es für die Energiedissipation bei grossen Hochwasserabflüssen unverzichtbar. Um Erosion der Flusssohle zu vermeiden, soll die Energie

des schiessenden Schützenabflusses im Tosbecken unter Ausbildung eines Wechselsprunges umgewandelt werden. Das Ziel ist das Erreichen einer konstanten Abflusstiefe und einer konstanten Froudezahl $F < 1$ am Tosbeckenende. Zur Beurteilung der Energiedissipation der beiden Tosbeckengeometrien wurden im physikalischen Modell im HQ_{100} und HQ_{300} die Abflusstiefen und Geschwindigkeiten hoch aufgelöst gemessen und daraus Froudezahlen berechnet.

Abbildung 6 zeigt die Wasserspiegellagen und die entsprechenden Froude-Zahlen der beiden Tosbeckenvarianten für den Dimensionierungsabfluss HQ_{100} und den Überlastabfluss HQ_{300} . Der Schützenabfluss weist mit $F = 1.5$ bis 1.8 für eine stabile Wechselsprungbildung sehr kleine Zufluss-Froudezahlen auf. Die Ausbildung eines stabilen Wechselsprunges mit effizienter Energieumwandlung kann dementsprechend nur mit zusätzlichen Massnahmen wie Störsteinen oder Gegenschwelen erreicht werden [4]. Ohne diese Massnahmen bildet sich ein schwacher respektive gewellter Wechselsprung mit ineffizienter Energiedissipation aus, welcher sehr weit ins Unterwasser reicht.

Abbildung 6 zeigt, dass im Dimensionierungsabfluss HQ_{100} erst ab rund 15 m unterstrom des Tosbeckens eine konstante Wassertiefe und Froudezahl erreicht wird. Die für den Geschiebetransport optimierte Tosbeckengeometrie führt dabei zu keiner signifikanten Verschlechterung der Energieumwandlung.

Im HQ_{300} hingegen bildete sich im Tosbecken im Ausgangszustand ein stabiler Wechselsprung, mit konstanten Abflusstiefen und Froudezahlen ab dem Tosbeckenende (bei rund 12 m Abstand zum Schütz), aus. Durch die Optimierung des Tosbeckens hinsichtlich Geschiebetransport verschlechterte sich die Energieumwandlung und stabile Abflussbedingungen werden erst rund 15 m unterstrom des Tosbeckens erreicht. Die Froudezahlen liegen jedoch ab Tosbeckenende nach wie vor unter 1. Um eine allfällige Sohlenerosion unterstrom des Tosbeckens zu verhindern, wird ein Erosionsschutz in der Flusssohle empfohlen. So kann die leicht verringerte Energiedissipation des Tosbeckens kompensiert werden.



- WSP projiziert
- Froude projiziert
- Schütz
- WSP optimiert
- Froude optimiert
- Flusssohle
- WSP 1D-num
- Energielinie
- Tosbecken

Abbildung 6: Ausbildung des Wechselsprungs im Tosbecken bei HQ_{100} oben und bei HQ_{300} unten. Dargestellt sind Wasserspiegel (durchgezogene Linie) und Froudezahlen (Punkte) für die projizierte (grau) und die optimierte Tosbeckengeometrie (rot). Die strichlierte rote Linie zeigt den Wasserspiegelaufstau am Schütz und kann näherungsweise als Energielinie verstanden werden. Die strichlierte blaue Linie zeigt die anhand eines 1D-numerischen Modells berechnete Wasserspiegellage. Nach erfolgter Energieumwandlung am Wechselsprungende entspricht sie der gemessenen Wasserspiegellage.

Zusammenfassung

Zur Sicherstellung des Hochwasserschutzes am Altbach durch Teilausleitung des Abflusses in einen Entlastungsstollen wird der Bau eines Drosselbauwerks mit anschliessendem Tosbecken im Hauptschluss des Flusslaufs benötigt. Dieser wirkt sich jedoch negativ auf die longitudinale Geschiebedurchgängigkeit aus. In der projektierten Ausgangsvariante wurde der Geschiebetransport bei Abflüssen kleiner als $4.4 \text{ m}^3/\text{s}$ am Tosbecken stark eingeschränkt und bei Abflüssen grösser als $6 \text{ m}^3/\text{s}$ durch Einstau an der Drossel vollständig unterbunden. Dank einer neuartigen Tosbeckengeometrie und der Optimierung der Drosselöffnung und des Schwemmholzrechens konnte durchgehender Geschiebetransport im Abflussbereich von $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ bis $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ sichergestellt werden. Die longitudinale Geschiebedurchgängigkeit konnte somit bedeutend verbessert werden. Die dadurch einhergehende leichte Reduktion der Energiedissipation im Tosbecken bei Überlastabflüssen kann mit zusätzlicher Sohlensicherung unterstrom des Tosbeckens ausgeglichen werden.

Die in dieser Studie vorgestellte neuartige Tosbeckengeometrie kann als Idee verwendet werden, um Tosbecken geschiebedurchgängig zu gestalten. Weitere Forschung ist jedoch notwendig, um allgemein gültige Dimensionierungskriterien abzuleiten, und die Geometrie auf andere Projekte anzuwenden.

Die Schwemmholzversuche in diesem konkreten Anwendungsbeispiel zeigen, dass ein schwebendes Schwemmholzrechen eine gute Möglichkeit ist, um frühzeitiges Verklausen des Rechens und somit ungewollten Unterbruch des Geschiebetransports zu vermeiden. Die Vorteile des Systems sind übertragbar auf andere Anwendungsmöglichkeiten, sofern eine stabile Verankerung des schwebenden Rechens gewährleistet werden kann.

Danksagung

Die VAW bedankt sich bei der VBG Verkehrsbetriebe Glattal AG für die Beauftragung der interessanten Studie sowie die gute Zusammenarbeit.

Quellenverzeichnis

- [1] Stocker B., Zehnder G., Weitbrecht V. (2023). Optimierung der Einlaufsituation zum Entlastungsstollen Altbach, Kloten (CH) – Entwicklung einer geschiebedurchgängigen Tosbeckengeometrie [Konferenzbeitrag]. Wasserbausymposium 2023, Wallgau, Deutschland.
- [2] Schalko I, Ruiz-Villanueva V, Maager F, Weitbrecht V. Wood Retention at Inclined Bar Screens: Effect of Wood Characteristics on Backwater Rise and Bedload Transport. *Water*. 2021; 13(16):2231. <https://doi.org/10.3390/w13162231>
- [3] Schwindt, S., Franca, M. J., Reffo, A., & Schleiss, A. J. (2018). Sediment traps with guiding channel and hybrid check dams improve controlled sediment retention. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 18(2), 647-668.
- [4] USBR (United States Bureau of Reclamation). (1987). Design of small dams. US Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

Videogestütztes Monitoring von Fischaufstiegshilfen

Ein Instrument zum Faktencheck von Annahmen, zur Evaluierung von Richtwerten und der Grundlagenforschung

G. Seidl¹, M. Haslwanter¹, N. Bock², J. Gradl² und N. Kutschnig³

¹ flusslauf e.U., Brockmanngasse 108/2, A-8010 Graz, AUSTRIA

² WIEN ENERGIE GmbH, Thomas-Klestil-Platz 14, A-1030 Wien, AUSTRIA

³ FH Burgenland, University of Applied Sciences,
Steinmangerstr. 21; A-7423 Pinkafeld, AUSTRIA

E-Mail: office@flusslauf.at

Kurzfassung

An der Fischaufstiegshilfe des Wasserkraftwerkes Frauenburg an der Mur, welche in Form eines technischen Beckenpasses, einem alternativen FAH-Bautyp, errichtet wurde, konnte ein Kamera-Setup installiert werden um die Wanderbewegungen von Fischen zu untersuchen. Der Versuchsaufbau zielte darauf ab, die Passage von Großfischen >50 cm zu untersuchen und die Wanderung der Bemessungsfischart Huchen zu belegen. Zusätzlich zu dieser ambitionierten Zielsetzung wurde das Fischverhalten an einer installierten Schwelle analysiert. Im Zuge der Untersuchungen wurde die Höhe der Sohlschwelle, welche ohne Anrampung ausgeführt wurde, variiert. Dabei wurde ein Versuchsaufbau mit einer Schwellenhöhe von 20 cm und ein weiterer mit einer Schwellenhöhe von 10 cm durchgeführt. Zusätzlich zu den Verhaltensbeobachtungen an der Schwelle wurden die Aufstiegszahlen von Großfischen quantifiziert und mit Ergebnissen von früheren Monitorings an der FAH Unzmarkt gegenübergestellt. Dabei wurden die gewonnen Erkenntnisse aus den vorliegenden empirischen Untersuchungen mit den, in Richtlinien formulierten Annahmen, abgeglichen und interpretiert.

Einleitung

Seit über 100 Jahren wird zum Thema Fischpassierbarkeit geforscht, wodurch zahlreiche technische und naturnahe Bautypen zur Herstellung der Fischpassierbarkeit entwickelt wurden. In den letzten Jahrzehnten wurden Vorgaben erarbeitet, welche für die Planung und Errichtung von Fischaufstiegshilfen zu berücksichtigen sind [z.B. 1,2]. Da die Thematik äußerst komplex ist und da neben ökologischen und hydraulischen Zusammenhängen auch ethologische Aspekte entscheidend für die Fischpassage sind, bestehen nach wie vor große Lücken im aktuellen Wissensstand. Um dennoch die, für die Planung effizienter Anlagen erforderlichen Richtlinien zu schnüren, wurden vermehrt Annahmen auf Basis von Experteneinschätzungen getroffen. Diese Vorgangsweise war und ist notwendig, um der Erreichung der EU-Umweltziele [3] in entsprechender Form Rechnung zu tragen. Ebenso erscheint es nachvollziehbar und sinnvoll, diese Richtwerte konservativ anzusetzen, um die Zielsetzungen bestmöglich bewerkstelligen zu können. Da viele dieser Annahmen ohne empirische Grundlage vorliegen, erscheint es jedoch wenig nachvollziehbar, dass derartige Vorschläge als unverrückbare Tatsachen gehandelt werden und in diesem Zusammenhang neue Erkenntnisse nur schwer eine Beweiswürdigung erfahren. Während hydraulische Aspekte, nicht zuletzt aufgrund der vergleichsweise einfachen Versuchsanordnungen bzw. Analysen, meist gut untersucht vorliegen, ist die biotische Komponente nach wie vor schwer zu erfassen. Neben Aussagen zu Turbulenzen, wozu in der neueren Literatur [4,5,6,7] teilweise dissonante Ergebnisse vorliegen, den maximal zulässigen Wasserspiegeldifferenzen und den Beckenabmessungen, sind es vor allem die Vorgaben zu Schlitzbreiten, Wassertiefen im System und zur Auffindbarkeit von

Fischaufstiegshilfen, welche ohne entsprechende empirische Referenzen Eingang in die Regelwerke fanden.

Videogestützte Monitorings von Fischaufstiegshilfen liefern heutzutage ein vielversprechendes Instrument für mögliche ethologische Analysen. Entgegen Richtwerten, welche im breitflächigen Abstimmungsprozess vorwiegend auf Kompromissfindungen in der Expertendiskussion beruhen dürften, liefern derartige Untersuchungen konkrete Belege für das Fischverhalten und transformieren eine meinungsgeladene Diskussion in fachlichen Austausch, welcher sich auf die Interpretation von beobachteten Ereignissen stützt.

Am Wasserkraftstandort KW Frauenburg an der Mur wurde 2021 ein technischer Beckenpass errichtet und die biotische Funktionsfähigkeit mittels Reusenmonitoring untersucht. Dabei wurde der Versuch unternommen, die „neue“ Monitoringrichtlinie RL 2020 [8] für die Beurteilung anzuwenden. Unter anderem der fehlende Nachweis der größenbestimmenden Fischart Huchen, führte zu dem Ergebnis, dass die Fischaufstiegshilfe eine scheinbar eingeschränkte Funktionalität aufweist. Ungeachtet dessen, dass die Verwendung der RL 2020 aktuell nicht mehr empfohlen wird [9], blieb der Kritikpunkt der unzureichenden Funktionalität für die größenbestimmende Fischart nach wie vor aufrecht. Diesen Umstand nahm der Wasserkraftbetreiber Wien Energie zum Anlass um weiterführende Untersuchungen auf Basis eines videogestützten Monitorings zu unternehmen. Die Hauptzielsetzung bestand darin, die Passage für die Fischart Huchen zu belegen. In gegenwärtigen Diskussionen wird der Huchen als besonders sensibel hinsichtlich der Passage gehandelt, ein Vergleich mit der Fischart Bachforelle oder anderen Salmoniden sei, ohne weitere Begründung, nicht möglich. Auch die zahlreich vorliegenden Fischversuche [9,10,11], in welchen die Passage von Huchen bei verengten Schlitzweiten oder alternativen FAHs, wie auch dem technischen Beckenpass belegt wurde, liefern nach Expertenmeinung keinen ausreichenden Beleg. So wird vermutet, dass es für Huchen deutlich schwieriger sei, den Einstieg in die FAH zu finden, v.a. wenn die Lockströmung vergleichsweise gering ausfällt. Da das hier vorgestellte Monitoring vorrangig auf den Nachweis von großen Individuen abzielte, wurde zusätzlich eine Schwelle im Blickfeld der Kamera installiert um das Fischverhalten bei der Passage zu untersuchen. Der vorliegende Beitrag liefert einen Abriss der aus dem Monitoring gewonnenen Erkenntnisse.

Beschreibung der Fischaufstiegshilfe

Die Fischaufstiegshilfe wurde in der Fischregion Hyporhithral groß (Bemessungsfisch Huchen mit 100 cm Körperlänge) in Form eines technischen Beckenpasses (TB) errichtet, wobei 52 Becken mit Abmessungen von 2 mal 3 Metern zur Ausführung kamen. Die Anordnung der FAH erfolgte aus Platzgründen an der dem Turbinenauslauf abgewandten Seite, wobei der Einstieg ca. 70 m flussab der Wehranlage situiert wurde.



Abbildung 1: Übersicht der Wehranlage mit Turbinenauslauf und Fischaufstiegshilfe



Abbildung 2: Technischer Beckenpass dotiert (li) und undotiert (re)

Die Wahl dieses Bautyps führt, verglichen mit konventionellen Bautypen wie dem Vertical-Slot-Schlitzpass (VSL) und dem naturnahen Beckenpass (NB), zu einer deutlichen Reduktion der erforderlichen Dotation.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der hydraulischen Parameter des TB mit konventionellen Systemen

Parameter	TB	VSL	NB
Max. Tiefe im Übergang (m)	0,73*	1,00	0,73
Nettobeckenlänge (m)	3,00	3,10	4,40
Nettobeckenbreite (m)	2,00	2,10	2,60
Schlitzweite (m)	0,36**	0,35	0,53
Dotation (l/s)	330	550	510

*/** für die Errichtung des Bautyps wird im FAH-Leitfaden entweder die Anwendung der Schlitzbreite des NB oder bei verringerter Schlitzweite die Wassertiefe des VSL empfohlen

Die im Leitfaden (BML 2021) getroffene Feststellung, dass für den „Mischtyp“ – Schlitzweite des VSL bei Veranschlagung der Beckentiefe des NB – keine Nachweise vorliegen ist falsch. Sämtliche im Leitfaden gelisteten Standorte dieses FAH-Typs wurden nach diesen Bemessungsansatz errichtet und beprobt. Dabei konnte eine hohe biotische Funktionalität, sowohl quantitativ, als auch qualitativ belegt werden [12]. Der „natürliche“ Aufstieg eines Huchens blieb bislang allerdings aus.

Methodik

Anhand der videogestützten Untersuchungen, basierend auf Bewegungserkennung, wurden alle detektierten Sequenzen manuell gesichtet, die Fischart und Fischgröße sowie die Wanderrichtung protokolliert. Als gescheiterte Aufstiegsversuche wurden sämtliche Ereignisse gewertet, in welchen sich Fische gezielt zur Schwelle bewegen, diese aber dennoch nicht passieren. Zur Längenmessung wurden Messraster an der Wand und am Boden des Sichtungskorridors herangezogen und die Fischlängen in 5 cm – Intervallen bestimmt.

Videomonitoring

Das verwendete Kamerasetup verfügt über eine 4K Farbkamera sowie zwei Stereokameras mit integrierter KI-Plattform zur Generierung von Tiefenbildern. Der verbaute Single-Board-Computer (SBC) wird zur Weiterverarbeitung der Videosignale mithilfe von Computer-Vision-Algorithmen zur Bewegungserkennung verwendet. Die Bewegungserkennung basiert grundlegend auf der Ermittlung eines statischen Hintergrundbildes aus einem laufenden Mittelwert und anschließendem Vergleich mit dem aktuellen Bildausschnitt. Auf Basis der festgelegten Schwellenwerte (quantitative und qualitative Differenzen) wird die Bewegungserkennung ausgelöst. Videosequenzen mit erkannter Bewegung werden über das Internet automatisiert auf einen externen Datenserver übertragen, von wo aus die finale, manuelle Sichtung und Analyse erfolgt. Die quantitativen Grenzwerte wurden im vorliegenden Projekt bewusst hoch angesetzt, sodass die Bewegungserkennung erst bei Änderung eines großen Anteils des Bildes auslöst und dadurch auf Fischgrößen >20 cm Körperlänge abzielt.

Versuchsordnung V1

Im Blickfeld der Kamera wurde eine Schwelle mit einer Höhe von 20 cm errichtet. Aus dem Versuchs-Setup ergibt sich an der Schwelle eine Wassertiefe von 37 cm, welche sich im Bereich flussab der Schwelle auf 47 cm erhöht. Durch den Einbau der Kamera (leicht eingengerter Fließquerschnitt) und der Bodenschwelle wurde die Wasserführung von 330 l/s auf etwa 270 l/s reduziert.

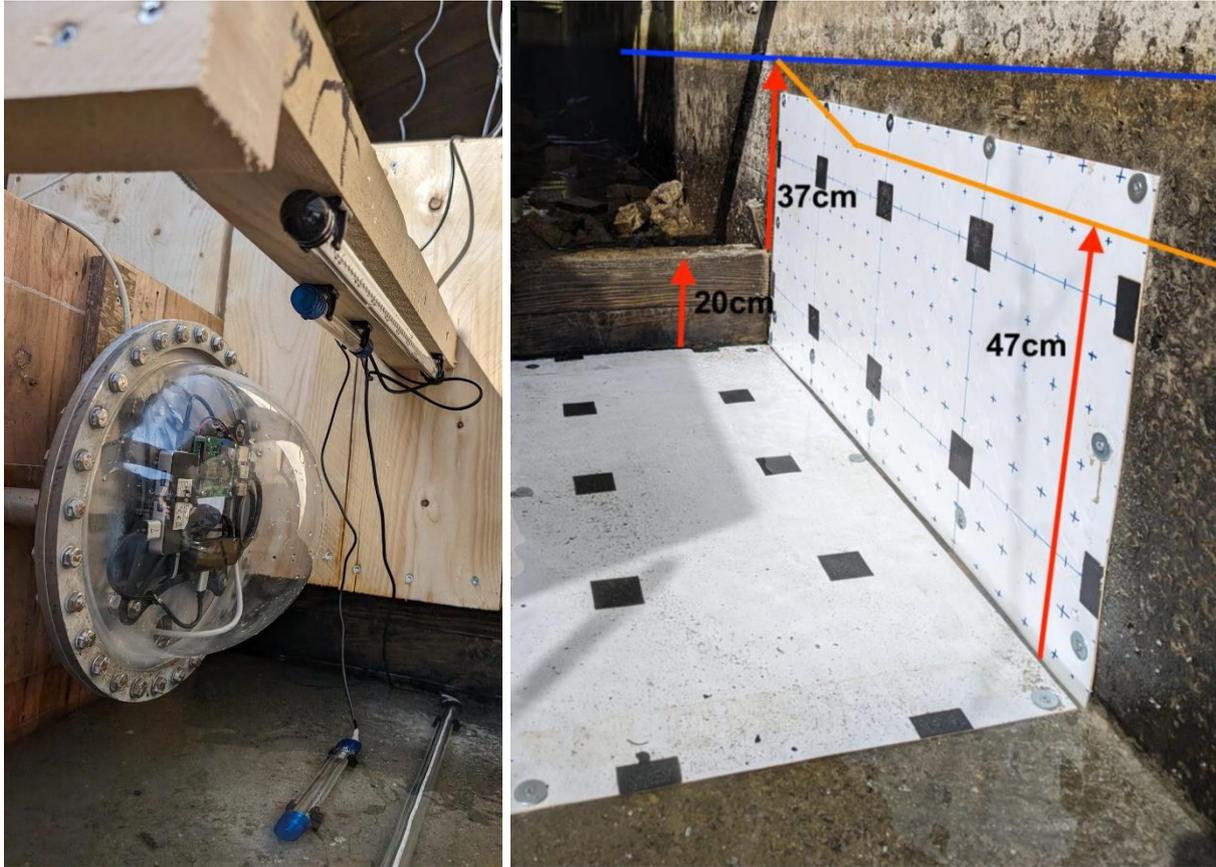


Abbildung 3: Installiertes Kamerasetup mit LED-Lampen zur Beleuchtung (links) sowie Wanderkorridor im Kamerablickfeld mit Bodenschwelle und Wassertiefen (rechts)

Versuchsanordnung V2

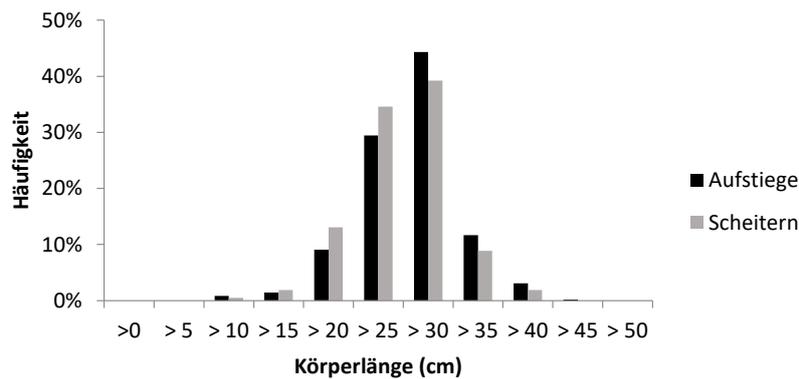
In diesem Versuch-Setup wurde die Bodenschwelle auf eine Höhe von 10 cm reduziert, wobei sich die Dotation von 270 l/s auf 320 l/s erhöhte. Die Wassertiefe an der Schwelle betrug somit ca. 47 cm und erhöhte sich im Messbereich flussab davon auf ca. 55 cm.

Ergebnisse

Einfluss der Bodenschwelle auf die Fischpassage

Für die Fischarten Bachforelle und Regenbogenforelle war der Anteil von gescheiterten Aufstiegsversuchen in den Versuchsanordnungen sehr ähnlich und generell eher gering. Zusammengefasst führte die Barriere in etwa 11% (V1) bzw. 14% (V2) der Fälle zu einem Scheitern des Aufstiegsversuches. Einen deutlicheren Zusammenhang zwischen den Varianten und gescheiterten Aufstiegsversuchen ergaben die Analysen zur Fischart Äsche. Während bei erhöhter Bodenschwelle (V1) ein merkbar höherer Anteil von etwa 21% der aufstiegswilligen Individuen an der Barriere scheiterten, wurde dieser Anteil durch die Schwellenabsenkung (V2) auf etwa 12% reduziert und ähnelt damit den Ergebnissen von Bach- und Regenbogenforellen.

Äsche - V1



Äsche - V2

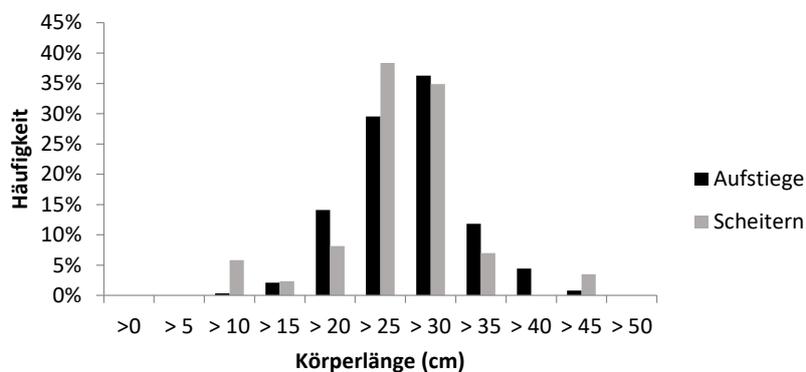


Abbildung 4: Variantenvergleich der Längenfrequenzen von Aufsteigern und am Aufstieg gescheiterten Individuen bei 20 cm hoher Schwelle (oben) und 10 cm hoher Schwelle (unten)

Die Gegenüberstellung der Längenfrequenzdiagramme zeigt, dass die in V1 gescheiterten Individuen tendenziell kleiner waren als die aufgestiegenen Individuen. Dieser Unterschied wird vor allem in der Größenklasse > 20 cm deutlich, einer Klasse, in welcher auch die Kameradetektion zu guten Ergebnissen führt, während Detektionen der kleineren Größenklassen aufgrund der gewählten Sensitivitätseinstellungen nur Zufallsergebnisse darstellen.

Abbildung 5 zeigt beispielhaft den gescheiterten Aufstiegsversuch einer Äsche der Größenklasse > 35 cm, welche sich bei der Versuchsanordnung mit 20 cm hoher Bodenschwelle (V1) nach hinten überschlägt und in Rückenlage abgetrieben wird.

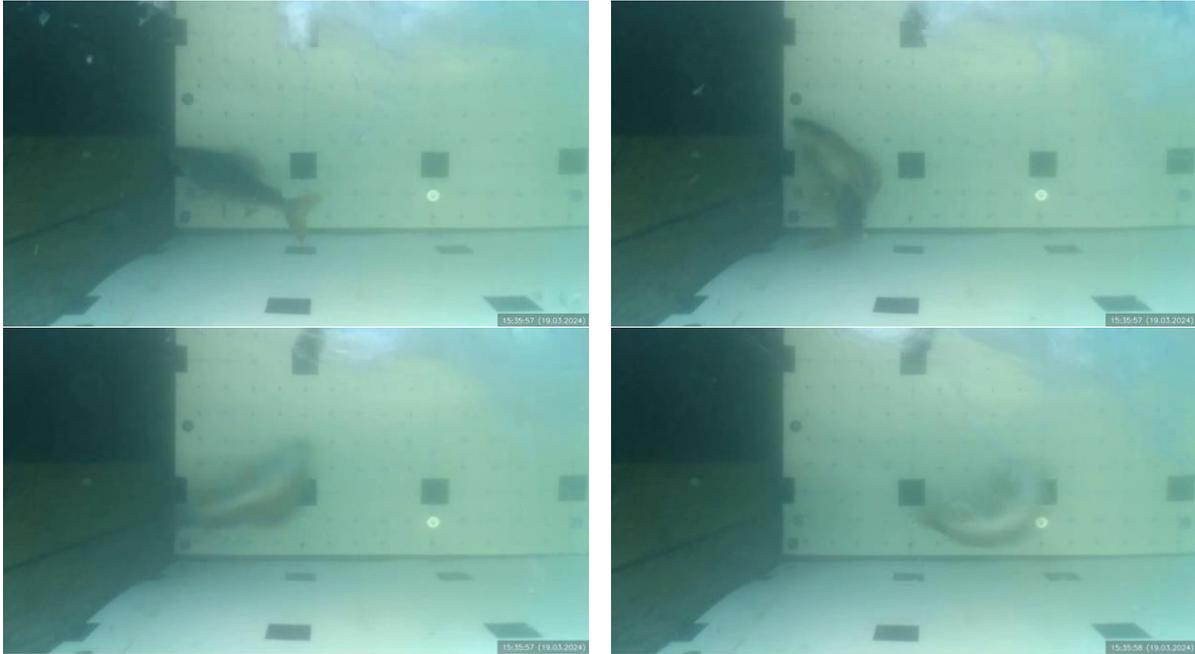


Abbildung 5: Bildausschnitte eines gescheiterten Aufstiegsversuches einer Äsche der Größenklasse > 35 cm (Bildabfolge oben links, oben rechts, unten links, unten rechts)

Nachweis der größenbestimmenden Fischart Huchen

Die Untersuchungen fanden zwischen Mitte März und Anfang Mai statt. In dieser Zeitspanne konnten 9 Detektionen der Fischart Huchen erfasst werden. Dabei handelte es sich um drei Individuen mit Körperlängen > 50 , > 60 bzw. > 115 cm. Das kleine Individuum wurde dreimal beim Aufstieg, einmal mit einer längeren Verweildauer vor der Kamera und dreimal beim Abstieg detektiert. Während für die anderen beiden Individuen der Aufstieg belegt wurde.



Abbildung 6: Bildausschnitte der Passage von drei Huchen mit Körperlängen von > 50 cm (oben links), > 60 cm (oben rechts) sowie > 115 cm (unten links und rechts)

Diskussion

Einfluss der Bodenschwelle auf die Fischpassage

Die Analyse der Videosequenzen ergab, dass das Scheitern beim Überwinden der Barriere ausschließlich in der Versuchsanordnung V1 mit einer Überschreitung der Schwimmkapazitäten in Verbindung steht. Dabei wurde beobachtet, dass die durch den Überfall auftretenden Turbulenzen hauptverursachend für viele gescheiterte Aufstiegsversuche waren. So treten unmittelbar nach dem Überfall hohe nach unten gerichtete Strömungskomponenten mit entsprechender Wirbelbildung auf, welche die Passage der Schwelle erheblich erschweren. Der Großteil der Fische wanderte, unabhängig von der Fischart, bodennah im Sichtfeld der Kamera ein. Bei der Passage der Schwelle führte die aufwärtsgerichtete Schwimmbewegung im turbulenten Strömungsfeld oftmals zu einem Gleichgewichtsverlust, wobei v.a. kleinere Individuen unter Rotation um die eigene Körperachse aus dem Korridor ausgespült wurden. Dies bestätigt die Feststellungen von Laborstudien [6,7] wonach die räumliche Ausprägung von Wirbel die Passage von Fischen dann hemmt, wenn der Wirbeldurchmesser 66 bis 75% der Fischlänge beträgt. Gleichzeitig wirft es aber auch die Frage auf, ob die Selektivität derartiger Abstürze nur auf bodenorientierte Fischarten zu übertragen ist, oder wie im vorliegenden Fall beobachtet, auch andere Fischarten betrifft. Die dem Überfall geschuldete Barrierewirkung konnte für die Fischarten Regenbogenforelle und Bachforelle nicht erkannt werden, während für Äschen eine Verdoppelung der Versagensrate in V1 festgestellt wurde. In der Versuchsanordnung V2 blieben derartige Szenarien unbeobachtet. Die Umkehr von Fischen an der Barriere schien weniger durch hydraulischen Stress, als vielmehr durch mangelnde Motivation das Hindernis zu überqueren begründet zu sein.

Aufschluss über den hydraulischen Zusammenhang mit den hier vorgestellten Erkenntnissen könnten 3-dimensionale Fließgeschwindigkeitsmessreihen oder PIV-Messungen liefern und damit das Verständnis über die Auswirkungen von quantifizierten Strömungsfeldern (Turbulenzen, Wirbeldurchmesser und räumliche Verteilung der Fließgeschwindigkeitskomponenten) auf die Fischpassage erweitern. Videogestützte Monitorings liefern dabei die Möglichkeit außerhalb von Laborbedingungen die natürlichen Verhaltensmuster von Fischen mit hydraulischen Parametern zu verschneiden. Von besonderem Interesse wären dabei auch Untersuchungen mit kleinen Fischgrößen, welche im gegenständlichen Projekt aufgrund der verringerten Kamerasensitivität gezielt ausgeklammert wurden.

Größenbestimmende Fischart

Im Zuge der Untersuchungen konnte der Aufstieg von einer Bachforelle und sieben Regenbogenforellen mit Körperlängen >50 cm belegt werden. Für die Fischart Äsche wurde der Auf- bzw. Abstieg von über 1.400 Individuen detektiert und dabei kein einziges Individuum mit einer Körperlänge >50 cm belegt.

Huchen wurden mit Körperlängen zwischen >50 und >115 cm belegt. Dieser Nachweis gilt insofern als beachtlich, als weder im 3-monatigen Monitoring 1992 am ehemaligen naturnahen Beckenpass (Jungwirth 1996), noch im Monitoring 2022 der Nachweis dieser Fischart gelang. Besonders hervorzuheben ist dabei, dass zum Zeitpunkt des Monitorings im Jahr 1992 ein deutlich besserer Huchenbestand in der oberen Mur zu verzeichnen war als gegenwärtig. So stellten Schmutz et al. [13] für den Murabschnitt Fischening bis Leoben eine Bestandsverringerung von 3.500 auf 500 adulte Individuen zwischen 1990 und 2020 fest. Dabei gilt im Besonderen der Nachweis der Passage eines Huchens mit einer Körperlänge von >115 cm als absolutes Ausnahmeereignis. Der Beleg eines derartig großen Huchens ist bislang nur für den Multistrukturpass dokumentiert [14]. Gemäß dem FAH-Leitfaden wird für den

Huchen (100 cm Körperlänge) ein Körperbreiten/Längenverhältnis von 12,5% angenommen. Ein Individuum mit einer Körperlänge >115 cm hätte demnach eine Körperbreite von >14 cm. Umgelegt auf die allgemeinen Bemessungskriterien für Fischaufstiegshilfen, welche eine Schlitzweite im Ausmaß von mindestens der 3-fachen Fischbreite fordern, wäre für die Passage dieses Großsalmoniden eine Schlitzbreite von mindestens 42 cm erforderlich. Der Fisch durchwanderte 52 Beckenübergänge mit jeweils 36 cm Schlitzweite. Somit wurde der auf Annahmen basierte Ansatz, dass für die erfolgreiche Passage eines Beckenüberganges mindestens die 3-fache Körperbreite für die Schlitzweite anzusetzen ist, widerlegt. Derartige Erkenntnisse wurden auch schon im Zuge von zahlreichen Fischversuchen [14,9,10,11] gewonnen.

Ebenso ist die Annahme, dass es sich beim Huchen, betreffend der Auffindbarkeit um eine besonders sensible Fischart handelt, auf Basis der vorliegenden Ergebnisse zu überdenken. Denn die beiden kleinen Individuen passierten die Fischaufstiegshilfe bei einer Leitstromdotation von 0,5%, der große Huchen wurde bei einer Leitstromdotation von 0,6% des konkurrierenden Vorflut-Abflusses detektiert. Da der Einstieg in die Fischaufstiegshilfe weder am Ufer des Turbinenauslaufes, noch in der Nähe der Wehranlage (ca. 70 m flussab) verortet ist, sind die Voraussetzungen für die großräumige und kleinräumige Auffindbarkeit, gemäß den einschlägigen Regelwerken als äußerst suboptimal zu beurteilen. Beispielsweise verweist der FAH-Leitfaden darauf, dass für Gewässer mit einer Mittelwasserführung zwischen 25 und 100 m³/s, dies entspricht der Mur im Projektgebiet, bei optimaler Positionierung die Dotationsmenge 1-2% des Gewässerabflusses betragen soll. Wobei bei ungünstiger Positionierung eine höhere Dotation erforderlich ist und sehr ungünstige Positionierungen auch durch große Dotationen nicht kompensiert werden können [1].

Einen weiteren diskussionswürdigen Aspekt stellen die Körperlängen der detektierten Äschen dar. Sowohl in den hier vorgestellten Untersuchungen (rund 1400 Individuen), als auch im Reusenmonitoring 2022 (rund 730 Individuen) konnte kein Exemplar belegt werden, dessen Körperlänge 50 cm überschritten hat. Da die Äsche in kleineren Gewässern des Hyporhithrals und im Metarhithral als Bemessungsfisch mit einer Körperlänge von 50 cm gelistet ist, darf auch die Fangwahrscheinlichkeit in den entsprechenden Gewässern hinterfragt werden, zumal derartig große Individuen, wie hier dargelegt, selbst im großen Fluss mit außerordentlich gutem Äschenbestand nicht belegt werden konnten.

Zusammenfassung

Mit dem vorliegenden Artikel wurde der Einsatz des Videomonitorings in Hinblick auf die Grundlagenforschung zum Thema Fischaufstieg beleuchtet. Auf Basis der vorgestellten Untersuchungen an einer Fischaufstiegshilfe in der Äschenregion wurde anhand einiger Beispiele dargelegt, dass unser gegenwärtiger Wissenstand durchaus erweitert werden kann. Dabei lassen sich Annahmen durch empirische Untersuchungen unter natürlichen Bedingungen verifizieren und einem Faktencheck unterziehen.

Quellenverzeichnis

- [1] BML (2021). Leitfaden zum Bau von Fischaufstiegshilfen 2021. 224 Seiten. Wien: Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus.
- [2] DWA (2014). Merkblatt DWA-M 509 Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke - Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung. 334 Seiten. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- [3] WFD (2000). Directive 2000/60/EC of the European Parliament and the Council established a framework for the Community action in the field of water policy, for short, EU Water Framework Directive (WFD).

- [4] Liao, A.I. Beal, D. N. Lauder, G. V. and Triantafyllou, M. S. (2003). Fish exploiting vortices decrease muscle activity, *Science* 302, 1566-1569.
- [5] Adam, B., Lehmann, B. (2011). *Ethohydraulik: Grundlagen, Methoden und Erkenntnisse*. 364 Seiten. Springer Berlin Heidelberg.
- [6] 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.
- [7] Tritico, H.M. and Cotel, A.J. (2010). The effects of turbulent eddies on the stability and critical swimming speed of creek chub (*Semotilus atromaculatus*), *The Journal of Experimental Biology* 213, 2284-2293
- [8] Woschitz G., Gumpinger C., Ratschan C., Guttman S. & B. Zeiringer (2020): Richtlinie 1/2003 i.d.F. 2020. Mindestanforderungen bei der Überprüfung von Fischaufstiegshilfen (FAH) und Bewertung der Funktionsfähigkeit. Richtlinien der Fachgruppe Fischereisachverständige beim Österreichischen Fischereiverband.
- [9] Eberstaller J., Frangez C. (2024). Evaluierung der FAH-Bewertungsmethodik Woschitz et al. 2020. 33 Seiten. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft.
- [10] Kern, J. (2013). Technische und fischökologische Funktionsüberprüfung des enature® Fischpasses am Wehr Hart / Ager OÖ, Masterarbeit an der Universität für Bodenkultur, Wien: 194 Seiten
- [11] Petz-Glechner, R, Achleitner, St. (2018). Untersuchungen an der Fischwanderhilfe Mühlthalwehr – Evaluierung der Passierbarkeit für adulte Huchen, Studie im Auftrag von Kleinwasserkraft Österreich, 24 Seiten
- [12] 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
- [13] Seidl G, Haslwanger, M., & Schneider J. (2022). Der technische Beckenpass–eine hydraulische und biotische Gegenüberstellung mit konventionellen beckenartigen Fischaufstiegshilfen. *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 74(9-10), 366-382.
- [14] Schmutz, S., et al. (2023). "Der Huchen stirbt aus—was tun? Gefährdungsfaktoren und notwendige Maßnahmen in Bayern und Österreich." *Österreichs Fischerei*
- [15] Seidl G., Haslwanger M. (2023). Videogestützte Versuchsreihen zur Untersuchung der Passage von Großfischen im Modifizierten Denilpass. *Wasserbausymposium Wallgau 2023 – Wasserbau – krisenfest und zukunftsweisend. Tagungsband 2*

Schallreduktion entlang der Druckrohrleitung Malta Hauptstufe im Rahmen der Speicherpumpen- Modernisierung

A. Lechner¹, B. Hübner¹, M. Giese¹, P. Campero¹ und R. Schagerl²

¹ Voith Hydro Holding GmbH & Co. KG, Alexanderstraße 11,
89522 Heidenheim, GERMANY

² Voith Hydro GmbH & Co. KG, Linzer Straße 55,
3100 St. Pölten, AUSTRIA

E-Mail: andreas.lechner@voith.com

Kurzfassung

Das Pumpspeicherwerk Malta-Hauptstufe in Oberkärnten, Österreich mit einer Förderhöhe von ca. 1100 m besteht aus vier Pelton-Turbinen, wovon zwei zu ternären Sätzen gehören, die neben dem Motor-Generator jeweils noch einen hydraulischen Anfahrwandler und eine 4-stufige Speicherpumpe aufweisen. Bei der im Jahr 2022 abgeschlossenen Pumpenerneuerung war die Reduktion der Schallemissionen entlang der freiliegenden Druckrohrleitung ein Hauptziel neben der signifikanten Erhöhung von Pumpleistung und Wirkungsgrad. Erhöhte Schallemissionen traten mit der Laufschaufel-Passierfrequenz und deren höheren Harmonischen auf, womit die Rotor-Stator-Interaktion (RSI) als Ursache feststand. Um die hohen Anforderungen an die Schallreduktion zu erreichen, wurde einerseits der Traversen-Laufschaufel-Abstand deutlich erhöht, was eine signifikante Reduktion der RSI-Druckpulsationen bewirkte. Da die Höhe der ursprünglichen Schallemissionen aber allein mit der RSI-Anregung nicht erklärbar war, mussten auch hydroakustische und strukturelle Resonanzen der Wasserwege eine wesentliche Rolle spielen. Daher wurde andererseits eine Verstimmung der RSI-Frequenzen durch Änderung der Laufschaufelanzahl vorgenommen, nachdem schon in der Angebotsphase umfangreiche numerische Analysen gezeigt haben, dass sich die Frequenzverschiebung mit großer Wahrscheinlichkeit positiv auswirkt. Die hierzu durchgeführten harmonischen Analysen der Wasserwegs-Hydroakustik und der Druckrohrleitungs-Vibrationen unter Berücksichtigung der Fluid-Struktur-Interaktion (FSI) sowie die akustischen Messungen an der Anlage bilden den Schwerpunkt dieser Veröffentlichung.

Einleitung

Das Pumpspeicherkraftwerk Malta Hauptstufe mit einer Fallhöhe von rund 1100 m ist Teil der Kraftwerksgruppe Malta-Reißeck in Oberkärnten, Österreich. Es besteht aus vier Turbinensätzen, die jeweils mit einer Peltonturbine mit einer ursprünglichen Nennleistung von 180 MW ausgestattet sind. Zwei davon sind ternäre Sätze mit hydraulischem Anfahrwandler und 4-stufiger Speicherpumpe mit einer ursprünglichen maximalen Pumpleistung von 145 MW. Seit der Erstinbetriebnahme wurden während des Pumpbetriebes entlang der freiliegenden Druckrohrleitungen hohe Schallemissionen bei der Laufschaufel-Passierfrequenz (BPF) von 75 Hz und ihren höheren Harmonischen beobachtet, die ursächlich auf die Rotor-Stator-Interaktion (RSI) zwischen Laufradschaufeln und Traversen zurückgehen. In der Zwischenzeit wurden Viertelwellenlängenresonatoren an den Spiralgehäuseauslässen installiert, um die Schallemissionen bei 75 Hz deutlich zu reduzieren. 2018 schrieb Verbund Hydro Power dann die Modernisierung bzw. den Austausch der Speicherpumpen aus, siehe [1, 8], und verfolgte

dabei zwei Ziele mit konkurrierenden Anforderungen. Zum einen sollen die Pumpleistung und der Wirkungsgrad deutlich erhöht werden, zum anderen wird eine deutliche Reduzierung der Schallemissionen entlang der exponierten Druckrohrleitungen gefordert, siehe Standortansicht in Abbildung 1. Die Leistungserhöhung wird durch den vorhandenen Motor-Generator und die Kapazität des vorhandenen Anfahrwandlers begrenzt, der als limitierende Komponente eine Leistungserhöhung von etwa 35 % ermöglicht. Aus wirtschaftlicher Sicht ist eine minimale Leistungssteigerung von 28 % erforderlich, wobei die Zeit für Entwicklung, Fertigung und Wiedermontage sehr knapp bemessen ist, um das Projekt durchführbar zu machen.

RSI-induzierte Druckpulsationen werden durch Laufschaufel-Nachläufe verursacht, die mit den Staupunkten der Traversen interagieren. Dabei steigt der Staudruck mit dem Quadrat des Durchflusses, der proportional zur Pumpleistung ist. Wenn also die neue Pumpe mit einer Leistungssteigerung von etwa 35 % auf dem bestehenden hydraulischen Design basieren würde, würden die RSI-induzierten Druckpulsationen um ca. 80 % zunehmen. Demgegenüber fordert die Ausschreibung [1] eine mindestens 60%ige Reduzierung der Druckpulsationen bei der RSI-Grundfrequenz (BPF). Darüber hinaus erfordern die wirtschaftlichen Randbedingungen die Wiederverwendung möglichst vieler vorhandener Teile. So ist eine Änderung der hydraulischen Kontur des vorhandenen Saugkrümmers und des Spiralgehäuses nicht möglich, während die Wiederverwendung des äußeren Pumpengehäuses zusätzliche Einschränkungen für die neue hydraulische Kontur mit sich bringt. Die bestehende Pumpenkonfiguration ist in Abbildung 2 zusammen mit Anfahrwandler (in orange), Stopfbuchse und Kugelschieber dargestellt. Alles in allem eine sehr große Herausforderung, die von allen Beteiligten und insbesondere vom Auftragnehmer angenommen wurde.



Abbildung 1: Standortansicht mit Krafthaus Rottau, Unterwasserbecken, Verteilrohrleitungen und unterem Ende der schrägliegenden Druckrohrleitungen.



Abbildung 2: Bestehende Speicherpumpenkonfiguration mit Saugrohr, Pumpengehäuse und Spiralgehäuse, dargestellt zusammen mit Anfahrwandler, Stopfbuchse und Kugelschieber.

Um einen optimalen hydraulischen Entwurf der Speicherpumpe zu entwickeln, der die oben genannten Anforderungen und Einschränkungen erfüllt, begann Voith Hydro bereits in der Angebotsphase mit umfangreichen numerischen Simulationen, die ergaben, dass eine Erhöhung der Anzahl der Laufradschaufeln von 9 auf 10 sehr vorteilhaft wäre. Sie ermöglicht nicht nur eine erhebliche Leistungssteigerung, sondern führt auch mit großer Wahrscheinlichkeit zu einer deutlichen Reduzierung der Schallemissionen, wie in Abschnitt 2 erläutert wird. Für die Kavitationsleistung wäre jedoch ein Laufrad mit 9 Schaufeln vorzuziehen, zumindest in der ersten Stufe, die wenig Einfluss auf die RSI-induzierten Druckpulsationen hat, die sich in Spiralgehäuse und Druckrohrleitung ausbreiten. Daher beschloss Voith Hydro, eine patentierte Lösung für die Pumpenmodernisierung mit einem 9-blättrigen Laufrad in der ersten Stufe und 10-blättrigen Laufrädern in den oberen Stufen anzubieten.

Die große Herausforderung bei der hydraulischen Entwicklung bestand darin, die angestrebte Erhöhung der Pumpleistung mit einer größeren Anzahl von Laufradschaufeln, vor allem aber über eine aggressivere Auslegung mit einer deutlich höheren Schaufelbelastung zu erreichen, siehe [10]. Ein ähnlicher Lösungsansatz wird in [9] beschrieben. Bei einer Nennförderhöhe von $H_{\text{nom}} = 1100$ m weist die bestehende Pumpe eine Leistungsaufnahme von 140 MW und die modernisierte Pumpe von 191 MW auf. Die absolute Leistungserhöhung im Auslegungspunkt ($H_{\text{nom}} = 1100$ m) beträgt somit etwas mehr als 35 %. Ein abschließender Modellabnahmetest bestätigte, dass die gegebenen Garantien erfüllt wurden.

In mehrstufigen Speicherpumpen treten RSI-induzierte Druckpulsationen im schaufellosen Raum jeder Stufe aufgrund der Wechselwirkung von Laufradschaufeln und stationären Teilen auf. Um die RSI-induzierten Druckpulsationen zu minimieren, werden verschiedene Maßnahmen kombiniert. Am wichtigsten ist der Abstand zwischen Laufradschaufeln und Leitschaufeln der obersten Stufe. Im CFD-Modell erreicht das neue hydraulische Design eine Reduktion der Druckamplituden um etwa 80 % für die RSI-Grundfrequenz (BPF), obwohl sich die Nennpumpleistung gegenüber dem bestehenden Entwurf um etwas mehr als 35 % erhöht

hat. Die Reduktionsraten für die höheren Harmonischen sind sogar noch besser. Dieses Ergebnis stimmt recht gut mit den im Modellversuch gemessenen Druckpulsationen der Neuentwicklung überein.

Hydroakustik und Vibroakustik von Rohrleitungssystemen

Da die Verringerung der Schallemissionen entlang der freiliegenden Druckrohrleitungen ein Hauptziel des Modernisierungsprojekts ist, wird eine detaillierte Untersuchung der Verteilrohrleitungen und Druckrohrleitungen mit Schwerpunkt auf potenzielle hydroakustische und vibroakustische Resonanzphänomene durchgeführt. Der gesamte hochdruckseitige Wasserweg hat eine Gesamtlänge von etwa 23 km, aber nur der erste Abschnitt oberwasserseitig des Krafthauses besteht aus zwei separaten, freiliegenden Druckrohrleitungen von 1,8 km Länge, die jeweils von einer der Speicherpumpen gespeist werden und zwei der Turbinen versorgen (siehe Abbildung 1). Danach folgt ein einzelner Druckstollen mit größerem Querschnitt. RSI-induzierte Druckpulsationen, die im schaufellosen Raum der letzten Pumpenstufe entstehen, breiten sich über Spiralgehäuse, Kugelschieber und Pumpensteigleitung bis zu einer der freiliegenden Druckrohrleitungen aus, wo Rohrwand und Stützkonstruktionen angeregt werden und Schall emittieren können. Die Anregungsfrequenzen sind die BPF und deren höhere Harmonischen, die bei den Schallemissionsmessungen deutlich zu erkennen sind.

Im Jahr 2017 wurden an den Auslässen der Spiralgehäuse Resonatoren mit einer Viertelwellenlänge installiert, siehe [3], die die Schallemissionen bei einer BPF von 75 Hz deutlich reduzierten. Aufgrund von Schwankungen der Wassertemperatur und damit der Schallwellengeschwindigkeit variierte die Wirksamkeit der Resonatoren jedoch im Laufe des Jahres. Neben teilweise stehenden Wellen ist dieses Verhalten ein zusätzliches Indiz für das Vorhandensein von hydroakustischen Resonanzeffekten, zumindest in der Verteilrohrleitung. Darüber hinaus zeigten die vor dem Einbau des Resonators gemessenen Schallemissionen und Druckrohrschwingungen auch in größeren Abständen zum Krafthaus so hohe Werte bei den RSI-Frequenzen, sodass ein kontinuierlicher Abbau der Druckpulsationen mit zunehmender Fließlänge unplausibel war. Vielmehr waren hydroakustische Resonanzen mit teilweise stehenden Wellen in den freiliegenden Druckrohrleitungen bis zum Anschlusspunkt, an dem der Einzeltunnel beginnt, vorhanden. Darüber hinaus wurden an mehreren Abschnitten entlang der Druckrohrleitungen vibroakustische Resonanzen der Rohrwand festgestellt, nachdem die Rohrwandstärke stufenweise von 64 auf 16 mm abnimmt. Insgesamt schien die Grundanregungsfrequenz von 75 Hz im Hinblick auf hydro- und vibroakustische Resonanzen zufällig ungünstig zu sein. Daher war es wahrscheinlich, dass eine Frequenzverschiebung auf 83,3 Hz sehr vorteilhaft wäre, um die Schallemissionen zu reduzieren, abgesehen davon, dass die RSI-Effekte innerhalb der Pumpen deutlich verringert würden. Um diese Annahme zu überprüfen, wurden jedoch umfangreiche numerische Simulationen durchgeführt.

Zuverlässige hydroakustische Analysen erfordern die korrekte Definition der akustischen Wellengeschwindigkeit und der Dämpfungseffekte. Die Wellengeschwindigkeit in einem wassergefüllten Rohrsystem hängt jedoch stark von der Temperatur, dem Luftgehalt und der Wandflexibilität ab (siehe [4]) und kann zwischen 1000 und 1500 m/s schwanken, während die Dämpfungsparameter noch fragwürdiger sind. Daher müssen die Modellparameter auf der Grundlage verfügbarer Druckpulsationsmessungen kalibriert werden, um genaue Simulationsergebnisse zu erhalten. Für die freiliegende Druckrohrleitung waren jedoch nur Schwingungsmessungen verfügbar. Außerdem beträgt die Wellenlänge bei einer Frequenz von 75 Hz und einer Wellengeschwindigkeit von 1200 m/s nur 16 m, und ein Längenunterschied von einer Viertelwellenlänge (im vorliegenden Fall 4 m) reicht aus, um das hydroakustische Systemverhalten eines Rohres von der Resonanz zur Nichtresonanz zu verändern. Dies sind

jedoch nur 0,2 % der freiliegenden Druckrohrleitungslänge von ca. 1800 m. Dementsprechend reichen 0,2 % Variation in der Wellengeschwindigkeit aus, um das Verhalten des hydroakustischen Systems vollständig zu ändern, was mit der Tatsache übereinstimmt, dass die Schallemissionen stark von der Wassertemperatur abhängen. Daher ist die Analyse des hydroakustischen Verhaltens einer so langen Druckrohrleitung bei vergleichbar hohen RSI-Frequenzen mit einem eindimensionalen Modell für Druckstoßberechnungen, wie SIMSEN, nicht produktiv, da beide Frequenzen, 75 Hz und 83,3 Hz, zu einem ähnlichen Verhalten führen können, nur bei leicht unterschiedlichen Wassertemperaturen. Im Gegensatz dazu können sich hydroakustische Phänomene in der Verteilrohrleitung sowie Strukturschwingungen von wassergefüllten Druckrohrleitungen in Abhängigkeit von den RSI-Frequenzen deutlich unterscheiden und werden in den folgenden Abschnitten untersucht.

Hydroakustik der Verteilrohrleitungen

Das hydroakustische Verhalten der Verteilrohrleitung der Pumpe 2, die mit den Turbinen 1 und 2 verbunden ist, sowie der Pumpe 3, die mit den Turbinen 3 und 4 verbunden ist, wird mittels harmonischer Finite-Element-Analysen untersucht. Für beide Pumpeneinheiten wird die Anregung bei 75 Hz, mit einem $k=9$ -Mode durch die bestehende Pumpe, mit einer Anregung bei 83,3 Hz, mit einem $k=10$ -Mode durch die modernisierte Pumpe, verglichen. Die Erregungsamplituden sind normalisiert, um den Vergleich der hydroakustischen Effekte in der Verteilrohrleitung zu ermöglichen. Die rotierenden Erregungsmuster werden mit Hilfe eines Anregungsterms auf der rechten Seite des Gleichungssystems in den schaufellosen Raum eingetragen, so dass am Einlass (Austritt des letzten Laufrads) teilreflektierende Randbedingungen herrschen, die auch am Auslass (Anschluss an die Druckleitung) gelten. Die Verbindungsleitungen zu den Turbinen werden dagegen unter der Annahme eines reinen Pumpbetriebes an Turbinen-Kugelschiebern geschlossen. Alle Konfigurationen werden jeweils mit und ohne Viertelwellenlängenresonator untersucht. Die Resonatoren werden so abgestimmt, dass sie bei der jeweiligen Anregungsfrequenz optimal arbeiten. Insgesamt werden acht verschiedene Modelle analysiert.

Für jeden Rohrabschnitt mit konstanter Wanddicke wird die Schallwellengeschwindigkeit anhand der in [4] angegebenen Formeln vorab geschätzt. Anschließend werden diese Werte anhand von dynamischen Druckmessungen an mehreren Punkten entlang des Rohrabschnitts im Maschinenhaus kalibriert (siehe Abbildung 2). Für den Fall ohne Resonator stimmen die kalibrierten Modelle der beiden vorhandenen Pumpen recht gut mit den gemessenen Druckpulsationen überein, nachdem die Simulationsergebnisse mit den aus der instationären CFD erhaltenen Anregungsdruckamplituden skaliert wurden. Im Gegensatz dazu führen exakt abgestimmte und vollständig starre Resonatoren zu einer zu optimistischen Resonatoreffektivität. In allen Fällen zeigt jedoch der relative Vergleich zwischen bestehenden und modernisierten Konfigurationen deutlich, ob die Druckpulsationen zunehmen oder abnehmen werden.

In Abbildung 3 sind beispielhaft Ergebnisse für das Verteilrohrsystem der Pumpe 2 ohne Resonator dargestellt. Die dargestellte normierte $k=9$ -Anregung bei 75 Hz durch die vorhandene Pumpe verursacht Muster der stehenden Wellen mit recht hohen Druckpulsationsamplituden. Im Gegensatz dazu verursacht die normierte $k=10$ -Anregung bei 83,3 Hz durch die modernisierte Pumpe, die unterhalb mit der gleichen Farbskala dargestellt ist, deutlich geringere Amplituden, obwohl die Muster der stehenden Wellen in gewissem Umfang immer noch vorhanden sind. Ähnliche Bilder, teilweise mit geringerer Ausprägung, sind für alle Fälle zu beobachten, die Frequenzverschiebung von 75 Hz auf 83,3 Hz verbessert die Situation immer. In Anbetracht aller Vereinfachungen bei der Modellierung sind genaue quantitative Vorhersagen nach wie vor schwierig. Allerdings sind selbst im ungünstigsten Fall erhöhte Druckpulsationen aufgrund der Frequenzverschiebung sehr unwahrscheinlich, und im

besten Fall schneiden modernisierte Pumpen ohne Resonatoren deutlich besser ab als bestehende Pumpen mit Resonatoren.

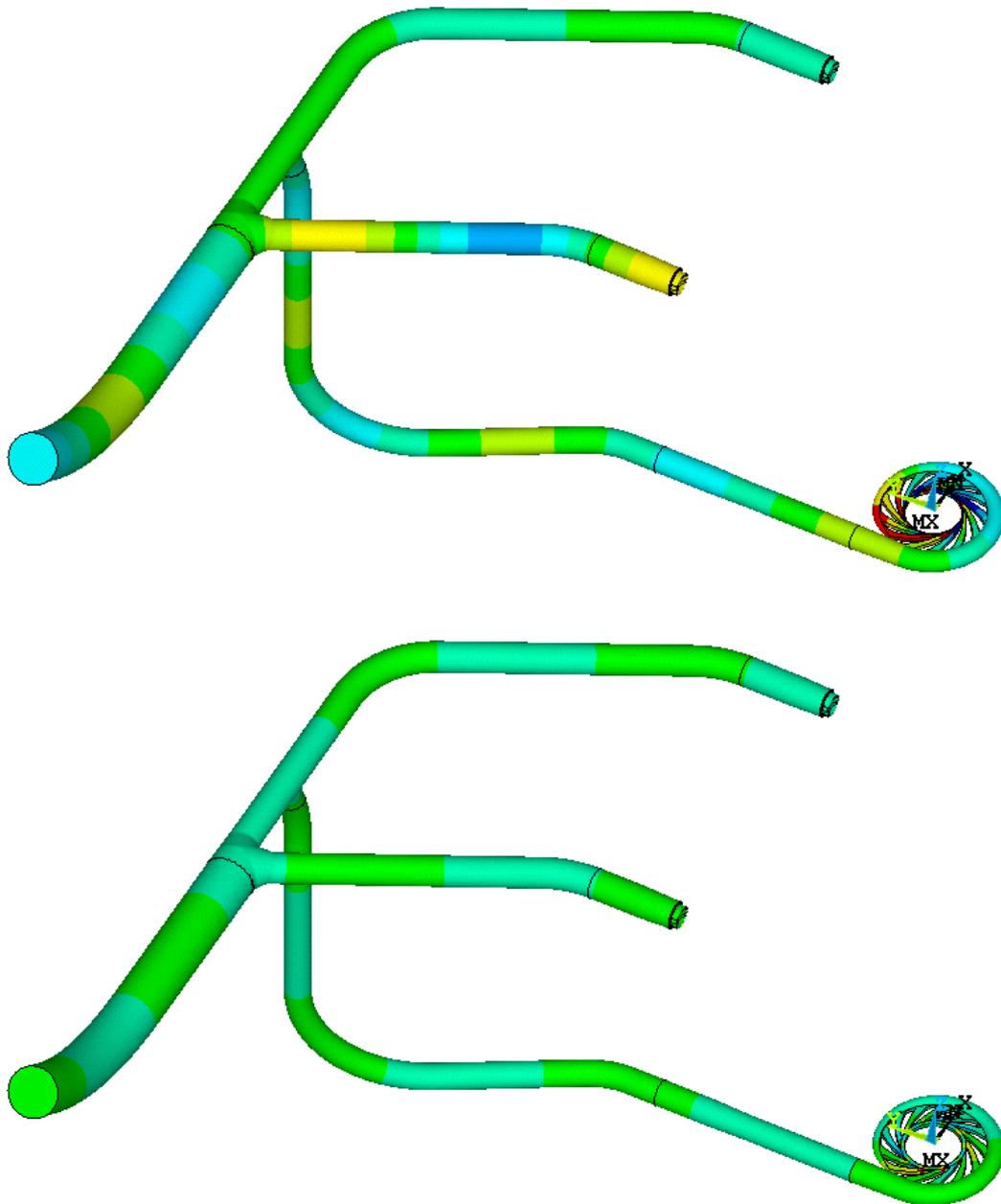


Abbildung 3: Druckpulsation in der Verteilrohrleitung von Pumpe 2 ohne Resonator aus hydroakustischen Modalanalysen: Bestehende Pumpe angeregt durch eine $k=9$ -Mode bei 75 Hz (oben) und modernisierte Pumpe angeregt durch eine $k=10$ -Mode bei 83,3 Hz (unten).

Vibroakustik der freiliegenden Druckrohrleitungen und Auswirkungen auf die Schallemissionen

Die beiden freiliegenden Druckrohrleitungen sind durch Stützkonstruktionen in Abschnitte von etwa 18 m Länge unterteilt. Aber nur der Bereich hinter dem Krafthaus mit Rohrdicken von 64 bis 48 mm ist für störende Schallemissionen verantwortlich. Um die Abschnitte in diesem Bereich zu identifizieren, die in RSI-induzierter Resonanz schwingen, wird ein parametrisches vibro-akustisches Modell entwickelt, das aus drei Abschnitten und vier Stützkonstruktionen besteht, von denen nur der mittlere Abschnitt bewertet wird. Das Wasser im Rohr wird als

akustische Flüssigkeit mit nicht reflektierenden Randbedingungen an beiden Enden modelliert, um RSI-induzierte Druckpulsationen zu erzwingen und um Effekte der zusätzlichen Masse zu berücksichtigen, die die Eigenfrequenzen erheblich reduzieren. Weitere Einzelheiten zu vibroakustischen Analysen und weitere Beispiele sind in [5] zu finden.

Zur Validierung und Kalibrierung des entwickelten Modells standen detaillierte Messungen an einem 18,5 m langen und 62 mm dicken Druckrohrleitungsabschnitt zur Verfügung, der vor dem Einbau der Resonatoren in Resonanz schwang. Mit 37 Messpunkten über die Länge und 8 Messpunkten über die untere Hälfte des Umfangs konnte die Schwingungsform identifiziert werden, siehe Abbildungen 4 und 5. Die angegebenen RMS-Werte (Root Mean Square) der Schwingungsgeschwindigkeit enthalten alle Frequenzen, allerdings nach Abzug des Pegels des weißen Rauschens von 2,5 mm/s beschreibt der verbleibende Teil, der der RSI-Anregung bei 75 Hz entspricht, eindeutig eine Eigenschwingungsform mit 2 Knoten (entsprechend 1,5 Wellenlängen) zwischen benachbarten Stützstrukturen und 3 diametralen Knotenlinien (entsprechend 3 Wellenlängen) über den Umfang. Um das vibroakustische Analysemodell mit den Messergebnissen in Einklang zu bringen, zeigte sich, dass der viskoelastische Baugrund durch geeignete Feder-Dämpfer-Elemente einbezogen werden muss und dass die statische Membranspannung aufgrund der Druckhöhe als Vorspannungszustand berücksichtigt werden muss. Mit einem solchen erweiterten Analysemodell werden Resonanzbedingungen für die gemessene Modenform bei einer Frequenz von 75,7 Hz für einen Druckrohrleitungsabschnitt mit 62 mm Wandstärke und 18 m Länge zwischen benachbarten Stützkonstruktionen gefunden, siehe Abbildung 6.

Anschließend werden für den Wanddickenbereich der relevanten Druckrohrleitung hinter dem Krafthaus parametrisierte, harmonische Analysen durchgeführt, die mittels Modellreduktion beschleunigt werden. Bei einer Anregung von 75 Hz werden Resonanzen für drei verschiedene Wandstärken gefunden, bei einer Anregung von 83,3 Hz jedoch nur für zwei verschiedene Wandstärken, was auf eine weitere Verringerung der RSI-induzierten Schallemission durch die modernisierten Pumpen hindeutet.

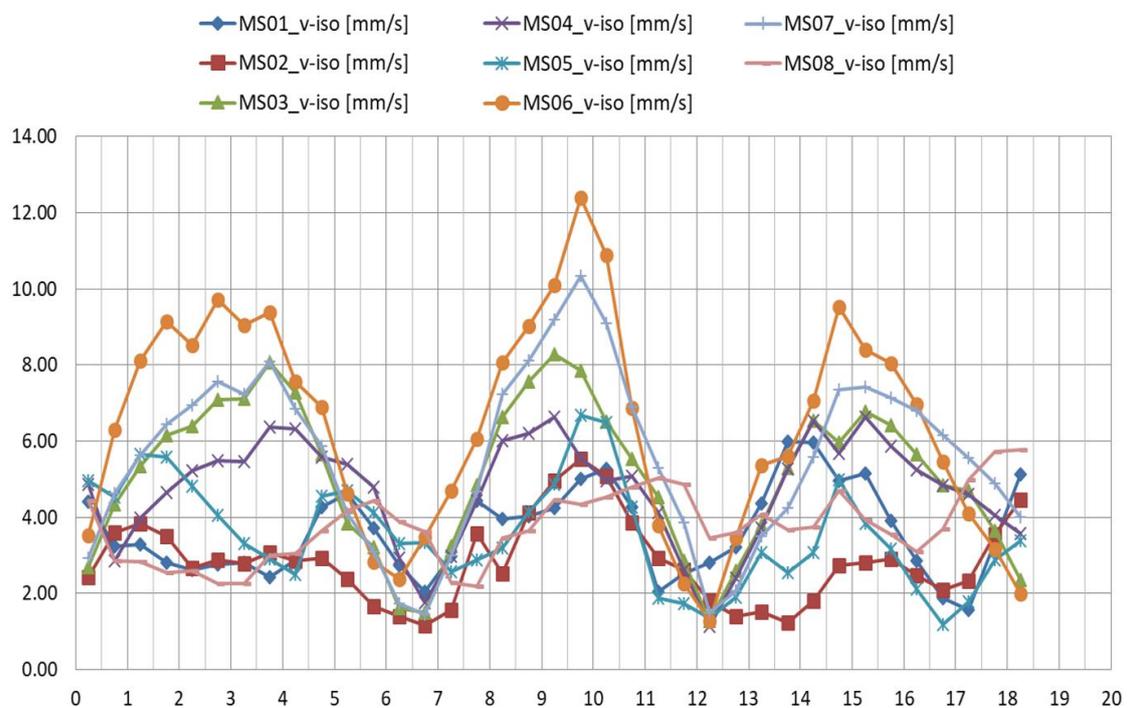


Abbildung 4: Gemessene Schwingungsgeschwindigkeiten (RMS-Werte) über die Länge von 18,5 m eines Druckrohrleitungsabschnittes mit 62 mm Wandstärke für 8 Umfangspositionen, dargestellt in Abbildung 5, entnommen aus [6].

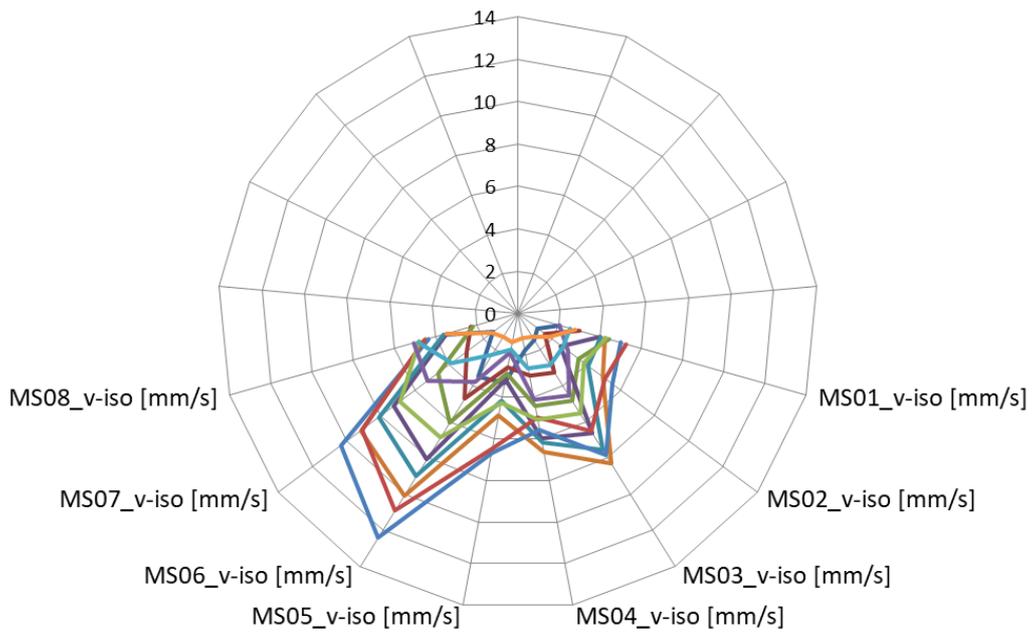


Abbildung 5: Gemessene Schwinggeschwindigkeiten (RMS-Werte) über den halben Umfang eines Druckrohrleitungsabschnittes mit 62 mm Wandstärke für 12 axiale Positionen entlang der in Abbildung 4 dargestellten zentralen Spitze. 6, entnommen aus [6].

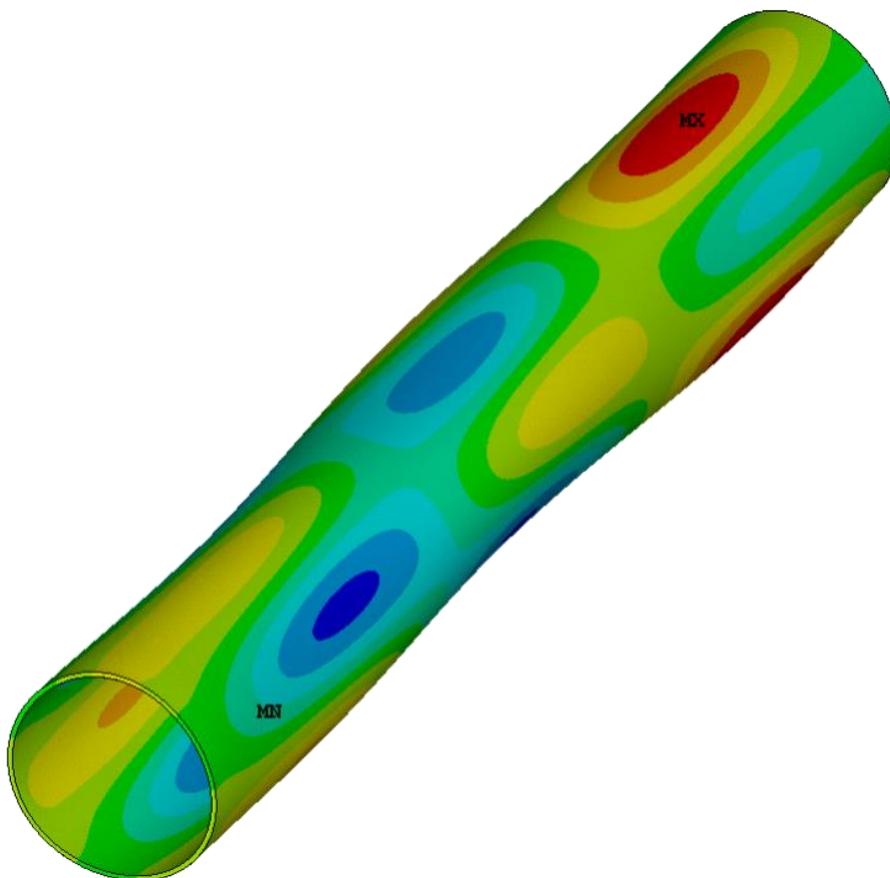


Abbildung 6: Schwingungsform eines Druckrohrleitungsabschnittes mit 62 mm Wandstärke und 18 m Länge zwischen den Stützkonstruktionen, aus einer vorgespannten harmonischen Antwortanalyse einschließlich akustischer Fluid-Struktur-Interaktion, angeregt durch Druckpulsationen bei 75,7 Hz und visualisiert durch radiale Verschiebungen.

Auswertung von Druckpulsations- und Schallemissionsmessungen

Vor der Modernisierung wurden Druckpulsationen und Schallemissionen für beide Prototyp-Pumpen gemessen, jeweils mit und ohne eingebauten Resonator. Dynamische Drucksensoren wurden an verschiedenen Stellen zwischen Spiralgehäuseauslass und Krafthauswand angebracht (siehe Abbildung 2), und Schalldruckpegel wurden an einigen Stellen entlang des unteren Teils der freiliegenden Druckleitung sowie in der Nähe der nächsten Ortschaften gemessen. Bei der modernisierten Pumpe wurden die Druckpulsationen zunächst während der Modellversuche gemessen. Nach der Inbetriebnahme der modernisierten Prototyp-Speicherpumpen wurden die Druckpulsationen und Schallemissionen erneut gemessen. Bei Pumpe 2 stellte sich heraus, dass die bestehende Geometrie des Saugrohrkrümmers Probleme mit Kavitation und Druckpulsationen bei 75 Hz verursacht, die vom Laufrad der ersten Stufe verursacht werden. Nachdem der Saugrohrkrümmer jedoch so weit wie möglich ohne Demontage geändert wurde, konnte die Leistung des Prototyps erheblich verbessert werden. Bei Pumpe 3 wurden vor der Inbetriebnahme ähnliche Änderungen vorgenommen. Auf der Grundlage dieser endgültigen Situation, die den Einbau von Resonatoren nicht mehr erforderlich macht, werden in den folgenden Abschnitten die Druckschwankungen am Spiralgehäuseauslass und die Schallemissionen 25 m westlich der exponierten Druckrohrleitungen bewertet.

Druckpulsationen am Spiralgehäuseauslass

Vertraglich musste die Reduktion der RSI-induzierten Druckpulsationen im Terzband von 71 bis 90 Hz bei der Modellabnahme an einem Sensorstandort direkt hinter dem Spiralgehäuseauslass nachgewiesen werden. Der Basiswert für die Reduktion wurde aus Prototypmessungen an beiden Geräten ohne Resonatoren abgeleitet. Mit der endgültigen Neukonstruktion, wie in Abschnitt 1 beschrieben, wurde die garantierte Minderung im Modellversuch sogar noch übertroffen, wodurch ein gewisser Puffer für Abweichungen im Prototypenverhalten geschaffen wurde.

Unter Prototyp-Bedingungen verhalten sich die beiden Geräte leicht unterschiedlich. Dieses Verhalten stimmt mit den Erkenntnissen aus den hydroakustischen Analysen der Verteilrohrleitungen in Abschnitt 2.1 überein und wurde auch vor der Modernisierung beobachtet. Messungen an bestehenden Pumpen mit Resonatoren ergaben, dass die RSI-induzierten Druckpulsationen an Pumpe 2 deutlich höher waren als an Pumpe 3. Das gleiche Bild wurde auch ohne Resonatoren beobachtet, allerdings auf einem deutlich höheren Niveau. Nach der Modernisierung und ohne Resonatoren hingegen sind die Druckpulsationen an Pumpe 2 etwas geringer als an Pumpe 3. Der Inselbetrieb von Pumpe 2 erfüllt eindeutig das im Modellversuch zu gewährleistende Absenkungsniveau, während der Inselbetrieb von Pumpe 3 an der Garantiestelle Druckpulsationen verursacht, die etwas über diesem Niveau liegen. An einer Stelle, die weniger als einen Meter daneben liegt, wird jedoch das garantierte Reduktionsniveau erreicht.

Insgesamt bestätigen die Messungen, dass die durch RSI-Effekte induzierten Druckpulsationen in den modernisierten Pumpen deutlich reduziert sind. Darüber hinaus werden durch die Verschiebung der RSI-Frequenzen die hydroakustischen Moden in den Rohrleitungssystemen so verändert, dass sich die Knotenpunkte der teilweise stehenden Wellen an andere Orte verschieben. Daher können Vergleiche an einem einzelnen Ort nicht zeigen, ob die Resonanzverstärkungen im gesamten System verringert oder erhöht werden. Um ein globales Bild zu erhalten, sind Messungen der Schallemissionen, die im nächsten Abschnitt behandelt werden, aussagekräftiger.

Schallemissionen an der freiliegenden Druckrohrleitung

Für einen zuverlässigen Vergleich der Schalldruckpegel wurde ein Standort 25 m westlich der Druckrohrleitungen in einiger Entfernung vom Krafthaus gewählt, der als MPW bezeichnet wird und für das Gesamtverhalten einigermaßen repräsentativ ist. An diesem Punkt wurden die Schallemissionen vor der Modernisierung mit aktiven Resonatoren und danach ohne Resonatoren gemessen. In jedem Fall wurden Aufzeichnungen für verschiedene Betriebszustände der beiden Pumpenaggregate gewonnen.

In Abbildung 7 wird der Inselbetrieb von Pumpe 2 mit einer maximalen Pumpleistung von 145 MW vor der Modernisierung (orange) und von 195 MW nach der Modernisierung (grün) betrachtet. Die Schalldruckpegel sind sowohl für jedes Terzband als auch für das gesamte Signal mit A-Bewertung (A) und ohne (L) angegeben. Glücklicherweise befinden sich nach der Modernisierung alle relevanten RSI-Frequenzen immer noch in denselben Terzbändern wie zuvor, so dass die Pegel der einzelnen Bänder direkt verglichen werden können. Die BPF (Grundharmonische) liegt im 80-Hz-Band, während die zweite, dritte und vierte Harmonische (höhere Harmonische) in den Bändern mit den Mittenfrequenzen 160 Hz, 250 Hz bzw. 315 Hz zu finden sind, die in Abbildung 7 mit den Zahlen 1 bis 4 gekennzeichnet sind.

Durch die Pumpenmodernisierung wird eine signifikante Lärmreduzierung bei allen diskreten RSI-Frequenzen erreicht, was auch zu einer erheblichen Reduzierung des Gesamtschalldruckpegels führt, trotz einer Erhöhung der Nennleistung um etwas mehr als 35 % und sogar ohne Viertelwellenlängenresonatoren. Die RSI-induzierten Schallemissionen während des Pumpenbetriebs übersteigen nicht mehr den Pegel des Grundrauschens, da die Sprünge zwischen benachbarten Terzbändern nahezu verschwinden. Somit wird das störende diskrete Frequenzrauschen eliminiert.

Für den Inselbetrieb von Pumpe 3 sind die Schalldruckpegel nach der Modernisierung ähnlich wie bei Pumpe 2, die Gesamtpegel sind nahezu identisch, nur die Terzbandcharakteristik weist geringfügige Abweichungen auf. Und für den gleichzeitigen Betrieb beider Pumpen steigen die Gesamtschalldruckpegel erwartungsgemäß leicht um ca. 3 dB an, allerdings bei ähnlichem Absenkungsniveau und weiterhin ohne Sprünge in der Terzbandcharakteristik.

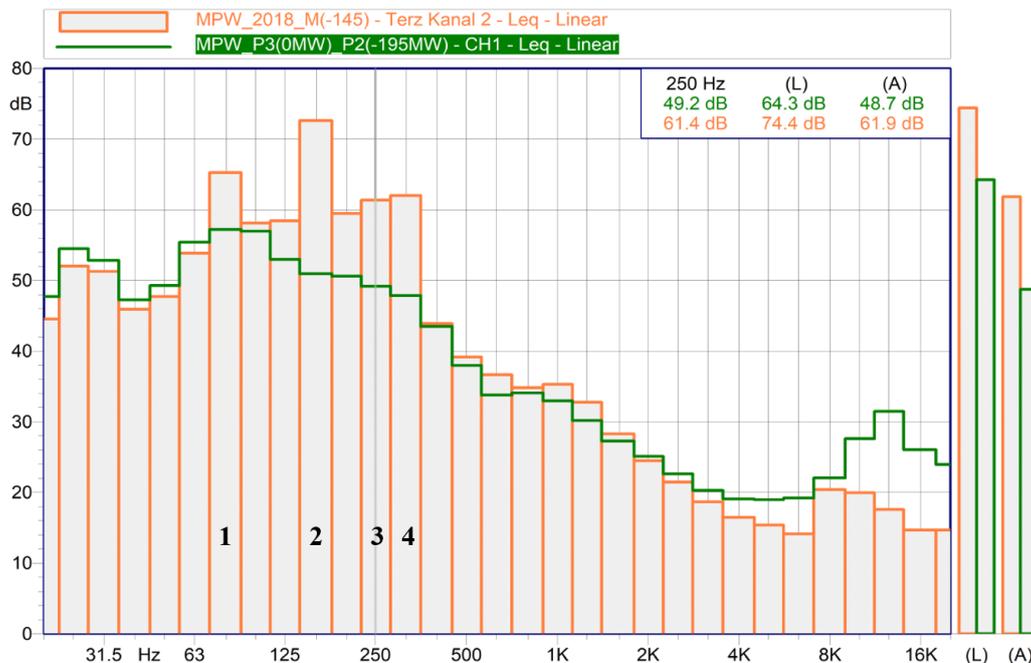


Abbildung 7: Schalldruckpegel für Terzbänder, gemessen 25 m westlich der exponierten Druckrohrleitungen, entnommen aus [7]: Bestehende Pumpe 2 bei $P_{max}=145$ MW mit Resonator im Vergleich zur modernisierten Pumpe 2 bei $P_{max}=195$ MW ohne Resonator.

Zusammenfassung

Nach umfangreichen und komplexen CFD- und FEA-Simulationen sowie Modellversuchen in der Entwicklungsphase, zeitkritischer Demontage, Fertigung neuer Teile und Wiedermontage in der Ausführungsphase bestätigen abschließende Messungen an Prototyp-Pumpeneinheiten, dass die äußerst anspruchsvollen Ziele des Speicherpumpen-Modernisierungsprojekts an der Malta Hauptstufe voll und ganz erreicht werden. Die modernisierten und patentierten Speicherpumpen erreichen nicht nur eine Steigerung der Nennpumpleistung um mehr als 35 %, sondern reduzieren auch die störenden Lärmemissionen entlang der freiliegenden Druckrohrleitungen erheblich. Insgesamt liegen die Schallpegel bei den relevanten RSI-Frequenzen im Bereich des Grundrauschens der Anlage, trotz der beträchtlichen Leistungserhöhung und sogar ohne Viertelwellenlängenresonatoren, die als Gegenmaßnahme zwischenzeitlich installiert wurden. Somit wurden die störenden RSI-Anregungen entsprechend der Projektvorgabe eliminiert, was als herausragende Leistung konstatiert wird.

Quellenverzeichnis

- [1] Verbund Hydro Power GmbH, Ausschreibung – Pumpenerneuerung KW Malta Hauptstufe P2 und P3, Call for tenders CSA-1805290001, Vienna, 2018.
- [2] Seidel, U., Hübner, B., Löfflad, J., Faigle, P., Evaluation of RSI-induced stresses in Francis runners, 26th IAHR Symposium on Hydraulic Machinery and Systems, Beijing, 2012.
- [3] Mayrhuber, J. and Giefing, D., Reduction of pump-noise from penstocks, HYDRO 2019, Porto, 2019.
- [4] Wylie, E.B. and Streeter, V.L., Fluid transients in systems, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1993.
- [5] Hübner, B., Seidel, U., D'Agostini Neto, A., Synchronization and propagation of vortex induced vibrations in Francis turbines due to lock-in effects based on coupled vibro-acoustic mode shapes, 4th IAHR Meeting of the Workgroup on Cavitation and Dynamic Problems in Hydraulic Machinery and Systems, Belgrade, 2011.
- [6] Fraiß, C. and Giefing, D., Kraftwerk Malta Hauptstufe – Schwingungsmessung Strang B, Internal report EMB 45/2016, Verbund Hydro Power GmbH, 2016.
- [7] Schwab, W., Schalltechnisches Gutachten – Druckrohrleitung Rottau nach Umbau Pumpe P2 und P3, Expert's report S14 V1.0/2022, Villach, 2022.
- [8] Mayrhuber, J., Giefing, D., et al, Upgrading of hydropower plants for the EU-Green Deal: efficiency upgrade projects for more generation and flexibility, HYDRO 2022, Strassbourg, 2022.
- [9] Benigni, H., Leithner, S, Meusburger, P, et. al, More than 1500 m head with a single-stage storage pump: Model test on pressure pulsations and compensation methods, HYDRO 2022, Strassbourg, 2022.
- [10] Hübner, B., Lechner, A., Giese, M., Campero, P., Schagerl, R., Penninger, G., Giefing, D., Acoustic optimization and power increase of the 4-stage pump at Malta pumped-storage scheme, HYDRO 2023, Edinburgh, 2023.

Ausbau der Wasserkraft in der Steiermark, Aus- und Rückblick mit Projektvorstellung Kraftwerk Gratkorn

P. Klampfl¹ und D. Oberlerchner²

¹ Energie Steiermark Green Power GmbH, Leonhardgürtel 10, 8010 Graz, AUSTRIA

² VERBUND Hydro Power GmbH, Europaplatz 2, 1150 Wien, AUSTRIA

E-Mail: David.Oberlerchner@verbund.com

Kurzfassung

Die Steiermark ist ein Land mit langer Wasserkrafttradition. Über 650 Wasserkraftwerke werden mit einer installierten Gesamtleistung von rund 1.000 MW betrieben und erzeugen jährlich rund 4,1 TWh erneuerbare Energie. Das aktuellste Kraftwerk, das KW Gratkorn, wurde zwischen 2021 und 2024 als Partnerprojekt von VERBUND und Energie Steiermark errichtet.

Ausbau der Wasserkraft in der Steiermark, Aus- und Rückblick

Die Steiermark ist ein Land mit langer Wasserkrafttradition. Im steirischen Berichtsgewässernetz mit einem Einzugsgebiet größer 10 km² werden heute über 650 Wasserkraftwerke mit einer installierten Gesamtleistung von rund 1.000 MW betrieben und erzeugen jährlich rund 4,1 TWh erneuerbare Energie.

Der erste Meilenstein wurde bereits 1889 in Bad Aussee gesetzt, wo ein Elektrizitätswerk für die Ortsversorgung errichtet wurde. Mit Hilfe von zwei Raddurbinen mit insgesamt 80 PS Leistung wurde Gleichstrom erzeugt, der für die Erzeugung von Lichtstrom verwendet wurde. Das Kraftwerk wurde daher auch nur in der Nacht betrieben. Bereits drei Jahre später nahm Franz Pichler am Weizbach die erste Elektrizitätsanlage der Monarchie, welche Mehrphasenstrom erzeugte, in Betrieb. Diesen Pionierleistungen folgten weitere meist städtische oder kommunale E-Werke mit für die Ortsversorgung ausgelegten kleineren Anlagen. Ebenfalls in diese Zeit fällt auf Grund des nun ständig steigenden Strombedarfs die Idee zur Anlage eines Stauwerks, um einen gewissen Speicher zum Ausgleich der Verbrauchsspitzen am Tage zu erhalten. Diese Idee wurde 1908 wiederum von Franz Pichler erstmals mit seinem Raabklammwerk umgesetzt.

Es war jedoch ein Schweizer Unternehmen, welches das erste Großkraftwerk an der Mur errichtete und zum Wegbereiter der modernen Verbundwirtschaft in der Steiermark wurde. 1902 gründete der Schweizer Bauunternehmer und Fabriksbesitzer Daniel J. Feuerlöcher die „Elektrizitätswerk Lebring Aktiengesellschaft“ und nahm im Jahr 1903 das Murkraftwerk Lebring, oft als erstes Großkraftwerk der k.u.k. Monarchie bezeichnet, in Betrieb. Den Strom, welcher mit vier Maschinensätzen mit zusammen 1,8 MW Leistung erzeugt wurde, leitete man über eine 20-kV-Hochspannungsleitung in den Grazer Industrieraum.

Bald folgten zahlreiche steirische Gemeinden und Unternehmen dem Beispiel von Daniel J. Feuerlöcher und Franz Pichler und bauten Wasserkraftwerke zur Belieferung örtlicher Stromverteilungsnetze. Kraftwerke an der Mur wurden in Murau, Judenburg, Leoben und Bruck/Mur errichtet. 1908 nahm das Kraftwerk Peggau-Deutschfeistritz, wiederum errichtet von einem Schweizer Unternehmen, seinen Betrieb mit einer Leistung von 6 MW auf.

Nach Ende des ersten Weltkriegs erzeugten die Wasserkraftwerke in der Steiermark rund 200 GWh im Jahr, benötigt wurde jedoch das Dreifache. Den Mehrbedarf an Strom wollte man zu einem großen Teil aus der Mur decken. Es war jedoch das Kraftwerk Arnstein am

Teigitschbach, welches 1925 als nächstes Großkraftwerk seinen Betrieb mit drei Francis-Turbinen zu je 10 MW Leistung aufnahm. Parallel zum Kraftwerk Arnstein wurde im Frühjahr 1925 aber auch an der Mur mit dem Bau des Murkraftwerk Pernegg, ein Ausleitungskraftwerk mit 18 MW Leistung und einer Regeljahreserzeugung von 105 GWh, begonnen und dieses wurde im Jahr 1928 in Betrieb genommen. 1931 folgte das Kraftwerk Laufnitzdorf, ebenfalls ein Ausleitungskraftwerk, jedoch bereits mit Kaplan-Turbinen ausgestattet. Das Kraftwerk wurde mit einer Ausbauleistung von 16,5 MW errichtet und erzeugte im Regeljahr 108 GWh. Ein weiterer wichtiger Schritt war die Nutzung des Wasserkraftpotentials an der Enns. Die ersten Schritte für die Wasserkrafterschließung der Enns erfolgten Ende der 1920er-Jahre, jedoch sollte es bis 1955/56 dauern, bis das Kraftwerk Hiefiau, in der Zeit des Wiederaufbaus Ende der 1940er-Jahre auch als das „steirische Kaprun“ bezeichnet, in Betrieb genommen wurde.

In über 120 Jahren, bis zum Jahr 2021, wurden schlussendlich insgesamt 32 Anlagen, 26 Laufwasserkraftwerke und 6 Speicherkraftwerke, mit einer Leistung größer 5 MW in der Steiermark errichtet. Diese 32 Kraftwerke erzeugen über 40 % der Gesamtregeljahreserzeugung aus Wasserkraft in der Steiermark. Im Sommer 2024 wurde das 33te Kraftwerk, das Murkraftwerk Gratkorn, in Betrieb genommen.

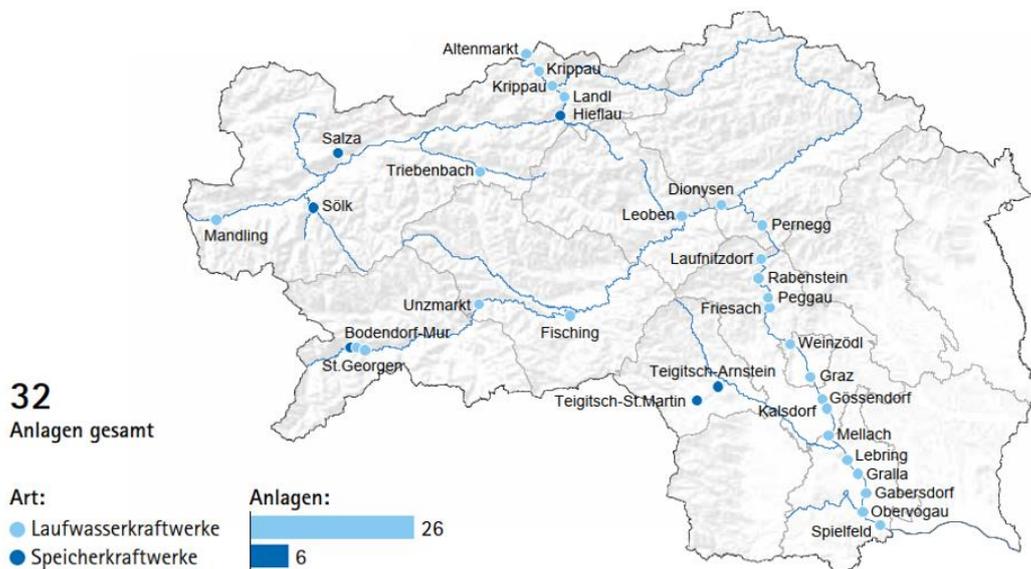


Abbildung 1 Wasserkraftwerke größer 5 MW in der Steiermark (Quelle: Energiebericht 2023, Land Steiermark)

Die aktuellen internationalen und nationalen Klima- und Energieziele sehen neben dem massiven Ausbau der Wind- und Sonnenkraft auch weiterhin eine Erhöhung der Stromproduktion aus Wasserkraft vor. Für eine diesbezügliche fachliche Grundlage in der Steiermark hat die Energie Steiermark im Jahr 2014 eine detaillierte Potenzialstudie durchgeführt und diese im Jahr 2020 aktualisiert. Die Potenzialstudie 2014 diente auch als Grundlage für die Klima- und Energiestrategie Steiermark 2030 (KESS). Um das Ziel einer klimaneutralen Steiermark im Jahr 2050 zu erreichen, wurden als Zwischenschritt vier wesentliche Leitziele für das Jahr 2030 entwickelt. Eines dieser Leitziele ist die Anhebung des Anteils erneuerbarer Energiequellen am Bruttoendenergieverbrauch auf 40 %, was durch Ausbauziele für die verschiedenen erneuerbaren Energieträger konkretisiert wurde. Der Ausbauzielwert für die Wasserkraftproduktion in der Steiermark im Jahr 2030 soll durch Erneuerung bestehender Wasserkraftwerke sowie Ausbau weiterer Standorte erreicht werden und wurde mit 4,5 TWh definiert, was einen erforderlichen Zuwachs von rund 0,4 TWh

bedeutet.

Gemäß Potenzialstudie der Energie Steiermark besteht in der Steiermark insgesamt noch ein realisierbares Projektpotenzial, durch Revitalisierung und Neubau, im Ausmaß von rund 0,8 TWh. Revitalisierungen von Bestandsanlagen tragen zwar nur zu einem kleinen Teil zur Erreichung der Klimaziele bei, insbesondere da im Gegenzug die Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie durch Anpassung der Restwasserabgaben zu Erzeugungseinbußen in ähnlicher Größenordnung führt, verhindern jedoch, dass diese Erzeugungseinbußen durch Neubauten ausgeglichen werden müssen und sind daher im Interesse der Gewässerökologie vorrangig zu betreiben. Der größte Teil zur Erreichung des Zielwerts der KESS kann dennoch nur mit Hilfe von Neubauten erreicht werden. Rund ein Drittel der ausbauwürdigen Gewässerabschnitte liegen entlang der drei steirischen Hauptflüsse Mur, Enns und Mürz, die jedoch drei Viertel des ausbauwürdigen Restpotenzials abdecken. Rund die Hälfte des Neubaupotenzials liegt in ökologisch sensiblen Gewässerabschnitten (Abwägungsstrecken der Gewässerschutzverordnung bzw. Europa- und Naturschutzgebiete), wo Wasserkraftnutzung grundsätzlich zulässig ist, allerdings erhöhte ökologische Anforderungen zu erfüllen sind.

Auf Basis der Potenzialstudie und zur Erreichung der Ziele der Klima- und Energiestrategie Steiermark 2030 arbeitet die Energie Steiermark gemeinsam mit Partnern weiter am Ausbau der Wasserkraft an den steirischen Hauptflüssen Mur, Enns und Mürz. Im Frühjahr 2024 wurden die Projektunterlagen für das Murkraftwerk Leoben-Ost zur Umweltverträglichkeitsprüfung eingereicht und für das Murkraftwerk Stübing werden derzeit die Unterlagen für die Umweltverträglichkeitsprüfung erstellt. An weiteren Standorten erfolgen derzeit die Grundlagenerhebungen zur Entscheidung, ob eine Weiterverfolgung ökologisch und technisch möglich und sinnvoll ist. Um die bestehenden Zielvorgaben auf Bundes- und Landesebene erreichen zu können, wird es jedenfalls unumgänglich sein, die vorhandenen Restpotenziale bestmöglich zu nutzen und die entsprechenden Projekte so rasch als möglich Wirklichkeit werden zu lassen.

Projektvorstellung Kraftwerk Gratkorn

Projektgeschichte

Bereits 1981 wurde von der damaligen STEWEAG (heute Energie Steiermark) eine Studie (ZT Neuhold & Raaber, 1981) zum Kraftwerk Hartboden beauftragt. Es sollte aber weitere 40 Jahre bis zur Umsetzung des, in der Zwischenzeit auf Kraftwerk Gratkorn umbenannten, Projektes dauern.

Im Jahr 2007 wurden die Planungen für das Kraftwerk Hartboden wieder aufgenommen und mit der Erstellung der Unterlagen für die Umweltverträglichkeit begonnen. Nach der Einreichung im September 2009 dauerte es dann etwa 2,5 Jahre bis zur mündlichen Verhandlung im März 2011. Nach Einwendungen diverser Betroffener und Erstellung der daraus geforderten Unterlagen erging am 10. August 2012 der Bescheid 1. Instanz. Gegen diesen wurde von mehreren Parteien berufen und das Verfahren ging damit in die 2. Instanz (Umweltsenat). Auch gegen den Bescheid des Umweltsenates im November 2013 wurde Beschwerde eingelegt, bis dann im September 2016 der letztinstanzliche Bescheid des Verwaltungsgerichtshofs erging. Auf Grund der niedrigen Strompreise wurde jedoch der Baubeginn mehrmals verschoben und die Detail- und Ausführungsplanungen erst im Jahr 2019 wieder aufgenommen. Schließlich erfolgte der Baubeginn im November 2021.

Projektbeschreibung

Im Folgenden sind die wesentlichen Kenngrößen der Anlage dargestellt. Die jährliche Stromerzeugung entspricht dem Verbrauch von 15.000 Haushalten oder anders gerechnet: mit dieser Strommenge können 30.000 Elektrofahrzeuge jeweils 10.000 Kilometer pro Jahr fahren.

Tabelle 1 Eckdaten

Ausbauwassermenge (QA)	205 m ³ /s
Fallhöhe bei QA	6,5 m
Ausbauleistung / davon gesichert	10,8 MW / 2,9 MW
Jahresarbeit	54 GWh
Länge Stauraum	3.260 m
Länge / max. Tiefe Unterwassereintiefung	1.310 m / 3,0 m

Lage

Geografisch liegt das Kraftwerk Gratkorn südöstlich der Marktgemeinde Gratkorn zwischen dem KW Weinzödl und KW Sappi. Das Hauptbauwerk liegt vollständig auf Gemeindegebiet der Stadt Graz (Ortsteil Raach). Die Kraftwerksachse liegt bei Mur-km 186.5, unmittelbar flussaufwärts der Brücke der A9 Pyhrn Autobahn.

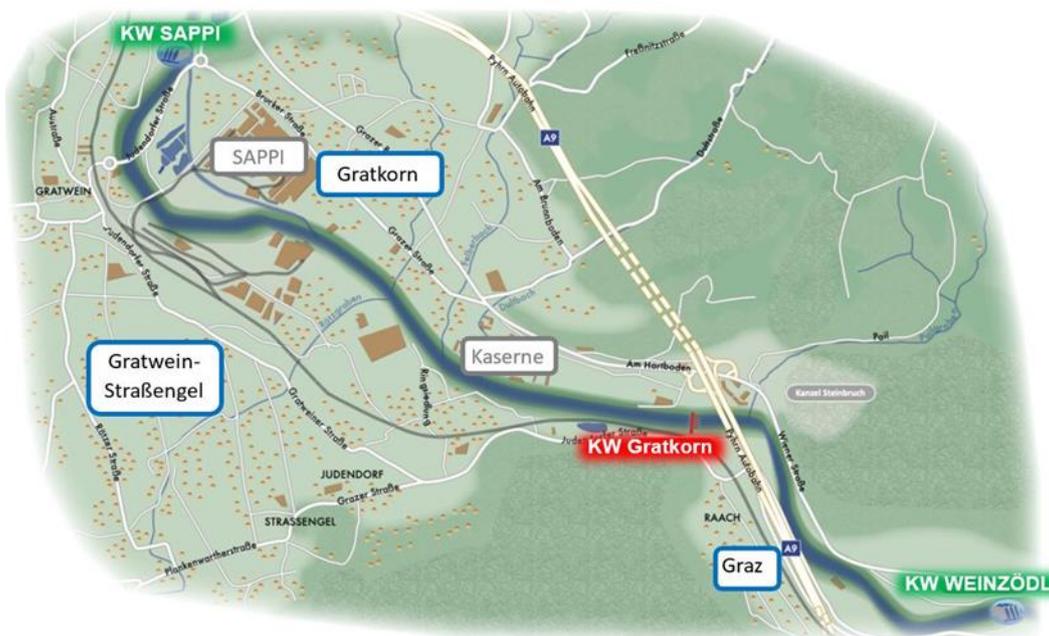


Abbildung 2 Lage des Projektes

Das gesamte Projektgebiet ist stark verbaut. An der Stauwurzel befindet sich die Papierfabrik SAPPi mit mehreren, für den Betrieb wesentlichen, Wasserentnahmen im Stauraum. Im oberen Stauraumdrittel reicht das Sieglungsgebiet knapp bis zur Mur (Ortsteil Ringsiedlung, Gemeinde Gratwein-Straßengel). Linksufrig finden sich mehrere Gewerbebetriebe und die Hackher-Kaserne entlang der Uferlinie.

Bereits in der Grundsatzstudie aus dem Jahr 1981 wurde auf die erhöhten Baukosten wegen dichter Bebauung hingewiesen. Zusätzlich existieren mehrere kleinere Murbubringer, die zum Teil verrohrt und ins Unterwasser geführt werden müssen (Dult- & Mühlbach).

Baumleitung, Unterwassereintiefung

Bereits mit der Herstellung der Murumleitung musste etwa ein Viertel der Unterwassereintiefung hergestellt werden, um die Hochwasserabfuhr während der Bauphase zu gewährleisten.

Der Pfeiler der Brücke A9, der freigelegt und dann am Ende der Umleitung in der Umleitung zu liegen kommt, wurde mittels in Beton versetzten Wasserbausteinen gesichert und ein geodätisches Monitoring installiert. Die Umleitung (Länge ca. 200 m, Breite 45 m) wurde am

nördlichen Rand mit einer 170 m langen Spundwand, südlich mit einer überschnittenen Bohrpfehlwand Durchmesser 1,2 m mit einer Länge von 95 m und einer Tiefe von 17 m ausgeführt. Die Sohle wurde aus Erosionsschutzgründen Großteils mit Wasserbausteinen belegt.

Auf einer Länge von 1.300 m flussab der Anlage wird die Mur um bis zu 3 m eingetieft. Die neue Sohle hat eine Längsgefälle von 1 %. In Summe werden ca. 150.000 m³ Material entnommen. Soweit platzmäßig möglich wurden ökologische Maßnahmen umgesetzt.

Krafthaus



Abbildung 3 Kraftwerk Gratkorn August 2024

Das Krafthaus ist am rechten Ufer situiert und beherbergt 2 vertikale Kaplanmaschinen mit einem Durchmesser von 4.000 mm. Die Länge von Einlauf- bis Ende Auslaufplatte beträgt 58 m, die Breite 26 m. Wie auch die Wehranlage ist das Bauwerk auf einem Bohrpfehlraster gegründet, wobei an der orografisch rechten Seite die Bohrpfähle zum Teil in den Felsen einbinden. Insgesamt wurden 147 Gründungspfähle mit einer Gesamtlänge von ca. 1600 lfm hergestellt. Im Erdgeschoss des Gebäudes findet sich die eigentliche Maschinenhalle, sowie Warte, Lager- und Sozialräume, Sämtliche elektrische Betriebsräume sind im ersten Untergeschoss auf der Unterwasserseite untergebracht. Durch die Wahl der vertikalen Maschine entstand über dem Saugrohr ein weiterer Raum, der als Kabelboden genutzt wird.

Wesentliche Änderung gegenüber dem eingereichten Projekt ist die Verwendung von vertikalen Kaplanmaschinen. Dies resultiert aus zwei Überlegungen:

- Erweiterung des Lieferantenkreises, da die ursprünglich geplanten Rohrmaschinen nur von wenigen Herstellern produziert werden.
- Optimierung der Tiefe der Baugrube – durch die hohe Einbaulage der vertikalen Maschine ergeben sich gegenüber der Rohrturbine etwas geringe Bauwerkstiefen (-1.5 m) speziell im Bereich des Saugrohres und damit Einsparung bei der Baugrubensicherung (Bohrpfehlwand und Ankerungen).

Wehranlage

Der Aufstau und die Stauzielhaltung erfolgen durch ein Stahlbetonwehr mit drei Segmentverschlüssen samt aufgesetzten stählernen Fischbauchklappen (Länge 3 x 16,5 m, Gesamthöhe je 7,30 m, ca. 2/3 - 1/3 Teilung), die durch Hydraulikzylinder betätigt werden.

Der Wehrhöcker liegt auf Kote 364.15 m üA und ist daher vom Unterlieger eingestaut. Die Geometrie des Tosbeckens wurde in einem hydraulischen Modellversuch an der TU-Graz ermittelt. Die Länge des Tosbeckens wurde mit 19 m festgelegt, am Ende steht eine 1,2 m hohe Endschwelle. Die Gesamtlänge des Wehres beträgt 35 m, die Gesamtbreite 57 m. Gegenüber dem ursprünglichen Projekt konnte das Tosbecken um knapp 1,5 m höher gelegt werden und verkürzte sich um 4,5 m.

Die gesamte Wehranlage ist auf einem Raster aus Bohrpfählen (SOB-Pfähle DM 90 cm) gegründet. Die Querabschotung erfolgte ebenfalls mit Bohrpfählen.

Im Zuge der Optimierungen des Projektes wurde beschlossen auf einen Portalkran zu verzichten und die Dammbalken im Revisionsfall mit einem Mobilkran zu setzen. Es wurde daher die Wehrbrücke auf die erforderliche Aufstellfläche des Krans dimensioniert.

Stauraum

Die Gesamtlänge des Stauraumes beträgt 3,2 km, wovon 1.400 m mit Untergrundabdichtungen versehen sind. Um die DSV-Flächen zu minimieren, erfolgt die Abdichtung oberhalb des mittleren Grundwasserspiegels mittels Bentonitmatten, die mit einem Kopfbalken dicht an die DSV-Lamellen angeschlossen wurden. Damit wurde die Länge der DSV-Lamelle von etwa 21 m auf 17 m reduziert. Die Abdichtung mittels DSV-Lamellen war eine Alternative der ausführenden Baufirma. Gemäß Projekt wäre die Abdichtung mit einer Schmalwand vorgesehen gewesen, wobei die Behörde das Nachdichten von etwaigen Fenstern mittels DSV vorschrieb. Somit wäre bei der Dammerstellung eine extra DSV-Einheit, während der Schmalwandarbeiten vorzuhalten gewesen, da die Ansatzenebene unter der fertig gestellten Dammoberkante liegt und nachlaufend sofort mit Wasserbausteinen belegt und fertiggestellt wurde. In Summe ergab sich durch die teurere DSV-Abdichtung eine Einsparung zum ursprünglichen Projekt.

Die Linienführung der Dämme folgt grundsätzlich dem bestehenden Ufer. Im Bereich vorhandener Dammbauten wurden diese, wenn möglich integriert. Dies war insbesondere im oberen Drittel des Stauraumes der Fall. Im unteren Bereich mussten zur Verlegung der Transport- und Drainageleitungen die bestehenden Dämme weitgehend entfernt und neu aufgebaut werden. Am linken Ufer mündet der Dultbach im Bereich der Kaserne in die Mur. Durch den Aufstau ist diese Mündung beeinträchtigt und es war notwendig den Mühlbach ins Unterwasser zu führen. Bei größeren Hochwässern des Mühlbaches reicht die Kapazität der Transportleitung jedoch nicht aus und das Wasser wird über ein eigens errichtetes Fluttor in die Mur abgeworfen. Linksufrig wird der Mühlbach in ein Rohr gefasst und ebenso ins Unterwasser geleitet.

Die bereits erwähnten zahlreichen Einbauten stellten besondere Herausforderungen bei der Umsetzung dar. Am linken Ufer war es notwendig, die seit der Ausstellung des Bescheides hergestellte Fernwärmeleitung zu verlegen. Hier war insbesondere die zeitliche Koordinierung mit dem Betrieb der Leitung und der Verfügbarkeit von entsprechendem Rohrleitungsmaterial herausfordernd. Weiters musste sämtliche Arbeiten in den Kreuzungsbereichen mit der Trinkwasserleitung (ZWHS) der Holding Graz schonend und begleitet von einem umfangreichen Monitoring durchgeführt werden. Die Rohre der Leitung DN 900 bestehen aus Asbestzement und versorgen einen wesentlichen Teil der Stadt Graz mit Trinkwasser.

Ausführung

Die Hauptbauarbeiten starteten im November 2021, wobei im Sommer davor bereits umfangreiche Vorarbeiten durchgeführt wurden. Im Bereich der Bauumleitung musste die

bestehende 20 kV-Leitung verlegt und die 110kV-Masten von ÖBB und Energienetze Steiermark aufgehöhht werden.



Abbildung 4 Baugrube im Mai 2022, Blickrichtung flussab

Die Murumleitung wurde im Norden durch eine Spundwand, im Süden durch eine überschnittene Bohrpfehlwand, die später ins Bauwerk integriert wurden, begrenzt. Zur Bauaufschließung wurde flussab der Autobahn eine Baubrücke samt Ampelanlage im Zufahrtsbereich zur Baustelle hergestellt. In weiterer Folge wurde die Mur abgetrennt und die Baugrube flussauf und -ab mit DSV-Lamellen, Tiefe bis 24 m, abgedichtet. Ab Anfang Mai 2022 begann die Wasserhaltung und der Baugrubenaushub und die Sicherung der Bohrpfehlband mittels Freispielankern. Die anfallenden Wassermengen überschritten die prognostizierten Pumpmengen anfangs massiv. Anstatt der angenommenen 300 l/s traten bereits im Bereich der Wehranlage, deren Baugrubensohle rund 3 m höher als die des Krafthauses liegt, bereits Pumpmengen von mehr als 500 l/s auf (siehe Abb. 4).

Gemeinsam mit der ausführenden Firma wurde daher das Abdichtungskonzept angepasst und im Bereich des tieferliegenden Krafthauses eine zusätzliche Abdichtung mit 81 DSV-Säulen, welche bis zum Stauer reichen, hergestellt. Dadurch konnte der Wasserandrang auf ein beherrschbares Maß reduziert werden.

Mit Anfang Juli starteten die Betonarbeiten im Bereich der Wehranlage, nach Fertigstellung der zusätzlichen Abdichtung in der eigentlichen Baugrube konnte ab August 2022 mit den Betonarbeiten für das Krafthaus begonnen werden.

Bereits im November erfolgte der Einbau der ersten Komponenten der Turbine und mit Sommer 2023, ein Jahr nach Beginn der Betonarbeiten, begann die Montage des Maschinensatzes. Ab August 2023, mit Fertigstellung des Rohbaus, startete die Elektromontage.

Im April 2024 wurde der Stau errichtet und mit der Nassinbetriebsetzung begonnen. Bereits zu Beginn des Sommers 2024 startete der technische Probebetrieb. Der Regelbetrieb wird voraussichtlich im Herbst 2024 aufgenommen werden.

Zusammenfassung

Der Ausbau der Mur wird fortgeführt. Für das Murkraftwerk Leoben-Ost wurde der Antrag auf Erteilung der Genehmigung gemäß UVP-Gesetz eingebracht. Aktuell laufen auch die Vorbereitungen für den Bau der Staustufe Stübing und es ist geplant bis 2025 die erforderlichen Unterlagen für die Genehmigung zu erstellen. Bei entsprechender Genehmigung der Projekte soll so bald als möglich mit der Umsetzung begonnen werden.

Quellenverzeichnis

- [1] VERBUND Austrian Hydro Power GmbH, 2009. Technische Einreichplanung UVE, Technischer Bericht
- [2] ZT Neuhold & Raaber, G., 1981. Projektstudie Mittlere Mur, KW Hartboden
- [3] Amt der Steiermärkischen Landesregierung (10.08.2012). Umweltverträglichkeitsprüfung Wasserkraftanlage Kraftwerk Gratkorn – Genehmigungsbescheid GZ ABT13-11.10-123/2009-178
- [4] Stefan Karner, 2021, Im Strom der Zeit - 100 Jahre Energie der Steiermark
https://www.energie-der-steiermark.at/assets/Chronik_NEU_final.pdf
- [5] Das Land Steiermark, 2017, Klima- und Energiestrategie Steiermark 2030
<https://www.technik.steiermark.at/cms/ziel/142705670/DE/>
- [6] Energie Steiermark AG, 2012, Road Map Wasserkraft - Potenzialstudie Steiermark, Endbericht November 2012
- [7] Energie Steiermark Green Power GmbH im Auftrag des Amtes der Steiermärkischen Landesregierung, Abteilung 15, 2021, Aktionsplan KESS 2030 - Wasserkraftpotenzial Steiermark 2030, Aktualisierung Juni 2021

Physikalische und numerische Untersuchungen als Grundlage zum Neubau einer alpinen Triebwasserentnahme mit Entsander Neubau KW Rotes Tor

J. Schneider¹, M. Monschein¹, J. Siedersleben², K. Baumgartner² und B. Gems²

¹ Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Stremayrgasse 10/2, A-8010 Graz, AUSTRIA

² Universität Innsbruck, Arbeitsbereich Wasserbau, AUSTRIA

E-Mail: schneider@TUGraz.at

Kurzfassung

Der vorliegende Beitrag stellt die Untersuchungen an einem physikalischen Modell sowie die begleitenden numerischen Berechnungen vor. Es ist beabsichtigt, das aktuell bestehende Kraftwerk Rankweil in Vorarlberg durch eine neue Anlage zu ersetzen (KW Rotes Tor). Dabei wird die Wehranlage großteils erhalten bleiben, die Wasserentnahme wird jedoch neu gestaltet. Anstelle des bestehenden Tiroler Wehres wird eine seitliche Entnahme mit angeschlossenem Entsander errichtet. Der Triebwasserweg sowie das Kraftwerk werden völlig neu errichtet. Die Kapazität der Wasserfassung wird von derzeit 2,15 m³/s auf zukünftig 4,5 m³/s erhöht.

Die Frutz hat im betrachteten Gewässerabschnitt ein sehr dynamisches Fließverhalten und ein erhebliches Geschiebeaufkommen. Die für den Modellversuch maßgeblichen sedimentologischen Kennwerte wie die Transportkapazitäten bei verschiedenen hydraulischen Verhältnissen (Abflüssen) werden mittels 1D- und 2D numerischer Berechnungen ermittelt, da hierzu keine diesbezüglichen Messwerte vorhanden sind. Die Bestimmung der Kornverteilungskurven erfolgt mittels Linienzahlanalysen sowie Probenentnahmen durch die Universität Innsbruck und Siebungen in der HTL Rankweil. Die für die Modelle relevanten Abflüsse werden anhand der am oberwasserseitig gelegenen Messpegel Laterns vorhandenen Daten für den Modellierbereich hochgerechnet. Die hydrologischen sowie sedimentologischen Kennwerte werden für den physikalischen Modellversuch nach dem Froude'schen Modellgesetz umgerechnet.

Einleitung

Im Projektgebiet befindet sich derzeit das Kraftwerk Rankweil (KRA). Im Rahmen des Projekts wird beabsichtigt, ein neues Kraftwerk zu errichten, wobei die Wasserfassung am selben Ort bleibt, das Krafthaus jedoch an einen neuen Standort verlegt wird. Das neue Kraftwerk wird den Namen Kraftwerk Rotes Tor (KRT) tragen. Am aktuell bestehenden Tiroler Wehr des KRA ist kein Entsander angebracht, sondern ein Schotterspülkanal und ein teilweise offener Stollen, die zu einem Rechenhaus führen. Vom Rechenhaus wird das Wasser derzeit über eine Druckrohrleitung zur Turbine geleitet. Derzeit ist die Staustufe als feste Wehranlage mit einem Spülschütz ausgestattet. Abbildung 1 zeigt die Lage des Kraftwerks in der Frutz.

Die bestehende feste Wehrschwelle bleibt unverändert. Statt der bisherigen Wasserfassung über ein Tiroler Wehr ist eine Seitenentnahme mit anschließendem Entsander geplant. Die Kapazität der Wasserfassung wird von derzeit 2,15 m³/s auf künftig 4,5 m³/s erhöht.

Die Frutz weist in diesem Gewässerabschnitt ein sehr dynamisches Fließverhalten und ein erhebliches Geschiebeaufkommen auf. Am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft wird die Planung der Umbaumaßnahmen mit einem Modellversuch im Maßstab 1:20 unterstützt. Die numerischen Berechnungen erfolgen am Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck.

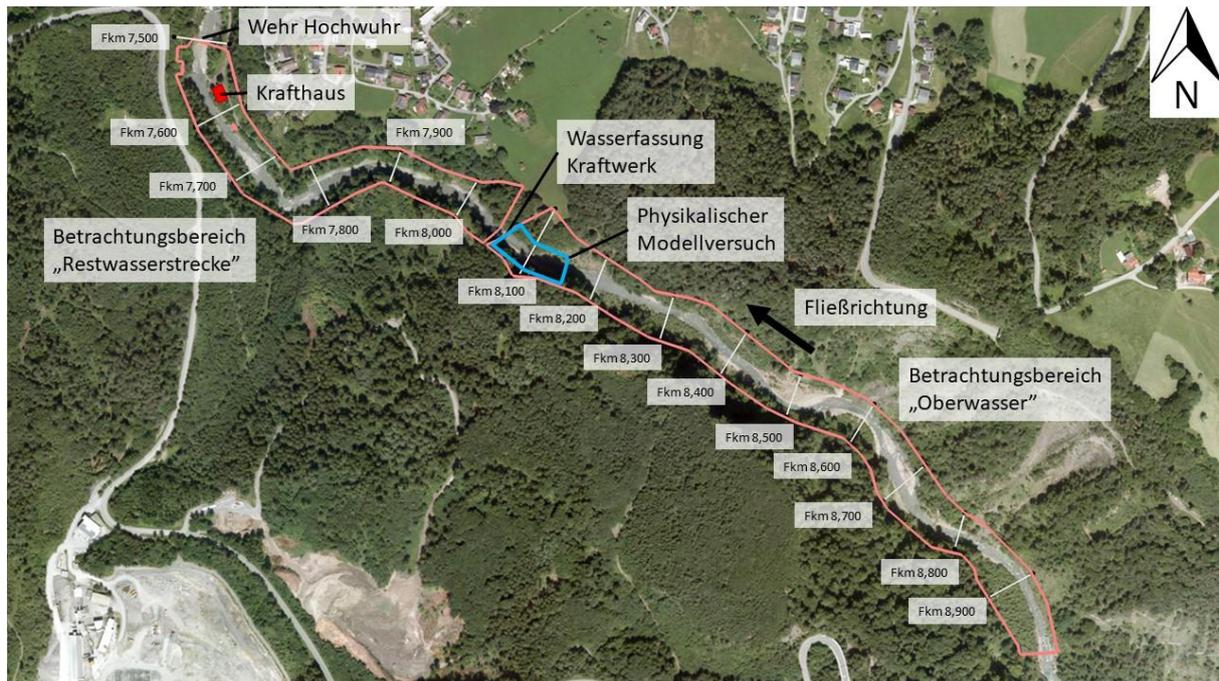


Abbildung 1: Übersicht über das Projektgebiet und die beiden verwendeten numerischen Modelle

Im Rahmen des Modellversuchs sowie der numerischen Modellierungen wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Verhalten der Anlage bei Ausbauwassermenge Q_a
- Verhalten der Anlage bei unterschiedlichen Hochwasserabflüssen (HQ1 bis HQ100)
- Situierung und Wirkungsweise der Spülgasse
- Zuströmung in den Entsander sowie Spülung des Entsanders
- Wasserstandmessungen bei unterschiedlichen Abflüssen
- Veränderung des Flussbetts bei unterschiedlichen Abflüssen

Physikalisches Modell

Der Modellaufbau

Für die vorgesehenen Untersuchungen wurde ein physikalisches Modell im Maßstab 1:20 im Wasserbaulabor der TU Graz errichtet. Im Bereich der bestehenden Wehranlage wurde mit einem Laserscanner (Leica RTC360) eine 3D-Umgebungserfassung durchgeführt. Diese Daten dienen als Grundlage, um den Istzustand des Gewässerabschnitts für die Modellierung im Labor festzulegen. Für den Modellaufbau wurden Ziegel, Sand, Kies und Beton verwendet. Die Wehranlage und der Entsander wurden aus Trovidur-Kunststoff und Plexiglas hergestellt. Das Modell hat eine Länge von etwa 5 Metern. Die nahezu vertikalen Felswände wurden vereinfacht modelliert. Die Sohle wurde in den ersten Untersuchungen befestigt und anschließend unbefestigt als bewegliche Sohle ausgeführt. Abbildung 2 zeigt das Modell im Wasserbaulabor.



Abbildung 2: Physikalisches Modell im Wasserbaulabor der TU Graz

Die Modellsedimente

Die Festlegung der Korngrößenverteilungen des im Modellversuch verwendeten Sohlsubstrats und Geschiebes basiert grundsätzlich auf Ergebnissen der Linienzahlanalysen im Oberwasser der Wehranlage. Diese Analysen wurden vom Arbeitsbereich Wasserbau des Instituts für Infrastruktur der Universität Innsbruck durchgeführt. Zusätzlich wurden Geschiebeproben vom Unterwasser der Wehranlage in Zusammenarbeit mit der Auftraggeberin illwerke vkw AG entnommen. Die bautechnische Versuchsanstalt an der HTL Rankweil führte eine Siebanalyse dieser Proben zur Bestimmung der Korngrößen durch. Abbildung 3 zeigt das auf den Felduntersuchungen basierte und bereits auf den Modellmaßstab umgerechnete Modellsedimente.

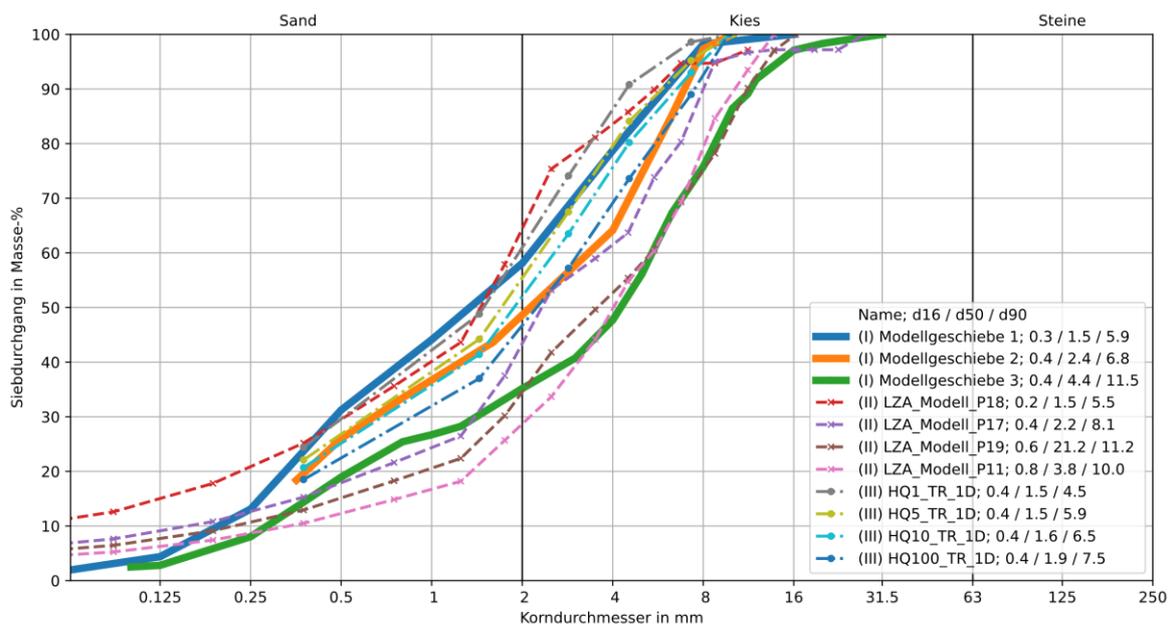


Abbildung 3: Verwendete Sieblinien im Modellversuch

Die Geschiebezugaberaten wurden in Zusammenarbeit mit der AG und dem Arbeitsbereich Wasserbau des Instituts für Infrastruktur der Universität Innsbruck festgelegt. Diese Festlegung basierte auf geschiebehydraulischen 2D- und 1D-Modellierungen, die vom Arbeitsbereich Wasserbau durchgeführt wurden (siehe Kapitel “Numerische Untersuchungen”).

Untersuchte Lastfälle

Im Rahmen der Modellversuche wurden folgende Lastfälle untersucht:

- Ausbauwassermenge QA
- HQ1
- HQ5
- HQ10
- HQ30
- HQ100
- Spülung Entsander
- Funktionstüchtigkeit der Spülgasse
- Wasserstände an relevanten Stellen (über dem festen Wehr und im Bereich des Verschlussorgans der Spülgasse)

Dokumentation der Modellversuche

Die Versuche wurden sowohl mit befestigter als auch mit beweglicher Sohle durchgeführt. Die Versuche mit befestigter Sohle dienten der grundsätzlichen Funktionsüberprüfung des Modellaufbaus und sollten einen Überblick über die hydraulischen Verhältnisse im Bereich der Wehranlage geben.

Abbildung 4 (links) zeigt die hydraulischen Verhältnisse bei einem HQ10-Ereignis. Die Farbzugabe erfolgte direkt auf Höhe der Flusssohle, wodurch die Strömungsrichtungen an den jeweiligen Zugabestellen sichtbar gemacht werden. Es wird deutlich, dass die vorhandene Sohltopografie das transportierte Geschiebe auf die orographisch rechte Seite der Spülgasse lenkt. Dieser Zustand ist vorteilhaft, da dadurch der Eintrag von Geschiebe in den Entsander weitgehend verhindert und der Weitertransport des Geschiebes ins Unterwasser gewährleistet wird.

Beim HQ30-Versuch wurde am unteren Modellende des Entsanderauslasses zusätzlich eine Auffangvorrichtung (Vlies) installiert (Abbildung 4, rechts), um die in die Triebwasserentnahme eingetragenen Sedimente abzufangen. Dadurch konnte eine Abschätzung der Menge des ausgetragenen Materials sowie eine Bestimmung der Korngrößenverteilung vorgenommen werden.



Abbildung 4: Links: hydraulisch Situation bei HQ10 mit befestigter Sohle; Rechts: Auffangvorrichtung für Feinsedimente

Bei den Versuchen mit beweglicher Sohle wurde die Modellsohle vor den Versuchen meistens auf den Ursprungszustand wiederhergestellt (Ausnahmen HQ5 und HQ10, dabei wurden die Versuche direkt anschließend ohne Wiederherstellung der Ausgangssohle gestartet), um Vergleiche hinsichtlich Sohländerungen und Sedimenttransportvorgängen der einzelnen Hochwasserereignisse zu ermöglichen.

Ergebnisse

Im Folgenden sollen die Ergebnisse der HQ10, die Entsanderspülung sowie die Tests bei der Spülgasse beispielhaft als einige Ergebnisse der umfangreichen Modellversuche vorgestellt werden. Alle Ergebnisse sind aus [1] entnommen.

Im Regellastfall HQ10 sind die Einlaufschütze zum Entsander nach Absprache mit der AG geschlossen und die Anlage ist nicht in Betrieb. Abbildung 5 zeigt die Höhenunterschiede zwischen dem aktuellen Zustand der Sohle in der Natur (gemäß Vermessung) und der Sohle nach Durchführung der Versuche. Der Sedimenttransport im Bereich der Wehranlage ist ausreichend hoch, wodurch keine Einschränkungen durch Anlandungen im Triebwassereinlaufbereich zum Entsander auftreten.

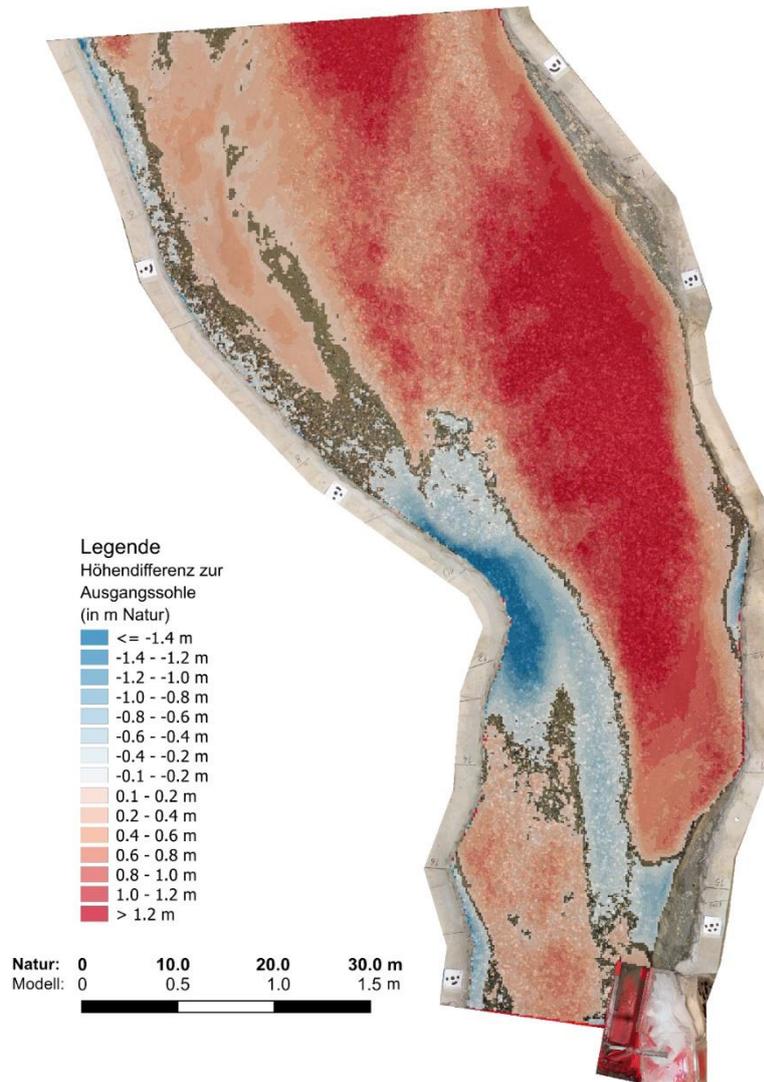


Abbildung 5: Darstellung der Sohlhöhendifferenzen zur Ausgangssohle nach einem HQ10

Entsanderspülung

Bei der Versuchsdurchführung des Lastfalls HQ30 mit geöffneten Einlaufschützen zum Entsander und aktivem Triebwasserweg (Turbinenbetrieb) traten starke Sedimentablagerungen sowohl im Entsander als auch im Triebwasserweg auf (siehe Abbildung 6). Um die Möglichkeit einer Entsanderspülung bei niedriger Wasserführung zu untersuchen, wurde nach dem HQ30-Versuch ein Entsanderspülvorgang bei einer Wasserführung von 2 m³/s (natürlichem Flusspegel) durchgeführt.

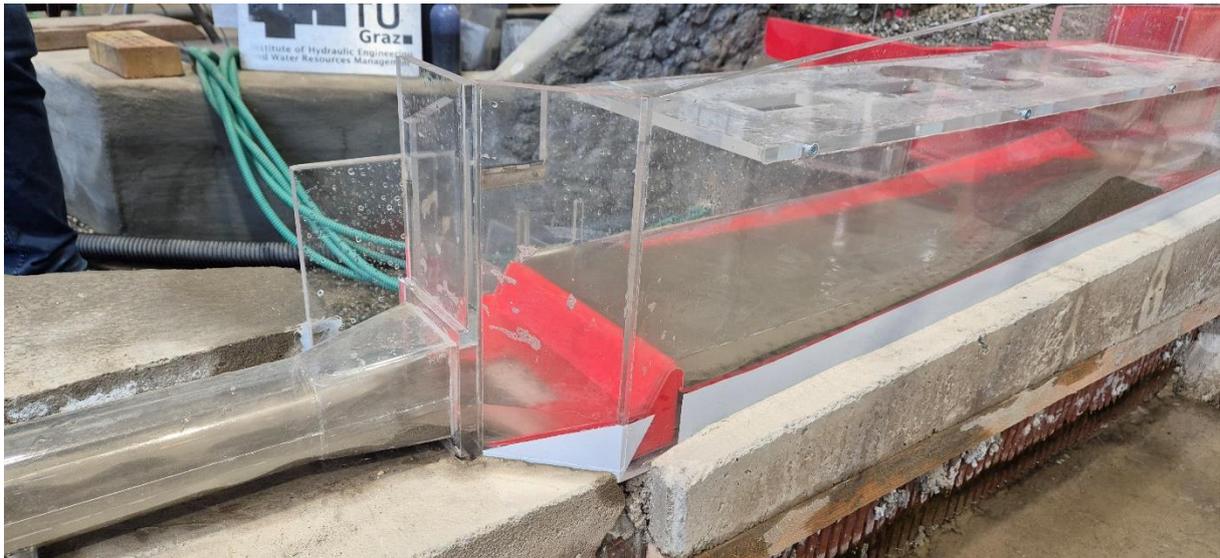


Abbildung 6: Ablagerungen im Entsander nach einem HQ30 im Modellversuch

Der Entsander konnte innerhalb von 12 Minuten Modellzeit (entspricht knapp 54 Minuten in der Natur) vollständig gespült werden. Zur vollständigen Entleerung des Entsanders wurden während des Spülvorgangs zwei Mal das Spülschütz des Entsanders geschlossen, um den Wasserspiegel zu erhöhen und Sedimentablagerungen zu mobilisieren. Nach erneuter Öffnung des Schützes konnten diese Sedimente abtransportiert werden. Zusätzlich wurden die beiden Einlaufschütze zum Entsander abwechselnd geöffnet und geschlossen, um durch leichte Veränderung der Fließrichtungen im Entsander befindliches Sediment zu mobilisieren.

Funktionsfähigkeit der Spülgasse

Direkt vor dem Einlauf der seitlichen Entnahmeöffnung befindet sich eine Spülgasse. Diese dient einerseits dazu, dass im Hochwasserfall die transportierten Sedimente ins Unterwasser weitergeleitet werden und andererseits, dass die während des Normalbetriebes im Einlaufbereich abgelagerten Sedimente durch Spülvorgänge mit dem Spülschütz ins Unterwasser ausgespült werden können.

Um zu prüfen, ob die Spülgasse bei geringer Wasserführung gespült werden kann, wurde ein Versuch mit einem Durchfluss von $2 \text{ m}^3/\text{s}$ (Naturmaßstab) durchgeführt (siehe Abbildung 7). Es wurde festgestellt, dass die Zuflussrichtung zur Spülgasse den Transport der Sedimente entlang der orografisch rechten Seite begünstigt. Die Spülung der Ablagerungen, die in Abbildung 7 zu sehen sind, konnte bei einem Durchfluss von $2 \text{ m}^3/\text{s}$ innerhalb von vier Minuten Modellzeit (entspricht etwa 18 Minuten in der Natur) abgeschlossen werden.

Zusätzlich ist zu erwähnen, dass die Trinkwassergenossenschaft Rankweil im Bereich der Staustufe einige Meter oberhalb der festen Wehranlage rechtsufrig Trinkwasser entnimmt. Bei allen Versuchen konnte festgestellt werden, dass es in dem Bereich eher zu Anlandungen kommt und deshalb keine Sohlerosionsgefahr besteht, sprich, die Rohre werden nicht freigelegt.



Abbildung 7: Spülung der Spülgasse im Modell bei einem Zufluss von 2 m³/s, links: vor der Spülung, rechts: während der Spülung

Numerische Untersuchungen

Allgemeines

Die numerische Modellierung wurde mit dem Ziel durchgeführt, die physikalische Modellierung zu ergänzen und die Hydraulik sowie die Transportprozesse im Oberwasser der Wasserfassung und in der Restwasserstrecke abzuschätzen [2].

Folgende Themenstellungen werden in diesem Artikel präsentiert:

- Ermittlung der Transportraten der verschiedenen Lastfälle im Oberwasser der Wasserfassung, insbesondere in Hinblick auf die Zulaufbedingung des physikalischen Modellversuchs.
- Ermittlung der Anlandungs- und Erosionsmuster und die damit zu erwartenden Wasserspiegellagenänderungen in der Restwasserstrecke für die untersuchten Lastfälle.

Abbildung 1 zeigt eine Übersicht des Projektgebietes. Die numerischen Untersuchungen umfassen den Oberwasserbereich bis ca. 1 km oberhalb der Wehranlage (Betrachtungsbereich „Oberwasser“) und die Restwasserstrecke bis zum Wehr Hochwühr („Betrachtungsbereich „Restwasserstrecke“). Die Berechnungen basieren auf dem numerischen Modell *Basement* mit einer Netzauflösung von 1,5 m. Der Ansatz von Meyer-Peter und Müller wurde für die Berechnung der Transportprozesse verwendet und insgesamt sechs Kornfraktionen bilden die Kornverteilungslinien in Abbildung 3 ab. Um Rechenzeiten zu reduzieren, kam im Netz Bereich „Oberwasser“ eine fixierte Sohle zum Einsatz. Das Netz „Restwasserstrecke“ wurde hingegen mit einer beweglichen Sohle mit einer maximalen Erosionstiefe von 2 m berechnet. Der kritische Wert für den Transportbeginn θ_{crit} liegt bei beiden Simulationen bei 0,046.

Die Geometrie des Berechnungsnetzes basiert auf einer photogrammetrischen Vermessung mit einem maximalen Punkt-zu-Punkt Abstand von 0,5 cm. Nicht abgedeckte Bereiche wurden mit einem gerasterten Laserscandatenatz vom Land Vorarlberg mit einer Auflösung von 1 m ergänzt. Einzelne Wassertiefenmessungen wurden verwendet, um vom Wasserspiegel der photogrammetrischen Punktwolke auf die Bathymetrie zu schließen. Des Weiteren wurde die

Punktwolke der photogrammetrischen Vermessung aufgrund von Ungenauigkeiten in der Referenzierung manuell an den Laserscandatensatz vom Land Tirol angepasst.

Die numerische Modellierung basiert auf einer begrenzten Datengrundlage, v.a. in Hinblick auf der Bathymetrie und der hydraulischen sowie morphodynamischen Kalibrierung der beiden Modelle. Dennoch wurden umfassende hydraulische und morphodynamische Berechnungen durchgeführt, die teilweise mit einer Sensitivitätsanalyse ergänzt wurden um die Unsicherheit der Ergebnisse abzuschätzen. Des Weiteren wurde ein 1D *Basement* Modell herangezogen um die ermittelten Transportraten zu validieren.

Ergebnisse - Oberwasser

Abbildung 8 (a) zeigt die ermittelten Transportraten vom Netz „Oberwasser“. Für den physikalischen Modellversuch sind die Transportraten etwa 150 m oberhalb der Wasserfassung ausschlaggebend. Aus diesem Grund wurden für die Auswertung die Ergebnisse der Kontrollquerschnitte bei Fkm 8,210, Fkm 8,260 und Fkm 8,360 gemittelt. Demnach liegen die Transportraten im Bereich des Modelleinlaufs bei 0,10 m³/s (HQ1), 0,28 m³/s (HQ5), 0,40 m³/s (HQ10), 0,61 m³/s (HQ30) und 0,90 m³/s (HQ100). Die Transportraten der restlichen Gewässerstrecke entsprechen in etwa der gemittelten Transportrate am Einlaufbereich. Die Ergebnisse der 1D Numerik weichen maximal um 20 % von den Transportraten der 2D Numerik ab und validieren somit die ermittelten Transportraten.

Abbildung 8 (b) weist auf einen linearen Zusammenhang vom Durchfluss und der Transportrate hin. Zusätzlich werden die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse hinsichtlich der Rauheit und des Transportbeginns im Bereich des Einlaufbereichs des physikalischen Modellversuchs gezeigt. Die Rauheiten wurden im gesamten Berechnungsnetz um +/- 4 m^{1/3}/s angepasst und der kritische Shieldsparameter wurde um +/- 0,0006 verändert. Die Sensitivität der Rauheitsbeiwerte hat eine Änderung der Transportraten von 10 % - 35 % zur Folge. Die Sensitivität des kritischen Shields-Parameters θ_{crit} hat einen kleineren Effekt auf die berechneten Transportraten, die Änderungen betragen 8 % - 20 %.

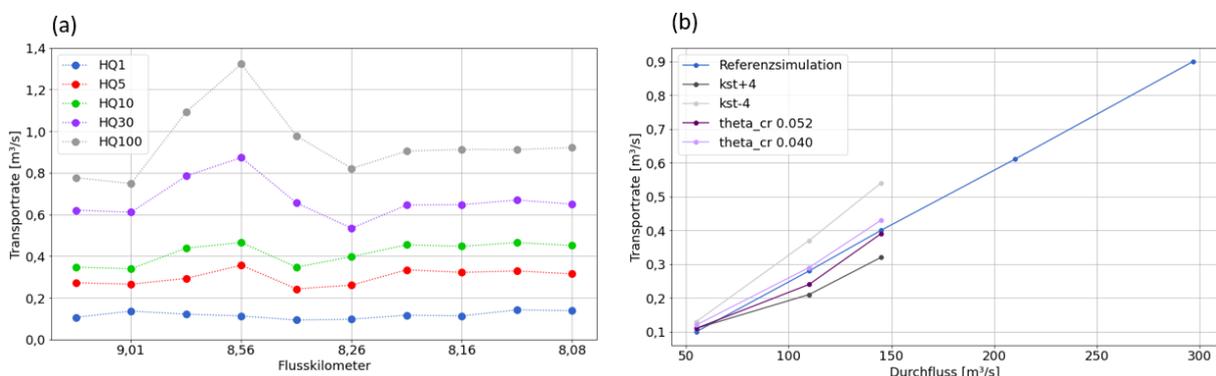


Abbildung 8: Ermittelte Transportraten im Oberwasser des Kraftwerks Rotes Tor und Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse der Transportraten im Bereich des Einlaufbereichs des physikalischen Modellversuchs

Ergebnisse - Unterwasser

Abbildung 9 zeigt die Gewässersohle und den Wasserspiegel am Anfang (t=0h) und am Ende (t=5h) für die untersuchten Szenarien. Das Anlandungsmuster und die damit verbundenen Wasserspiegeländerungen ähneln sich für alle Szenarien, unterscheiden sich allerdings deutlich in ihrer Größenordnung. Von der Wehrachse bei Fkm 8,060 bis Fkm 7,900 kommt es in allen Fällen zu Anlandungen, die beim HQ100 bis zu 2,0 m erreichen. Aus diesem Grund kommt es lokal zu einer Wasserspiegelanhebung, die vor allem bei Abflüssen >HQ₁₀ zu beobachten ist. Zwischen Fkm 7,900 und 7,800 bleibt die Sohle weitestgehend stabil und es können keine

signifikanten Wasserspiegeländerungen beobachtet werden. Die lokale Eintiefung zwischen Fkm 7,800 und Fkm 7,700 dehnt sich bei allen Szenarien deutlich weiter ins Unterwasser aus. Folglich hat die Vergrößerung der Eintiefung lokal eine Wasserspiegelabsenkung zur Folge. Aus diesem Grund sind keine signifikanten Wasserspiegeländerungen in diesem Bereich zu erwarten. Zwischen Fkm 7,700 und 7,600 entsteht in allen fünf Szenarien eine Anlandung, die allerdings keine signifikante Erhöhung des Wasserspiegels zur Folge hat. In allen Fällen bleibt die Sohle im Bereich des Wehrs Hochwahr zwischen Fkm 7,600 und 7,500 weitestgehend stabil. Die numerischen Berechnungen haben gezeigt, dass es bei HQ100 zu Überflutungen im Bereich des Kraftwerkes kommen kann.

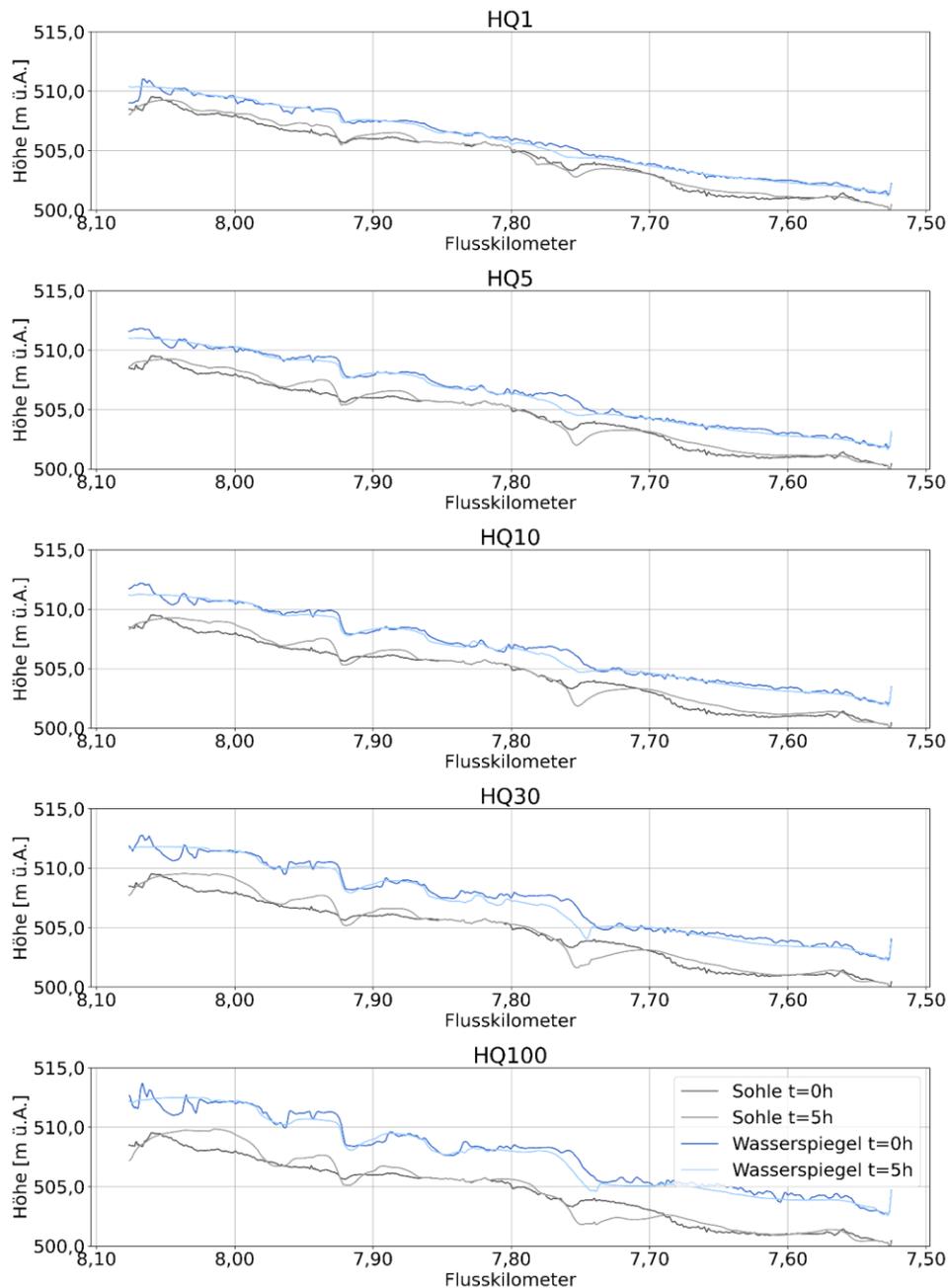


Abbildung 9: Ergebnis Sohlagenänderungen (grau) und Wasserspiegeländerungen (blau) für die Szenarien HQ1, HQ5, HQ10, HQ30 und HQ100

Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag beschreibt die physikalischen und numerischen Untersuchungen für das neu zu errichtende Wasserkraftwerk Rotes Tor in Vorarlberg. 1D und 2D numerische Untersuchungen dienen unter anderem als Grundlage für die physikalischen Modellversuche. Damit werden vor allem die Geschiebeeinträge ins physikalische Modell bestimmt. Des Weiteren gibt die numerische Modellierung Aufschluss über die Transportprozesse in der Restwasserstrecke und die zu erwartenden Wasserspiegeländerungen.

Im physikalischen Modell wurde das Verhalten der Anlage bei unterschiedlichen Hochwasserabflüssen (HQ1 bis HQ100), die Situierung und Wirkungsweise der Spülgasse, die Zuströmung in den Entsander sowie die Spülung des Entsanders und die Veränderung des Flussbetts bei unterschiedlichen Abflüssen untersucht sowie Wasserstandmessungen bei unterschiedlichen Abflüssen durchgeführt.

Die vorliegenden Untersuchungen zeigten ein funktionierendes Sedimentmanagement und lassen daher eine zufriedenstellende Betriebsweise der neuen Wehranlage mit Triebwasserentnahme erwarten.

Danksagung

Die Untersuchungen wurden im Auftrag der illwerke vkw AG durchgeführt. Die Autor: innen danken für die Beauftragung und die gute Zusammenarbeit.

Quellenverzeichnis

- [1] Zenz G., Schneider J., Monschein M., Lazar F. (2024), Hydraulischer Modellversuch Kraftwerk Rotes Tor (KRT), unveröffentlichter Abschlussbericht
- [2] Aufleger M., Gems B., Baumgartner K., Siedersleben J. (2024), Revitalisierung Kraftwerk Rotes Tor - Geschiebehydraulische 2D Modellierung, unveröffentlichter Abschlussbericht

Rechenverlegung von Einlaufbauwerken an Wasserkraftwerken Modelluntersuchung

C. Kaiser¹ und D. Mayr²

¹ Petrifelderstraße 87, A-8041 Graz, AUSTRIA

² 3d-Hydro Engineering GmbH, Am Anritzbach 30, 8045 Graz, AUSTRIA

E-Mail: kaiser.christina123@gmail.com

Kurzfassung

Vor dem Hintergrund der EU-Wasserrahmenrichtlinie stellt der Fischschutz an Einlaufbauwerken von Wasserkraftanlagen eine zunehmende Herausforderung für Kraftwerksbetreiber – insbesondere im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit – dar. Während an der Durchgängigkeit der Gewässer sowohl für aufwärts- als auch abwärtsgewandte Fischwanderung in Hochtouren geforscht wird und gerade bei Ersterem schon weitreichende Erfolge erzielt wurden, ist man sich noch nicht einig, wie Aspekte des Fischschutzes am Einlauf von Kraftwerksturbinen umgesetzt werden sollen. Der Einlaufrechen als physische Barriere ist für den Fischschutz ein maßgebendes Element und sollte eine möglichst geringe lichte Stabweite aufweisen. Dies bringt zwei schwerwiegende Nachteile mit sich: Erstens bewirkt ein höherer Verbauungsgrad eine geringere Energiegewinnung und zweitens ist damit eine höhere Verlegungsrate durch Geschwemmsel und somit ein höherer Entsorgungsaufwand des Materials verbunden.

Über die Zusammenhänge zwischen lichtem Stababstand des Einlaufrechens und dessen Verlegungsverhalten durch Geschwemmsel sind noch kaum Untersuchungen vorhanden. Bisher wurde ausschließlich die Verlegung einzelner Blätter oder Äste untersucht. In dieser Veröffentlichung werden hydraulische Modellversuche als 1:1-Ausschnittsversuch in einem Glasgerinne beschrieben, die am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU-Graz durchgeführt wurden [1]. In den Versuchen wurden die Parameter Blattart mit Blattlänge und -breite, die Menge der Blätter, deren Interaktion mit Ästen, die Fließgeschwindigkeit sowie die lichte Stabweite systematisch variiert.

Voruntersuchungen

Die Frage nach der Zusammensetzung der einem Einlaufrechen zuströmenden Feststoffe (Blätter, Äste, etc.) wurde mittels umfangreicher Literaturrecherche [1] sowie mehrerer Begehungen von Laufkraftwerken an der Donau und an der Mur beantwortet. Eine Zählung des von den Kraftwerksstandorten entnommenen Materials ermöglichte die Definition von möglichst realitätsnahen Versuchsbedingungen im Hinblick auf Blattart, Blattabmessungen sowie Zusammensetzung des Gemisches aus Blättern und Ästen. So wurden für die Laborversuche die charakteristischen Blattarten Hainbuche und Silberweide gewählt.

Ein wesentlicher Parameter für die Untersuchung der Rechenverlegung sind die Abmessungen der Blätter. Bei der durchgeführten Vermessung wurde jeweils die Länge des Blattes L , die Länge des Blattes mitsamt Stiel LS und die Breite des Blattes B gemessen. Bei der Auswahl der Blätter wurde auf eine geringstmögliche Streuung zu den gewählten Referenzwerten (Mittelwerte) geachtet. Abbildung 1 stellt in einem Boxplot die statistische Größenverteilung der Blattdimensionen beider Blattarten dar.

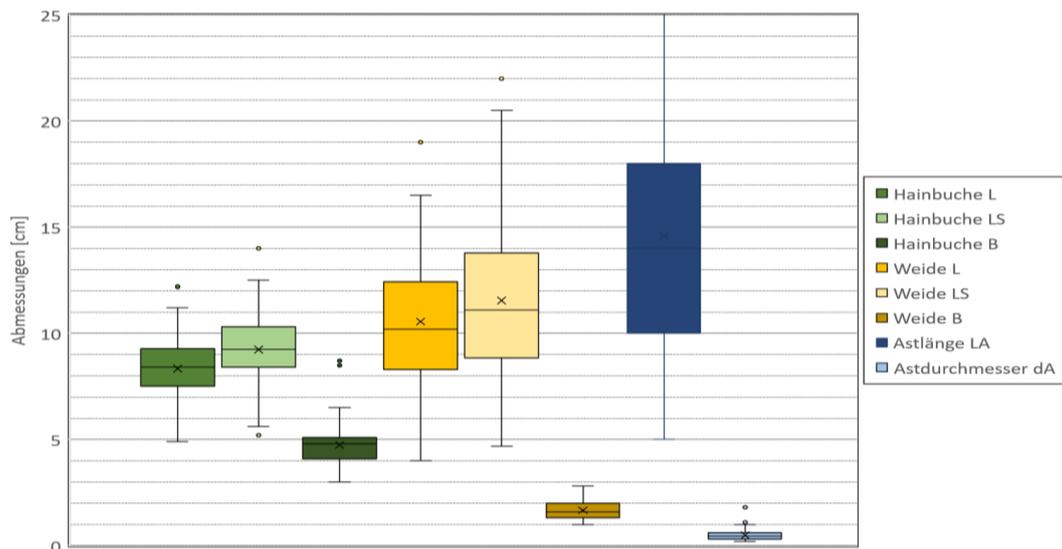


Abbildung 1: Boxplot der Blattabmessungen L, LS und B für Hainbuche HB, Silberweide W und Äste; Abmessungen in cm; n = 100

Modellversuche

Modellaufbau

Die hydraulischen Laborversuche wurden in einem Glasgerinne im Labor des Institutes für Wasserbau und Wasserwirtschaft an der TU Graz als 1:1-Ausschnittsversuch eines Prototyprechens durchgeführt.

Das Gerinne hat eine Gesamtlänge von etwa 10 m und eine Breite von 765 mm, wobei diese im Bereich des Rechens auf 420 mm verengt wurde, um ein breiteres Spektrum an Fließgeschwindigkeiten bei jeweils eingestellten Wassertiefen abdecken zu können. Der Rechen weist eine Horizontalneigung von 70° auf und dahinter befindet sich ein Auffanggitter zum Aufsammeln der Blätter und Äste, die nicht vom Rechen zurückgehalten wurden. Zum einheitlichen Einbringen mehrerer Blätter in das Gerinne wurde in einer Distanz von 1.5 m oberstrom des Rechens ein Einbringrohr mit strömungsgünstiger Verkleidung montiert (Abbildung 2).

Die Stabdicke der Rechenstäbe des Rechens, bestehend aus 100 mm langen Flachelementen beträgt bei allen Versuchen 12 mm. Die Stabköpfe sind beidseits unter 45 Grad angefast (2x2 mm). Die lichten Stababstände wurden als Vielfaches der Stabdicke von 12 mm gewählt. Im späteren Versuchsstadium wurde festgestellt, dass der Bereich zwischen 12 und 24 mm einer detaillierteren Betrachtung bedarf, weshalb ein weiterer Rechen mit 20 mm lichter Stabweite angefertigt wurde.

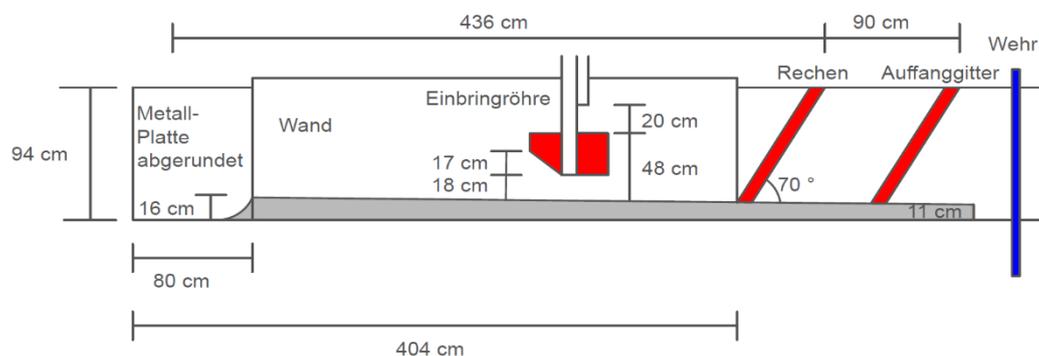


Abbildung 2: Versuchsaufbau in der Ansicht, Fließrichtung von links nach rechts

Messtechnik

Gemessen wurden bei der Versuchsdurchführung die folgenden Größen:

- Wasserspiegel: Im Ober- und Unterwasser mittels seitlich an der Glas-Gerinnwand angebrachten Maßbändern. Die Messgenauigkeit lag oberstrom des Rechens bei 5 mm, aufgrund der Wellenbewegungen im Unterwasserbereich bei 10 mm.
- Durchfluss Q : Messung mittels induktivem Durchflusszähler (IDM). Die Messgenauigkeit beträgt ca. 1 l/s.
- Lokale Fließgeschwindigkeiten: Acoustic Doppler Velocimetry (ADV)

Versuchsdurchführung und Auswertung

Generell wurden die nachfolgend beschriebenen Versuchsreihen (1) bis (3) für variierende Fließgeschwindigkeiten (0.3, 0.5, 0.7 und 1.0 m/s) und lichte Stabweiten (12 mm, 20 mm, 24 mm, 36 mm, 60 mm und 96 mm) durchgeführt, jeweils für Hainbuchen- und Weidenblätter. Dabei entsprechen Verhältnisse mit einer Zuströmgeschwindigkeit von 1,0 m/s und einem lichten Stababstand von 96 mm einer üblichen Rechen-Auslegung (entsp. „Referenzfall“).

Bei den (1) Einzelblattversuchen wurde ein und dasselbe Blatt so oft in das Gerinne eingebracht, bis ein 95%-Konfidenzintervall für die ermittelte Verlegungswahrscheinlichkeit erreicht wurde. Damit konnte die Frage beantwortet werden, wie sich das Verlegungsverhalten einzelner Hainbuchen- oder Weidenblätter voneinander unterscheidet und welchen Einfluss dabei die Fließgeschwindigkeit und die lichte Stabweite hat.

$$CP = \frac{n_{verlegt}}{n_{gesamt}} \quad (1)$$

Bei den (2) Mehrblattversuchen wurde das Auftreffen eines Pakets an Blättern am Rechen simuliert. Dabei wurden so lange 50 Blätter gleichzeitig in das Gerinne eingebracht, bis eine Gesamtanzahl von $n = 1.000$ Blättern im System war. Die Wartezeit zwischen der Zugabe der 50 Blätter betrug ca. 5 min. Um zu gewährleisten, dass die Blätter konzentriert auf den Rechen zuschwimmen, wurde das im Kapitel „Modellaufbau“ erläuterte Einbringrohr verwendet. Ein typisches Verlegungsmuster für Hainbuchen- und Weidenblätter zeigt die Abbildung 4.

Eingestellt bzw. nachgeführt wurde hierbei stets der Oberwasserspiegel t_{ow} , welcher mithilfe des Wehrs am Gerinneende konstant mit der Höhe von 45 cm gehalten wurde. Die am Rechen zurück gehaltenen Blätter wurden gezählt ($n_{verlegt}$). Daraus wurden die Größen Verlegungsgrad (CG) und Energieverlustbeiwert $\zeta_{R,verlegt}$ des verlegten Rechens wie folgt ermittelt:

$$CG = \frac{\sum_{t=0}^{t=j} n_{j,verlegt}}{\sum_{t=0}^{t=j} n_j} \quad (2)$$

Gemessen wurde zudem der Unterwasserspiegel t_{uw} , der zur Ermittlung des Energieverlustbeiwertes $\zeta_{R,verlegt}$ herangezogen wurde. Die mittlere Geschwindigkeit v_{ow} im Oberwasser wurde aus der Kontinuitätsgleichung mit den gemessenen Werten des Durchflusses und der Abmessungen des durchströmten Querschnittes ermittelt.

$$\zeta_{R,verlegt} = \frac{h_{v,Rechen} * 2g}{v_{ow}^2}, \text{ mit} \quad (3)$$

$$h_{v,Rechen} = t_{ow} - t_{uw} + \frac{1}{2g} \left[\left(\frac{Q}{t_{ow} * B} \right)^2 - \left(\frac{Q}{t_{uw} * B} \right)^2 \right] \quad (4)$$



Abbildung 4: Verlegungsmuster Hainbuche (links) vs. Weide (rechts); jeweils $sb=36$ mm

Zu Vergleichszwecken wurden die ζ Werte des unverlegten Rechens nach Kirschmer [2] abgeschätzt. Diese sind in Tabelle 1 enthalten.

Tabelle 1: ζ Werte des unverlegten Rechens

Lichter Stababstand [mm]	12	20	24	36	48	60	96
Verlustbeiwert ζ [-]	1,42	0,72	0,56	0,33	0,23	0,17	0,09

Bei den (3) Ast/Blattversuchen wurde der Versuchsablauf der Mehrblattversuche dahingehend adaptiert, dass er um die Zugabe kleiner Äste ergänzt wurde. Das Verhältnis zwischen Ästen und Blättern wurde aus der Zählung des Geschwemmsels (siehe Kapitel „Voruntersuchungen“) hergeleitet und betrug 1:4. Ziel war es herauszufinden, welchen Einfluss Äste auf das Verlegungsverhalten haben (Abbildung 5). Dabei wurden die Größen CG und CG_A (Clogging Grade, A für Äste) und $\zeta_{R,verlegt}$ mit denselben Formeln wie bei den Mehrblattversuchen ermittelt. Die Bezugsgröße ist dabei stets die Summe der Blätter, die zum jeweiligen Zeitpunkt dem System zugegeben wurden ($\sum n_{Blätter,j}$).



Abbildung 5: Verlegungsmuster Ast/Blattversuch mit Hainbuche; $sb=12$ mm

Ergebnisse

Bei der Auswertung wurden alle Ergebnisse dimensionslos dargestellt. Die Graphen zeigen Verlegungswahrscheinlichkeiten und -grade für unterschiedliche Verhältniswerte von Blattabmessung / Lichter Stabweite L/sb .

Ergebnisse der Einzelblattversuche

Wenig überraschend ist die Erkenntnis, dass bei größeren Blättern beziehungsweise kleinerer lichter Stabweite die Verlegungswahrscheinlichkeit - also zunehmenden Verhältniswert L/sb - steigt (Abbildung 6). Bedeutend interessanter ist die Tatsache, dass die Fließgeschwindigkeit keinen signifikanten Einfluss auf die Verlegungswahrscheinlichkeit einzelner Blätter zu haben scheint. Die Schwankungen liegen allesamt innerhalb des definierten Konfidenzintervalls von $\pm 2,5\%$. Dieses Messergebnis fällt für beide Blattarten in etwa gleich aus.

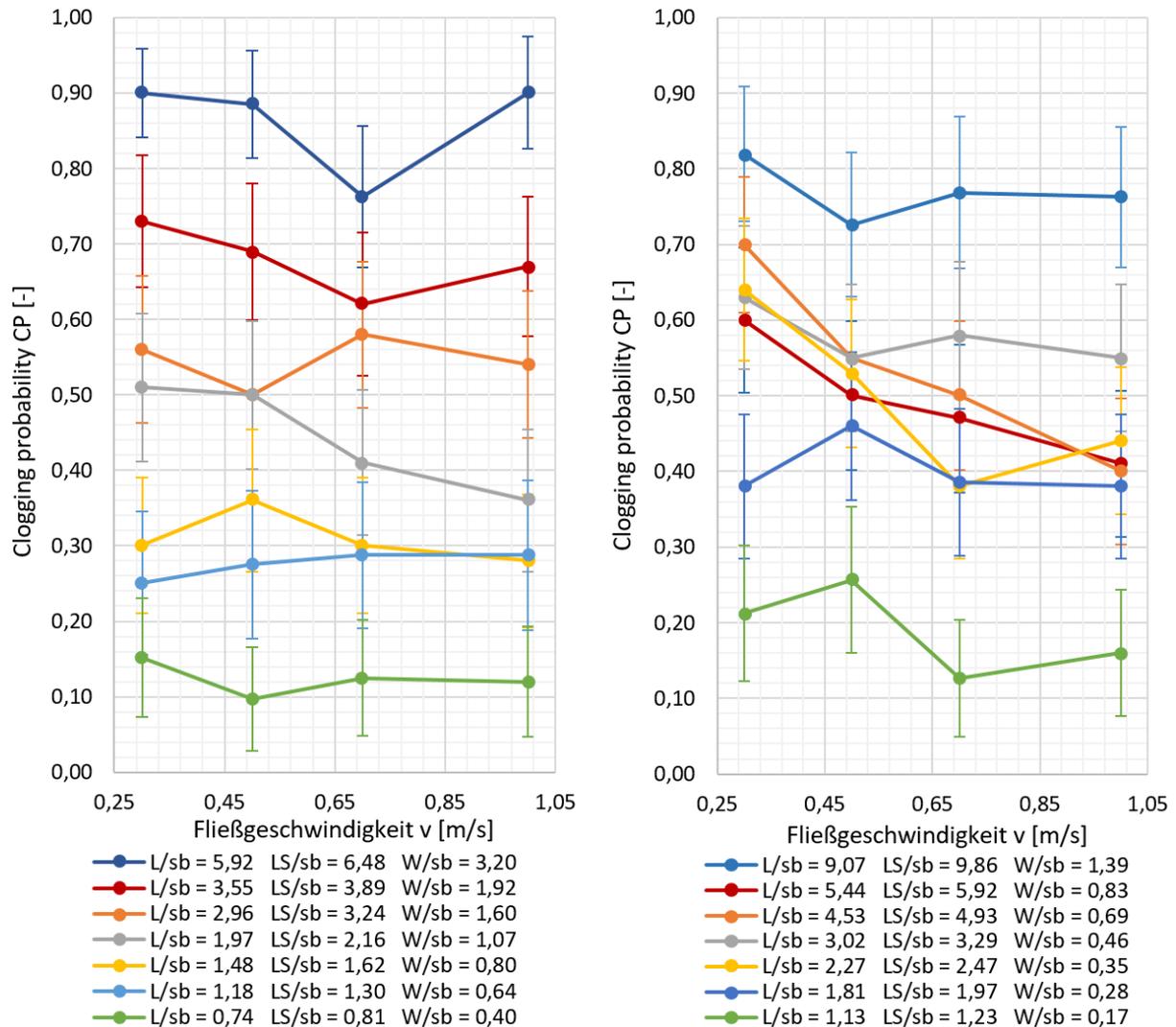


Abbildung 6: Relative Abhängigkeit der Verlegungswahrscheinlichkeit von der Fließgeschwindigkeit; Hainbuche HB (links) und Weide W (rechts)

Mehrblatt- und Ast/Blattversuche im Vergleich: Verlegungsgrad CG

Der Übersichtlichkeit halber werden in weiterer Folge nur die Ergebnisse der Versuchsreihen mit Hainbuchenblättern dargestellt. Die Versuchsergebnisse der Weidenblätter sind den hier dargestellten Ergebnissen ähnlich, siehe [1].

In der Abbildung 7 und 8 sind die Ergebnisse für den Verlegungsgrad für die Mehrblatt- und Ast/Blattversuche dargestellt. Die Angaben „0,3“, „0,7“ und „1,0“ verweisen auf die jeweilige mittlere Fließgeschwindigkeit in m/s im Zuströmquerschnitt.

Der Verlegungsgrad CG hat für alle Versuchsdurchgänge nach einer eher unruhigen Phase am Beginn einen weitgehend konstanten Verlauf. Das bedeutet, dass unabhängig davon, wie viele Blätter bereits am Rechen zurückgehalten wurden, bei jedem Durchgang (siehe

Versuchsablauf) in etwa derselbe Anteil an Blättern bzw. des Gemisches aus Ästen und Blättern zurückgehalten wird. Gegenüber dem „Referenzfall“ HB 1.0 L/sb=1.4 steigt bei den Mehrblattversuchen der Wert CG bis maximal um den Faktor 5.

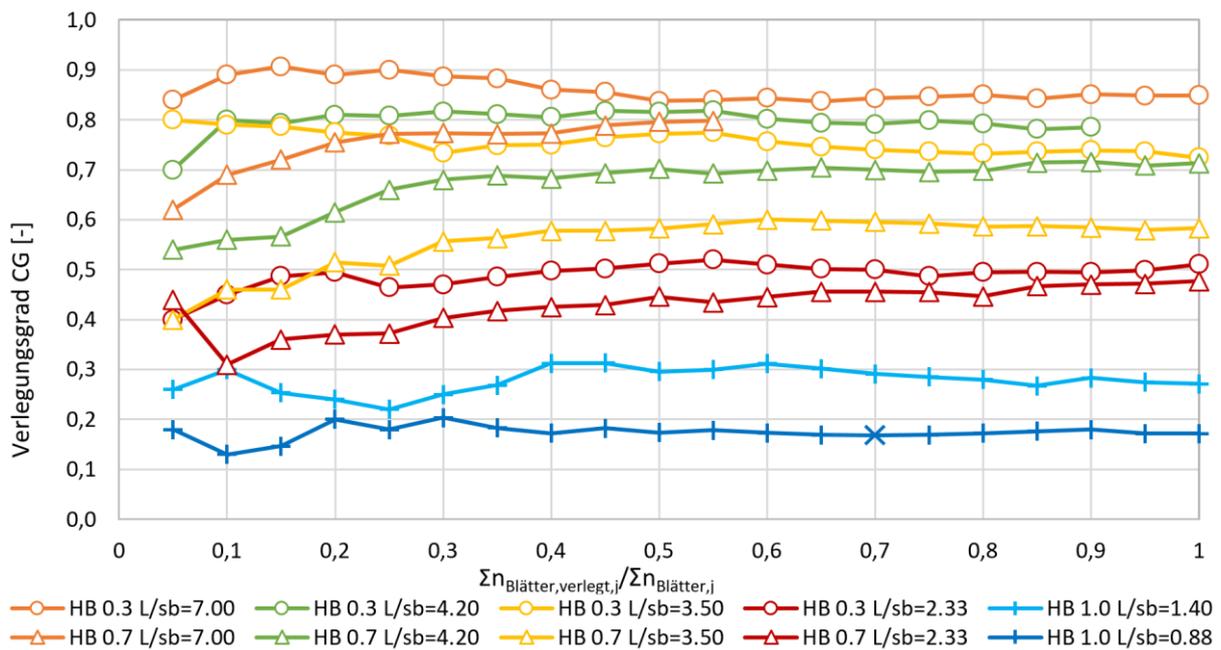


Abbildung 7: Verlegungsgrad CG bei den Mehrblattversuchen in Abhängigkeit der Anzahl der Blätter im System; (nBlätter,Gesamt = 1.000)

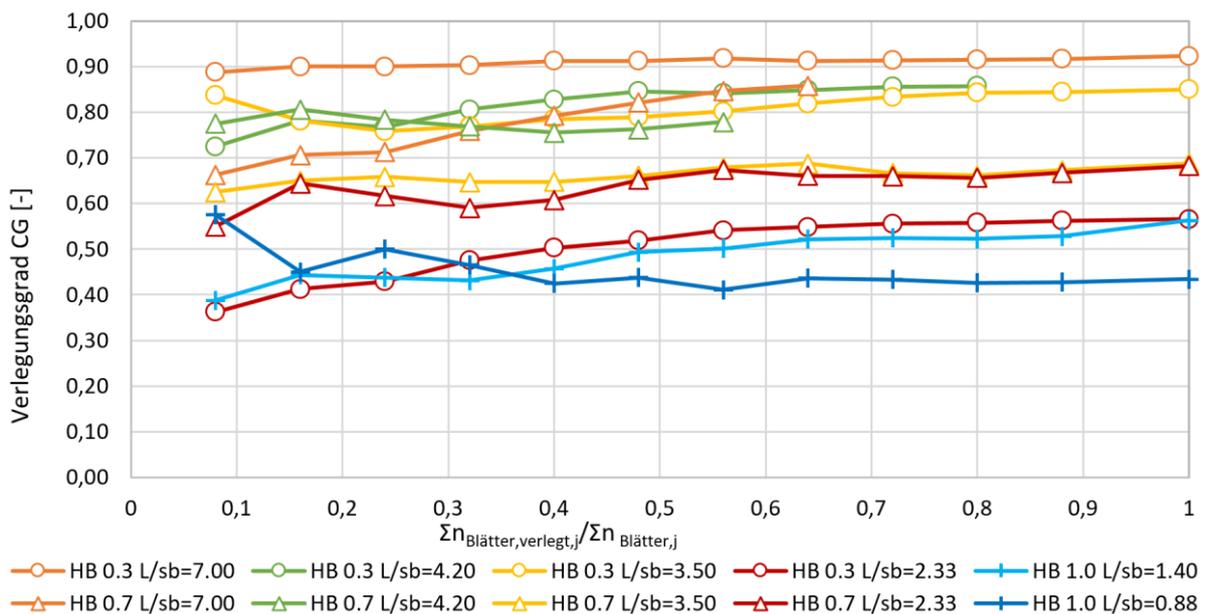


Abbildung 8: Verlegungsgrad CG bei den Ast/Blattversuchen in Abhängigkeit der Anzahl der Blätter im System; (nBlätter,Gesamt = 1.000)

Mehrblatt- und Ast/Blattversuche im Vergleich: Verlustbeiwert

Aus den Abbildungen 9 und 10 zu den Verlustbeiwerten für die Mehrblatt – und Ast/Blattversuche ist ersichtlich, dass wie zu erwarten der Verlustbeiwert mit steigender Anzahl der zurückgehaltenen Blätter und Äste generell zunimmt (am Versuchsende meist geringer als ca. 6.0). Bei den Mehrblattversuchen ist diese Zunahme bis auf den Verhältniswert L/sb = 7.0

moderat. Für diesen errechnet sich der maximale Verlustbeiwert am Ende des Versuches bei einer Zuströmgeschwindigkeit von 0.3 m/s zu ca. 33 (Die Versuche für die Zuströmgeschwindigkeit von 0.7 m/s mussten abgebrochen werden). Dieser Wert entspricht einer Erhöhung des Verlustbeiwertes um den Faktor 23 gegenüber dem unverklausten Zustand. Zum Vergleich bleibt der Verlustbeiwert für die verklausten Verhältnisse bei der Versuchsserie HB 1.0 L/sb = 1.40 praktisch unverändert gegenüber dem unverklausten Zustand.

Der maximale Verlustbeiwert bei den Ast/Blattversuchen ergibt sich zu ca. 15 (Erhöhung des Verlustbeiwertes um den Faktor ca. 11). Obwohl bei diesen Versuchsserien mit 1000 Blättern und 250 Ästen also 250 Elemente mehr in das System eingebracht wurden, kann der vergleichsweise geringere Wert damit erklärt werden, dass durch die Äste mehr Hohlräume frei gehalten werden, durch die das Wasser strömen kann (siehe auch Abbildung 4 und 5).

Auffallend ist auch, dass für gleiche Verhältniszahlen L/sb die Verlustbeiwerte bei der geringeren Geschwindigkeit von 0.3 m/s höher sind als für die Geschwindigkeit von 0.7 m/s. Bei den Ast/Blattversuchen war selbst bei hohen Fließgeschwindigkeiten und großen lichten Stabweiten („Referenzfall“, in blau dargestellt) ein mit der Versuchsdauer steigender Verlustbeiwert zu verzeichnen, Erhöhungsfaktor ca. 20. Dies ist durch die Überbrückung mehrerer Stäbe durch die Äste und der daraus resultierenden größeren Angriffsfläche für anströmende Blätter zu erklären (mehrfache Strömungsablösungen).

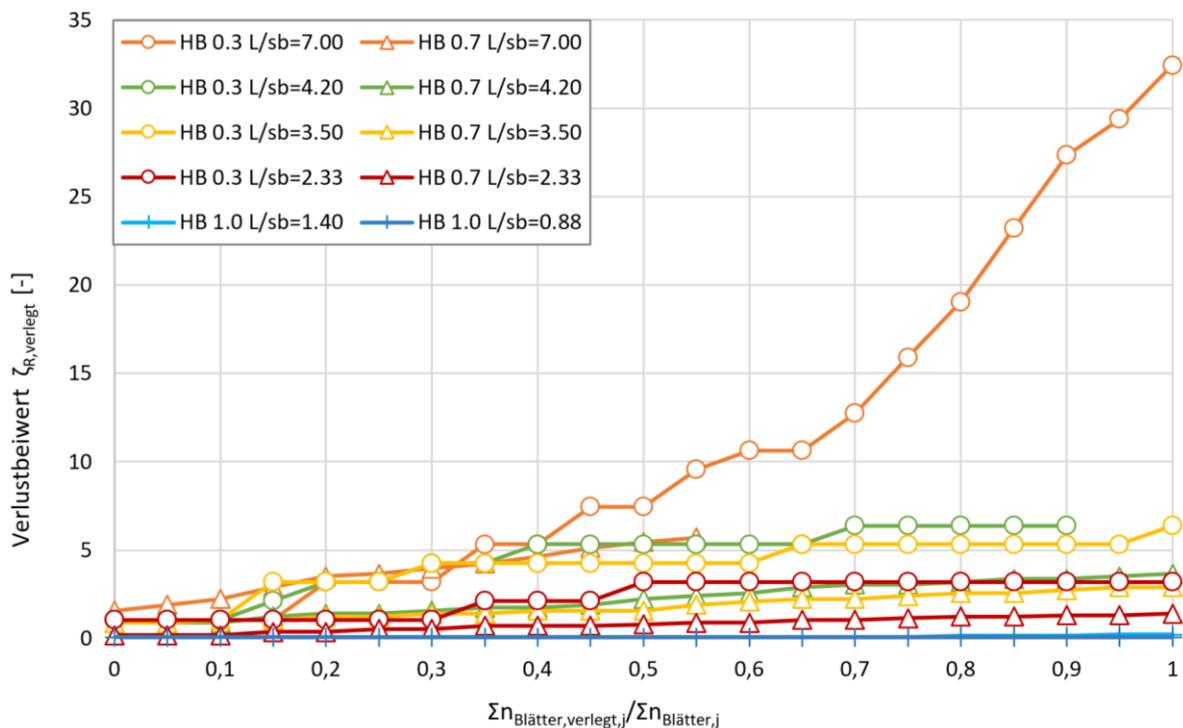


Abbildung 9: Verlustbeiwert bei den Mehrblattversuchen in Abhängigkeit der Anzahl der Blätter im System; ($n_{Blätter,Gesamt} = 1.000$)

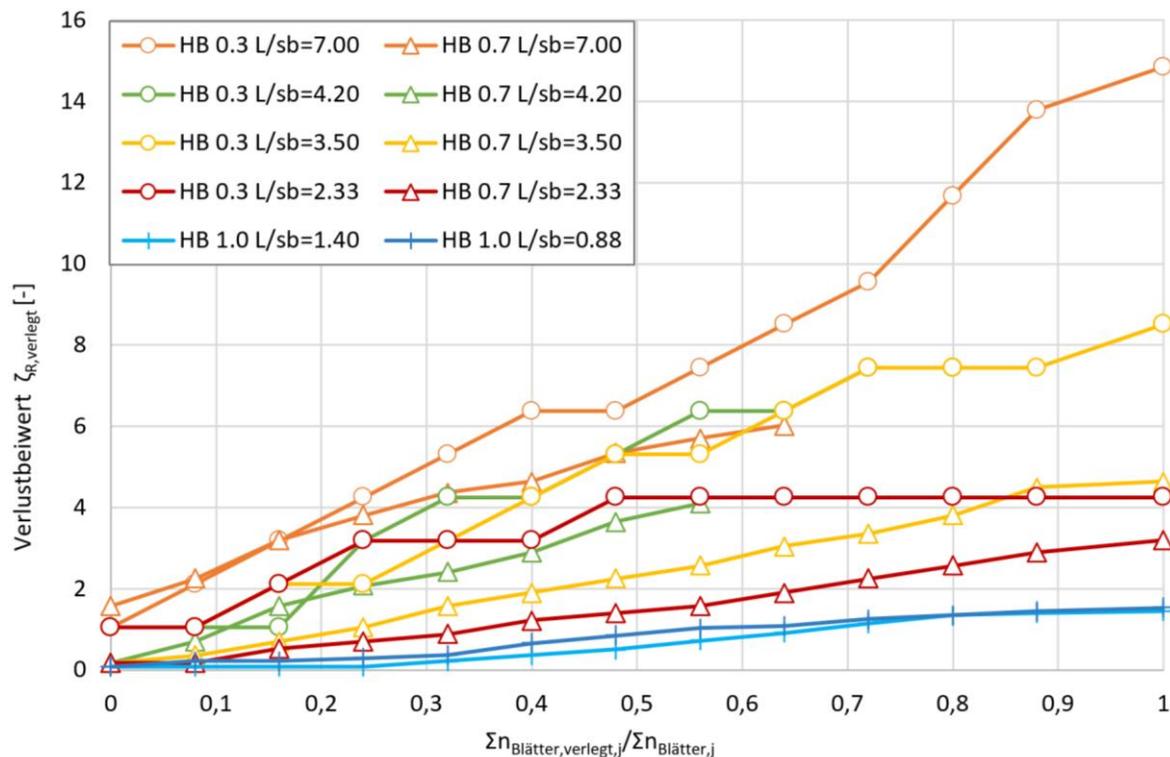


Abbildung 10: Verlustbeiwert bei den Ast/Blattversuchen in Abhängigkeit der Anzahl der Blätter im System; ($n_{\text{Blätter,Gesamt}} = 1.000$)

Zusammenfassung

Mit den durchgeführten Modellversuchen an einem Ausschnittsmodell eines Prototyprechens konnten vorliegende Ergebnisse zum Verlegungsverhalten von Rechen durch einzelne Blätter bestätigt und um die Ergebnisse von Blattpaketen und Ast/Blattmischungen ergänzt werden. Die wichtigsten Ergebnisse der durchgeführten Versuche sind:

- Der Verlegungsgrad eines Rechens steigt mit geringer werdender lichter Rechenstabweite
- Die Zuströmgeschwindigkeit zum Rechen hat keinen signifikanten Einfluss auf die Rechenverlegung
- Der Verlegungsgrad eines Rechens kann sich gegenüber eine „üblichen“ Rechenauslegung (mit einem lichten Stababstand der Rechenstäbe von ca. 10 cm) deutlich erhöhen, gleiches gilt auch für den örtlichen Verlustbeiwert

Quellenverzeichnis

- [1] Kaiser C. (2022). Rechenverlegung von Einlaufbauwerken an Wasserkraftwerken. Masterarbeit Technische Universität Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
- [2] Kirschmer O. (1926). Untersuchungen über den Gefällsverlust an Rechen. Mitteilungen des Hydraulik Institutes der Technischen Hochschule München, Heft 1

Bauwerksprüfungen im Wasser- und Tunnelbau

Vergleich der regulatorischen Anforderungen in Deutschland

B. Kottke¹

¹ Sachverständiger Wasserwirtschaft und Wasserbau, Rubensstrasse 20, D-83026 Rosenheim, GERMANY

E-Mail: bernd.kottke@t-online.de

Kurzfassung

Sicherheitsüberprüfungen von Stauanlagen nach DIN 19700 [3] gewinnen zunehmende Bedeutung im Rahmen des Betriebs und der Instandhaltung von Wasserbauwerken. Neben den bereits langjährig eingeführten wiederkehrenden Sicherheitsüberprüfungen von Talsperren (jährliche Sicherheitsberichte, Vertiefte Überprüfungen) erfolgen vergleichbare Überprüfungen aufgrund regulatorischer Anforderungen in Deutschland zwischenzeitlich auch für Stauufen, Hochwasserrückhaltebecken wie auch weitere Stauanlagen [9]. Letztgenanntes Merkblatt konkretisiert hierbei die Vorgehensweisen und gibt Vorschläge zur Gliederung jährlicher Sicherheitsberichte wie auch dem zusammenfassenden Abschlussbericht einer Vertieften Überprüfungen. Neben den spezifischen Anforderungen an Stauanlagen (u.a. Hydrologie und Hydraulik) sind diese Prüfungen mit den Anforderungen an Bauwerksprüfungen von Ingenieurbauwerken im Zuge von Straßen und Wegen (DIN 1076, [1]), hier insbesondere Tunnelbauwerke vergleichbar. Weitere Vergleichbarkeiten ergeben sich hinsichtlich der Durchführung von Bauwerksprüfungen bei Bauwerken des Hochbaus und weiterer Oberflächenbauwerke [10]. Sowohl die DIN 1076 [1] wie auch VDI 6200 [10] sind hierbei für die zahlreichen Nebenanlagen an Stauanlagen von Bedeutung, wie beispielsweise Brückenbauwerke oder Kraftwerksgebäude.

Dennoch können die Sicherheits- und Bauwerksprüfungen an Stauanlagen aufgrund der Komplexität sowohl hinsichtlich des Arbeitsaufwandes wie auch dem zeitlichen Ablauf mehrjährige Bearbeitungszeiträume in Anspruch nehmen. Neben der Vorstellung beispielhafter Prüfungen an Wasserbauwerken unter dem Einsatz zerstörungsfreier wie auch zerstörender Prüfungen werden in diesem Beitrag die Vergleichbarkeiten der regulatorischen Anforderungen an Bauwerksprüfungen sowohl bei Stauanlagen und Wasserbauwerken wie auch Tunnelbauwerken in Deutschland vorgestellt.

Einleitung

Die zunehmende Alterung von Wasserbauwerken und Stauanlagen wie auch die gestiegenen Anforderungen bei Neubauten verlangen nach Bauwerksprüfungen im Sinne von Sicherheitsbetrachtungen, die vergleichbar auch an weiteren Ingenieurbauwerken (insbesondere Tunnelbauwerke, Brücken sowie Bauwerke des Hochbaus) seit Jahren in regelkonformen Prozessen durchgeführt werden. Hinsichtlich der Stauanlagensicherheit spielen neben der Bauwerksüberwachung und Bauwerksprüfung zunehmend Einflüsse wie der Klimawandel und sich verändernde Wasserabflusssituationen und Hochwasserbemessungsabflüsse eine entscheidende Rolle. Vergleichbar hierzu unterliegen aber auch die Verkehrsbauwerke und insbesondere Tunnelbauwerke gestiegenen Anforderungen beispielsweise durch die Zunahme der Verkehrsbelastung wie auch den steigenden Anforderungen des Brandschutzes (u.a. Feuerwiderstandsfähigkeit von Tunnelinnenschalen).

Regelmäßige und wiederkehrende Bauwerks- und Sicherheitsüberprüfungen sowie Zustandsbewertungen dienen entsprechend den regulatorischen Vorgaben dabei der

Betriebssicherheit aller vorgenannter Ingenieurbauwerke und sind Grundlage der Instandhaltung. Ziel ist stets die Bereitstellung betriebsbereiter und ständig verfügbarer Wasserbauwerke und Stauanlagen vergleichbar den Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur zur Gewährleistung der Betriebssicherheit respektive Verkehrssicherheit, der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Bauwerke.

Darüber hinaus stellen die Prüfungen sowie deren Dokumentationen die Berichtspflichten der jeweiligen Betreiber gegenüber den Technischen Aufsichtsbehörden und Organen sicher.

Regulatorische Vorgaben

Die gesetzlichen und normativen Vorgaben für die verpflichtende Durchführung von Bauwerksprüfungen können aus verschiedenen Gesetzen und Verordnungen, technischen Regelwerken sowie weiteren Richtlinien in der Bundesrepublik Deutschland abgeleitet werden. So führt beispielsweise die Bayerische Bauordnung (BayBO) aus, dass „bauliche Anlagen sind so instand zu halten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben und Gesundheit, und die natürlichen Lebensgrundlagen nicht gefährdet werden“. Darüber hinaus wurde das deutsche Wasserhaushaltsgesetz (WHG) in §36 Abs. 2 um die Pflicht zur Eigenüberwachung von Stauanlagen und Stauhaltungsdämmen ergänzt und legt damit bundesweit einheitliche gesetzliche Anforderungen an deren Überwachung fest. Gleichwohl fehlte es bislang für Wasserbauwerke und Stauanlagen aber an weiteren Konkretisierungen, die einerseits zunächst in der DIN 19700 für Talsperren [4] und seit 2019 auch für Staustufen [6] beschrieben sind und nunmehr durch das DWA-Merkblatt M-516 (Gelbdruck, [9]) für alle Stauanlagen unterschiedlicher Größe hinsichtlich der jährlichen Sicherheitsüberprüfungen wie auch der Vertieften Überprüfungen konkretisiert werden.

Im Vergleich dazu regelt bei Verkehrsbauwerken beispielsweise die Straßenbahn Bau- und Betriebsordnung (BOStrab, [15]) in der Bundesrepublik Deutschland den Bau und Betrieb von Straßenbahnen sowie weiteren ober- und unterirdischer Bahnen, die nicht von der Eisenbahn Bau- und Betriebsordnung (EBO) gedeckt werden. Rechtsgrundlage für die Verordnungen ergeben sich jeweils aus § 57 Personenbeförderungsgesetz (PBefG). Nachgeordnet sind die Vorgaben zu Bauwerksprüfung aus der DIN 1076 Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen einschließlich der Tunnelbauwerke in Verbindung mit DIN 5647 [2] und RI-EBW-PRÜF – Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 [12, 14] bindend. Im Bereich der Bundesfernstraßen wird u.a. die RI-ERH-ING – Richtlinie für die Erhaltung von Ingenieurbauten [13] angewendet. Für Bahnanlagen der Deutschen Bahn finden sich die entsprechenden Regelungen in der für das Bauwerk (Tunnel, Erdbauwerk usw.) geltenden konzerneigenen Richtlinie DS 803.

Für Hochbauten, Gebäude und sonstige Oberflächenbauwerke ist die VDI-Richtlinie 6200 [10, 11] anzuwenden. Diese Richtlinie enthält Beurteilungs- und Bewertungskriterien und Handlungsanleitungen für die regelmäßige Überprüfung der Standsicherheit sowie Empfehlungen für die Instandhaltung von baulichen Anlagen aller Art mit Ausnahme von Wasserbauwerken, Stauanlagen wie auch Verkehrsbauwerken. Dennoch ergibt sich hieraus zumindest ein orientierender Anwendungsbedarf für Betreiber von Stauanlagen hinsichtlich der zahlreichen Nebenanlagen wie Brücken und Kraftwerksgebäude.

Überprüfung von Stauanlagen

Die in Deutschland seit einigen Jahren zunehmende Konkretisierung einerseits des Rechtsrahmens (vgl. WHG § 36) wie auch der normativen Vorgaben (DIN 19700-10, [3]) und weiterer Regelwerke (u.a. DWA Merkblatt M 516, Gelbdruck [9]) führen zu einer zunehmenden Bedeutung der Überprüfung der Stauanlagensicherheit bei Anlagen

unterschiedlichster Typen und Größenordnungen. Hinzu kommen infolge des Klimawandels sich fortschreitende Veränderungen der hydrologischen Grundlagendaten (u.a. Bemessungshochwasserzuflüsse).

Hinsichtlich der Überwachung der Anlagen sowie wiederkehrender Bauwerksprüfungen von Stauanlagen bedeutet dies die Etablierung von wiederholten Sicherheitsüberprüfungen auf jährlicher Zeitskala und der Dokumentation in entsprechenden Sicherheitsberichten. Die wiederkehrende Erstellung jährlicher Sicherheitsberichte dient insbesondere der fortschreibenden Auswertung und Dokumentation der Ergebnisse der messtechnischen Bauwerksüberwachung, der Durchführung visueller Begutachtungen, den Funktionsprüfungen der Entlastungsorgane (Wehrverschlüsse, Grundablässe u.a.) sowie der Beurteilung von Schadensentwicklungen, Empfehlungen für den Umgang mit möglichen Defiziten und der abschließenden betreiberseitigen Einschätzung der Stauanlagensicherheit. In der Regel erfolgt daraufhin eine gemeinsame Durchsprache und Anlagenbegehung mit der Technischen Aufsichtsbehörde resp. der Stauanlagenaufsicht.

Darüber hinaus hat sich die vollumfängliche Betrachtung der Stauanlagen im Rahmen sog. Vertiefter Überprüfungen bei längeren Zeiträumen etabliert und bewährt (vgl. Tab. 1). Die Durchführung obliegt dem Betreiber der Stauanlage und ist Bestandteil der Eigenüberwachung.

Tabelle 1: Orientierungswerte für die Zeitabstände von Vertieften Überprüfungen in Abhängigkeit des Stauanlagentyps (aus/nach DWA-M 516, Gelbdruck, [9])

Typ der Stauanlage	Zeitabstand
Talsperren Klasse I/große HRB	10 Jahre
Mittlere HRB	15 Jahre
Talsperren Klasse II/kleine HRB	15-20 Jahre
Staustufen Klasse I	10-15 Jahre
Staustufen Klasse II und III	15-20 Jahre
Anmerkung: HRB Hochwasserrückhaltebecken	

Bei Neubauten empfiehlt sich allgemein der Beginn einer ersten Vertieften Überprüfung 10 Jahre nach Inbetriebnahme.

Das Bearbeitungsprogramm ist für jede Stauanlage individuell aufzustellen. Neben der vollumfänglichen Betrachtung und ggfs. Neubewertung der Grundlagendaten (insb. Hydrologie und Hydraulik, Windgutachten und Freibordnachweise, Seismologie und Erdbeben) können insbesondere die Ermittlungen materialtechnischer Kennwerte (u.a. Bodenkennwerte, Betonzustandsanalysen) lange Vorlaufzeiten bedingen und sind häufig mit geeigneten Betriebsituationen bis hin zu vollständigen Entleerungen und Betriebsstillständen der Anlagen abzustimmen. Hierauf hin erfolgen die Prüfungen und Anfertigungen der Fachgutachten. Hierbei kann unter Umständen auch eine vollumfängliche Überprüfung und Nachrechnung älterer Tragsicherheitsnachweise und Statiken erforderlich werden, um diese hinsichtlich heutiger normativer Anforderungen und dem allgemein anerkannten Stand der Technik bewerten zu können. Abschließend erfolgt die Erstellung eines zusammenfassenden Abschlussberichtes zur Bewertung der Stauanlagensicherheit, den Empfehlungen für die weitere Instandhaltungsmaßnahmen sowie ggfs. Vorschlägen für die Abhilfe von Defiziten, deren Priorisierungen und empfohlener Abarbeitungszeiträumen. Die Bearbeitung kann entweder vollständig oder nur in Teilen in Eigenleistung durch den Betreiber oder auch durch die Beauftragung externer Fachgutachter, ggfs. unter Führung eines Hauptgutachters erfolgen. Die Erfahrung an unterschiedlichsten Anlagen hat gezeigt, dass neben den prioritären wasserbaulichen, massivbaulichen und geotechnischen Fragestellungen den Beurteilungen der maschinentechnischen, stahlwasserbaulichen und elektrotechnischen Beurteilungen Fragen wie der Notstromversorgung, der Fernwirk- und Leittechnik häufig keine mindestens gleichwertige

Beachtung zukommt. Diesem Umstand trägt die Empfehlung zur Anfertigung einzelner Fachgutachten unterschiedlichster Disziplinen Rechnung (vgl. DWA Merkblatt M 516, Gelbdruck [9]). Hinsichtlich weiterer, den Stauanlagen nachgeordneter Bau- und Anlagenteilen (z.B. Druckrohrleitungen) sowie sonstige Nebenanlagen und Bauwerken (z.B. Kraftwerkshäuser, Wehrbrücken etc.) empfiehlt sich die Prüfung im Rahmen eigenständiger Gutachten ggfs. unter Berücksichtigung DIN 1076 [1] oder VDI 6200 [10].

Neben der frühzeitigen Einbindung und Abstimmung des Untersuchungsumfanges empfiehlt sich auch die Festlegung eines konkreten Zeit- und Untersuchungsplanes mit den jeweiligen Technischen Aufsichtsbehörden resp. der Stauanlagenaufsicht einschließlich einer nachfolgenden formellen Abnahme der Vertieften Überprüfung behördlicherseits. Die intensive Phase der Überprüfung sollte exklusive der Vorarbeiten sowie des nachfolgenden Behördenlaufes einen Zeitraum von ein bis maximal zwei Jahren nicht überschreiten, so dass vergleichbar zu sonstigen Planungs- und Bauprojekten eine strukturierte Abarbeitung einschließlich einer Zeit- und Mittelplanung erforderlich ist.

Überprüfungen von Tunnelbauwerken

Vergleichbar zu den vorgenannten Wasserbauwerken unterliegen die Tunnelbauwerke der Verkehrsinfrastruktur (Straßentunnel, Eisenbahn- und U-Bahnen u.a.) wie alle sonstigen Massivbauwerke einer zunehmenden Alterung bei gleichzeitig fortschreitender Entwicklung der regulatorischen Anforderungen und Normenlage respektive den allgemein anerkannten Regeln der Technik. Exemplarisch kann hier die Erhöhung der Betondeckungen für den Feuerwiderstand von Tunnelinnenschalen genannt werden (vgl. ZTV-ING, [16]).

Die normativen Regelungen zur Durchführung der Bauwerksprüfungen von Tunnelbauwerken ergeben sich aus der DIN 1076 [1] und DIN 5647 [2] in Verbindung mit RI-EBW-RRÜF [14], wobei die Durchführung gegliedert ist in die Durchführung Einfacher Prüfungen, Hauptprüfungen, Sonderprüfungen sowie im Falle besonderer Fragestellungen die Anfertigung objektbezogener Schadensanalysen. Diese Prüfungen umfassen meist bauwerksdiagnostischen Untersuchungen und zerstörungsfreien wie auch zerstörende Prüfungen an den Tunnelinnen- und außenschalen.

Einfache Prüfungen einschließlich visueller Begutachtungen sind hierbei gut mit den jährlichen Sicherheitsüberprüfungen an Stauanlagen vergleichbar. Hauptprüfungen, Sonderprüfungen und ergänzende objektbezogene Schadensanalysen sind ansatzweise mit Vertieften Überprüfungen an Stauanlagen vergleichbar, auch wenn ihr Arbeitsaufwand und die erforderlichen Bearbeitungszeiträume häufig aber nicht zwingend reduziert sind. Sonderprüfungen sind allgemein außer der Regel stattfindende Prüfungen aufgrund besonderer Ereignisse oder Auffälligkeiten, die im Falle von Wasserbauwerken und Stauanlagen nicht als solches gesondert benannt sind und hier zwangsläufig zu einer außer der Regel durchzuführenden Vertieften Überprüfung, ggfs. mit reduziertem Arbeitsumfang, führen.

Ziel ist die jeweils die Aufnahme des Ist-Zustandes und eine frühzeitige Schadenserfassung, die Erstellung eines Prüfberichts und Bewertung nach RI-EBW-PRÜF [14] zur Dokumentation der Mängel und Schäden im Prüfbericht zur Einleitung weiterer Maßnahmen der Instandhaltung.

Aufgaben der Bauwerksprüfung

Übergeordnetes Ziel regelmäßiger Bauwerksprüfungen ist das frühzeitige Erkennen eingetretener Mängel und Schäden in der zurückliegenden Betriebsphase. Diese Mängel und Schäden sind hierbei zu bewerten, zu dokumentieren und zu priorisieren, um geeignete Abhilfemaßnahmen ad-hoc oder im Rahmen der baulichen Instandhaltung beseitigen zu können. Dies gilt sowohl für Stauanlagen und weitere Wasserbauwerke wie auch für sonstige

Ingenieurbauwerke. Hierbei gilt es, größere Schäden zu erkennen und deren fortschreitende Entwicklung zu verhindern und bei Wasserbauwerken die Betriebssicherheit sowie bei Tunnelbauwerken die Verkehrssicherheit zu gewährleisten. Ferner dient die Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit dem Werterhalt der Bauwerke über Generationen hinweg.

Allen Bauwerksprüfungen gemein ist eine umfangreiche Organisation sowie Ablauf der Prüfungen, meist hinweg über zahlreiche Gewerke und Ingenieurdisziplinen mit dem Ziel der Schadenserfassung an Bauwerken sowie der Erkennung der Schadensursachen und Schwachstellen typischer Konstruktionen oder baustoffspezifischer Ursachen. Die Schadenserfassung kann hierbei sowohl visuell, durch Hand nahe Prüfungen oder dem Einsatz zerstörungsfreier Prüfverfahren erfolgen, in Ausnahmefälle auch durch Bauteilöffnungen oder zerstörende Prüfverfahren.

Im Rahmen der Vorbereitung von Bauwerksprüfungen sind sämtliche relevanten Bestandsunterlagen (Stauanlagenbuch resp. Bauwerksbuch, Bestandspläne, Gutachten, Statiken, Prüfberichte, etc.) zu sichten und eine Ablaufplanung der Prüfung zu erstellen. Hierzu zählen auch die Organisation der Bauwerksprüfung und Abstimmung mit allen beteiligten Stellen und Gewerken (Aufsichtsbehörden, Leitstelle und Betriebskoordination, Gerüstbauer, Schlosser, Sicherungsfirmen, Industriekletterern, Berufstauchern u.a.), die Festlegung geeigneter Prüfverfahren und Zugangstechniken sowie die Festlegung ggfs. zu öffnender Bereiche an den Prüfobjekten.

Umfang der Bauwerksprüfung nach DIN 1076

Zur Sicherstellung der Verkehrssicherheit von Ingenieurbauwerken nach DIN 1076 [1] im Zuge von Straßen und Wegen und insbesondere Tunnelbauwerken und Brücken sind regelmäßige Bauwerksprüfungen vorgeschrieben. Dies betrifft auch Brücken- und Ingenieurbauwerke im Umfeld von Wasserbauwerken und Stauanlagen wie bspw. Wehrbrücken, Brücken über Hochwasserentlastungsanlagen oder sonstige Straßenüberfahrten an Gewässern.

Die Prüfzyklen der DIN 1076 [1] sind wie folgt vorgeschrieben und ihre Einhaltung unterliegt der Verantwortung des jeweiligen Baulasträgers des Bauwerks (vgl. Tab. 2)

Tabelle 2: Zeitintervalle für die wiederkehrenden Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 [1].

	Einfache Prüfung	Hauptprüfung	Sonderprüfung
Ingenieurbauwerke (Tunnelbauwerke u.a.)	alle 5 Jahre	alle 10 Jahre	nach Erfordernis
Brücken	alle 3 Jahre	alle 6 Jahre	nach Erfordernis

Hinzu kommen nicht regelmäßig durchgeführte Sonderprüfungen aus besonderem Anlass (bspw. Verkehrsunfall, Brand, Einfluss durch Hochwasser etc.) sowie die objektbezogenen Schadensanalysen (OSA) zur Klärung der Sachverhalte einschließlich möglicher Abhilfe-Maßnahmen.

Umfang der Bauwerksprüfung nach VDI 6200

Ergänzend wurde für die Durchführung von Bauwerksprüfungen bei Bauwerken des Hochbaus sowie weiterer Oberflächenbauwerke Richtlinie VDI 6200 [10] im Jahr 2010 eingeführt. Der Anwendungsbereich der Richtlinie VDI 6200 [10] erstreckt sich auf verschiedene Bauwerke

wie Hochbauten, Hochhäuser und Türme, weitgespannte Tragwerke (i.d.R. Stützweiten > 12 m, Auskragungen > 6m), großflächige Überdachungen oder vorgehängte Fassaden (Stahl-Glas-Fassaden, Alu-Glas-Fassaden, Naturstein-Fassaden, Waschbeton-Fassaden). Die Richtlinie enthält Beurteilungs- und Bewertungskriterien und Handlungsanleitungen für die regelmäßige Überprüfung der Standsicherheit sowie Empfehlungen für die Instandhaltung von baulichen Anlagen aller Art mit Ausnahme von Verkehrsbauwerken und Stauanlagen. Für die regelmäßigen Überprüfungen ergeben sich anhand dieser Richtlinie Begehungen, Inspektionen sowie eingehende Überprüfungen mit einem Schwerpunkt auf der Tragsicherheit der Bauwerke. Abschließend ist bei festgestellten Schäden Ihre Relevanz für die Standsicherheit des Tragwerks zu bewerten, ggfs. unter stichprobenartiger Materialentnahme zur Feststellung von Restfestigkeiten und Reststeifigkeiten.

Die Zeitintervalle für die regelmäßigen Überprüfungen ergeben sich anhand der Schadensfolgeklasse (CC1 bis CC3) dieser Richtlinie (vgl. Tab. 3).

Tabelle 3: Zeitintervalle für die regelmäßigen Überprüfungen nach VDI 6200 [10].

Schadensfolgeklasse	Begehung	Inspektion	Eingehende Überprüfung
CC3	1 bis 2 Jahre	2 bis 3 Jahre	6 bis 9 Jahre
CC2	2 bis 3 Jahre	4 bis 5 Jahre	12 bis 15 Jahre
CC1	3 bis 5 Jahre	nach Erfordernis	

Aus der Richtlinie VDI 6200 [10] ergibt sich eine Prüfpflicht für sämtliche Hochbauwerke. Dies betrifft bspw. auch Kraftwerkshallen, Pump- und Schöpfwerke sowie sonstige Industriehallen, wie sie häufig in Verbindung mit Wasserbauwerken und Stauanlagen anzutreffen sind. Somit ergibt sich auch für diese Bauwerke zumindest die Empfehlung zur Führung eines entsprechenden Bauwerksbuches und deren Einbindung in ein Bau- und Stauanlagen-management.

Zusammenfassung

Bauwerksprüfungen sind Teil der Sicherheitsüberprüfungen von Stauanlagen und sind heute anerkannter Bestandteil der Überwachung. Die regulatorischen Vorgaben in Deutschland sind hierbei vergleichbar mit denen weiterer Ingenieurbauwerke wie Tunnelbauwerke oder Brücken als Teil der Verkehrsinfrastruktur und bilden bei wiederkehrender Durchführung einen wichtigen Bestandteil der baulichen Instandhaltung. Neben der Anwendung der DIN-Norm 19700 wurde die Durchführung der Sicherheitsüberprüfungen zwischenzeitlich für alle Typen und Größenklassen von Stauanlagen konkretisiert (vgl. DWA-Merkblatt M 516, Gelbdruck, [9]). Feststellbar ist auch, dass sich diese Überprüfungen hinsichtlich der regulatorischen Anforderungen gut mit den Vorgaben für weitere Ingenieurbauwerke i.S. der DIN 1076 [1] wie auch der VDI-Richtlinie 6200 [10] vergleichen und im Betrieb und Unterhalt der Stauanlagen mit unterschiedlichsten Nebenbauwerken und Nebenanlagen zu einem umfassenden Stauanlagen- und Bauwerksmanagement verbinden lassen. Es bietet sich daher an, die Prüfungen und Zeithorizonte aufeinander abzustimmen und in einen Zeitplan für die wiederkehrenden Prüfungen aufzunehmen. Durch die wiederkehrende Überprüfung der Bauwerke wird zudem die Kenntnis über die Bauwerke aktuell gehalten, ggfs. fortgeschrieben und über Generationen an (Betreiber-)Personal weitergegeben (insb. Bauwerksbücher, Stauanlagenbücher etc.).

Quellenverzeichnis

- [1] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung. Berlin, Wien, Zürich (Beuth Verlag). 9 S.
- [2] DIN 5647:2023-10: Städtische Schienenbahnen (Urban Rail) - Anforderungen an Bauwerke. Berlin, Wien, Zürich (Beuth Verlag). 80 S.
- [3] DIN 19700-10:2004-07: Stauanlagen - Teil 10: Gemeinsame Festlegungen. Berlin, Wien, Zürich (Beuth Verlag). 28 S.
- [4] DIN 19700-11:2004-07: Stauanlagen - Teil 11: Talsperren. Berlin, Wien, Zürich (Beuth Verlag). 60 S.
- [5] DIN 19700-12:2004-07: Stauanlagen - Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken. Berlin, Wien, Zürich (Beuth Verlag). 14 S.
- [6] DIN 19700-13:2019-06: Stauanlagen - Teil 13: Staustufen. Berlin, Wien, Zürich (Beuth Verlag). 24 S.
- [7] DIN 19700-14:2004-07: Stauanlagen - Teil 14: Pumpspeicherbecken. Berlin, Wien, Zürich (Beuth Verlag). 10 S.
- [8] DIN 19700-15:2004-07: Stauanlagen - Teil 15: Sedimentationsbecken. Berlin, Wien, Zürich (Beuth Verlag). 15 S.
- [9] DWA M 516 (Gelbdruck): Entwurf Merkblatt DWA-M 516 „Leitfaden zur Erstellung des Sicherheitsberichts und zur Durchführung der Vertieften Überprüfung von Stauanlagen“, Oktober 2023, 28 Seiten.
- [10] VDI 6200 (2010-02): Standsicherheit von Bauwerken - Regelmäßige Überprüfung. Deutscher Verein der Ingenieure. 39 S.
- [11] Richtlinie Wiederkehrende Bauwerksprüfung im Hochbau (2016-01): BÜV-Bau-Überwachungsverein e.V. (Hrsg.). 28 S.
- [12] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Bauwerksprüfung nach DIN 1076 – Bedeutung, Organisation, Kosten. Berlin, 78 S. (2013).
- [13] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: RI-ERH-ING – Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten: Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse OSA. Berlin, 23 S. (2004).
- [14] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: RI-EBW-PRÜF – Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076. 18 S. (Ausgabe 2017).
- [15] Bundesministerium für Digitales und Verkehr: BOStrab - Straßenbahn-Bau- und Betriebsordnung. 10. Oktober 2019; (Art. 2 VO vom 1. Oktober 2019).
- [16] Bundesministerium für Digitales und Verkehr: ZTV-ING (2023-12): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING). - Baudurchführung. 573 S.

Der hohe Stellenwert der Eigenüberwachung durch die Betreiber: innen von Stauanlagen in Österreich – Anforderungen und Ausbildung

H. Czerny¹

¹ ehemals Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft
(BML)

Abt. I/4 – Anlagenbezogene Wasserwirtschaft, Staubeckenkommission
Stubenring 1, A-1010 Wien, AUSTRIA

E-Mail: helmut.czerny@gmx.net

Kurzfassung

In fast 40 Jahren Tätigkeit in der Talsperrenüberwachung im BML konnte der Vortragende viele Vorkommnisse erleben, welche den hohen Stellenwert des Talsperrenüberwachungspersonals bei der Früherkennung von abnormalen Entwicklungen eindrucksvoll unter Beweis stellten. Da die Stand- und Betriebssicherheit der Stauanlagen in Österreich einen wichtigen Beitrag am Strommarkt bedeuten, ist die durchgehende Überwachung dieser Stauanlagen sowohl mit Hilfe der Messtechnik aber primär durch die Wahrnehmungen von qualifiziertem und mit den Stauanlagen bestens vertrautem Personal von entscheidender Bedeutung. Daher ist es dem Vortragenden ein großes Anliegen, dieses derzeit sehr hohe Niveau der Überwachung darzustellen und dessen Erhaltung auf Bestandsdauer der Stauanlagen sicherzustellen.

Talsperrenüberwachung - Einleitung

Wie schon mehrfach dargestellt, ist das österreichische Talsperren- bzw. Stauanlagenüberwachungssystem nach dem Mehrebenenprinzip aufgebaut.

Im Wesentlichen wird die Sicherheit einer Talsperre bzw. eines Speichers (Stand- und Betriebssicherheit) im Sinne des 3-Säulenmodells nach Biedermann (CH) geprägt einerseits von einem konservativen Entwurf (mit konstruktiven Reserven) und einer entsprechend überwachten Bauausführung. Die 2. Säule bildet eine engmaschige Überwachung der bestehenden Talsperren, die 3. Säule soll die jedem technischen Bauwerk innewohnende Restwahrscheinlichkeit eines Versagens abdecken, indem als Vorsorge für allfällige außergewöhnliche Ereignisse entsprechende Alarmpläne erstellt und aktuell gehalten werden.

Gewährleistung der Sicherheit bei neu zu errichtenden Talsperren und Speichern

Wenn es sich um Talsperren und Speicher mit einer Bauwerkshöhe über Gründungssohle von über 15m oder mit einem zusätzlichen Stauinhalt von über 500.000m³ handelt, ist im Rahmen der Bewilligung von der zuständigen Behörde (Wasserrechtsbehörde, Umweltverträglichkeitsprüfungsbehörde-UVP-Behörde) gemäß §104(3) WRG 1959 i.d.g.F. ein Gutachten der Staubeckenkommission einzuholen.

Diese Staubeckenkommission setzt sich aus erfahrenen Experten aller Fachgebiete im Zusammenhang mit der Planung, dem Betrieb sowie der Überwachung von Talsperren und Speichern zusammen. Der Vorsitz wird durch den Leiter der fachlich zuständigen Sektion im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft wahrgenommen (derzeit: SC Monika Mörth, MAS), die Geschäftsführung durch einen

erfahrenen Mitarbeiter dieser Sektion (derzeit: MR Ing. Bernhard Weichlinger).

Bei den zuständigen Bewilligungsbehörden eingereichte Projekte werden der Staubeckenkommission zur Prüfung vorgelegt, in Plenarsitzungen vorgestellt, diskutiert und wenn alle wichtigen Voraussetzungen erfüllt sind, positiv beschlossen. Danach wird das über das Projekt erstellte Gesamtgutachten der Staubeckenkommission mit den gemeinsam formulierten noch erforderlichen Maßnahmen der zuständigen Bewilligungsbehörde zur Weiterführung des Verfahrens übermittelt.

Gemäß Staubeckenkommissionsverordnung 1985 (Stbk-Verordnung) kann aber auch bei der Bewilligung von Talsperren und Speichern unter 15m Bauwerkshöhe und einem zusätzlichen Stauinhalt von unter 500.000m³ ein Gutachten der Staubeckenkommission von den zuständigen Bewilligungsbehörden eingeholt werden, wenn besondere Gründungsverhältnisse oder besondere Beanspruchungen vorliegen oder ungewöhnliche Bauweisen gewählt werden.

Diese Prüfung von geplanten Projekten Großer Stauanlagen durch die Staubeckenkommission soll gewährleisten, dass das dem Bewilligungsverfahren zugrundeliegende Projekt dem Stand der Technik entspricht. Die in der Stbk-Verordnung festgelegte Abdeckung jedes Fachgebietes durch mehrere Mitglieder bzw. Sachverständige hat den Sinn, die Irrtumswahrscheinlichkeit eines Einzelgutachters gemäß einem Mehraugenprinzip zu minimieren. Viele der durch die Staubeckenkommission als erforderlich erachteten Maßnahmen werden als sehr streng empfundenen, zielen jedoch auf eine diesen Bauwerken zugrunde gelegten Dauerhaftigkeit ab, was sich bereits bei Wiederverleihungsverfahren in Form von nur wenigen Anpassungserfordernissen bestätigt hat.

Sicherheitsnetz für bestehende Talsperren und Speicher

Ursprünglich wurde die bereits 1918 gegründete Staubeckenkommission nur im Rahmen der Einreichung und Errichtung eingebunden. Der Hintergrund war, dass man unmittelbar nach dem Bruch des Hochwasserrückhaltebeckens Weisse Desse (im heutigen Nord-Tschechien), diese „Kommission für Staubeckenanlagen“ gegründet hatte, um die damals offensichtlichen Konstruktionsdefizite in Zukunft zu vermeiden. Bis zum Jahr 1959 wurde eine Anzahl von Projekten für neue Talsperren und Speicher von der Staubeckenkommission begutachtet.

Nach den Talsperrenunfällen von Malpasset (F, 1959), Vega de Tera (E, 1959) und Longarone (I, 1963) wurde in der Staubeckenkommission beschlossen, auch bestehende Talsperren und Speicher durch einen eigens gegründeten Unterausschuss für Talsperrenüberwachung (UAfTÜ) periodisch zu überprüfen (ab 1966). In dem damals initiierten Erlass (5.Juni 1964) des amtierenden Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft, Dr. Schleinzer, wurde bereits die Forderung nach der Überwachung von Stauanlagen durch mehrere Ebenen zum Ausdruck gebracht (Gewässeraufsicht, Wasserberechtigter-Sperrenverantwortliche/r, Staubeckenkommission).

In den daraufhin erarbeiteten Stellungnahmen der Staubeckenkommission aus 1964 und 1978 wurden Details betreffend diese Überwachung von Stauanlagen in mehreren Ebenen näher definiert (Eigenüberwachung: Sperrenwärter:in, Talsperrenverantwortliche:r, Fremdüberwachung: Gewässeraufsicht-Land, UAfTÜ-Stbk/Bund)

Ein weiterer wesentlicher Impuls betreffend die Stauanlagenüberwachung wurde auf Grund des Einsturzes der Wiener Reichsbrücke (1976) gesetzt. Man sah sich veranlasst, auch bei ähnlichen für die öffentliche Sicherheit relevanten Bauwerken die staatliche Überwachung zu intensivieren und schuf im damaligen Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft einen eigens für die Talsperrenüberwachung bestimmten Planposten.

Seit damals werden die Talsperren und Speicher mit einer Bauwerkshöhe von über 15m oder einem Stauinhalt von über 500.000m³ durch den Unterausschuss für Talsperrenüberwachung periodisch in einem Intervall von maximal 5 Jahren überwacht.

Bis 1985 wurden vom Unterausschuss praktisch ausschließlich Stauanlagen der

Wasserkraftnutzung überprüft. Seit 1985 wurden in der Staubeckenkommission ca. 50 Beschneigungsspeicher und ca. 30 Hochwasserrückhaltebecken behandelt, die grundsätzlich auch einer Überprüfung durch den Unterausschuss unterzogen werden könnten (sh. Formulierung im § 131(1) WR1959 i.d.g.F.: ...zusätzlich kann der Bundesminister ...).

Da jedoch die personellen und finanziellen Ressourcen im BML begrenzt sind, in den Bundesländern auch eine stabile und leistungsfähige Überwachungsstruktur vorhanden ist, wurde gemeinsam mit den Talsperrenaufsichtsorganen der Länder eine Lösung gesucht, um trotz der gestiegenen Anzahl an Stauanlagen keine Überprüfungsdefizite entstehen zu lassen. Nach Durchführung einer groben Abschätzung des Gefährdungspotentials aller Talsperren und Speicher in Österreich wurde eine relative Reihung der Stauanlagen nach dem ihnen innewohnenden Gefährdungspotential erstellt.

Jene 70 Stauanlagen mit dem relativ größten Gefährdungspotential werden jedenfalls auch zukünftig durch den UAFTÜ periodisch überprüft. Von den übrigen Stauanlagen wurden jene, die konservativ ausgelegt sind und ein gutmütiges Verhalten zeigen zukünftig der ausschließlichen Überwachung durch die Gewässeraufsicht des Landes (Talsperrenaufsichtsorgane) überantwortet. Im jährlichen Erfahrungsaustausch mit diesen Talsperrenaufsichtsorganen werden allenfalls zusätzlich durch den UAFTÜ zu überprüfende Stauanlagen vereinbart. Diese Stauanlagen können je nach Ergebnis der Überprüfungen einmalig oder auch im Weiteren periodisch durch den UAFTÜ begutachtet werden.

Anforderungen an das Sicherheitspersonal

Wie aus den bisherigen Ausführungen hervorgeht wurde das österreichische Stauanlagenüberwachungsnetz immer wieder aus Anlass von einschlägigen Erfahrungen im In- und Ausland, aber auch in sicherheitsmäßig ähnlichen Fachgebieten nachgerüstet. Diese Adaptierungen der Talsperrenüberwachung hatten zum Ziel aus diesen Erfahrungen zu lernen und nach Analyse der Ursachen mögliche Lücken im eigenen Netz zu schließen.

Mit der Schaffung des Talsperrenverantwortlichen und seines Teams wurde auf Seiten der Betreiber (Eigenüberwachung) eine Einrichtung geschaffen, die sich ausschließlich der Sicherheitsbeurteilung von Stauanlagen widmen sollte, eine fundierte Ausbildung besitzen muss, mit der Stauanlage und ihren Betriebs- und Überwachungseinrichtungen bestens vertraut ist und eine Position im Unternehmen inne haben muss, von der aus sowohl im Normalbetrieb als auch bei außergewöhnlichen Ereignissen rasch und mit einem schlagkräftigem Team ausgerüstet die entsprechenden Untersuchungen und Maßnahmen eingeleitet werden können.

Auch auf Seiten der Fremdüberwachung durch Bund und Land wurden mit dem Unterausschuss für Talsperrenüberwachung und den Talsperrenaufsichtsorganen der Länder 2 Ebenen eingeführt, die sich einschlägig mit den bestehenden Stauanlagen auseinandersetzen sollten und die auf Grund ihrer Erfahrung und ihres Überblickes das Funktionieren der Eigenüberwachung durch die Institutionen des Betreibers periodisch kontrollieren sollten. Aber auch in fachlicher Sicht sollte das Verhalten der Stauanlagen durch eigene Überprüfungen unabhängig analysiert und nachvollzogen werden, um durch dieses „Vier Augen Prinzip“ frühzeitig Fehlentwicklungen zu erkennen.

In jährlichen Erfahrungsaustauschen zwischen den Leitern des Unterausschusses und den Talsperrenaufsichtsorganen der Länder werden aktuelle Themen besprochen und somit ein Know How Austausch über wichtige, im Weiteren zu verfolgende Schwerpunkte gepflegt.

Ausbildung und Schulungen

Für den Beruf des Talsperrenverantwortlichen ist in Anbetracht der geringen Anzahl von Anwärtern und den sehr spezifischen Anforderungen auf keiner technischen Universität eine

tiefgreifende Ausbildungsschiene vorhanden. Auf den einschlägigen Universitäten können zwar die erforderlichen Grundlagen vermittelt werden, das entsprechende spezifische „Talsperrenwissen“ kann nur in der Praxis durch eine entsprechend lange Auseinandersetzung mit Talsperrenfragen im Allgemeinen, den individuellen Bauwerken im Speziellen sowie durch tiefgehende Diskussionen mit erfahrenen Fachleuten erlangt werden („Training on the Job“). Angesichts unterschiedlicher Auslegung der erforderlichen Grundqualifikation für die Talsperrenverantwortlichkeit wurde seitens der Staubeckenkommission 1998 ein entsprechender Beschluss gefasst, indem die Anforderungen an die Qualifikation, Vertrautheit mit der Stauanlage, die Erreichbarkeit und die Position des Talsperrenverantwortlichen im Unternehmen klar definiert wurden.

In diesem Beschluss (1998) hielt die Staubeckenkommission es auch für notwendig, dass einschlägige Kurse sowohl für Talsperrenverantwortliche als auch für die sogenannten Sperrenwärter (Personal, das periodisch in engen Intervallen vor Ort Überprüfungen durchführt) angeboten werden.

Der erste Kurs für Talsperrenverantwortliche (TV) wurde von ATCOLD 2001 in Ottenstein (NÖ) abgehalten, der erste Kurs für Sperrenwärter (damals in Zusammenarbeit mit dem ÖWAV) im Jahr 2003 an der TU Graz.

In den einwöchigen TV Kursen wird durch Mitglieder und Sachverständige der Staubeckenkommission theoretisches Talsperren-Spezialwissen vermittelt, die Teilnehmer müssen aber auch an ausgewählten Sperren spezielle Mess- und Überwachungsaufgaben durchführen und anschließend ähnlich wie in der späteren Position eines TV einfache Sicherheitsberichte verfassen, die dann im Plenum präsentiert und diskutiert werden.

Die Kurse für Sperrenwärter bestehen aus einem 4 tägigen Theoriekurs an der TU Graz und einem Praxiskurs (derzeit in Mayrhofen/Zillertal), bei dem ergänzende Vorträge betreffend die Mess- und Überwachungseinrichtungen gehalten werden sowie an 2 Tagen je eine Betonstauwand und ein Staudamm besichtigt werden mit der Möglichkeit selbst Messungen mit den Überwachungseinrichtungen durchzuführen.

Weitere Kurse wurden durch ATCOLD auch für Mitarbeiter:Innen von Zentralen Warten beim Betrieb von Stauanlagen durchgeführt, da diese die erste Anlaufstation für Meldungen aus der Stauanlagenüberwachung sind und eine entsprechende Kenntnis der Stauanlagen mit den vorhandenen Überwachungseinrichtungen für das effiziente Funktionieren der Informations- aber auch der Befehlskette vorausgesetzt werden muss.

In den Jahren 2000, 2005 und 2016 wurden von ATCOLD mit großartigem Einsatz der Stauanlagenbetreiber Verbund, Tiwag und illwerke vkw in Österreich internationale Seminare zum Thema "Praxis der Stauanlagenüberwachung" abgehalten (2xKaprun; 1xLandeck). Diese Seminare behandelten relevante Fragen zur Überwachung und Sicherheitsbeurteilung von Stauanlagen. Experten hielten Vorträge über Theorie und Praxis des Talsperrenbaus, der Überwachung, der Instrumentierung, der Durchführung von Messungen, visueller Inspektionen, der Datenverarbeitung und Sicherheitsbewertung für Betonsperren und Dämme. Das eigenständige Erfassen von Messwerten und Erheben von Überwachungsergebnissen vor Ort sowie deren Auswertung und Präsentation sollte den Teilnehmern das Verständnis für Erhebungen im rauen vor Ort Betrieb, die realistisch erzielbaren Genauigkeiten und damit verbundenen Aussagen relativieren.

Mit der zunehmenden Anzahl und Größe von Beschneungsspeichern (Stauanlagen zur Bevorratung von Wasser für Beschneigung) seit Ende der 1990er Jahre ergab sich auch hier das Erfordernis Schulungen für externe und interne TV von Beschneungsspeicher durchzuführen, auch deshalb, da sich dieser Stauagentyp hinsichtlich der Konstruktion und Überwachungseinrichtungen als sehr speziell darstellt.

Da auf Seiten der Betreiber (Seilbahnunternehmen) im Allgemeinen keine entsprechend den Erfordernissen des §23a WRG qualifizierten Personen tätig sind, müssen hierzu – wie auch im

§23a WRG ermöglicht – externe TV herangezogen werden. Für die Wahrnehmung des Stellvertretung des TV können gemäß Beschluss der Staubeckenkommission auch Personen herangezogen werden, die keine akademische Ausbildung aufweisen, aber umfassende theoretische und praktische Kenntnisse in den Kerngebieten des Stauanlagenbaus besitzen und eine leitende Position im Unternehmen inne haben. Dies hat den Vorteil, dass neben dem mit dem Tagesgeschäft der Stauanlage nicht befassten externen TV, ein interner Mitarbeiter des Betreibers in die Talsperrenverantwortlichkeit involviert ist, der sich mit dem Verhalten der Anlage laufend auseinandersetzt und da er in der Regel in der Umgebung wohnt, rasch erreichbar und vor Ort sein kann. Um die Forderungen des Beschlusses aus 1998 möglichst zu erfüllen, werden für diese Personengruppe zusätzliche Grundkurse durchgeführt, deren erfolgreiche Absolvierung Voraussetzung für die Zulassung zum Aufbaukurs ist, der für alle TV von Beschneigungsspeichern verpflichtend ist und auch erfolgreich absolviert werden muss. Mit all diesen Kursen soll nicht nur das Wissen von erfahrenen, einschlägig befassten Experten an die jüngere Generation weitergegeben werden, es soll auch den Stauanlagenbetreibern die Wichtigkeit von bestens geschultem Personal auf diesem Gebiet sowohl in der Überwachung von bestehenden Stauanlagen als auch bei der Errichtung neuer Anlagen vor Augen geführt werden und damit zu einer entsprechenden Wertschätzung dieses sicherheitstechnischen Schlüsselpersonals führen bzw. diese erhalten.

Quellenverzeichnis

- [1] Kratschmer, H. (1985) Die neue Staubeckenkommissionsverordnung 1985, Österreichische Wasserwirtschaft, 37, (7/8)
- [2] Kravogel, A. (1991) Die Österreichische Staubeckenkommission, Geschichte und Werdegang, Dissertation zur Erlangung des Doktorgrades an der Universität für Bodenkultur
- [3] Melbinger, R. (1991) Die Genehmigung und Überwachung der Talsperren in Österreich, Österreichische Wasserwirtschaft, 43, (5/6)
- [4] Czerny, H. (2018) 100 Jahre Staubeckenkommission – nach wie vor aktuell! Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 70, (7/8)
- [5] Vogl, Ch. (2024) Der Stauanlagenerlass – Leitlinien für ein gutes Zusammenwirken aller Verantwortlichen, ATCOLD-Talsperrensymposium Salzburg (2024)
- [6] Weichlinger, B. (2024) Sicherheit von Stauanlagen – Vorgaben für Planung und Überwachung, ATCOLD-Talsperrensymposium Salzburg (2024)

Der Stauanlagenerlass

Leitlinien für ein gutes Zusammenwirken aller Verantwortlichen

Ch. Vogl¹

¹ Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft Wien, Abteilung Wasserlegistik und -ökonomie, Marxergasse 2, A-1030 Wien, AUSTRIA

E-Mail: Charlotte.Vogl@bml.gv.at

Kurzfassung

Die Überwachung und Überprüfung von Stauanlagen erfordert aufgrund ihrer Bedeutung und des mit diesen Anlagen verbundenen Gefährdungspotentials ein reibungsloses Zusammenwirken aller Verantwortlichen: Das sind die Wasserberechtigten sowie die Talsperrenverantwortlichen (TV), die Organe der allgemeinen Gewässeraufsicht, insbesondere die Talsperrenaufsichtsorgane (TAO) und zusätzlich betreffend Überprüfung der Stand- und Betriebssicherheit der Bundesminister für Land und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft (BML) unter Befassung der Staubeckenkommission.

Die Ausarbeitung von Leitlinien verfolgte das Ziel einerseits das mit den Anlagen verbundene Gefährdungsrisiko durch eine klare und transparente Aufgabenaufteilung sowie durch die Identifikation der und dem Umgang mit den wesentlichen Instandhaltungsmaßnahmen zu minimieren. Andererseits soll die Aufgabenaufteilung auch zum Gewinn neuer Erkenntnisse als Grundlage für die Weiterentwicklung der Sicherheit von Stauanlagen beitragen.

Die Aufteilung erfolgt durch die Beschreibung der jeweiligen Aufgaben und Tätigkeiten und Zuordnung zu den einzelnen Verantwortungsbereichen.

Wesentliche Elemente für die konkretere Ausgestaltung der Überwachungstätigkeit sind die Beschreibung des Prüfungsumfanges in Form von Prüflisten für den Vergleich des IST-Zustands mit dem SOLL Zustand, die Vorgabe von Prüf- und Berichtsintervallen, die Dokumentation der Ergebnisse sowie die Ausgestaltung des Informationsflusses über wesentliche Inhalte.

Mit der Abstimmung und Harmonisierung der Überwachungstätigkeit soll ein nachhaltiges „Informationsaustauschsystem“ etabliert werden. Die Berichte der TAOe erleichtern eine zielgerichtete Ausgestaltung, Anpassung und Durchführung der Gewässeraufsicht d.h. das Zusammenwirken mit den Wasserberechtigten. Die jährlichen Berichte der TAO zusammen mit den Berichten der TVen ermöglichen dem BML die Überprüfungen betreffend Stand- und Betriebssicherheit „einzutakten“ und sich erforderlichenfalls steuernd in den Gesamtprozess einzubringen.

Mit der Stärkung der Informationsinhalte und -flüsse soll der Leitfaden einen Beitrag zur Sicherheit der österreichischen Stauanlagen leisten.

Einleitung

Aufgrund der Bedeutung und des Gefährdungspotentials von Stauanlagen ist eine klare Zuordnung der Aufgaben zu den Anlagenverantwortlichen erforderlich, nach der die der jeweiligen Rolle entsprechende Überwachungs- und Überprüfungstätigkeit auszurichten ist.

Gegenstand der Leitlinien sind daher bestimmte¹ Stauanlagen, Anlagen zum Aufstauen von

¹ Stauanlagen deren Höhe über Gründungssohle 15 m nicht übersteigt oder durch die eine zusätzliche Wassermenge von mehr als 500.000 m³ zurückgehalten wird ausgenommen Flusskraftwerke und soweit im Interesse an der allgemeinen Sicherheit mit Bescheid auch für Anlagen unter diesen Schwellen und für Flusskraftwerke die Anwendung der Talsperrenverantwortlichen und der zusätzlichen Überprüfung unter Befassung der Staubeckenkommission vorgeschrieben wurde.

Fließgewässern (zB Staubecken), Anlagen zum Speichern von Wasser (inkl. Beschneigungsteiche) eventuell auch zum Absetzen von Feststoffen in Wasser - Sedimentgemischen (zB Schlammteiche). Der Stauanlagenbegriff umfasst auch Talsperren. Grundsätzlich gilt, dass

1. das Unternehmen (Wasserberechtigte) in Zusammenarbeit mit der/m von ihm bestellten TV und der Stellvertretung für die Sicherheit des Bestandes und Betriebes von Stauanlagen verantwortlich ist.
2. der Staat bzw. seine behördlichen Organen beaufsichtigt, ob der Betrieb und die Instandhaltung der Stauanlagen und die zu diesem Zweck eingerichteten Beobachtungs- und Messeinrichtungen durch die Wasserberechtigten in verlässlicher und technisch sinnvoller Art und Weise erfolgen und ob die entsprechenden Folgerungen aus den diesbezüglichen Beobachtungen und Messungen gezogen werden. Dabei liegt die Anlagenaufsicht beim Landeshauptmann oder der Bezirksverwaltungsbehörde, insbesondere den TAOen und dem wissenschaftlich-technischen Prüf- und Steuerungsbereich beim BML und der Staubeckenkommission.

Unternehmen (Wasserberechtigte)

Die Verantwortlichkeit der Wasserberechtigten beginnt bereits bei der Projektausarbeitung, sie umfasst weiters die schriftliche Bestellung der TVen und deren Stellvertretung (aus dem Führungsstab des Unternehmens oder wenn dies gestattet wurde ausnahmsweise fachlich qualifizierter externer Personen) einschließlich deren Bekanntgabe an die Bezirksverwaltungsbehörde (für den Katastrophenfall), die Gewässeraufsicht des Landes (TAO) und den BML. Sie mündet in (aktiven) Informationsverpflichtungen gegenüber Behörden und betroffener Öffentlichkeit bei Störfällen entsprechend den Vorgaben des Umweltinformationsgesetzes und der Störfallinformationsverordnung.

Hervorzuheben sind in diesem Zusammenhang,

1. die Ausstattung der TVen bzw. deren Stellvertretungen, mit den entsprechenden Befugnissen (zB Vollmachten oder Vorstandsanweisungen) und Ressourcen. Dazu gehört die Befugnis, alle im Interesse der Sicherheit der Stauanlage erforderlichen Maßnahmen wie zB Sondermessungen, Überprüfungsmaßnahmen zur Sicherheit, Erkundungen, Notfallmaßnahmen - gegebenenfalls in Absprache mit dem Wasserberechtigten - anordnen zu können.

Je komplexer bzw. sensibler sich die Talsperrensicherheit in einem Unternehmen darstellt, desto mehr Ressourcen müssen den TVen zur Verfügung gestellt werden.

Sofern Wasserberechtigte der gesetzlichen Verpflichtung zur Bestellung von TVen nicht nachkommen oder eine bekanntgegebene bestellte Person die gesetzlichen Voraussetzungen zum Zeitpunkt der Bekanntgabe nicht erfüllt, oder diese später wegfallen, ist dies gemäß § 137 Abs. 1 Z 14 Wasserrechtsgesetz (WRG) mit einer Geldstrafe bis zu € 3.630,-- zu ahnden.

2. in den Projektunterlagen
 - Angaben über die zur Störfallvermeidung und zur Begrenzung oder Beseitigung der Auswirkungen von Störfällen Maßnahmen vorzusehen, die eine Flutwellenberechnung für Sperrbauwerke enthalten, die auch die von der Öffentlichkeitsinformation zu erfassenden Bereiche ausweist
 - eine ausreichende Dokumentation durch Anlage und Führung eines Sperr- bzw. Stauanlagenbuches sowie eine Selbstverpflichtung zur Durchführung einer routinemäßigen, tiefgehenden Überprüfung des gesamten Bereiches einer Stauanlage durch die maßgeblichen Verantwortlichen des Unternehmens vorzusehen.

Talsperrenverantwortliche

Die Verpflichtungen und Befugnisse der TVen sind in § 23a WRG geregelt. Sie betreffen die Überwachung der Einhaltung der behördlich vorgeschriebenen Bedingungen und Auflagen, das Abstellen von Mängeln bei zeitnaher Information des Wasserberechtigten sowie einer Mitteilungsverpflichtung über besondere Vorkommnisse. Der Leitfaden bezeichnet besondere Vorkommnisse, zu denen auch gefahrendrohende Ereignisse zählen, als Alarmfall und sieht für diese Fälle, im Unterschied zum Regelfall dh den Maßnahmen bei Normalbetrieb, die Ergreifung außerordentlicher Maßnahmen vor.

Hervorzuheben im Zusammenhang mit den Verantwortlichkeiten der TVen sind:

1. neben der routinemäßigen Kontrolle der wichtigen Überwachungseinrichtungen auf ihre dauerhafte Funktionstüchtigkeit, der Überwachung der sinnvollen, zeitgerechten Durchführung aller der Stand- und Betriebssicherheit der Stauanlagen dienenden laufenden Messungen, Überprüfungen und Maßnahmen die Veranlassung oder Durchführung von Zwischen- und Sondermessungen und –überprüfungen wenn die Ergebnisse der laufenden Überwachungen auf besondere Vorkommnisse hinweisen oder allenfalls die Schaffung zusätzlicher Überwachungseinrichtungen.

Dazu gehören auch

- die Dokumentation aller Ergebnisse im Sperren- bzw. Stauanlagenbuch
 - die Überprüfung der Tätigkeit der Sperren- bzw. Stauanlagenwärter und anderer Organe, die mit der Durchführung der Messungen und Überprüfungen beauftragt sind insbesondere auf eine die durchgängige Führung des Sperren- bzw. Stauanlagenbuches,
2. die zumindest jährlich durchzuführenden Vor-Ort-Kontrolle der Anlage. Als Prüfumfang sind neben visuellen Beobachtungen und Erprobungen an den Mess- und Überwachungsgeräten, Funktionsprüfungen der Betriebs- und Sicherheitsverschlüsse (Grundablässe, bewegliche Verschlussorgane bei Hochwasserentlastungsanlagen und dgl.) vorgesehen. Eine zeitgerechte Information und Einladung des TAO zu dieser Kontrolle entspricht der Zielrichtung der Leitlinien.
 3. die Erstellung des jährlichen Sicherheitsberichtes über die Stand- und Betriebssicherheit, einem Gutachten, in dem
 - die Ergebnisse der Überprüfung der Funktionstüchtigkeit, der wichtigsten Überwachungseinrichtungen (Verschlüsse, Mess- und Beobachtungsgeräte),
 - die Ergebnisse aller unter 1. genannten wesentlichen Messungen und Überwachungen samt Interpretation in Hinblick auf das langfristige Verhalten der Stauanlage
 - eine Zusammenfassung der im Berichtszeitraum beobachteten besonderen Vorkommnisse und festgestellten Mängel, sowie der getroffenen Maßnahmen einschließlich von Maßnahmen in Erfüllung gewässeraufsichtsbehördlicher Überprüfungen

dokumentiert sind und die Übermittlung des Berichtes an die Gewässeraufsicht des Landes und an den BML.

Die unmittelbar aufgrund des Gesetzes bestehende Informationsverpflichtung über besondere Vorkommnisse an die Wasserrechtsbehörde, die Gewässeraufsicht sowie den BML ist als wichtiges Instrument für ein reibungsloses Zusammenwirken gesondert zu erwähnen ebenso wie die gesetzliche Verpflichtung der TVen zur Behebung/Abstellung festgestellter Mängel und der unverzüglichen Information des Wasserberechtigten hierüber. Aus Gründen der Nachvollziehbarkeit empfehlen die Leitlinien, auch diese Vorgänge zu dokumentieren.

Eine Verletzung der die TVen obliegenden Überwachungs- und Informationspflichten ist mit einer Geldstrafe bis zu € 3.630,-- belegt.

Gewässeraufsicht (Talsperrenaufsichtsorgane)

Für die Gewässeraufsicht ist gem. WRG grundsätzlich der Landeshauptmann oder die BVB zuständig. Da die Gewässeraufsicht über Stauanlagen besonderes Fachwissen in den Fachgebieten Bauwesen und Wasserwirtschaft erfordert, sehen die Leitlinien eine entsprechende Ausbildung und Kenntnisse in diesen Bereichen als inhaltliche Anforderungen an TAOe vor.

Im Sinne einer effizienten Zusammenarbeit sieht der Leitfaden eine Informationsverpflichtung des LH an den BML über die für die jeweiligen Stauanlagen zuständigen TAOe vor.

Hervorzuheben hinsichtlich der Verantwortlichkeit der TAO sind:

1. Die Überprüfung und Dokumentation, ob der Betrieb und die Instandhaltung der Stauanlagen und der zu diesem Zweck eingerichteten Überwachungseinrichtungen durch den Wasserberechtigten und den TV in verlässlicher und technisch sinnvoller Art und Weise erfolgen. Dies umfasst:
 - Stichprobenhafte Prüfung der Einhaltung des konsensgemäßen Zustandes
 - Stichprobenhafte Überprüfung des Betriebs- und Erhaltungszustandes
 - Veränderungen zur letzten Überprüfung durch die Gewässeraufsicht
 - Kontrolle der Überwachungseinrichtungen, stichprobenhafte Veranlassung von Messungen, Simulationen,
 - Stichprobenhafte Veranlassung der Erprobung von Betriebseinrichtungen (Verschlüsse, Auslässe, Entlastungen...) der Stauanlage unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Antriebsmöglichkeiten, mit detaillierter Dokumentation
 - Stand der Umsetzung von vereinbarten Maßnahmen aus vorhergehenden Überprüfungen
2. Die Vor-Ort-Überprüfung der Stauanlagen, zumindest in einem dem Gefährdungspotential angemessenen Turnus in dem unter 1. dargestellten Umfang einschließlich Dokumentation und Übermittlung eines Protokolls – ggf. unter Aufzeigen von Mängeln – zeitnah an die Gewässeraufsicht im Land und den BML sowie die optionale Teilnahme, an den Begehungen durch die Wasserberechtigten und die TVen samt Protokollierung der Wahrnehmungen.
3. Erstellung von mindestens jährlichen zusammenfassenden Berichten über die Aufsichtstätigkeiten und Übermittlung an den BML. Diese umfassen einen Überblick über die zu kontrollierenden und kontrollierten Objekte mit Feststellungen zum ordnungsgemäßen Betriebs- und Erhaltungszustand der überprüften Anlage, einer Mängelbeschreibung samt Maßnahmenvereinbarungen und Fristen zur Mängelbehebung.

BML - Staubeckenkommission (StBK)

Die auf Grundlage des WRG iVm der Staubeckenkommissions-Verordnung 1985 im BML eingerichtete StBK unterstützt die Aufsichtstätigkeit der TAOe, indem ihr gesetzlich die Möglichkeit eingeräumt wurde, unter Befassung durch den BML Stauanlagen auf ihre Stand- und Betriebssicherheit zu überprüfen. Es handelt sich um eine zusätzliche, die Zuständigkeiten des LH und der BVB nicht ausschließende Zuständigkeit des BML. Diese gutachterliche Tätigkeit zur Unterstützung des BML bei der periodischen Überprüfung von bestehenden Stauanlagen wurde von der StBK an einen Unterausschuss übertragen.

Hinsichtlich der Verantwortlichkeit hervorzuheben sind:

1. Identifikation und Thematisierung von

- Wahrnehmungen, die eine aktuelle Gefährdung öffentlicher Interessen aufgrund von Defiziten in Stand- und Betriebssicherheit betreffen,
- Fragestellungen des geltenden Standes der Technik, die zB für Anlagenänderungen im Hinblick auf eine mittelfristig anstehende Wiederverleihung von Interesse für Wasserberechtigte sind,
- über die Stand- und Betriebssicherheit von Stauanlagen hinausgehenden Fragestellungen und allfälliger Handlungserfordernisse zum hinreichenden Schutz öffentlicher Interessen auf Grundlage der Berichte der TVen, der TAOe

2. Technische Prüfung, Sammlung und Evidenzhaltung des Zustandes der großen österreichischen Stauanlagen während ihrer gesamten Bestanddauer sowie ihres Verhaltens im Betrieb, insbesondere die jährlichen Sicherheitsberichte der TVen und der Wasserberechtigten sowie der Kontaktdaten aller Verantwortlichen in der Talsperrenevidenz.

3. Durchführung von planmäßigen zusätzlichen (Vor Ort) Überprüfungen (ob aus den zum Zweck des Betriebes und der Instandhaltung der Stauanlagen durchgeführten Messungen und Überprüfungen die entsprechenden Folgerungen betreffend Stand- und Betriebssicherheit gezogen wurden) anhand einer Prüfliste, sowie allfälliger „weiterer“ Überprüfungen zB aus Anlass einlangender Berichte der TVen aber auch der TAO, vor allem dann, wenn aufgrund der Berichte die zeitnahe Klärung (spezieller) technischer Fragen betreffend die Stand- und Betriebssicherheit der Stauanlagen erforderlich erscheinen. Dokumentation der Überprüfungen aus der hervorgeht, welche Veranlassungen in welchem Fachbereich (zB aus Sicherheitsgründen) vereinbart wurden und Übermittlung an alle Beteiligten, das TAO sowie die zuständige Wasserrechtsbehörde.

Beanstandungen - Mängelbehebung - Maßnahmensetzung

Im Leitfaden wird auch der gesetzliche Rahmen für eine allfällig notwendige Maßnahmensetzung skizziert:

Unbeschadet der Verpflichtung des TV festgestellte Mängel abzustellen sowie besondere Vorkommnisse unverzüglich den zuständigen Stellen mitzuteilen, haben die mit der Gewässeraufsicht betrauten Personen oder Dienststellen (Abt. Anlagenbezogene Wasserwirtschaft im BML sowie TAO beim LH)

- Beanstandungen an Ort und Stelle vorzunehmen und in Stellungnahmen schriftlich festzuhalten.
- nur unaufschiebbare Vorkehrungen oder Maßnahmen zur Beweissicherung bei Gefahr im Verzuge selbst zu treffen
- im Übrigen über ihre Tätigkeit der Wasserrechtsbehörde, insbesondere über festgestellte Abweichungen vom SOLL-Zustand zu berichten.

Die Zuständigkeit für die Veranlassung der Behebung der aufgrund der Berichte festgestellten Missstände obliegt den zuständigen Wasserrechts- bzw. Bewilligungsbehörden.

Zusammenfassung

Anliegen des Leitfadens ist die Überwachungstätigkeit und die Zusammenarbeit durch Beschreibung des jeweiligen Aufgabenbereiches und Prüfungsumfangs in Form von Prüflisten sowie durch die Vorgabe von Prüf- und Berichtsintervallen konkret auszugestalten.

Zusammenfassende Berichte der TAOe sollen die Erstellung der Arbeitsprogramme der Gewässeraufsicht erleichtern und auch dem BML auf Basis der von der StBK geführten Talsperrenevidenz die Möglichkeit zur Steuerung geben.

Der Leitfaden soll auch als Hilfestellung für Wasserberechtigte von Stauanlagen und die von diesen bestellten TVen dienen, indem der Umfang der gesetzlich festgelegten Eigenüberwachungstätigkeit präzisiert wird.

Im öffentlichen Interesse an der Sicherheit von Stauanlagen wurde der Leitfaden, insbesondere der Abschnitt betreffend TAOe, dem Landeshauptmann als zuständige Behörden im Erlassweg übermittelt. Weiters ist der Leitfaden im Internet öffentlich zugänglich unter:

<https://info.bml.gv.at/themen/wasser/nutzung-wasser/stauanlagen-talsperren/stauanlagen.html>

Ökologische Längsvernetzung und Überlast an einer Druckbrücke in Andermatt

M. Scholz¹, B. Stocker¹, G. Zehnder¹ und V. Weitbrecht¹

¹ Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, Hönggerberggring 26, CH-8049 Zürich, SWITZERLAND

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

Kurzfassung

Die Unteralpreuss fließt durch Andermatt und weist mitten im Dorf ein Hochwasserschutzdefizit auf. Im Rahmen eines umfassenden Hochwasserschutzprojekts wurden seit 2009 zahlreiche Maßnahmen entlang der Unteralpreuss umgesetzt und die Hochwassersituation verbessert. Als letztes Element soll die noch fehlende Druckbrücke zum kontrollierten Anspringen der bereits bestehenden seitlichen Notentlastung erstellt werden.

Zur Überprüfung der Machbarkeit der Druckbrücke wurden an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) an der ETH Zürich hydraulische Modellversuche im Maßstab 1:30 durchgeführt. Dabei wurden Optimierungen des Systems hinsichtlich Hochwasserschutz und ökologischer Längsvernetzung ausgearbeitet und abschliessend eine Beurteilung der Robustheit des Gesamtsystems bei Überlastszenarien hinsichtlich Geschiebe- und Schwemmholzeintrag vorgenommen.

Mit den Modellversuchen konnte gezeigt werden, dass das System Druckbrücke mit Notentlastung robust funktioniert und selbst im Überlastfall durch eine kontrollierte Erosion der Sohle bis zur Sohlensicherung selbstregulierend den benötigten Abflussquerschnitt im Hochwasserfall garantieren kann. Mittels Strukturierungsmaßnahmen und der Erstellung von Bermen und einer Kiesbank innerhalb des Gerinnes wurden Wanderkorridore geschaffen und die aquatische und terrestrische Längsvernetzung wiederhergestellt. Aufgrund eines Gefällsknicks im betreffenden Flussabschnitt herrscht eine allgemeine Auflandungstendenz. Auch zukünftig wird eine regelmäßige Geschiebeentnahme aufgrund der Sicherstellung der ökologischen Durchgängigkeit sowie der Hochwassersicherheit notwendig sein.

Einleitung

In der Vergangenheit kam es bei Hochwasserereignissen an der Unteralpreuss in Andermatt zur Zerstörung von Infrastrukturanlagen und Ausuferungen im Dorfgebiet. Durch das Hochwasserschutzprojekt Andermatt aus dem Jahr 2009 konnten bereits zahlreiche Massnahmen entlang der Unteralpreuss umgesetzt und die Hochwassersituation verbessert werden [1]. Zusammen mit dem Umbau des Bahnhofs in Andermatt soll nun das bestehende Schutzdefizit behoben werden: der Neubau einer Druckbrücke ermöglicht das kontrollierte Anspringen der bereits bestehenden seitlichen Notentlastung inklusive Überlastkorridor ab Abflüssen grösser HQ_{100} sowie das sichere Durchleiten von anfallendem Schwemmholz. Zusätzlich wird im Rahmen des Ausbaus des Interventions- und Servicecenters (ISZ) eine neue Brücke im Unterwasser der Druckbrücke notwendig. Wegen der topografisch bedingten Auflandungstendenz (Gefällsknick oberhalb Druckbrücke) ist der Geschiebehaushalt für die geplante Druckbrücke von besonderer Bedeutung.

An der Druckbrücke resp. an dessen Stauschild bildet sich flussaufwärts ein kontrollierter Aufstau von bis zu 1.5 m (HQ_{100}). Durch den erhöhten Wasserdruck nimmt die Fließgeschwindigkeit unter der Brücke zu, abgelagertes Sediment kann mobilisiert werden. Ein Teil des Abflusses wird ab einem bestimmten Wasserspiegel mittels linksseitiger Notentlastung

kontrolliert auf eine landwirtschaftliche Fläche geleitet. Die Tiefenerosion, die zu einer selbstregulierten Vergrößerung des Fließquerschnitts unter der Druckbrücke führt, wird durch einen 1 m unterhalb der Sohle verbauten Blocksatz begrenzt.

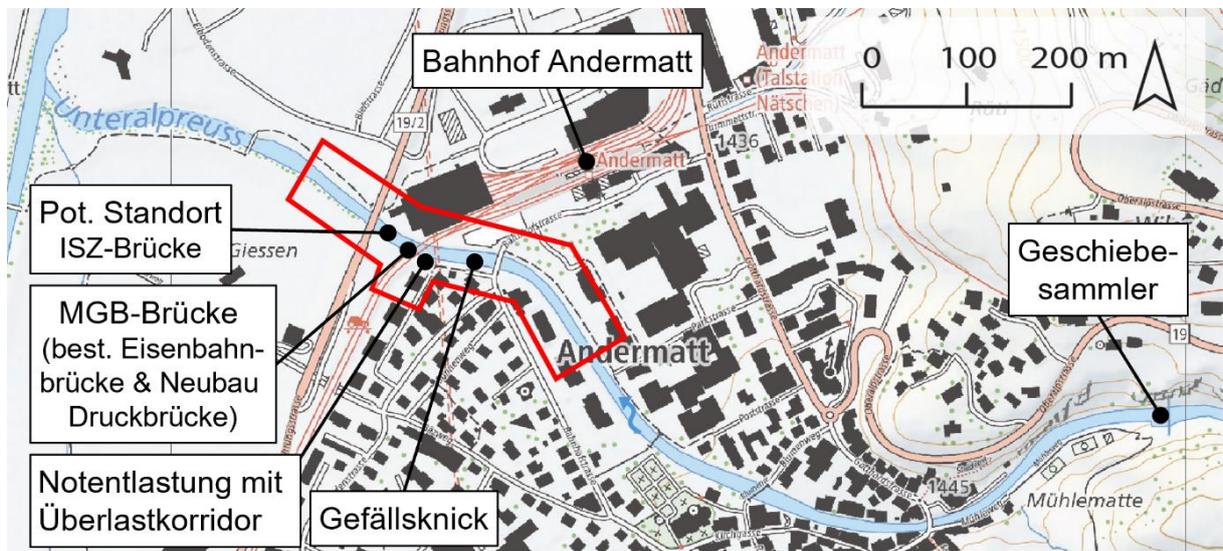


Abbildung 1: Verlauf der Unteralpreuss in Andermatt im Bereich der Mündung in die Reuss, mit Modellperimeter in Rot. (Quelle: Bundesamt für Landestopographie)

Die VAW wurde von der Matterhorn Gotthard Bahn (MGB) beauftragt, die Funktionalität der Maßnahme in einem hydraulischen Modell im Maßstab 1:30 zu überprüfen. Neben der Analyse von kritischen Fließzuständen im Bereich der Druckbrücke sollen die Funktion der Notentlastung, Erosions- und Ablagerungsprozesse und allenfalls negative Auswirkungen auf die neu geplante ISZ-Brücke aufgezeigt werden. Außerdem sollen Maßnahmen zur Wiederherstellung der ökologischen Längsvernetzung erarbeitet und die Robustheit des Systems im Überlastfall untersucht werden.

Bereits beim Wasserbausymposium 2023 in Wallgau wurde die Machbarkeit des Systems Druckbrücke mit Notentlastung mit laufender Geschiebezugabe bis und mit HQ_{300} und rein hydraulisch bis und mit EHQ vorgestellt [2]. Dieses Paper beinhaltet Resultate mit Fokus auf ökologischer Längsvernetzung, Geschiebemanagement und Überlast.

Hydraulisches Modell

Das Modell umfasst eine Fließstrecke von ca. 400 m mit einer Gerinnebreite von 8-12 m sowie der Nachbildung der seitliche Notentlastung mit Entlastungskorridor (Abb. 2, Punkt 6). Das Gerinne wird mit einer beweglichen Sohle mit einer maximalen Erosionstiefe von bis zu 6 m (Naturmaßstab) ausgebildet. Die Kornverteilung des Sohlenmaterials wurde anhand von Naturdaten skaliert mit $d_m = 7.1$ cm, $d_{90} = 14.7$ cm im Naturmaßstab.

In den Versuchsreihen werden die folgenden Größen messtechnisch erfasst: (i) Modellzufluss (MID), (ii) Abfluss über die Notentlastung (Ultraschallsensoren und Messkasten mit Thomson Wehr), (iii) Geschiebezugaberate (Dosieranlage), (iv) Geschiebeaustragsrate (Wägezellen), (v) Wasserspiegellagen und Wellenhöhen (Ultraschallsensoren und Stechpegel), sowie (vi) Sohlenlagen (Kolkiefen und Ablagerungshöhen) vor und nach jedem Versuch (Laserscanner).

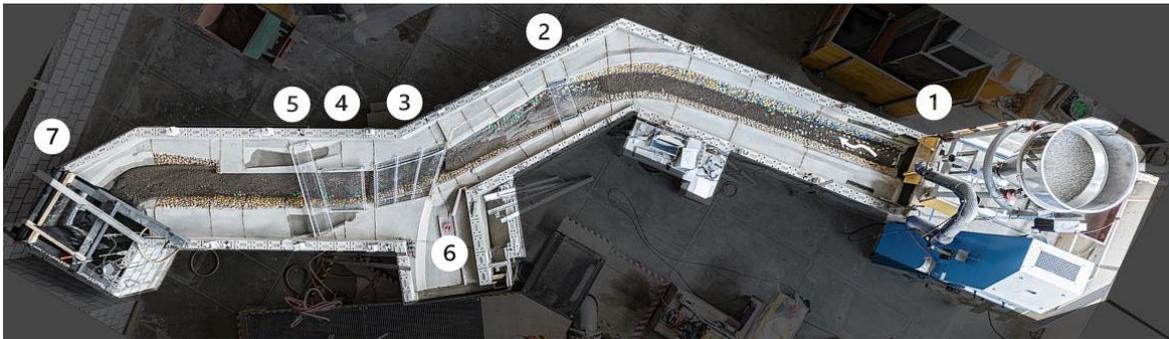


Abbildung 2: Foto des hydraulischen Modells in der Versuchshalle der VAW mit (1) Modelleinlauf mit Geschiebezugabe, (2) Bahnhofstraßenbrücke, (3) Neubau MGB-Brücke (Druckbrücke), (4) Neubau ISZ-Brücke, (5) ASTRA Brücke, (6) seitliche Notentlastung mit Entlastungskorridor, (7) Modellauslauf mit Geschiebefang

Zur Wiederherstellung der ökologischen Längsvernetzung im Bereich der Brücken wurden Maßnahmen zur aquatischen und terrestrischen Längsvernetzung erarbeitet. Mit einer Abfolge von HQ_5 -Ereignissen wurde die ökologische Funktionalität der implementierten Maßnahmen untersucht und optimiert. Mit den Beobachtungen konnten zusätzlich Aussagen über den notwendigen Gewässerunterhalt in dem von Auflandung geprägten Flussabschnitt gemacht werden. Um die Robustheit des Gesamtsystems zu untersuchen und die Grenzen des Systems zu finden, wurde die Abflusskapazität unter der Druckbrücke durch zusätzliche ungünstige Randbedingungen hinsichtlich Geschiebeverfügbarkeit, Sohlenlagen und Schwemmhölzeintrag weiter reduziert.

Resultate

Ökologische Längsvernetzung

Die beiden neu geplanten Brücken (Druckbrücke und ISZ-Brücke) überdecken den Flussabschnitt auf einer Länge von x m. Gegenüber dem Ist-Zustand führt dies zu einer stärkeren Fragmentierung von Lebensräumen. Zur Verbesserung der aquatischen Längsvernetzung wurden fix verbaute und aus dem Ufer ragende Störsteine vorgesehen. Die terrestrische Längsvernetzung soll linksufrig durch einen Wanderkorridor für Lebewesen (Säugetiere, Amphibien und Reptilien) in Form einer 1 m breiten, festen Berme inklusive Ein- und Ausstiegsrampe sichergestellt werden. Am rechtsseitigen Gleitufer erfolgt die Durchgängigkeit aus einer Kombination einer künstlichen Berme mit einer geschütteten Kiesbank, welche aufgrund ihrer Lage am Gleitufer beständig sein sollte. Durch den Einbau der Bermen verschieben sich die Ufer beidseitig im Bereich der beiden Brücken um rund 1 m nach außen. In Abb. 3 sind die implementierten Maßnahmen im Modell dargestellt.

Die Funktion der terrestrischen Längsvernetzung ist davon abhängig, ob die Wanderkorridore bei mittlerem Abfluss trocken bleiben. Die Versuche haben gezeigt, dass sich die Kiesbank am Gleitufer bei kleineren Abflüssen bis HQ_5 nur sehr langsam bildet und parallel durch die Auflandungstendenz und damit steigende Wasserspiegellagen kurzfristig wieder überströmt wird. Daher wird empfohlen, im Rahmen der Bauarbeiten der Druckbrücke die Gewässersohle auf einer definierten mittleren Höhe verkippt einzubauen und so die Kiesbank vorwegzunehmen. Außerdem wird empfohlen, die festen Bermen möglichst hoch zu erstellen, da durch die Auflandungstendenz längerfristig mit steigenden Wasserspiegellagen bei mittleren Abflüssen und dem Überströmen der Bermen gerechnet werden muss. Mittels einer Abfolge von mehreren kleinen bis mittleren Hochwasserereignissen mit Geschiebeeintrag, konnte nachgewiesen werden, dass wegen der Auflandungstendenz nach durchschnittlich 10-15 Jahren ein Gewässerunterhalt mit Geschiebeentnahme zur Absenkung der Sohlenlage notwendig wird.

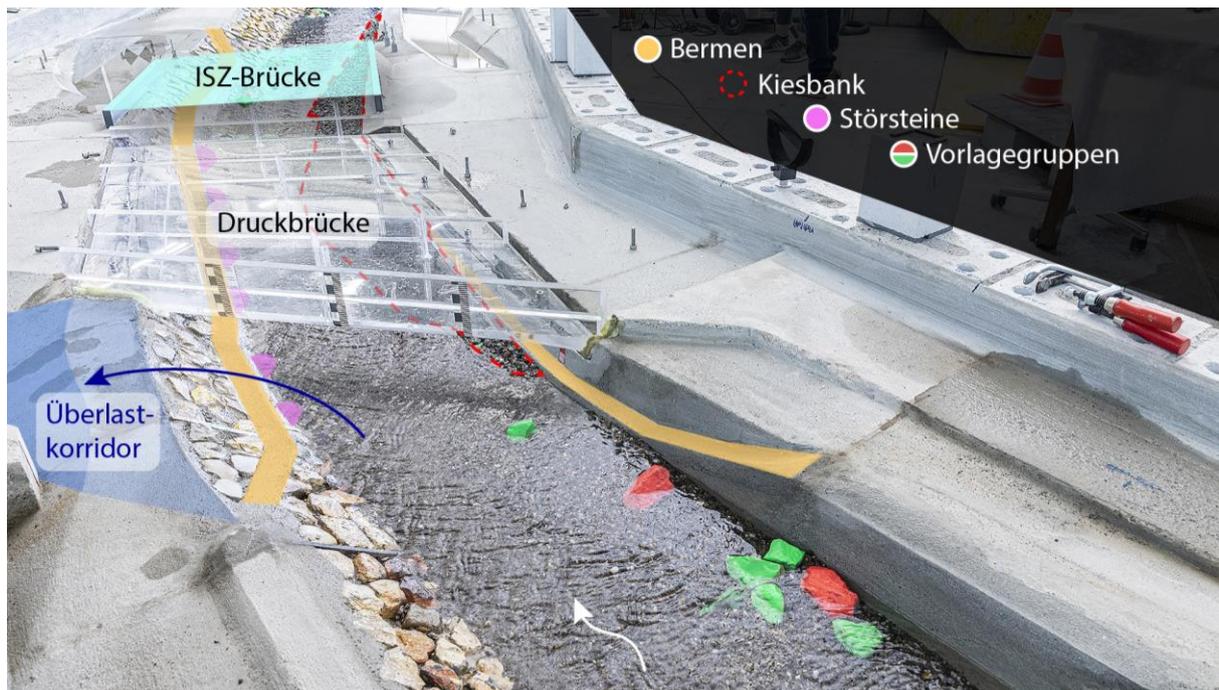


Abbildung 3: Im Modell implementierte Maßnahmen, aufgenommen bei mittlerem Abfluss. Durch den Einbau von Bermen, Störsteinen und einer Kiesbank soll die aquatische und terrestrische Längsvernetzung sichergestellt werden

Durch den Einbau der Störsteine zur aquatischen Längsvernetzung wurden Turbulenzen unter der Druckbrücke verstärkt, was zu einer lokalen Erosion des Blocksatzes unter der Druckbrücke ab einem 300-jährlichen Hochwasser führte. Die identifizierte Schwachstelle konnte durch eine Teilverstärkung des Blocksatzes mit größeren Blöcken eliminiert werden. Die für die Bermen notwendige Rückversetzung der Ufer führt zu einem leicht vergrößerten Abflussquerschnitt unter der Druckbrücke. Damit verringert sich der Entlastungsabfluss über die Notentlastung leicht gegenüber dem Zustand ohne Bermen. Somit haben die Maßnahmen zur Längsvernetzung keinen negativen Einfluss auf den Hochwasserschutz.

Auswirkungen auf den Gewässerunterhalt

Wie bereits im heutigen Zustand wird an der Unteralpreuss auch zukünftig ein Gewässerunterhalt mit Geschiebeentnahmen aufgrund der abnehmenden Sohlenneigung im Bereich der Druckbrücke notwendig sein. Die Notwendigkeit der Eingriffe ergibt sich hierbei aus zwei Gründen: 1) Sicherstellung der terrestrischen Längsvernetzung und 2) Sicherstellung der Hochwassersicherheit. Ohne die regelmäßige Absenkung der Sohle kann ein zu frühes Anspringen der Notentlastung nicht ausgeschlossen werden. Entsprechend den Modellversuchen ist eine Geschiebeentnahme statistisch alle 10-15 Jahre notwendig. Die Auflandungen und somit die Notwendigkeit eines Eingriffs in den Geschiebehaushalt sind jedoch stark von der zukünftigen Hydrologie, also den tatsächlich auftretenden Hochwasserereignissen abhängig. Die oben angegebenen Intervalle zur Geschiebeentnahme sind lediglich grobe Schätzwerte und können in Realität stark davon abweichen. Die Notwendigkeit eines Eingriffs sollte deswegen von den sich tatsächlich entwickelnden Sohlenlagen abhängig gemacht werden. Die Beurteilung, zu welchem Zeitpunkt ein Eingriff in Form einer Geschiebeentnahme notwendig wird, erfordert somit ein Monitoring der Gewässersohle. Als Entscheidungshilfe wurden im Rahmen der Modellversuche Beobachtungs- und Interventionshöhen der Sohle festgelegt.

Aufgrund der bleibenden Unsicherheiten hinsichtlich zukünftiger Hydrologie und

Gewässerunterhalt wurden abschließend Überlastszenarien hinsichtlich ungünstiger Geschiebeverfügbarkeit, Sohlenlage und Schwemmhölzeintrag durchgeführt.

Überlastuntersuchungen

Im Rahmen der Überlastversuche wurde die Abflusskapazität unter der Druckbrücke durch unterschiedliche ungünstige Randbedingungen reduziert, um die Robustheit des Gesamtsystems abschließend zu beurteilen. Die Szenarien umfassten eine Erhöhung des Sohlenniveaus um 0.5 m in Folge von Vernachlässigung der Geschiebepflege, die Zugabe von wesentlich mehr Geschiebe als die berechnete Geschiebetransportkapazität und einer Verengung des Querschnittsbereichs unterhalb der Brücke durch eine massive Kiesbank am Gleitufer unter der Brücke. Die Versuche zeigen, dass es im Hochwasserfall bei großen Ablüssen zur Erosion der Sohle bis auf die Sohlensicherung bzw. zur Erosion der künstlich erstellten Kiesbank kommt und so der verkleinerte Abflussquerschnitt über die Hochwasserspitze hinweg vergrößert wird. Dies wirkt sich positiv auf die durchleitbare Wassermenge während der Hochwasserspitze aus. Ein Kippen des Systems durch beispielsweise einer vollständigen Verlegung des Brückenquerschnitts mit Sediment bei gleichzeitiger Ausuferung über die Notentlastung konnte auch mit extrem ungünstigen Randbedingungen nicht provoziert werden. Das geplante System mit Druckbrücke in Kombination mit der Notentlastung als Element des Hochwasserschutzes funktioniert somit auch bei vernachlässigter Geschiebepflege robust.

Schwemmhölzszenarien

Die bewaldete Fläche im Einzugsgebiet der Unteralpe ist heute relativ klein, was im Hochwasserfall zu sehr geringem Schwemmhölzeintrag führt. Aufgrund von Klimaerwärmung oder zukünftig veränderter Landnutzung kann jedoch in Zukunft eine bedeutend größere Waldfläche nicht ausgeschlossen werden. Im Rahmen von Prinzipversuchen wurde die Interaktion von Einzelhölzern mit der Druckbrücke sowie das Verhalten von kleineren Schwemmhölzgruppen (SH1) und das Ausreizen durch eine besonders starke, künstliche Verklausung (SH2) untersucht. Die Prinzipversuche erfolgten bei stationären Spitzenabflüssen HQ_{100} bzw. HQ_{300} . Es wurden jeweils 20 Hölzer der drei Größenklassen mit Stammlänge L 2-4 m, 4-6 m und 6-10 m sowie einige Wurzelstöcke mit einem Durchmesser von 2 m einzeln am Beginn der Linkskurve rund 40 m vor der Bahnhofstraßenbrücke mittig zugegeben, das Verhalten an der Druckbrücke dokumentiert und bei Verklausung oder Entlastung über die Notentlastung direkt wieder entfernt. Es wurden zwei verschiedene Dichten von $\rho_{SH} = 720 \text{ kg/m}^3$ und $\rho_{SH} = 850 \text{ kg/m}^3$ getestet. Insgesamt wurden 285 Einzelhölzer zugegeben. Mit dieser limitierten Anzahl können keine statistisch signifikanten Verklausungswahrscheinlichkeiten für Einzelhölzer berechnet werden, dennoch zeigen die Resultate klare Tendenzen. Abschließend wurden die möglichen Folgen von Schwemmhölzeintrag in einem weiteren Versuch mittels Simulation eines 100-jährlichen Hochwasserereignis mit Schwemmhölzzugabe (SH3) realistisch abgeschätzt.

Abbildung 4 zeigt das mögliche Verhalten von Schwemmhölz an der Druckbrücke (SH1), welches entweder durchgeleitet, verklaust (a, b) oder entlastet (c) werden kann. Über die gesamten Schwemmhölzversuche hinweg wurden lediglich zwei Arten einer Verklausung des Einzelholzes an der Druckbrücke beobachtet: Grundsätzlich wurden Einzelhölzer aufgrund der Rechtskurve nur am linken, kurvenaußenseitig gelegenen Ufer verklaust. Dabei kann das Holz entweder beim Auftreffen an die Druckbrücke zwischen Brückenvorderkante und linksseitigem Ufer verkeilen oder an der Brückenunterkante aufgrund zu großer Reibungskräfte hängen bleiben. Dies tritt vor allem dann auf, wenn das Holz beim Passieren unter der Druckbrücke aufgrund der Sekundärströmung bis ans linke Ufer getragen wird und sich dabei zwischen Brückenunterkante und Ufer verkeilt. Bei genügend großem Entlastungsabfluss über die Notentlastung kann Schwemmhölz auch über die Notentlastung mit ausgetragen werden.

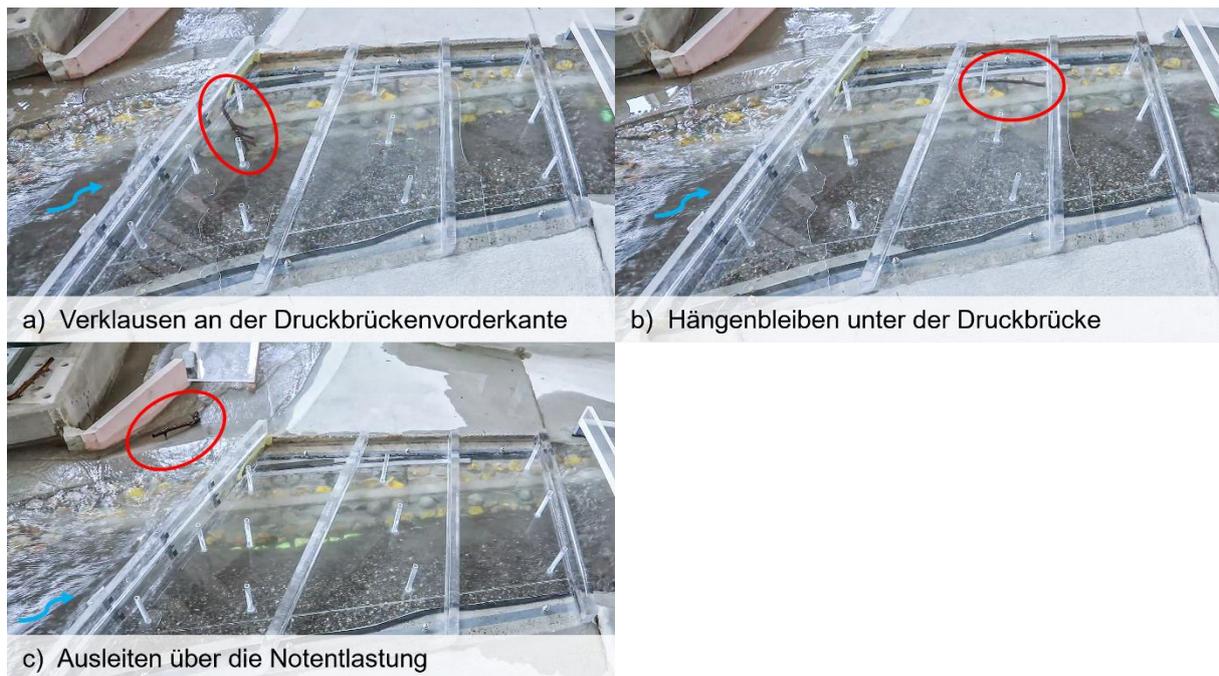


Abbildung 4: mögliches Verhalten von Schwemmholz an der Druckbrücke (SH1)

Insgesamt wurden über alle Einzelholzzugaben hinweg rund 80% der Hölzer unter der Druckbrücke durchgeleitet, gut 10% über die Notentlastung ausgeleitet und knapp 10% vor oder unter der Druckbrücke verkleast.

Die Aufteilung in die Größenklassen zeigt folgende Tendenzen:

- Je kleiner der Stamm, desto eher wird er über die Notentlastung ausgeleitet.
- Je größer der Stamm, desto eher wird er unter der Brücke durchtransportiert.
- Der Anteil der verkleast Einzelhölzer ist unabhängig von der Stammlänge. Lange Hölzer bleiben jedoch eher unter der Brücke hängen, während kurze Hölzer sich eher vor der Brücke zwischen Brückenfront und Ufer verkeilen.
- Wurzelteller verkleast deutlich öfter als Stämme.

Die Aufteilung in die beiden verwendeten Schwemmholzdichten zeigt folgende Tendenzen:

- Dichte Hölzer werden öfter unter der Brücke durchtransportiert.
- Aufgrund des stärkeren Aufschwimmens werden Hölzer mit kleinerer Dichte öfter über die Notentlastung ausgeleitet und öfter vor oder unter der Brücke verkleast.

Die Aufteilung in die beiden Abflüsse HQ_{100} und HQ_{300} zeigt folgende Tendenzen:

- Die im HQ_{300} größere Menge an Entlastungsabfluss führt zu einem größeren Anteil an über die Notentlastung ausgeleitetem Holz.
- Im HQ_{100} werden hingegen mehr Einzelhölzer an oder unter der Brücke verkleast als im HQ_{300} .

Mit keinem der Versuche SH1 verschärfte sich die Hochwassersicherheit im Bereich der Druckbrücke.

Um die Kapazität der Druckbrücke mit der Notentlastung vollständig auszureizen und die Grenzen des Systems zu finden, wurde in einem weiteren Versuch SH2 zusätzlich eine große

Verklausung an der Brückenvorderkante erzwungen. Dazu wurden mehrere Schwemmholzgruppen direkt vor der Druckbrücke linksseitig zugegeben und so schrittweise eine Verklauung aufgebaut. Die linksseitige Anströmung des Holzes führte zu einer erhöhten Verklauungswahrscheinlichkeit, dieses Verhalten ist in Natur aufgrund der sich ausbildenden Sekundärströmungen jedoch so nicht zu erwarten. Im Modell konnte dadurch eine maximale Verklauung mit rund 60 Stämmen erreicht werden (s. Abb. 5).



Abbildung 5: Erzwungene große Verklauung im HQ_{300} (SH2). Eine solche Verklauung ist in Natur sehr unrealistisch und wurde im Modell künstlich erzwungen, um die Grenzen des Systems auszuloten

Während der Bildung des Verklauungskörpers kam es zu einem deutlichen Rückstau und der Entlastungsabfluss über die Notentlastung verdoppelte sich bis maximal rund $15 \text{ m}^3/\text{s}$. Durch die veränderten Strömungsbedingungen sowie die eingeschränkte Querschnittsfläche unter der Druckbrücke wurde unter der Druckbrücke rechtsseitig abgelagertes Sediment bis zur Sohlensicherung ausgewaschen. Dadurch vergrößerte sich die zur Verfügung stehende Querschnittsfläche selbstregulierend. Nach dem Freilegen der Sohlensicherung über die gesamten Brückenbreite, war die Belastung auf die Sohle noch immer sehr groß und der Blocksatz unter dem Stauschild wurde teilweise beschädigt. Diese Teilbeschädigung der Sohlensicherung muss allerdings mit den äußerst unrealistischen Randbedingungen in Verhältnismäßigkeit gesetzt werden. Generell weist das System dank des beweglichen Sediments unter der Brücke einen gewissen Puffer auf und kann sich somit bis zur kompletten Freilegung der Sohlensicherung selbst regulieren. Der maximale Entlastungsabfluss übersteigt den geplanten Bereich der zulässigen Entlastung von $10 - 16 \text{ m}^3/\text{s}$ im HQ_{300} nicht.

In einem weiteren Versuch SH3 wurde Schwemmholz mit einem naturnahen Abflussszenario einer 100-jährlichen Hochwasserganglinie untersucht: in dem aufsteigenden Ast wurden 130 m^3 Schwemmholz in Form von Einzelhölzern sowie kleinen Schwemmholzgruppen am Modelleinlauf zugegeben. Dabei zeigte sich, dass die übergeordnete Kurvenströmung Schwemmholz eher am rechten Ufer auf die Druckbrücke auftreffen lässt. Dadurch wurde ein Großteil des Schwemmholzes durchgeleitet und die Verklauungsgefahr deutlich reduziert. Lediglich wenige Einzelstämme verklauten im linken Uferbereich der Druckbrücke (s. Abb.6). Insgesamt ist die Verklauungswahrscheinlichkeit an der Druckbrücke klein und das Gesamtsystem kann auch bei zukünftig möglichem Schwemmholzanfall bis HQ_{300} als robust bezeichnet werden.



Abbildung 6: an der Druckbrücke verkeilte und über die Notentlastung entlastete Hölzer beim Ganglinienversuch HQ₁₀₀ mit Schwemmholzzugabe (SH3)

Zusammenfassung

Für den Ausbau des Bahnhofs Andermatt und als Hochwasserschutzmassnahme soll in Andermatt eine neue Druckbrücke errichtet werden. Mit dem Bau dieser Druckbrücke in Kombination mit der ebenfalls neuen ISZ-Brücke ist ohne Gegenmassnahmen mit einer Verschlechterung der aquatischen und terrestrischen Durchgängigkeit zu rechnen. Durch die Implementierung von Strukturierungsmassnahmen und Wanderkorridoren konnte die aquatische und terrestrische Längsvernetzung im Bereich der Brücken wieder hergestellt, bzw. verbessert werden, ohne dabei die hydraulischen Funktionalität zu verschlechtern. Mit den Modellversuchen konnte jedoch gezeigt werden, dass aufgrund der allgemeinen Auflandungstendenz des betreffenden Flussabschnitts auch zukünftig eine regelmäßige Geschiebeentnahme zur Sicherstellung der ökologischen Längsvernetzung sowie des Hochwasserschutzes notwendig ist. Es konnte außerdem nachgewiesen werden, dass das System Druckbrücke mit Notentlastung robust funktioniert und es selbst bei Überlastszenarien oder ungünstigen Randbedingungen wie z.B. vernachlässigter Geschiebebewirtschaftung gutmütig reagiert. Die Verkläusungswahrscheinlichkeit an der Druckbrücke ist generell klein und das Gesamtsystem kann auch bei zukünftig möglichem Schwemmholzanfall bis HQ₃₀₀ als robust bezeichnet werden. Bei massiver Sohlenufandung sowie bei extremer Schwemmholzverkläusung kann das System durch eine kontrollierte Erosion der Sohle bis zur Sohlensicherung den benötigten Abflussquerschnitt im Hochwasserfall garantieren.

Danksagung

Die VAW bedankt sich bei der Matterhorn Gotthard Bahn für die Beauftragung der interessanten Studie sowie die gute Zusammenarbeit. Auch möchten wir uns bei Herrn Jürg Speerli bedanken, der die Studie eng begleitete und wertvolle Ideen einbrachte.

Quellenverzeichnis

- [1] Speerli et al. (2022). Pflichtenheft hydraulische Modellversuche Unteralpreuss. Bahnhof Andermatt Projekt-Nr. 410370. Im Auftrag der Matterhorn Gotthard Bahn (MGB).
- [2] Scholz M., Zehnder G., Weitbrecht V., Speerli J. (2023, 30. Juni). Hochwasserschutz Andermatt (CH): Hydraulische Modellversuche zur Machbarkeit einer Druckbrücke [Konferenzbeitrag]. Wasserbausymposium 2023, Wallgau, Deutschland.

Hochwasserprognose in der Steiermark

Rückblick und zukünftige Entwicklungen

R. Schatzl¹ und H. J. Holzer¹

¹ Amt der Steiermärkischen Landesregierung, Abteilung 14, Referat Hydrografie,
Wartingergasse 43, A-8010 Graz, AUSTRIA

E-Mail: robert.schatzl@stmk.gv.at

Kurzfassung

In der Steiermark werden seit nunmehr fast 20 Jahren Hochwasserprognosemodelle operationell betrieben. Der Start erfolgte im Jahr 2005 mit der Entwicklung des Prognosemodells für die Mur, 2007 folgte das Modell für die Enns und schlussendlich wurde im Jahr 2012 das System für die Raab fertig gestellt. Dieser Bericht gibt einen Überblick über die Erfahrungen, die der hydrographische Dienst Steiermark als Betreiber der Modelle sowohl in der Planung, Entwicklung als auch im Betrieb der Prognosesysteme gesammelt hat.

Weiters wird auch ein Ausblick gegeben, in welchen Bereichen in den nächsten Jahren noch Optimierungen bzw. auch ein weiterer Ausbau der Hochwasserprognose geplant ist.

Einleitung

Die Hochwasserereignisse des Jahres 2002, bei dem in der Steiermark vor allem die Enns, aber auch die Mur betroffen waren, waren Auslöser dafür, dass seitens des hydrographischen Dienstes Steiermark mit den Planungen für die Entwicklung von Hochwasserprognosemodellen begonnen wurde. Im Jahr 2004 ergab sich im Rahmen des EU - Projektes „Alpenraumagenda“, das in der Programmschiene von „Alpine Space“ abgewickelt wurde, die Möglichkeit, ein Hochwasserprognosemodell für das gesamte Einzugsgebiet der Mur gemeinsam mit Slowenien zu entwickeln. Das Prognosemodell wurde im Jahr 2005 fertiggestellt und läuft seitdem im operationellen Betrieb.

Überlegungen für die Umsetzung eines gemeinsamen Hochwasserprognosemodell für die Raab mit Burgenland und Ungarn gab es seit dem Jahr 2002, ab dem Jahr 2007 wurden die Planungen intensiviert und schlussendlich konnte das Projekt im Rahmen des ETZ – Programmes Österreich – Ungarn 2007 – 2013 erfolgreich abgeschlossen werden. Das daraus resultierende Prognosemodell für das gesamte Einzugsgebiet der Raab befindet sich seit Anfang des Jahres 2011 im operationellen Betrieb.

Zusätzlich wurde im Jahr 2006 ein Steiermark-internes Prognosemodell für die Enns entwickelt, das seit 2007 im operationellen Betrieb läuft. Dabei erfolgt eine Übergabe der Prognosewerte an der Grenze an den hydrografischen Dienst Oberösterreich.

Die Hochwasserprognosemodelle im Detail

Systemaufbau

Der Systemaufbau der beiden internationalen Hochwasserprognosesysteme für Mur und Raab war bis zum Jahr 2021 analog. Das Kernstück des jeweiligen Systems stellt ein zentraler Prognoseserver dar, der beim hydrographischen Dienst Steiermark in Graz situiert ist (Siehe Abbildung 1).

Die Ergebnisse der Modellberechnungen am zentralen Server werden einerseits auf einer Homepage veröffentlicht (<https://egov.stmk.gv.at/at.gv.stmk.hyDavis-p/pub/praesentation/index.xhtml>) mit einer Prognosefrist von 24 Stunden (siehe Abbildung 2), andererseits werden sie an die jeweiligen lokalen Prognoserechner, die bei jedem Partner mit analogem Aufbau zum zentralen Server installiert sind, übermittelt. Jeder Partner ist somit in der Lage, im Bedarfsfall eigene Szenarien für das gesamte Einzugsgebiet zu berechnen.

Verwendete Modelle

Sämtliche Prognosemodelle in der Steiermark wurden auf Basis von Softwareprodukten der Firma „Danish Hydrological Institute“ (DHI) entwickelt. Dabei wurden folgende Modellbausteine verwendet:

- Niederschlags-Abflussmodell NAM**
 NAM ist ein einzugsgebietsbezogenes Speichermodell, das aus insgesamt 4 Speichern besteht. Es beinhaltet auch ein Schneemodell, wobei der Beitrag des Schneeschalzanteils am Gesamtdurchfluss mittels des Tag-Grad Verfahrens bestimmt wird. Dazu wurden die einzelnen Einzugsgebiete in Höhenzonen von je 100 m eingeteilt. NAM liefert somit den Input für das hydrodynamische Modell MIKE11.
- Hydrodynamisches Modell MIKE11**
 Der hydrodynamische Prozess wird mittels des 1-dimensionalen Modells MIKE11 abgebildet. Als wesentliche Grundlagen für die Modellerstellung dienen die Querprofildaten aus den vorhandenen Abflussuntersuchungen sowie die Daten von ausgewählten Rückhaltebecken, die vor allem im österreichischen Teil des Einzugsgebietes der Raab einen Einfluss auf den Abflussprozess haben. Zusätzlich erfolgt zur Steigerung der Güte der Vorhersagen eine automatische Anpassung der Daten an den Prognosepunkten, d.h. die prognostizierten Daten werden an den tatsächlich beobachteten Werten angeglichen und bei Abweichungen wird mittels eines mathematischen Algorithmus in der Zukunft auf die Prognose zurückgeführt.

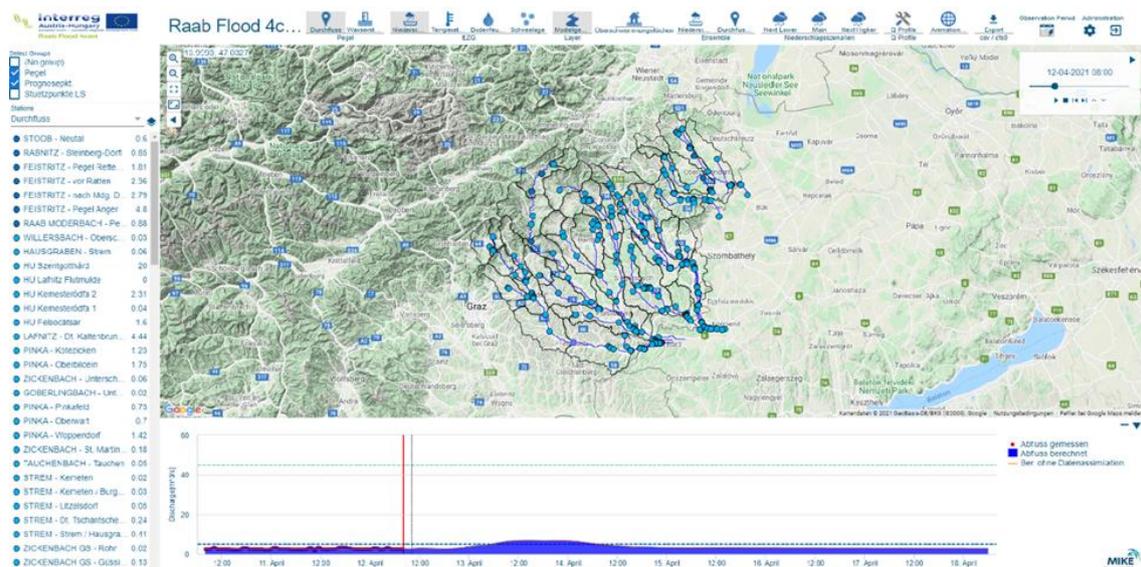


Abbildung 3: MIKE Operations Oberfläche für das Hochwasserprognosemodell Raab

- Prognosesystem MIKE Operations**
 MIKE Operations ist ein geschlossenes Datenbanksystem, das die oben genannten

Modelbausteine und alle anderen benötigten Daten in einer MySQL Datenbank vereint. Das dadurch in sich geschlossene System, das als eine Datenbankdatei leicht zu transferieren ist, bietet Stabilitätsvorteile gegenüber der filebasierten Prognose der anderen Modelle, ist aber hinsichtlich der Speichergröße im Transfer zu den Partnern aufwendiger. Es sind idente Versionen sowohl am zentralen Server in Graz sowie bei den lokalen Servern der einzelnen Partner installiert. In Abbildung 3 ist die MIKE Operations Oberfläche für das Raabmodell dargestellt.

Prognosemodell Mur

Wie bereits erwähnt, begann die Entwicklung der Hochwasserprognosemodelle mit dem System für die Mur im Jahre 2004 im Rahmen des EU - Projektes „Alpenraumagenda“, das in der Programmschiene von „Alpine Space“ gemeinsam mit Slowenien abgewickelt wurde. Im Jahr 2005 wurde das Modell fertiggestellt und läuft seit diesem Zeitpunkt im operationellen Betrieb, wobei Prognosen für das österreichische sowie das slowenische Einzugsgebiet in einem zentralen Server in Graz berechnet werden. Seit der Inbetriebnahme wurden zahlreiche Verbesserungen und Weiterentwicklungen durchgeführt, die im folgenden überblicksmäßig aufgelistet werden:

- 2009: Neukalibrierung des österreichischen Teils des Modells anhand des Doppelhochwassers im Jahr 2009
- 2011: Erweiterung des Modells auf das ungarische Einzugsgebiet
- 2015: Integration von Kroatien in das Modell
- 2018-2021: Verbesserung und Weiterentwicklung des Modells im Rahmen des Interreg (Österreich-Slowenien) Projektes „CROSSRISK“

Im Zuge des Projektes „CROSSRISK“ wurden 10 vorberechneten Überflutungsflächen für Durchflüsse zwischen dem bordvollen Durchfluss und dem HQ₃₀₀ auf Basis einer im Projekt durchgeführten 2-D Abflussstudie für den Bereich der Grenzmur erstellt. Diese Überflutungsflächen werden in einem sogenannten Überflutungsszenarienkatalog abgelegt, welche in einem weiteren Schritt mit den berechneten Durchflüssen verknüpft werden.

Dieser Szenarienkatalog bildete zusätzlich auch die Grundlage für die im Parallelprojekt „GoMuRa“ entwickelten Katastrophenschutzplan für die Grenzmur. Ein ausgewähltes Ergebnis (Überflutungsflächen für ein HQ₁₀₀ am Pegel Spielfeld) aus dem Szenarienkatalog ist in Abbildung 4 dargestellt.

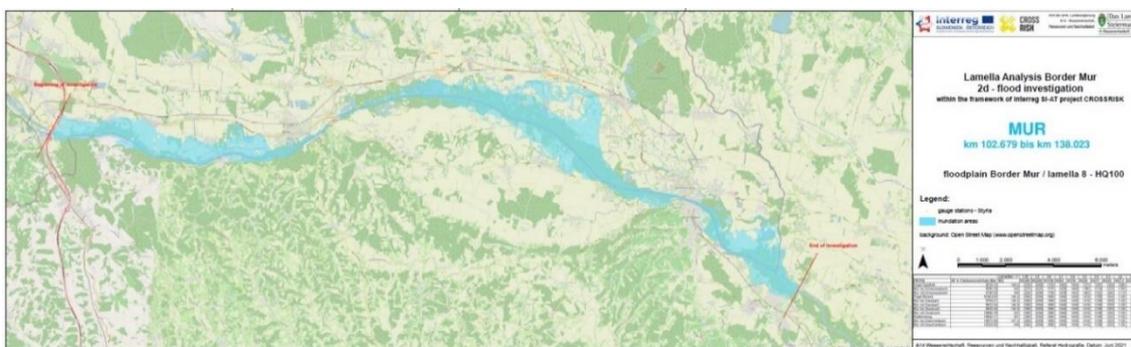


Abbildung 4: Beispiel eines Überflutungsszenarios aus dem Hochwasserszenarienkatalog für die Grenzmur für ein HQ₁₀₀ am Pegel Spielfeld

Prognosemodell Raab

Im Einzugsgebiet der Raab begannen die Überlegungen zum Aufbau eines gemeinsamen

Hochwasserprognosemodells zusammen mit dem Burgenland und Ungarn im Jahr 2002. Ab dem Jahr 2007 wurden die Planungen intensiviert und man entschloss sich, einen Projektantrag im Rahmen des Programmes ETZ Österreich – Ungarn 2007 – 2013 einzubringen, der als Projekt „ProRaab(a)“ auch genehmigt wurde.

Die Entwicklung des gemeinsamen Hochwasserprognosemodells wurde schlussendlich im Jahr 2011 erfolgreich abgeschlossen, seitdem läuft das Prognosesystem im operationellen Betrieb. Auch beim Raabmodell wurden im Laufe der Zeit einige Verbesserungen und Adaptierungen durchgeführt, die im Folgenden aufgelistet werden:

- 2014-2015: Neukalibrierung der hydrologischen und hydrodynamischen Modelle in Österreich im Zuge des Projektes „ProRaaba 2“
- 2016-2022: Weiterentwicklung des Systems im Rahmen des Interreg Österreich-Ungarn Projektes „Raab Flood 4cast“

Dabei ist zu erwähnen, dass im Zuge des Projekts „Raab Flood 4cast“ nicht nur eine neuerliche Kalibrierung sämtlicher Modelle in Österreich und Ungarn durchgeführt wurde, sondern auch eine Auftrennung der Modelle in einen österreichischen und einen ungarischen Teil erfolgte mit definierten Übergabepunkten an der Grenze. Somit wird seit 2021 nur mehr das Prognosemodell für die Mur als Gesamtmodell am zentralen Server im Graz berechnet.

Im Zuge des Projektes Raab Flood 4cast wurde für das Raabmodell eine Verknüpfung zwischen Prognosen und Überflutungsflächen aus den vorhandenen 2-D Abflussstudien geschaffen, wobei die Überflutungsflächen für 10 abgestufte Durchflüsse zwischen dem bordvollen Durchfluss und dem HQ_{100} in einem Überflutungsszenarienkatalog abgelegt sind.

Das Raabmodell ist derzeit das einzige Modell, wo auch Ensembleprognosen berechnet werden. Dazu werden aus den 51 Members des ECMWF 5 signifikante Members herausgefiltert, mit welchen dann das Prognosemodell betrieben wird. Diese 5 Durchflussganglinien werden dann zur besseren Abschätzung des möglichen Hochwasserereignisses intern herangezogen (Abbildung 5).

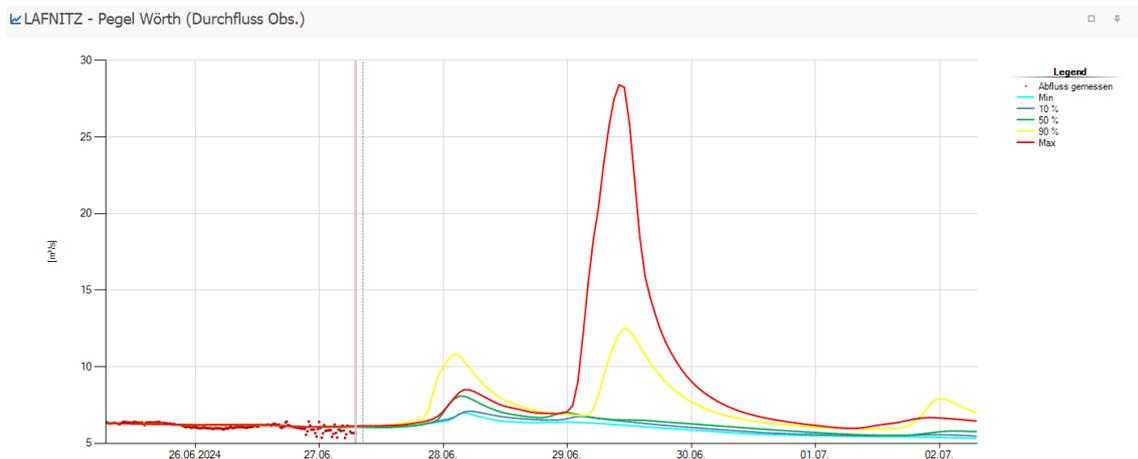


Abbildung 5: Beispiel für die Darstellung von Ensembleprognosen

Prognosemodell Enns

Im Jahr 2006 wurde mit der Entwicklung eines landesinternen Prognosemodell für die Enns gestartet, das Projekt wurde im Jahr 2007 abgeschlossen und seitdem läuft dieses Modell ebenfalls im operationellen Betrieb. Das Ennsmodell hat zwei Schnittstellen nach außen, einerseits werden Prognosen des hydrografischen Dienstes Salzburg für den Bereich der oberen Enns in das Modell eingebaut, andererseits gibt es auch eine Schnittstelle mit dem

hydrographischen Dienst Oberösterreich, dem die Prognosen des Modells an der Landesgrenze übergeben werden.

Wie bei den beiden anderen Modellen war es auch beim Ennsmodell notwendig, eine Neukalibrierung durchzuführen:

- 2020-2021: Neukalibrierung der Modelle und Einbau von neuen Online-Stationen sowie von Prognosepunkten

Mittelfristig ist für das Ennsmodell auch wie bei der Raab geplant, Überflutungsflächen aus vorhandenen 2-D Abflussuntersuchungen mit den Vorhersagen aus dem Prognosemodell auf Basis eines Überflutungsszenarienkatalogs zu verknüpfen.

Erfahrungen im Modellbetrieb

Aufgrund der gewählten Systemkonfiguration mit einem zentralen Server in Graz sowie lokalen Servern bei den einzelnen Partnern (bis 2021 Mur und Raab, ab 2021 nur mehr für die Mur) ist die Voraussetzung gegeben, dass ein entsprechender nachhaltiger Modellbetrieb nur durch eine unter den Partnern abgestimmte Vorgangsweise möglich ist. Aufgrund der sich im operationellen Betrieb gewonnenen Erfahrungen wurden dazu folgende Eckpunkte festgelegt:

- Jährliche Treffen der Modellierungsexperten, bei denen die praktischen Erfahrungen im Modellbetrieb, mögliche Änderungswünsche in den Modellen sowie geplante Adaptierungsarbeiten bei den jeweiligen Partnern diskutiert werden.
- Sollten Änderungen bzw. Adaptierungen wie z.B. Neukalibrierungen der hydrologischen oder hydrodynamischen Modelle nach Hochwasserereignissen oder der Einbau von neuen Daten (Pegel, Rückhaltebecken etc.) notwendig sein, so sind diese sowohl im zentralen als auch in den lokalen Modellen durchzuführen. Dazu ist eine zeitlich mit den anderen Partnern abgestimmte Vorgangsweise notwendig, damit sich mögliche Adaptierungsarbeiten nicht überschneiden.
- Sämtliche von den einzelnen Partnern durchgeführte Arbeiten an den lokalen Modellen sind entsprechend zu dokumentieren, die adaptierten Teile der Modelle sind nach Abschluss der Arbeiten für den zentralen Server zur Verfügung zu stellen.

Probleme im Modellbetrieb und deren Ursachen

Auf Basis der in Kapitel 3 festgelegten abgestimmten Vorgangsweise ist ein nachhaltiger, gemeinsamer Modellbetrieb möglich. Dennoch zeigten die praktischen Erfahrungen, dass es vor allem hinsichtlich der Modellgüte nach wie vor in einigen Bereichen Probleme auftreten, auf die im Folgenden näher eingegangen wird.

- **Eingangsdaten**
Wie bereits oben erwähnt, bilden die Niederschlagsprognosedaten der Geosphere Austria (früher: ZAMG) eine wesentliche Grundlage für die Ermittlung der Wasserstands- und Durchflussprognosen in den jeweiligen Einzugsgebieten. Wie die Erfahrung zeigt, sind die Niederschlagsprognosen vor allem bei kleinräumigen Gewitterereignissen, die speziell im Einzugsgebiet der Raab wesentlich zur Entstehung von Hochwasserereignissen beitragen, mit großen Unsicherheiten behaftet. Zwar konnte in den letzten Jahren eine wesentliche Verbesserung speziell im Nowcasting (INCA- Modell bis + 6 Stunden) dadurch erreicht werden, dass sämtliche Online-Niederschlagsstationen des hydrographischen Dienstes an die Geosphere übermittelt werden, in den längerfristigen Prognosen sind diese Ereignisse speziell in Hinsicht auf

Lokalisierung der zu erwartenden Gewitterzellen nur sehr schwer zu prognostizieren.

- Hydrologische und hydrodynamische Modelle
Neben den Problemen mit den Niederschlagsprognosen liegen auch in den hydrologischen bzw. hydrodynamischen Modellen noch einige Unsicherheiten. In der Hydrologie ist dies die Tatsache, dass die Kalibrierung mit Pegeldaten in einigen Bereichen (vor allem in den verkarsteten Einzugsgebieten) sehr problematisch war. Ein weiteres Problem in der Hydrologie stellt das Schneemodell dar, dass sich in der ursprünglichen Form (Tag-Grad Verfahren) als sehr unsicher erwiesen hat und durch einen neuen Ansatz unter Verwendung der Globalstrahlung ersetzt wurde, was die Ergebnisse in (geringem) Ausmaß verbessert hat. Das Hauptproblem in den hydrodynamischen Modellen lag darin, dass in einigen Bereichen keine aktuellen Flussquerprofile vorlagen und daher einfache Trapezprofile als Querprofile im Modell integriert wurden. Auch dieses Problem wurde über die Jahre insofern in den Griff bekommen, dass ständig neue Querprofile (aus 2-D Abflussstudien und Geländeaufnahmen) in die Modelle eingebaut wurden.

Modellwartung

Aufgrund der oben aufgezeigten Erfahrungen und Probleme wurde im Jahr 2021 beschlossen, einen Wartungsvertrag mit JR Aquaconsol abzuschließen. Im Rahmen dieses Vertrags werden jährlich die aufgetretenen Hochwasserereignisse für alle 3 Modellsysteme analysiert, wobei ein besonderer Schwerpunkt auf der Analyse der Modellgüte der jeweiligen Prognosemodellen im Vergleich mit den dann tatsächlich aufgetretenen Durchflüssen liegt.

Sollte sich aus diesen Analysen der Bedarf einer Überarbeitung oder Neukalibrierung der Modelle ergeben, so werden diese im Rahmen des Wartungsvertrags durchgeführt.

Mit der Firma DHI wurde 2023 ein Wartungs- und Softwareupdatevertrag für 2 Jahre abgeschlossen um sowohl die Software am aktuellen Stand zu halten sowie auch Support bei Problemen mit der Software zu erhalten.

Zukünftige Planungen

Neben dem oben bereits erwähnten Wartungsvertrag, im Rahmen dessen notwendige, laufende Verbesserungen der Prognosemodelle durchgeführt werden, sind folgende Weiterentwicklungen geplant.

Verknüpfung der Hochwasserprognosemodelle mit Überflutungsflächen aus 2-D Abflussuntersuchungen

Wie bereits für das Raabmodell erfolgt, soll eine Verknüpfung zwischen den Vorhersagen der Prognosemodelle und den Überflutungsflächen aus den 2-D Abflussuntersuchungen sukzessive für alle noch fehlenden Flussabschnitte der jeweiligen Modellsysteme erstellt werden. Dazu ist es auch notwendig, bei etwaigen Aktualisierungen der Abflussuntersuchungen die entsprechenden neuen Überflutungsflächen in die Modellsysteme zu übernehmen.

Aufbau eines Hochwasserwarnsystems für das Einzugsgebiet der Sulm

Im Rahmen des von April 2023 bis März 2026 laufenden Interreg Central Europe Projektes LOCALIENGE ist es geplant, ein Hochwasserwarnsystem für das Einzugsgebiet der Sulm aufzubauen. Schwerpunkt des Gesamtprojektes ist die Stärkung der Resilienz gegen extreme Wetterereignisse auf lokaler Ebene.

Um dieser Zielsetzung gerecht zu werden, wurde als Start für das Pilotprojekt an der Sulm im Juni 2024 ein Workshop in Heimschuh durchgeführt, in dem die Bedürfnisse, Wünsche und Anforderungen der lokalen Stakeholder und Entscheidungsträger an ein solches Warnsystem abgefragt wurden. Auf Basis der Ergebnisse dieses Workshops wird ein Konzept für den

Aufbau des Warnsystems erstellt, mit der Umsetzung des Systems wird planmäßig im Herbst 2024 gestartet.

Zusammenfassung

Der hydrographische Dienst Steiermark betreibt seit dem Jahr 2005 Hochwasserprognosemodelle, wobei die Modelle für die Mur und die Raab internationale Modelle (Ungarn, Slowenien) sind. Die dafür grundlegenden Aspekte einer gemeinsam abgestimmten Vorgangsweise im Datenmanagement sowie in der ständigen Verbesserung der Modelle wurden in den letzten Jahren unter anderem auch im Rahmen eines kontinuierlichen Wartungsvertrages größtenteils umgesetzt, sind aber nach wie vor ein sich ständiger fortsetzender Prozess.

Ein wesentliche Schwerpunkt der zukünftigen Weiterentwicklung liegt in der Schaffung der Verknüpfung zwischen den Ergebnissen der Hochwasserprognosemodelle und den aus den bestehenden 2-D Abflussuntersuchungen generierten Überflutungsflächen, die im Laufe der nächsten Jahre auf sämtliche mit Prognosemodellen abgedeckten Gewässer ausgeweitet werden soll.

Den zweiten Schwerpunkt bildet der Aufbau eines Hochwasserwarnsystems für das Einzugsgebiet der Sulm, dass in enger Kooperation mit lokalen Stakeholdern und Entscheidungsträgern durchgeführt wird.

Hochwasserszenarienkatalog als Expertise zur offline Hochwasserprognose Hochwasserprognosesysteme der Hydrographie in Kärnten

J. Moser¹ und C. Kopeinig¹

¹ Amt der Kärntner Landesregierung, Abteilung 12 – Wasserwirtschaft / Hydrographie,
Flatschacher Straße 70, A-9020 Klagenfurt, AUSTRIA

E-Mail: johannes.moser@ktn.gv.at

Kurzfassung

Für die Hochwasserwarnung werden zumeist in allen Bundesländern Prognosemodelle standardmäßig betrieben. Auch in Kärnten werden mit einem kärntenspezifischen HBV Modell Abflussprognosen für 2-3 Tage kontinuierlich erzeugt, die zur Warnung vor Hochwässern an den Flüssen herangezogen werden.

Zusätzlich wurde auf Basis von tausenden Niederschlag-Abfluss Simulationen ein Hochwasserszenarien Handbuch erstellt, das zur manuellen, offline Hochwasserprognose bzw. der raschen Abschätzung von Spitzenabflüssen an ausgewählten Flusspegeln verwendet wird. Diese Expertise in Form eines Kataloges ist eine „analoge KI zur Hochwasserwarnung an Kärntens Flüssen“ und nahezu resistent gegen Blackout oder Ausfällen von IT-Systemen. Zudem bietet der Katalog übersichtlich Auskunft über die Auswirkungen verschiedenster Szenarien. Die ständige Evaluierung des Katalogs nach Hochwasserereignissen schärft deren Anwendung.

Einleitung

Der Hydrografische Dienst Kärnten betreibt für die Warnung der Bevölkerung, die Information von Behörden, Einsatzkräften und Mitarbeitern im Hochwassermanagement ein Hochwasserwarnservice mit Internetdienst und SMS Versand. Während eines Hochwassers müssen Entscheidungen dabei rasch und oft auch unter stressigen Bedingungen getroffen werden. Die Zuverlässigkeit der Einschätzung des weiteren Verlaufs des Hochwassers ist deshalb von großer Bedeutung.

Es wurde deshalb in Zusammenarbeit mit der Technischen Universität Wien (Gutknecht, Schindler, Fordinal, Komma), zusätzlich zum kontinuierlich betriebenen Niederschlags-Abflussmodell, ein Expertensystem entwickelt, das den Hydrologen im Hochwasserfall dabei unterstützt Prognosen in hoher Qualität und Stabilität zu erstellen (Moser, Kopeinig, 2006).

Modellgestaltung, Kalibrierung, Auseinandersetzung mit beobachteten

Hochwasserereignissen, Ermittlung von wesentlichen Hochwasserereignistypen und Szenarien nahmen zwar etliche Jahre in Anspruch, die dabei gewonnenen Erfahrungen und Kenntnisse sind für den Hydrologen aber von immensem Nutzen.

Datengrundlage

Die Entwicklung des Hochwasserszenarienkataloges erforderte als ersten Schritt eine eingehende Analyse historischer Hochwasserereignisse. Dazu wurden ca. 10 Ereignisse pro Pegel, Großteils im Zeitraum 1980 – 2010 (einzelne große Ereignisse auch davor) ausgewählt, um typische Muster zu erkennen und mit den vorbereiteten Szenarien möglichst viele real ablaufende Hochwasserereignisse einschätzen zu können. Die Größe der Einzugsgebiete beträgt 75 bis ca. 5000 km².

In einem ersten Schritt wurden dafür aus den vorhandenen Daten von ca. 120 Niederschlags- und Temperaturmessstationen flächig interpolierte Niederschlags- und Temperaturverteilungen für ein Raster von 90 mal 228 km und einer Zellgröße von 1 km² berechnet. Die Interpolation erfolgte mittels Kriging Verfahren. Dies erfolgte von den 50er-Jahren des vorigen Jahrhunderts bis 1990 mit einer zeitlichen Auflösung von einem Tag, ab 1990 mit einem Zeitschritt von einer Stunde. Die Höhenabhängigkeit des Niederschlages wurde mit einem räumlich variablen, aber zeitlich fixen Höhengradienten berücksichtigt. Der Höhengradient der Temperatur wurde für jeden Zeitschritt aus den aktuell gemessenen Stationsdaten berechnet.

Aus den Gebietsverteilungen wurden für alle im Katalog erfassten Pegelstellen Ganglinien des mittleren Gebietsniederschlags, der Gebietstemperatur und des Gebietsregens berechnet. Für die Ermittlung des Gebietsregens wurde für jede Rasterzelle aufgrund der Temperatur eine Unterscheidung in Regen oder Schnee durchgeführt.

Analyse historischer Hochwässer

Auf der Basis der berechneten Gebietsganglinien wurden für die wichtigsten Pegelmessstellen der Vorregen während der 10 Tage vor dem Hochwasserereignis, der Ereignisregen sowie das Volumen der Hochwasserwelle ausgewertet. Daraus konnte ein fiktiver Abflussbeiwert des Direktabflusses berechnet werden. Die Hochwasserereignisse wurden in einem „flow ratio“ – „Wasserdargebot“ Diagramm aufgetragen. Dabei ergab sich eine Clusterung in Abhängigkeit von der Vorfeuchte (Vorregen). Auf der Basis dieser Auswertungen und zusätzlicher Plausibilitätsüberlegungen wurden in den Diagrammen dann auch die für die Katalogsimulationen verwendeten „flow ratio“ Werte des Direktabflusses festgelegt.

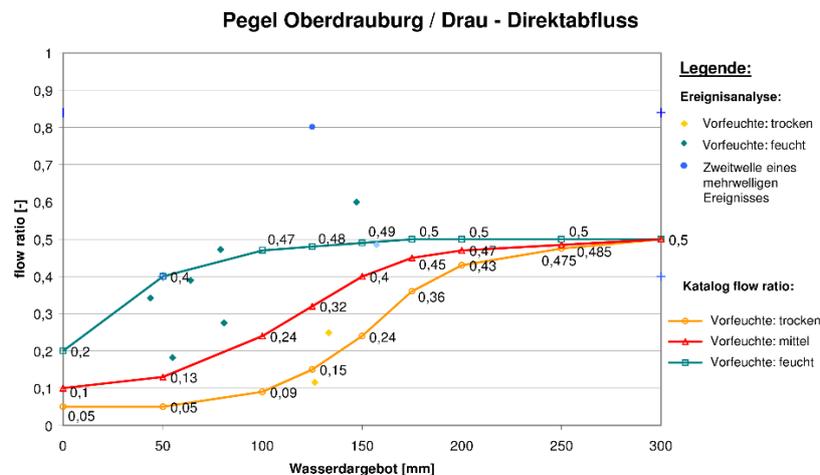


Abbildung 1: Pegel Oberdrauburg, Drau: Aus Eichereignissen rückgerechnete und für die Katalogsimulationen festgelegte flow-ratio Werte für den Direktabfluss und für den trockenen, mittleren und feuchten Ausgangszustand

Zusätzliche Betrachtungen ergaben, dass die Niederschlagsintensität (Regendauer), sowie die zeitliche und räumliche Niederschlagsverteilung Einfluss auf die Hochwasserspitze ausüben, wobei bei der zeitlichen Verteilung des Niederschlags häufig folgende Muster beobachtet wurden:

Zeitliche Muster der Niederschlagsverteilungen

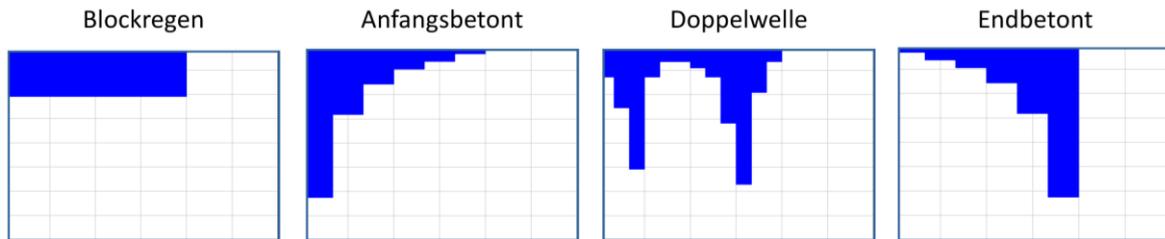


Abbildung 2: Gewählte zeitliche Muster der Niederschlagsverteilungen

Bei der räumlichen Verteilung der Niederschläge zeigte sich, dass kleinere Einzugsgebiete nicht unterteilt werden müssen, beim Haupteinzugsgebiet der Drau wurden folgende Muster beobachtet:

Räumliche Muster der Niederschlagsverteilungen

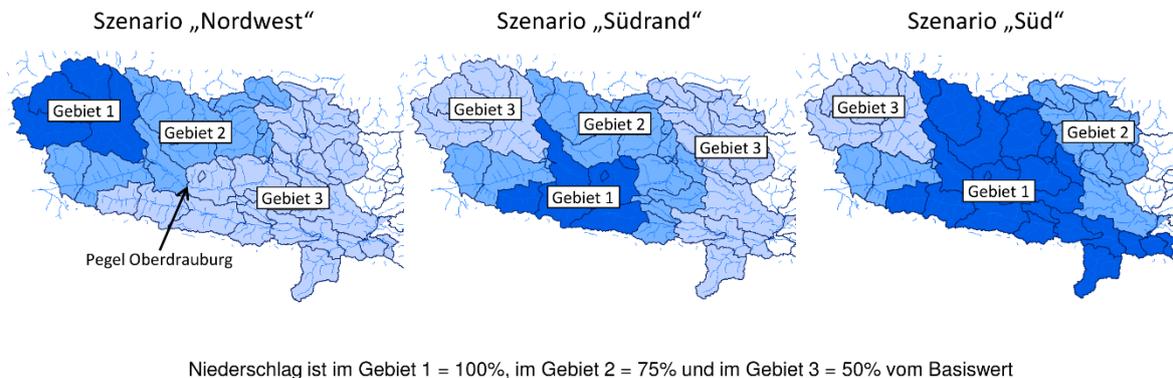


Abbildung 3: Festgelegte räumliche Muster der Niederschlagsverteilungen für das Flussgebiet obere Drau

Modellkonzept und Modellwahl

Für die Simulation der Katalogszenarien wurde das Modell HEC-HMS des U.S.A.C.E verwendet. Die Berechnung erfolgte ereignisbasiert mit einem 3-Speicher Ansatz (surfaceflow/schnell, interflow/mittel, baseflow/langsam). Die Berechnung der Abflusskonzentration geschah mittels Clark – Verfahrens (Clark, 1943). Die Modellparameter wurden an die bei der Analyse historischer Hochwässer gewonnenen Werte angeeicht (Schindler, 2006).

Der Wellenablauf im Gerinne wurde mit den Methoden der kinematischen Welle und des Muskingum – Cunge Verfahrens (Dyck, 1995) berechnet.

Modellkalibrierung

Bei der Modellkalibrierung wurden, für eine begrenzte Zahl von Niederschlagsmustern (siehe Abb. 2 und Abb. 3), die in der Analyse der historischen Ereignisse gewonnenen flow-ratio Werte des Direktabflusses auf die Modellspeicher „schnell“ und „mittel“ aufgeteilt. Es wurden dabei für jeden Pegel, und für jede Abflusskomponente, Diagramme erzeugt, aus denen der jeweilige „speicherspezifische flow ratio - Wert“, in Abhängigkeit von der Niederschlagsmenge und der Vorfeuchte im Einzugsgebiet, ablesbar ist.

Modellierte flow-ratio Werte für die schnellen und mittleren Abflusskomponenten für den Pegel Oberdrauburg an der Drau

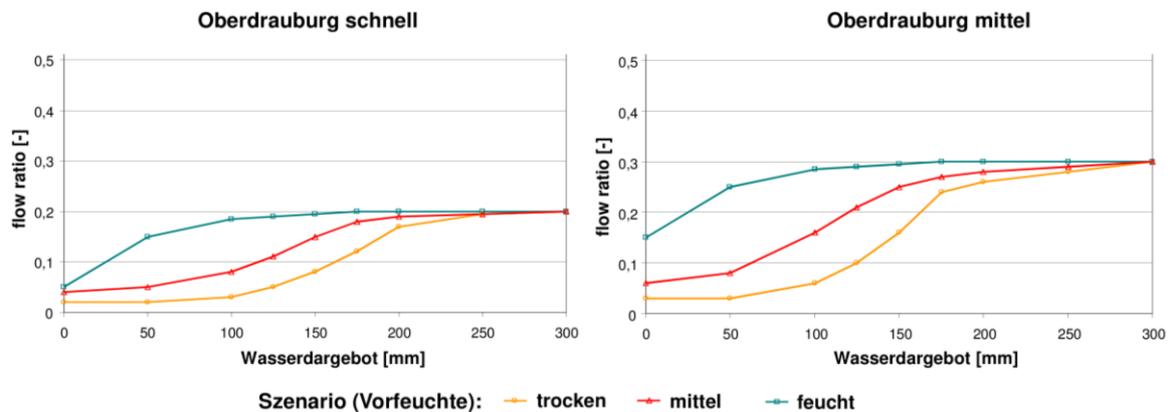


Abbildung 4: Pegel Oberdrauburg, Drau: Für die Katalogsimulationen festgelegte flow-ratio Werte für den schnellen und mittleren Abflussanteil und den trockenen, mittleren und feuchten Vorfeuchtezustand

Hochwasserszenarienkatalog

Der Hochwasserszenarienkatalog Kärnten stellt auf Basis der zuvor beschriebenen Modellierungen eine umfangreiche Zusammenschau der Hochwasserscheitel von möglichen Hochwasserszenarien für Kärnten dar.

Dabei wurden die Darstellungen in Diagrammen so gewählt, dass durch den Benutzer auch eine „visuelle“ Interpolation bzw. Extrapolation zwischen den Werten möglich ist.

Bei der grundlegenden Annahme einer räumlich gleichmäßigen Niederschlagsverteilung wurden 336 Szenarien pro Pegelmessstelle (7 Stufen der Niederschlagssumme, 4 Dauerstufen, 4 unterschiedliche zeitliche Verteilungen, 3 Zustände der Vorfeuchte) berechnet. Bei den Pegelstellen mit großem Einzugsgebiet wurden zusätzlich drei räumlich variierende Regenverteilungen untersucht (siehe Abb. 3), dadurch ergaben sich dann 1.344 Szenarien pro Messstelle. Insgesamt ergaben sich für 41 Pegel ca. 20.000 Simulationen bzw. Ergebnisse. Sämtliche Modellergebnisse wurden in einer Datenbank gespeichert und in Ergebnis- bzw. Katalogblättern dargestellt.

Bei dieser großen Anzahl an vorliegenden Berechnungen liegt es auf der Hand, dass für die erfolgreiche Anwendung des Szenarienkataloges die praxisgerechte Aufbereitung der Daten von entscheidender Bedeutung ist.

Die Katalogszenarien wurden deshalb in den für den praktischen Einsatz vorgesehenen

Diagrammen nach folgenden Merkmalen gegliedert:

- Niederschlagshöhe: Die Summe aus Niederschlag und Schneeschmelze im Laufe eines Ereignisses [mm] in Stufen von 25 bzw. 50 mm. Die Schneeschmelze wird dem parallel betriebenen Niederschlag-Abflussmodell entnommen oder vereinfacht abgeschätzt.
- Niederschlagsdauer: Dauer des Ereignisniederschlags in Stunden [h]. Für alle Einzugsgebiete wurden folgende Dauerstufen gewählt: 12 h, 24 h, 48 h und 72 h
- Vorbefeuchtung: Beschreibung des Ausgangszustandes bei Beginn eines Ereignisses bezogen auf die Bodenfeuchte.
- Zeitliches Muster der Niederschlagsverteilung (Blockregen, Anfangsbetont, Doppelwelle, Endbetont), jeweils ein eigenes Blatt.

- Räumliche Muster der Niederschlagsverteilung (bei großen Einzugsgebieten), jeweils ein eigenes Blatt.

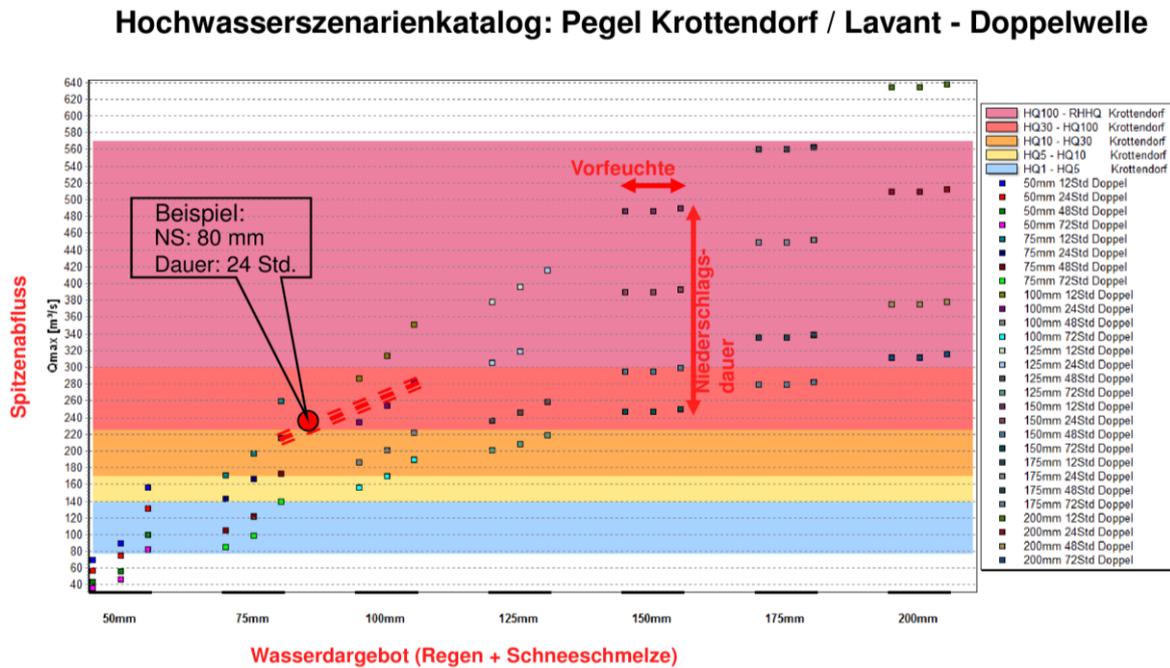


Abbildung 5: Katalogdiagramm für den Pegel Krottendorf / Lavant für das Szenario Doppelwelle.

Anwendung des Szenarienkataloges

Wie in den Beispieldiagramm für den Pegel Krottendorf/Lavant zu sehen ist (Abbildung 5), sind die Abflussspitzen Q_{max} der Hochwasserszenarien als kleine Rechtecke für bestimmte Niederschlagsmengen, Niederschlagsdauern und Bodenfeuchtezustände dargestellt. Sie sind entsprechend der Modellsimulation als Scheitelwerte von zu erwartenden Hochwasserabflüssen zu verstehen.

Wichtigste Eingangsgröße ist die prognostizierte Niederschlagsmenge. Diese wird in der Regel vom Wetterdienst als Gebietsniederschlagshöhe für die einzelnen Regionen bekanntgegeben. Für jede Niederschlagsmenge wird im Diagramm horizontal nach der Vorbeefeuchtung (von links nach rechts: trocken, mittel, feucht) und vertikal nach der Niederschlagsdauer (von oben nach unten: 12, 24, 48, 72 Stunden) unterschieden. Für die verschiedenen zeitlichen Niederschlagsverteilungen (Blockregen, Anfangsbetont, Endbetont, Doppelwelle) gibt es jeweils ein eigenes Blatt, bei Stationen mit räumlicher Unterteilung gibt es zusätzlich eigene Blätter pro Verteilung. Das Diagramm lässt auch eine visuelle Interpolation zwischen den Katalogwerten zu. Unterschiedliche Szenarien mit veränderten Eingangsgrößen können rasch abgeschätzt werden (Moser, Kopeinig, 2009).

Zur Einordnung der Hochwasserscheitel nach der Auftrittswahrscheinlichkeit bzw. Jährlichkeit wurde der Diagrammhintergrund entsprechend den Hochwasserkennwerten eingefärbt.

Wie man dem Diagramm entnehmen kann, kann ein und dieselbe Niederschlagsmenge durch unterschiedliche Kombinationen von Niederschlagsdauer, zeitlichen Verlauf und Bodenfeuchte stark variierende Spitzenabflüsse bewirken. Allgemein ist erkennbar, dass mit zunehmender Niederschlagssumme der Einfluss der Vorfeuchte abnimmt.

Zusätzlich zur analogen Form des Kataloges wurde ein Softwareprogramm entwickelt welches es erlaubt anhand von Filterkriterien wie Niederschlagssumme, Vorfeuchte, Dauer, räumliche und zeitliche Verteilung für eine Station schnell die passenden Katalogszenarien zu finden.

Innerhalb dieses „Digitalen Szenarienkataloges“ können gemessene und simulierte Ganglinien des Gebietsniederschlags und des Abflusses auch visualisiert werden, was eine gute Einschätzung des Weiteren zeitlichen Verlaufes eines Hochwasserereignisses erlaubt.

Gefährdungslisten

Um auch Auskunft über Auswirkungen und mögliche Gefährdungsbereiche geben zu können, ergänzen sogenannte Gefährdungslisten den Szenarienkatalog (siehe Tab. 1).

Darin sind, geordnet nach der Jährlichkeit des gefährdenden Abflusses, tabellarisch kritische Bereiche aufgelistet. Sind also die Spitzenabflüsse mit Hilfe des Szenarienkataloges abgeschätzt, können die damit verbundenen Gefährdungsbereiche schnell genannt werden.

Tabelle 1: Ausschnitt aus der generellen Gefährdungsliste für die Lavant

Generelle Gefährdungsliste Lavant

Pegel Fischering							
HQ-Kateg.	Gemeinde	Gefährdung	Typ	Beschreibung	Lageplan	W-Ber. Pegel	WPegel ~cm
HQ10-HQ30	Sankt Andrä	Mittel	Einzelobjekt	Objekt südlich Mettersdorf nach Eisenbahnbrücke	LP 19	415 - 495	460
HQ10-HQ30	Sankt Paul im Lavanttal	Mittel	Freiland	Freilandaufuferungen Mettersdorf - St.Paul	LP 20	415 - 495	475
HQ10-HQ30	Sankt Paul im Lavanttal	Sehr hoch	Siedlung	St.Paul, Teile Nordsiedlung bis Granitzbach	LP 21	415 - 495	485
HQ30-HQ100	Wolfsberg	Sehr hoch	Siedlung	Wolfsberg flußnahe Siedlungsbereiche (Nord - Süd)	LP 13	495 - 520	515
HQ30-HQ100	Sankt Andrä	Hoch	Siedlung	Teile von St.Andrä - Blaiken	LP 16	495 - 520	515
HQ30-HQ100	Sankt Andrä	Sehr hoch	Siedlung	Teile von Mettersdorf	LP 17	495 - 520	520
HQ30-HQ100	Sankt Paul im Lavanttal	Hoch	Einzelobjekt	Einzelobjekte St.Paul, nach Granitzbach	LP 21	495 - 520	520
HQ100-RHHQ	Sankt Paul im Lavanttal	Sehr hoch	Siedlung	St.Paul, Nord-Ost, große Teile	LP 21	520 - 550	525
HQ100-RHHQ	Wolfsberg	Sehr hoch	Siedlung	Wolfsberg Große Teile, bis Kleinedling	LP 13	520 - 550	525

Pegel Krottendorf							
HQ-Kateg.	Gemeinde	Gefährdung	Typ	Beschreibung	Lageplan	W-Ber. Pegel	WPegel ~cm
HQ10-HQ30	Lavamünd	Sehr hoch	Gewerbe/Indu	Teile Sägewerk Cimenti	LP 25	390 - 430	415
HQ10-HQ30	Sankt Paul im Lavanttal	Sehr hoch	Siedlung	St.Paul, Teile Nordsiedlung bis Granitzbach	LP 21	390 - 430	425
HQ30-HQ100	Lavamünd	Sehr hoch	Einzelobjekt	Einzelobjekte Lavamünd Nord	LP 26	430 - 480	390
HQ30-HQ100	Lavamünd	Hoch	Siedlung	Siedlung Lavantschleife	LP 25	430 - 480	450
HQ100-RHHQ	Lavamünd	Sehr hoch	Siedlung	Teile von Ettendorf	LP 24	480 - 665	485
HQ100-RHHQ	Sankt Paul im Lavanttal	Sehr hoch	Siedlung	St.Paul, Nord-Ost, große Teile	LP 21	480 - 665	490
HQ100-RHHQ	Lavamünd	Sehr hoch	Siedlung	Lavamünd Ort	LP 26	480 - 665	505

Ereignisanalyse und Dokumentation

Der Katalog wurde in den Jahren 2003 bis 2010 erstellt und kommt seither im Rahmen des Hochwasserwarnservices mehrmals pro Jahr zum Einsatz. Die fortlaufende Analyse und Dokumentation von aktuellen Hochwasserereignissen ist dabei ein wesentlicher Bestandteil zur Validierung des Kataloges. Auswirkungen von Unsicherheiten in der Datenlage und die Qualität der Simulationsberechnungen sollen durch die Ereignisanalysen aufgezeigt werden. Ziel ist eine laufende Verbesserung der Abschätzgenauigkeit der Hochwasserwelle. Zur Erlangung von Routine und Erfahrung im Umgang mit dem System ist die Ereignisanalyse ebenfalls hervorragend geeignet.

Beispiel: Hochwasser an der Lavant im Juni 2004

Abfluss und Wasserdargebot für das Hochwasserereignis am 20.6.2004
für den Pegel Krottendorf / Lavant

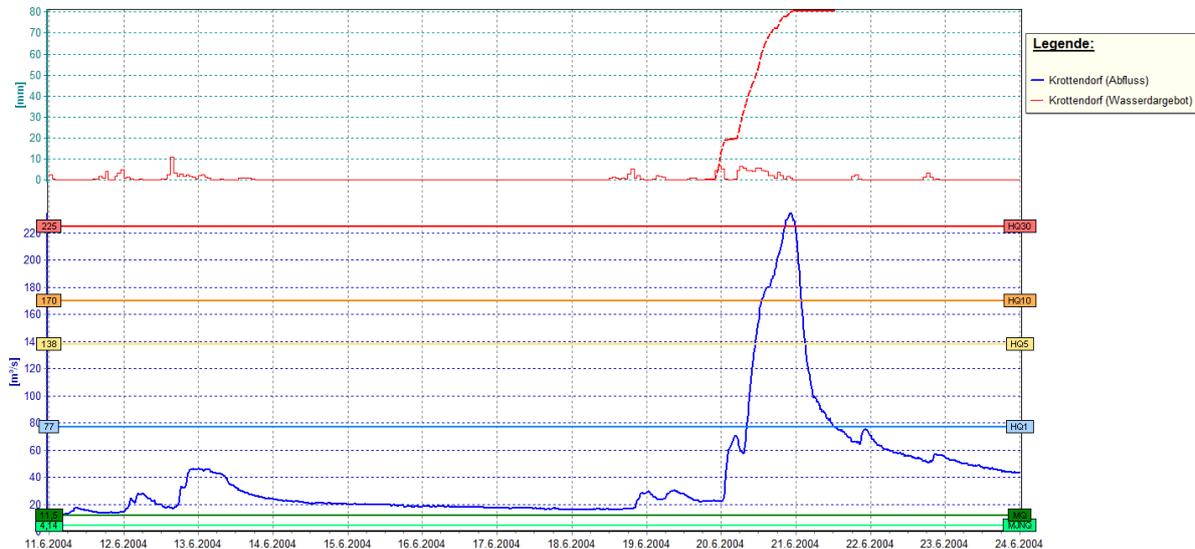


Abbildung 6: Verlauf von Abfluss und Wasserdargebot für den Pegel Krottendorf / Lavant für das Hochwasserereignis am 20.6.2004

Tabelle 2: Kennwerte des Hochwasserereignisses am Pegel Krottendorf / Lavant am 20.6.2004

Parameter	Wert	Einheit	Zusatz
Niederschlag _{.1 Monate}	180	[mm]	
Niederschlag _{Ereignis}	80	[mm]	
Dauer	~ 24	[Stunden]	
Q_{Ausgang}	22	[m³/s]	> MQ (12,2)
Q_{Max}	235	[m³/s]	~ HQ₃₀
$V_{\text{HW-Welle}}$	18.900.000	[m³]	
Abflussbeiwert	0,25		

- Zeitliches Niederschlagsmuster: schwach ausgeprägte Doppelwelle (auch Blockszenario möglich), Niederschlagsfront mit eingelagerten Gewittern.
- Wasserdargebot gleich Niederschlag (kein Schneeeinfluss): ca. 80 mm.
- Niederschlagsdauer: ca. 24 Stunden.
- Ausgangszustand / Bodenfeuchte: feucht (180 mm Regen im Vormonat, Abfluss ~ 2 x MQ)

Katalogabschätzung laut Hochwasserkatalogblatt für den Pegel Krottendorf (siehe Abbildung 5) ergibt eine Abflussspitze von ca. 220 m³/s oder ca. HQ40.

Die gemessenen Abflüsse waren mit 235 m³/s etwas höher als im Katalogszenario „feucht“, wahrscheinlich aufgrund eingelagerter Gewitterzellen und ungleichmäßiger Regenverteilung.

Zusammenfassung

Die Anwendung des Hochwasserszenarienkataloges ist für den Hydrographischen Dienst Kärnten mittlerweile zur Routine geworden. Der Katalog ist eine äußerst wertvolle Expertise, die viele Informationen und Ergebnisse auf Basis von Modellrechnungen beinhaltet und den Experten in „bedrängten“ Zeiten fachlich in seiner Bewertung und Entscheidung unterstützen kann. Der Katalog schafft einen raschen und vielfältigen Überblick über mögliche Hochwasserszenarien auf Basis von Gebietsniederschlagsprognosen und ist in seiner Anwendung doch einfach gehalten.

Eine fortlaufende Evaluierung von Hochwasserereignissen und Katalogergebnissen ist gefordert um den Umgang mit dem Katalog und den damit verbundenen Unsicherheiten zu lernen, und falls erforderlich den Katalog zu adaptieren bzw. zu ergänzen.

Referenzen

- [1] Moser, Kopeinig (2006): Hochwasserwarnung in Kärnten, Wiener Mitteilungen, Band 199, S 23-38.
- [2] Moser, Kopeinig (2009): Hochwasserwarnung in Kärnten – ein Praxisbeispiel, Wiener Mitteilungen, Band 216, S213-230.
- [3] Clark (1943): Storage and the unit hydrograph, Proc. ASCE Vol. 9.
- [4] Dyck (1995): Grundlagen der Hydrologie.
- [5] Schindler (2006): Modifikation des HEC-HMS Modells im Rahmen der Entwicklung eines Hochwasserprognosemodells. Diplomarbeit, TU Wien

Validierung eines hydro-numerischen 2D Modells zur Simulation von Oberflächenabfluss

S. Frei¹, R. Boes¹ und D. Vetsch¹

¹ Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Hönggerberggring 26, 8049 Zürich, SWITZERLAND

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

Kurzfassung

Sobald Niederschlag nicht mehr im Boden versickern kann oder die maximale Kapazität des Entwässerungssystems erreicht wird, kommt es zu Oberflächenabfluss. Dieser Prozess ist die Ursache für bis zu 50% der Hochwasserschäden in der Schweiz. Seit 2018 gibt es in der Schweiz flächendeckend die Gefährdungskarte Oberflächenabfluss. Die Karte wurde mit einem effizienten Modellansatz basierend auf zellulären Automaten erarbeitet, wobei die hydrodynamische Lösung auf der Fließformel von Gauckler-Manning-Strickler basiert. Dabei werden einige Abflussprozesse wie Rückstaueffekte oder Beschleunigungen nicht berücksichtigt. Heutzutage werden in Ingenieurbüros für Hochwassermodellierungen standardmäßig hydro-numerische 2D Modelle wie etwa BASEMENT eingesetzt. BASEMENT basiert auf den Flachwassergleichungen, wodurch die meisten Abflussprozesse im Gerinne, Gelände und Siedlungsraum akkurat wiedergegeben werden können. In Rahmen dieser Untersuchung wird BASEMENT anhand von Messdaten aus Laborexperimenten zu Oberflächenabfluss validiert. Das gegenständliche Modell bildet einen Teil eines künstlichen Talkessels ab, hat eine Grundfläche von 2 auf 2.5 m und weist 12 bis 20 Gebäude auf. Es wurden Experimente mit uniformem Niederschlag unterschiedlicher Dauer und Intensität durchgeführt, wobei der Abflusshydrograph am unteren Modellende gemessen wurde. Die Simulationen mit BASEMENT zeigen, dass die Abflusshydrographen sehr gut mit den Labormessungen übereinstimmen und robust sind. Möglichkeiten und Limitationen von BASEMENT in Bezug auf die Modellierung von Oberflächenabfluss werden aufgezeigt.

Einleitung

Bei Niederschlag kommt es zu Oberflächenabfluss, sobald der Boden mit Wasser gesättigt ist (Sättigungsüberschuss), das Wasser nicht genügend schnell versickern kann (Infiltrationsüberschuss) oder die maximale Kapazität des Entwässerungssystems erreicht wird [1]. Oberflächenabfluss wird im deutschsprachigen Raum auch als pluviale Überflutung, (pluviale) Sturzflut oder Hangwasser bezeichnet [8]. Während bei fluvialen Überflutungen das Wasser aus Fließgewässern stammt, kommt das Wasser bei pluvialen Überflutungen aus oberflächlich abfließendem Niederschlag, aus der Kanalisation, von aufsteigendem Grundwasser oder von einer Hanglage [8].

Oberflächenabfluss ist die Ursache für bis zu 50% der Hochwasserschäden in der Schweiz und tritt in den letzten Jahren vermehrt auf [1]. Auswertungen von schweizweiten Gebäudeschadendaten zeigen, dass die meisten Schäden bei Niederschlagsereignissen mit besonders viel Niederschlag und/oder sehr intensivem Niederschlag entstehen [1].

Simulationsmodelle können Aufschluss darüber geben, welche Gebiete besonders von Oberflächenabfluss betroffen sind. Aufgrund der vielen verschiedenen Entstehungsprozesse von Oberflächenabfluss und der unterschiedlichen räumlichen Ausbreitung können unterschiedliche Simulationsmodelle mit verschiedenen Schwerpunkten resp. Vereinfachungen verwendet werden. In [8] werden die zur Verfügung stehenden Ansätze kategorisiert in (i) GIS-basierte

Methoden zur Bestimmung der Fließwege an der Oberfläche, (ii) zelluläre Automaten zur Bestimmung von Überflutungsflächen, (iii) hydro-numerische 1D Kanalnetzmodelle, (iv) hydro-numerische 2D Oberflächenabflussmodelle und (v) gekoppelte 1D-2D-Überflutungsmodelle. Seit 2018 gibt es in der Schweiz flächendeckend die Gefährdungskarte Oberflächenabfluss, welche die potenziell durch Oberflächenabfluss gefährdeten Gebiete und die zu erwartenden klassierten Abflusstiefen auf einem 1 x 1 m-Raster aufzeigt. Die Karte wurde mit einem effizienten Modellansatz basierend auf zellulären Automaten erarbeitet, wobei die hydrodynamische Lösung auf der Fließformel von Gauckler-Manning-Strickler (Normalabfluss) basiert. Dabei werden einige Abflussprozesse wie Rückstaueffekte oder Beschleunigungen nicht berücksichtigt.

Heutzutage werden in Ingenieurbüros standardmäßig hydro-numerische 2D Modelle wie etwa BASEMENT [12] für Modellierungen von fluvialen Hochwässern eingesetzt. BASEMENT basiert auf den Flachwassergleichungen, wodurch die meisten Abflussprozesse im Gerinne, Gelände und Siedlungsraum akkurat wiedergegeben werden können. In Rahmen dieser Untersuchung soll BASEMENT anhand von Messdaten aus Laborexperimenten zu Oberflächenabfluss ([5], [6]) validiert werden und der Einfluss unterschiedlicher Modellparameter anhand einer Sensitivitätsanalyse evaluiert werden. Diese Untersuchung soll dazu dienen, BASEMENT als Werkzeug für die Simulation von Oberflächenabfluss zu validieren.

Methode

Für die Validierung des hydro-numerischen 2D Modells BASEMENT für Oberflächenabfluss werden die Messdaten aus der Laboruntersuchung von Cea et al. (2010) [5], [6] verwendet. Die Laboruntersuchung wird kurz erläutert, bevor der Aufbau des BASEMENT-Modells präsentiert wird.

Laboruntersuchung

Die Laboruntersuchungen [5], [6] bilden einen Teil eines künstlichen Talkessels ab, wobei die Grundfläche 2 m auf 2.5 m beträgt. Aus drei Aluminiumplatten wurde eine Topografie mit einer Steigung von 5% erstellt (Abb. 1a), wobei 12 bis 20 Gebäude mit einer Grundfläche von 0.3 m auf 0.2 m in acht unterschiedlichen Anordnungen auf dieser Topografie platziert wurden (Beispiel Abb. 1b). Neun Blockregen mit unterschiedlicher Dauer und Intensität wurden für alle acht Gebäudeanordnungen getestet, wobei jeweils der Abflusshydrograph am unteren Ende des künstlichen Talkessels für alle 71 Experimente gemessen wurde.

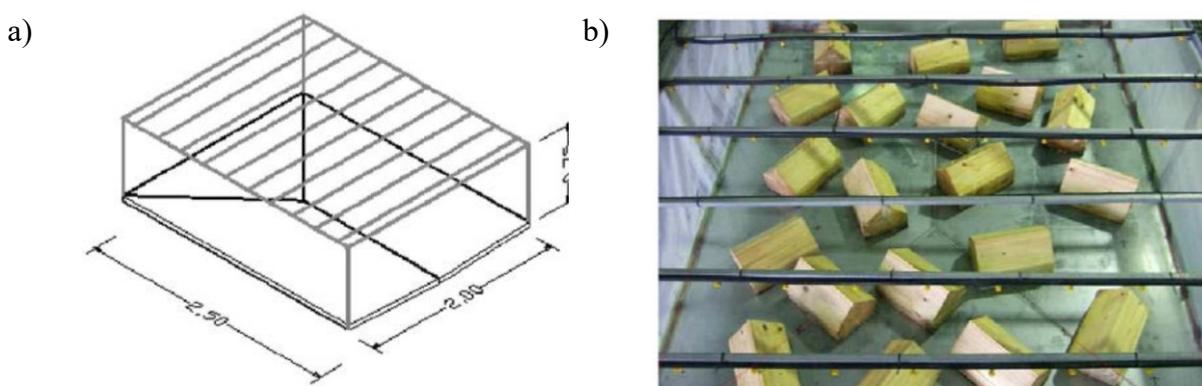


Abbildung 1: (a) Schematischer Aufbau der Laboruntersuchung; (b) Laboruntersuchung mit der Gebäudeanordnung A20. Quelle: [5]

Validierung BASEMENT für Oberflächenabfluss

BASEMENT ist eine Freeware (www.basement.ethz.ch) zur Simulation der Hydro- und Morphodynamik von Fließgewässern, die an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich entwickelt wird. Eine Übersicht über den Funktionsumfang von BASEMENT bietet z.B. [11], [10]; für Details wird auf das Handbuch [12] verwiesen. In dieser Untersuchung wird BASEMENT für die Anwendung Oberflächenabfluss validiert.

Für die Validierung werden vier unterschiedliche Gebäudeanordnungen aus der Laboruntersuchung ausgesucht. Während bei der Anordnung Y20 und S20 die Gebäude regelmässig auf der Grundfläche verteilt sind, entspricht die Anordnung A12 und A20 (Abb. 1b) realeren Verhältnissen (Abb. 2). Für die Erstellung des Berechnungsgitters des künstlichen Talkessels aus der Laboruntersuchung wird das Tool BASEmesh in QGIS verwendet (<https://basement.ethz.ch/download/tools/basemesh.html>). Die Gebäude werden gemäß dem Building Hole Approach ([7], [9]) aus dem Berechnungsgitter ausgeschnitten. Für das unstrukturierte Berechnungsgitter werden Zellen mit einer maximalen Fläche von 11 cm^2 benutzt, womit ungefähr 6'000 Zellen für das $2 \text{ m} \times 2.5 \text{ m}$ grosse Gebiet resultieren. Die verwendeten Berechnungsgitter mit den vier Gebäudeanordnungen sind der Abb. 2 zu entnehmen.

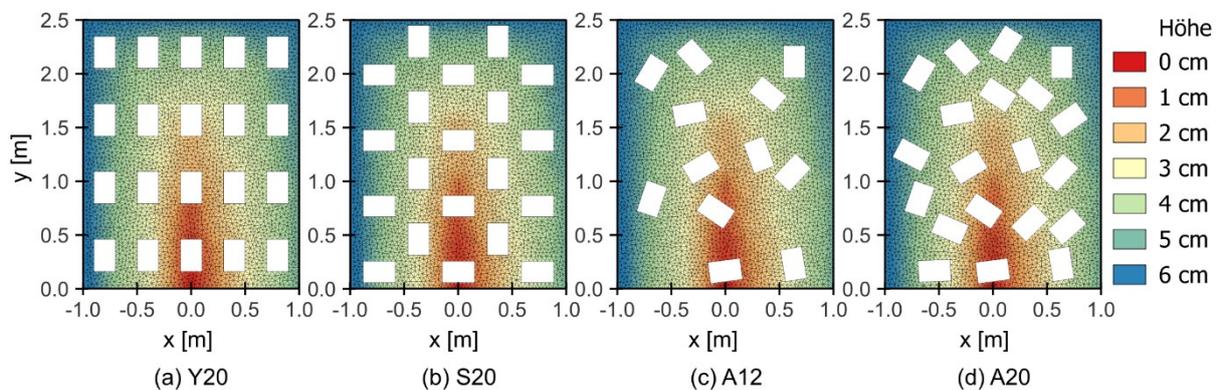


Abbildung 2: Verwendete Berechnungsgitter für die Simulationen in BASEMENT.

Am unteren Ende des Talkessels wird als Randbedingung Normalabfluss mit einer Steigung von 0.05 angenommen. Bei den Löchern im Berechnungsgitter wird eine undurchlässige Wand als Randbedingung gewählt, sodass das Wasser um die Gebäude fließt. Für die Simulationen werden drei unterschiedlich lange Niederschlagsganglinien aus [5] übernommen, welche als Quellterme verteilt über das ganze Berechnungsgitter hinzugefügt werden. Die Niederschlagsdauer variiert von 20 s (T20), 40 s (T40) zu 60 s (T60). Die Niederschlagsintensität von 25 l/min resp. 300 mm/h (Q25) aus den Laboruntersuchungen muss im numerischen Modell künstlich erhöht werden, um den ausgeschnittenen Gebäuden Rechnung zu tragen. Die Niederschlagsintensität wird so viel erhöht, damit die totalen Niederschlagsmengen in den Laboruntersuchungen und im numerischen Modell identisch sind. So ergibt sich eine erhöhte Niederschlagsintensität von 395 mm/h für die Anordnungen Y20, S20 und A20 und 350 mm/h für die Anordnung A12. Die Bezeichnungen der Berechnungsgitter und der Niederschlagsganglinien wurden aus [5] übernommen. Da die Topografie aus einer Aluminiumplatte besteht, wird als Rauigkeit ein Stricklerbeiwert von $k_{st} = 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ gewählt. Ist die Abflusstiefe in einer Zelle kleiner als $h_{min} = 0.01 \text{ mm}$ wird sie als trocken angenommen.

Für die Validierung werden die Abflusshydrographen der Laboruntersuchung mit den Abflusshydrographen von BASEMENT verglichen, wobei dies für die verschiedenen Gebäudeanordnungen und Niederschlagsganglinien gemacht wird.

In einer Sensitivitätsstudie wird die maximale Fläche einer Zelle des Berechnungsgitters verkleinert ($A_{max} = 5.5 \text{ cm}^2$) und vergrößert ($A_{max} = 44 \text{ cm}^2$, 88 cm^2 und 176 cm^2), um den Einfluss

der Zellengröße auf den Abflusshydrographen abzuschätzen. Da bei Oberflächenabfluss die Abflusstiefe in vielen Zellen sehr gering ausfällt, wird die minimale Abflusstiefe h_{min} variiert: 1, 0.1, 0.01, 0.001 mm. Für die Rauigkeit wird neben dem Ansatz von Strickler mit $k_{st} = 40, 55, 62.5$ (verwendeter Wert in [5]), $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ auch der Ansatz von Bezzola (2002) mit $y_R = 0.003, 0.6 \text{ mm}$ untersucht. Letzterer eignet sich insbesondere für kleine Überdeckungen, wie sie bei Oberflächenabfluss vorkommen können. Für den Ansatz von Bezzola (2002) wird ausgehend vom Stricklerbeiwert von Aluminium $k_{st} = 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ eine äquivalente Sandrauigkeit $k_s = \left(\frac{21.1 \text{ bis } 26}{k_{st}}\right)^6 = 0.2 \text{ bis } 0.6 \text{ mm}$ ermittelt und für $y_R = k_s$ eingesetzt. Zudem wird $k_s = 0.003 \text{ mm}$ basierend auf der äquivalenten Sandrauigkeit von Aluminium für $y_R = k_s$ eingesetzt [4].

Resultate und Diskussion

Alle Simulationen mit BASEMENT zeigen, dass der Abflusshydrograph am unteren Ende sehr gut mit den Labormessungen übereinstimmt (Abb. 3). Sowohl der an- als auch der absteigende Ast des Abflusshydrographen wird von BASEMENT präzise abgebildet (Abb. 3). Die Abflussspitze bei der mittleren und langen Niederschlagsganglinie (T40 und T60) stimmt gut mit den Labormessungen überein, während bei der kurzen Niederschlagsganglinie (T20) die Abflussspitze leicht überschätzt wird (Abb. 3).

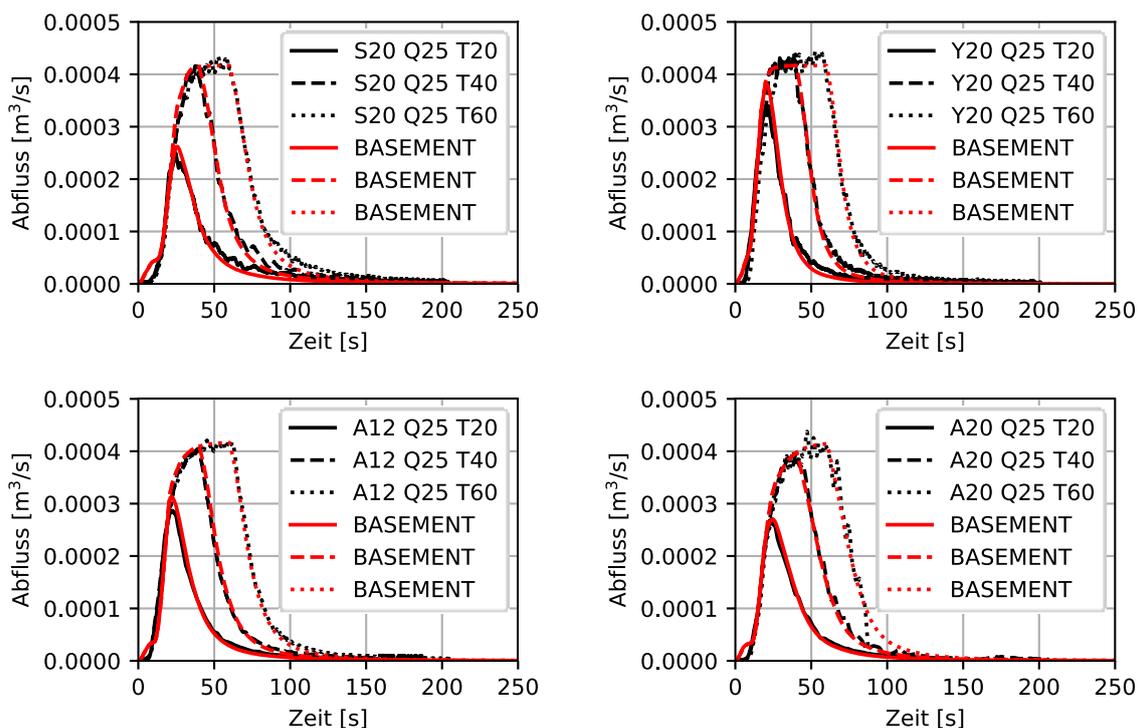


Abbildung 3: Vergleich der Abflussganglinie aus den Labormessungen (schwarz) und BASEMENT (rot) für die vier Gebäudeanordnungen (S20, Y20, A12, A20) und drei Niederschlagsganglinien (Q25T20, Q25T40, Q25T60).

Aufgrund der Oberflächenspannung, welche in der Laboruntersuchung vorhanden ist und im numerischen Modell nicht berücksichtigt wird, mussten die Laboruntersuchungen um 10 bis 15 Sekunden vorverschoben werden, um auf die Resultate in Abb. 3 zu gelangen. Dies zeigt sich auch im numerischen Modell der Studie von Cea et al. [5]. Mit zunehmender Abflusstiefe nimmt der Effekt der Oberflächenspannung schnell ab.

Die feinere Auflösung des Berechnungsgitters mit maximalen Zellgrößen von $A_{max} = 5.5 \text{ cm}^2$

hat keinen Einfluss auf die Abflussganglinie (Abb. 4a). Durch die größeren Zellen mit $A_{max} = 176 \text{ cm}^2$ (60% der totalen Gebäudegrundfläche) und $A_{max} = 44 \text{ cm}^2$ (15% der totalen Gebäudegrundfläche) ergibt sich eine leichte zeitliche Verzögerung in der Abflussganglinie gegenüber den feinen Berechnungsgittern (Abb. 4a). Aufgrund des gewählten Building Hole Ansatzes und der einfachen Gebäudegeometrie ist die Abbildung der Gebäude durch das Berechnungsgitter bei allen Zellgrößen identisch, wodurch auch die groben Berechnungsgitter mit kürzeren Simulationszeiten gute Resultate zeigen. Ähnliche Aussagen über den Building Hole Ansatz finden sich auch in [7] und [9].

Es zeigt sich, dass die minimale Abflusstiefe im Bereich von 0.1 mm bis 0.001 mm keinen Einfluss auf den Abflusshydrographen hat (Abb. 4b). Wird die minimale Abflusstiefe größer als 0.1 mm gewählt, werden zu viele Zellen als trocken angenommen. Dies äußert sich in einer zu kleinen Abflussspitze bei $h_{min} = 1 \text{ mm}$ (Abb. 4b).

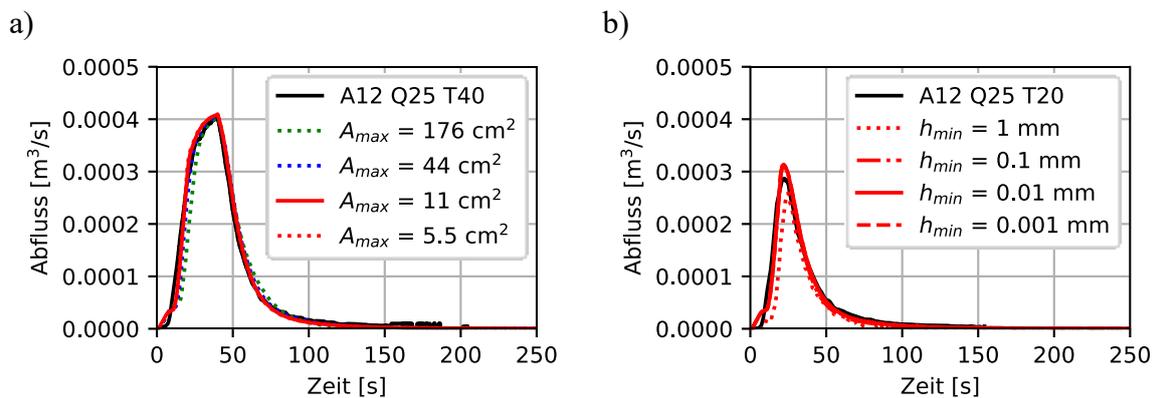


Abbildung 4: Sensitivität des Abflusshydrographen in Abhängigkeit der (a) Zellgröße des Berechnungsgitters und (b) minimalen Abflusstiefe.

Wird der Stricklerbeiwert von $90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ auf $62.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (verwendeter Wert in [5], [6]) zu $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ resp. $55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ reduziert, zeigt sich eine kleine zeitliche Verzögerung und ein leicht tieferer Maximalwert des Abflusshydrographen (Abb. 5a und b). Trotz der grossen Variation des Stricklerbeiwerts wird überall der Abflusshydrograph gut abgebildet.

Die Rauigkeit nach Strickler kann dazu führen, dass bei kleinen Wassertiefen die Fließgeschwindigkeit [2] und damit der Abflusshydrograph überschätzt wird. Deshalb wird auch der Ansatz nach Bezzola (2002) [3] untersucht unter der Verwendung eines umgerechneten Rauigkeitsbeiwerts ($y_R = 0.6 \text{ mm}$, siehe Abschnitt Validierung BASEMENT für Oberflächenabfluss) und dem Tabellenwert der äquivalenten Sandrauhigkeit von Aluminium ($y_R = k_s = 0.003 \text{ mm}$) gemäß [4]. Die Abflussspitze für $y_R = 0.003 \text{ mm}$ ist zu groß, sodass der Rauigkeitsbeiwert zu klein zu sein scheint (Abb. 5c und d). Es zeigt sich, dass für die vorliegende Situation der bekannte Rauigkeitsansatz von Strickler für diese Untersuchung trotz kleiner Überdeckungen gute Resultate ergibt.

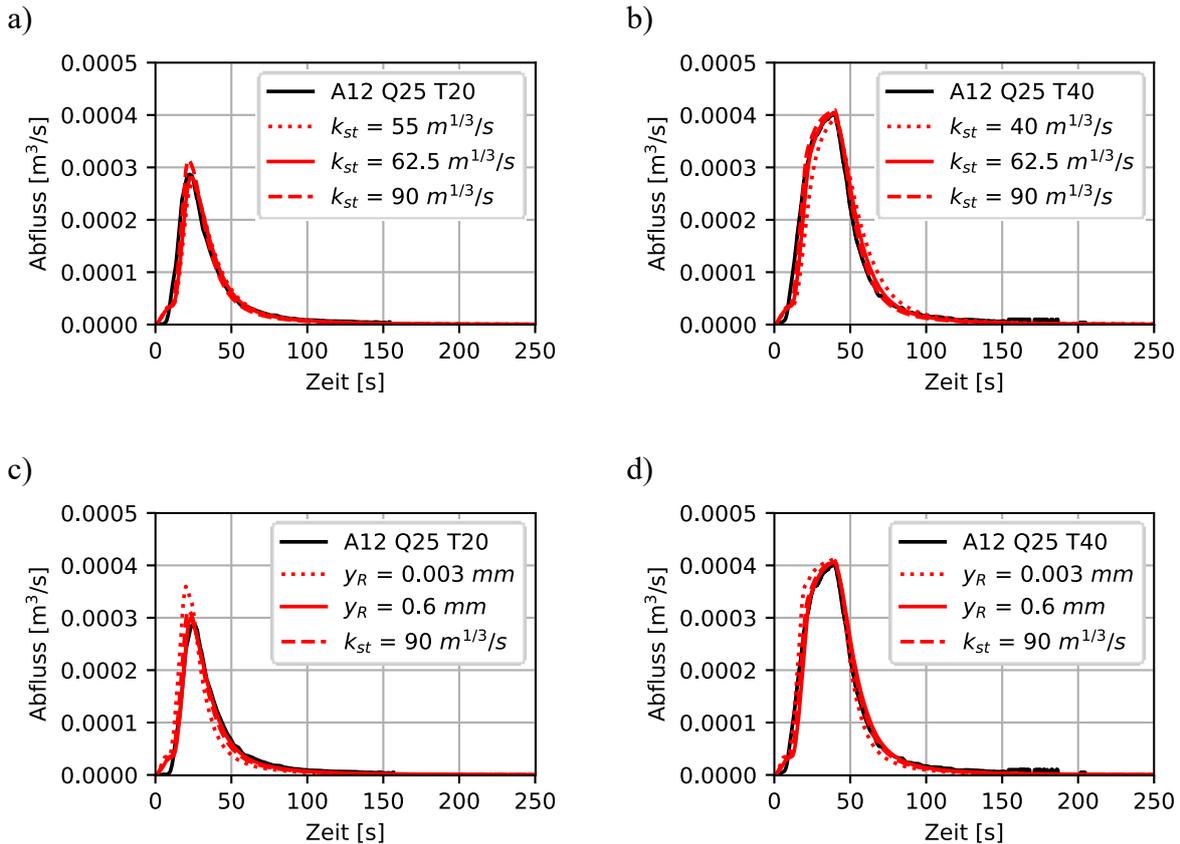


Abbildung 5: Sensitivität des Abflusshydrographen in Abhängigkeit des Rauigkeitsbeiwerts der Ansätze nach Strickler (k_{st}) (a und b) und Bezzola (y_R) (c und d).

Praxisrelevanz und Ausblick

Im Labor wurden noch weitere Gebäudeanordnungen und Niederschlagshydrographen untersucht, wobei jedoch durch eine zusätzliche Untersuchung im numerischen Modell keine neuen Erkenntnisse erwartet werden. Für die Repräsentation der Gebäude gibt es neben dem verwendeten Building Hole Ansatz auch den Ansatz Building Block oder Stubby Building ([7] und [9]). Unterschiedliche Ansätze für die Integration der Gebäude kann einen Einfluss auf den Abflusshydrographen haben, weshalb ein systematischer Vergleich sinn- und wertvoll erscheint. Der Building Hole Ansatz zeigt in den Studien [7] und [9] und der vorliegenden Untersuchung sehr gute Resultate. Aufgrund des geringen Datenaufwands und der geringeren Simulationszeiten scheint dieser Ansatz für die Praxis sehr geeignet.

Für eine weiterführende und detailliertere Validierung von BASEMENT für die Anwendung von Oberflächenabfluss wäre ein reales Anwendungsbeispiel inkl. Messung der Abflusstiefen und Geschwindigkeiten an unterschiedlichen Orten und zu unterschiedlichen Zeitpunkten wünschenswert. Es ist deshalb wichtig, aus vergangenen Ereignissen mit Oberflächenabfluss zu lernen und weitere Daten von natürlichen Ereignissen zu sammeln.

Die heutzutage in Ingenieurbüros standardmäßig eingesetzte hydro-numerischen 2D Modelle wie etwa BASEMENT können für die Berechnung von Oberflächenabfluss eingesetzt werden. Bei der Modell- und Softwarewahl ist es wichtig, einen geeigneten Modellansatz zu wählen, da je nach Untersuchungsgebiet unterschiedliche Abflussprozesse und damit unterschiedliche Fragestellungen relevant sind. Häufig hat auch das Kanalnetz einen Einfluss auf den Oberflächenabfluss, wobei der Austausch passiv durch zusätzliche Quellen oder Senken oder aktive durch die Kopplung mit einem Kanalnetzmodell erfolgen kann. Eine Übersicht über verschiedene Modellansätze (GIS-basierte Methoden, zelluläre Automaten, 1D hydrodynamische

Kanalnetzmodelle, 2D hydrodynamische Oberflächenabflussmodelle wie BASEMENT und 1D-2D gekoppelte Überflutungsmodelle) mit deren Stärken und Schwächen und Anwendungsfeldern bietet beispielsweise [8].

Zusammenfassung

Das hydro-numerische 2D Modell von BASEMENT kann den Abflusshydrograph am unteren Ende des künstlichen Talkessels mit guter Genauigkeit abbilden. Die Sensitivitätsanalyse zeigt, dass der Abflusshydrograph nur wenig variiert bei unterschiedlicher Rauigkeit (k_{st} , y_R), minimaler Abflusstiefe (h_{min}) und Gitterauflösung (A_{max}) und damit ein robustes Modell aufgebaut werden konnte. Mit dem Building Hole Ansatz konnten die Gebäude sehr einfach in das Berechnungsgitter eingebunden werden. Bei der Modell- und Softwarewahl ist es jedoch je nach Fragestellung und Untersuchungsgebiet wichtig, einen geeigneten Modellansatz zu wählen, welcher die relevanten Abflussprozesse bestmöglich abzubilden vermag.

Danksagung

Wir bedanken uns bei der Nagra für die finanzielle Unterstützung für dieses Projekt.

Quellenverzeichnis

- [1] Bernet D. B., Sturny R.A., Berger C., Kipfer A., Prasuhn V., Staub B., Stoll S., Thomi L. (2018). Werkzeuge zum Thema Oberflächenabfluss als Naturgefahr – eine Entscheidungshilfe. Beiträge zur Hydrologie der Schweiz, Nr. 42, Bern.
- [2] Bezzola, G. R. (2021). Vorlesungsmanuskript Flussbau Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
- [3] Bezzola, G. R. (2002). Fliesswiderstand und Sohlenstabilität natürlicher Gerinne unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses der relativen Überdeckung, VAW-Mitteilung 173, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), (H.-E. Minor, Hrsg.), ETH Zürich, Schweiz.
- [4] Bollrich G. (2019). Technische Hydromechanik 1 Grundlagen, Beuth Verlag Berlin. ISBN 978-3-410-29169-5.
- [5] Cea L., Garrido M., Puertas J. (2010a). Experimental validation of two-dimensional depth-averaged models for forecasting rainfall-runoff from precipitation data in urban areas. Journal of Hydrology, 382, 88-102.
- [6] Cea L., Garrido M., Puertas J., Jácome A., Del Río H., Suárez J. (2010b). Overland flow computations in urban and industrial catchments from direct precipitation data using a two-dimensional shallow water model. Water Science and Technology, 62(9), 1998-2008.
- [7] Iliadis C., Glenis V., Kilsby C. (2024). Representing buildings and urban features in hydrodynamic flood models. Journal of Flood Risk Management, 17(1), e12950. <https://doi.org/10.1111/jfr3.12950>.
- [8] Maier R., Reinstaller S., Muschalla D. (2021). Begriffe und Modelle der Überflutungsanalyse. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 73, 76–84. <https://doi.org/10.1007/s00506-021-00748-2>.
- [9] Schuber, J., Sanders B., Smith M., Wright N. (2008). Unstructured mesh generation and landcover-based resistance for hydrodynamic modeling of urban flooding. Advances in Water Resources. 31. 1603-1621. 10.1016/j.advwatres.2008.07.012.
- [10] Vanzo D., Peter S., Vonwiller L., Bürgler M., Weberndorfer M., Siviglia A., Conde D. Vetsch D. (2021). Basement v3: A modular freeware for river process modelling over multiple computational backends, Environmental Modelling & Software (143). <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2021.105102>.

- [11] Vetsch D., Bürgler M., Gerke E., Kammerer S., Vanzo D., Boes R. (2020). BASEMENT – Softwareumgebung zur numerischen Modellierung der Hydro- und Morphodynamik in Fließgewässern. *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft* 72, 281–290. <https://doi.org/10.1007/s00506-020-00677-6>.
- [12] Vetsch D., Siviglia A., Bacigaluppi P., Brown, A., Bürgler M., Caponi F., Conde D., Gerke E., Halso M., Kammerer S., Koch A., Peter S., Vanzo D., Vonwiller L., Weberndorfer M. (2024). System Manuals of BASEMENT, Version 4.1.0. Laboratory of Hydraulics, Glaciology and Hydrology (VAW). ETH Zürich. <https://www.basement.ethz.ch>. 21.06.2024.

Das Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzept als Pilotprojekt im LIFE IP IRIS

H. P. Paar¹ und M. Wenk²

¹ Amt der Steiermärkischen Landesregierung, A14 Wasserwirtschaft, Ressourcen und Nachhaltigkeit, Referat Schutzwasserwirtschaft, Wartingergasse 43, A- 8010 Graz, AUSTRIA

² Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft, Abteilung 1/6 Hochwasserrisikomanagement, Stubenring 1, A- 1010 Wien, AUSTRIA

E-Mail: heinz.paar@stmk.gv.at; martin.wenk@bml.gv.at

Kurzfassung

Aktuell erreichen nur ungefähr 40% der europäischen Oberflächengewässer einen guten oder sehr guten ökologischen Zustand. Für Überflutungsflächen geht die European Environment Agency sogar davon aus, dass rund 70 bis 90% dieser Flächen degradiert und durch menschliche Aktivitäten verändert wurden (EEA, 2020). Eine der wirksamsten Maßnahmen und wichtige Grundlage, diesen Herausforderungen zu begegnen, sind integrative Planungsinstrumente auf der Ebene von Einzugsgebieten. Entsprechende Ansätze ermöglichen ein zielgerichtetes Management, das wasserwirtschaftliche Fragestellungen im Kontext eines Ökosystemansatzes und unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Umweltziele, der Gesellschaft und auch von wirtschaftlichen Tätigkeiten zusammenführt. Mit den Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzepten (GE-RM) soll ein entsprechender Ansatz in der Planungspraxis der österreichischen Wasserwirtschaft etabliert werden. Der Artikel geht im ersten Abschnitt auf den Stellenwert von einzugsgebietsbezogenen Betrachtungsweisen ein, erläutert in diesem Kontext die Herangehensweise im GE-RM und stellt abschließend Erkenntnisse aus den abgeschlossenen Planungen an den Pilotgewässern im LIFE IP IRIS Projekt vor. Die Erfahrungen zeigen, dass durch das Instrument eine Zusammenführung von Maßnahmen des Hochwasserrisikomanagements und der Gewässerökologie sowie eine breite Abstimmung von Interessen ermöglicht wird.

Einleitung

Einzugsgebietsbezogene Betrachtungsweisen und Planungsinstrumente gewinnen in der Wasserwirtschaft zunehmend an Bedeutung, da bei vielen Herausforderungen im Kontext von Gewässern das Gewässerumland eine entscheidende Rolle einnimmt und diese daher nur auf dieser Ebene gelöst werden können. Fragen der landwirtschaftlichen Praxis hinsichtlich Bodenmanagement, die gezielte Anlage und Pflege von Uferrandstreifen, die Wiederherstellung von vernetzten terrestrischen und aquatischen Habitaten sowie die Reduktion von Hochwasserrisiken durch vorausschauendes Flächenmanagement sind nur einige Beispiele aus der Praxis für entsprechende Problemstellungen (Collins et al. 2020). Ganz grundlegend kann der Einfluss des Einzugsgebietes auf ein Gewässer schon alleine aus dessen Definition abgeleitet werden. Nach Loat und Meier (2003) kann ein Einzugsgebiet als „abgegrenztes Gebiet, aus dem sämtliches Wasser einem bestimmten Ort zufließt“ definiert werden. Finden an einem Ort Änderungen statt, die beispielweise den Abfluss oder die Versickerung beeinflussen, haben diese Veränderungen unweigerlichen Einfluss auf das Gewässer. Insbesondere durch Summationseffekte können so signifikante Veränderungen entstehen. Zusätzlich hat die Konnektivität im Einzugsgebiet maßgeblichen Einfluss auf

Hydrologie und Ökologie. Als Konnektivität bezeichnet man den Grad, mit welchem die unterschiedlichen Komponenten eines Einzugsgebietes in Form von Transportmechanismen verbunden sind und miteinander interagieren. Die Existenz natürlicher Flussbett- und Uferstrukturen in einem Flussnetzwerk sind ein guter geomorphologischer Indikator für longitudinale Konnektivität. Laterale Konnektivität gewährleistet vor allem das Wechselspiel zwischen Gewässer und der Überflutungsfläche, dem Uferbereich und den Auen durch wiederkehrende Überflutungen und die Ablagerung und den Abtransport von Material während Hochwasserabfluss.

Wie entscheidend eine Betrachtung dieser Wechselwirkungen innerhalb von Einzugsgebieten ist, lässt sich anhand von Feuchtgebieten aufzeigen, die außerhalb der Überflutungsflächen liegen. Sie leisten durch die Grundwasseranreicherung einen Beitrag zum Basisabfluss der Gewässer, retendieren und transformieren Nährstoffe, Sediment und Pestizide, halten Wasser bei Niederschlag in der Landschaft, geben es in Folge kontrolliert wieder ab und können so dämpfend auf die Hochwasserwelle wirken, bieten aber auch Rückzugsorte bzw. zwischenzeitliche Ersatzlebensräume.

Durch die starke Nutzung unserer Flussräume – in Form von Siedlungen, Industrie und Produktion, Energiewirtschaft und zu landwirtschaftlichen Zwecken – und die damit verbundenen Eingriffe in das Gewässerumland sowie das Gewässer selbst kommt es vielfach zu einer Reduktion der Konnektivität und teilweise auch zu gänzlichen Unterbrechungen, wobei unterschiedliche Nutzungen und Maßnahmen unterschiedliche Auswirkungen haben. Beispielsweise wird durch Regulierungsmaßnahmen die Konnektivität zwischen Gewässer und Überschwemmungsgebieten eingeschränkt und wichtige Ökosystemleistungen im Zusammenhang mit Hochwasserschutz und Flussökosystemen werden wesentlich eingeschränkt. Dies kann maßgebliche, nachteilige Folgen im Falle eines Hochwasserereignisses haben und verringert letztlich auch die Fähigkeit eines Lebensraumes, einen guten ökologischen Erhaltungszustand zu erreichen. Der Erhalt beziehungsweise bei stark anthropogen beeinflussten Flusslandschaften die Wiederherstellung eines natürlichen beziehungsweise naturnahen Maßes an Konnektivität ist der Schlüssel zum Schutz und der Gewährleistung von verschiedensten Ökosystemdienstleistungen, die aquatische Ökosysteme liefern können.

Da eine lokale Betrachtung und Maßnahmenplanung teilweise nur zu einer Problemverlagerung führt, ist es entscheidend, im Kontext des Hochwasserrisikomanagements und der Gewässerökologie einzugsgebietsbezogene Betrachtungsweisen in der wasserwirtschaftlichen Praxis zu stärken.

Das Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzept

Das Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzept (GE-RM) als übergeordnetes, integratives und einzugsgebietsbezogenes Planungsinstrument wird aktuell in Österreich vor diesem Hintergrund angewandt und weiterentwickelt. Der zugehörige Leitfaden definiert das Planungsinstrument wie folgt: „Ein Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzept ist eine zeitlich, sachlich und räumlich übergeordnete einzugsgebietsbezogene Fachplanung, mit deren Hilfe die unterschiedlichen, sektoralen Planungen und Aktivitäten im Flussraum, insbesondere die Maßnahmen des Hochwasserrisikomanagements mit den fachlich notwendigen und möglichen gewässerökologischen Maßnahmen für die Zielerreichung nach Wasserrahmenrichtlinie abgestimmt und vernetzt werden.“ (vgl. BML, 2024). Das Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzept dient – auf Grundlage zusammengeführter bereits vorhandener Daten und ergänzenden Bestandsaufnahmen zu Gewässersituation, Hochwassergefahr und -risiko sowie gewässerökologischen Vorgaben und Erfordernissen – der Festlegung von mittel- bis langfristigen Entwicklungszielen, Maßnahmenswerpunkten und Handlungsoptionen für das Hochwasserrisikomanagement, die

künftige Gewässerentwicklung und den Feststoffhaushalt.

So können die Ziele, Prioritäten und Maßnahmen des Nationalen Gewässerentwicklungsplans (NGP) mit dem Hochwasserrisikomanagementplan (RMP) abgestimmt werden. Entscheidend ist darüber hinaus die Abstimmung mit anderen Planungen zum Naturgefahrenmanagement, unterschiedlichen sektoralen Planungen wie Raumordnung, Baurecht, Katastrophenschutz, Naturschutz oder Infrastruktur sowie den vielfältigen Interessen von anderen Nutzerinnen und Nutzern im Flussraum wie den Gemeinden und der Bevölkerung.

Hinsichtlich des Prozesses gliedert sich der überarbeitete GE-RM-Prozess in drei Bearbeitungsschritte: (1) Vorüberlegungen, (2) Datenerhebung und -analyse, (3) Maßnahmenkonzept und Flussraumkorridor.

Die Vorüberlegungen dienen im Sinne der Planungsökonomie dazu, das „Projektdesign“ des jeweiligen GE-RM inhaltlich-fachlich, zeitlich und organisatorisch festzulegen. Dazu sind die nachfolgend angeführten Fragestellungen abzuklären, um die Aufgabenstellung und Bearbeitungsschwerpunkte zu definieren:

- Welche Problemstellungen und welcher Handlungsbedarf sind aus Sicht des Hochwasserrisikomanagements im Einzugsgebiet bekannt und vordringlich?
- Welche Handlungsschwerpunkte lassen sich basierend auf dem Nationalen Gewässerbewirtschaftungsplan ableiten?
- Welche spezifischen Problemstellungen sind bekannt und sollen im GE-RM bearbeitet werden (z.B. Feststoffhaushalt, Auswirkungen des Klimawandels, Klarstellung von Instandhaltungsverpflichtung etc.)? Ergeben sich daraus besondere Schwerpunkte (auch hinsichtlich ergänzender Erhebungen und Analysen) und wenn ja, welche?

Die Beantwortung dieser Fragen ist Grundlage für das Prozessdesign und Grundlage für die Bearbeitung der restlichen Bausteine der Vorüberlegungen (Abgrenzung des Planungsgebietes, Datengrundlagen und -erfordernisse, Projektorganisation, Zeitplan, Kosten sowie Ausschreibung und Vergabe). Diese Herangehensweise ermöglicht eine flexible Anwendung des Instrumentes und je nach Gewässertypus und der vorherrschenden Problemstellung können individuelle Arbeits- bzw. Erhebungsschwerpunkte gesetzt werden. Ebenfalls Bestandteil der Vorstudie ist die Erstellung eines Konzeptes für Informationsarbeit und Öffentlichkeitsbeteiligung. Hilfestellung dazu bietet auch der eigens erstellte Leitfaden „Öffentlichkeitsbeteiligung im Rahmen der Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzepte“ (Arbter et al. 2021).

Im Rahmen der Datenerhebung und -analyse werden nach dem Fahrplan der Vorstudie Erhebungen durchgeführt und die Bestandsdaten aufbereitet und analysiert. So werden detaillierte Aussagen über den Ist-Bestand getroffen, die bereits bestehende Daten ergänzen und die Grundlage für die folgenden Arbeitsschritte bieten. Basierend auf dem erhobenen Ist-Zustand und der angestrebten Zielzustände können sowohl für das Hochwasserrisikomanagement und die Gewässerentwicklung in weiterer Folge bestehende Defizite und abgeleitet werden. Einen weiteren Baustein dieser Phase bildet die Definition des hydromorphologischen Referenzzustandes, der den ursprünglichen Flusstypus und die bestehenden Rahmenbedingungen zusammenführt.

Basierend auf diesen Festlegungen wird ein Maßnahmenkonzept erstellt, das einen Überblick über die zukünftig anzustrebenden Einzelmaßnahmen bzw. Maßnahmenbündel im gesamten Planungsgebiet gibt, um die identifizierten Defizite zu beseitigen. Bei der Maßnahmenplanung wird auf einen Maßnahmenkatalog zurückgegriffen, um österreichweit einheitliche Planungsergebnisse zur gewährleisten. Im Maßnahmenprogramm ist die Nutzung von Synergien zwischen Maßnahmen des Hochwasserrisikomanagements und der Gewässerökologie besonders zu berücksichtigen. Entscheidender Teil des

Maßnahmenkonzeptes ist die Ausweisung eines Flussraumkorridors, der den Raumbedarf des Gewässers deutlich macht und der in weiterer Folge möglichst von hochwertigen Nutzungen freigehalten und als Entwicklungsraum wieder dem Gewässer zur Verfügung gestellt werden sollte.

Das Projekt LIFE IP IRIS

Die Anwendung von neuen Planungsansätzen und -instrumenten kann in vielen Fällen zu Herausforderungen führen, da insbesondere bisherige Erfahrungen im spezifischen Kontext von Verantwortlichkeiten und Rahmenbedingungen fehlen. Das Projekt LIFE IP IRIS – Integrated River Solutions in Austria setzt genau hier an und bringt das Instrument GE-RM an sieben Pilotgewässern zur Anwendung. Dabei rückt eine Gewässerstrecke von 595 Kilometern sowie das zugehörige Gewässerumland in den Planungsfokus (Gewässer und betrachtete Flussabschnitte siehe Abb. 1 und Tab. 1). Das Projekt hat ein Gesamtbudget von 16,5 Mio. € (9,9 Mio. € EU-Förderung aus dem LIFE-Programm), wird von neun Projektpartnern (Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus, Land Niederösterreich, Land Oberösterreich, Land Salzburg, Land Steiermark, Land Tirol, Land Burgenland, viadonau – Österreichische Wasserstraßen GmbH sowie Umweltbundesamt) umgesetzt und hat eine Gesamtlaufzeit von neun Jahren (2019-2027).

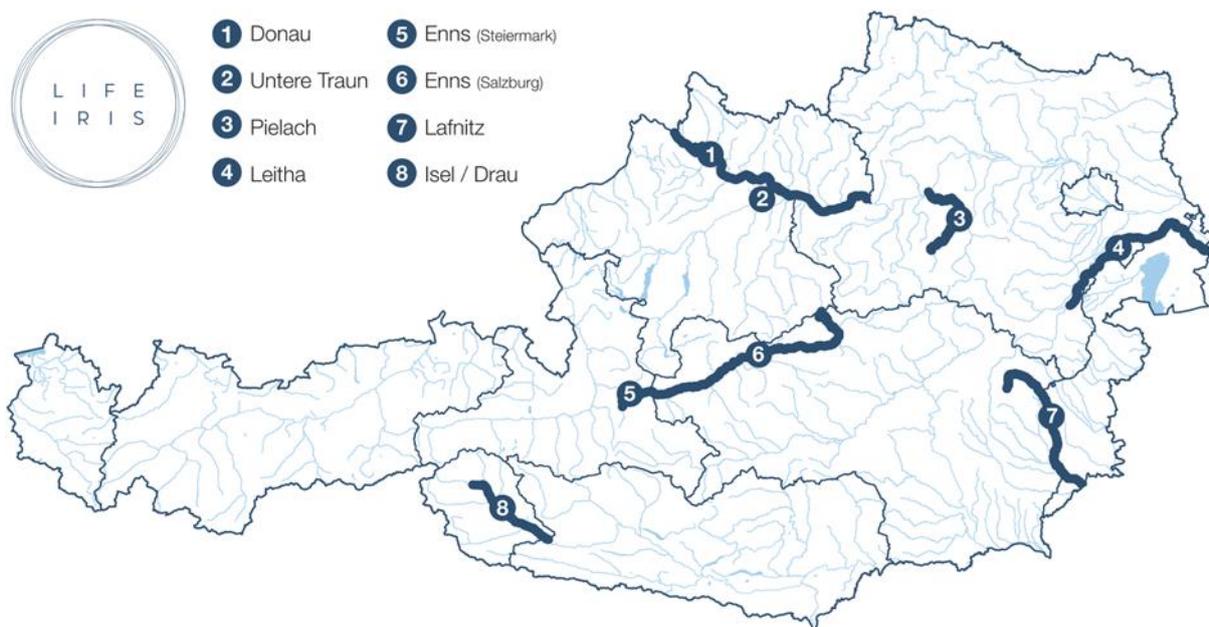


Abbildung 1: LIFE IRIS-Pilotgewässer

Tabelle 1: Pilotgewässer und deren Bearbeitungsschwerpunkte von LIFE IRIS

Pilotregion	Partner	Bundesland	Länge	Schwerpunkte
Donau	viadonau, BWV OÖ	Oberösterreich	122,0 km	Im Spannungsfeld von Hochwasserrisikomanagement, Wasserkraftnutzung, Schifffahrt und Naturschutz entsteht ein gemeinsamer Aktionsplan für die Donau in Oberösterreich.
Untere Traun	BWV OÖ	Oberösterreich	8,5 km	Regulierung, Sohlintiefung und Kraftwerksnutzung schränken das ökologische Potenzial des Flusses ein. Gemeinsam mit Interessensgruppen werden Maßnahmen zur Sohlstabilisierung entwickelt.
Enns Salzburg	BWV-Sbg	Salzburg	22,0 km 1,3 km	Der Fokus liegt auf der Verbesserung des gewässerökologischen Zustandes. Die Planungen und Aktivitäten werden fachübergreifend abgestimmt und vernetzt.
Enns Steiermark	BWV- Stmk	Steiermark	128,4 km	Maßnahmen des Hochwasserrisikomanagements werden mit den Anliegen von Gewässerökologie und Natura-2000 abgestimmt.
Leitha	BWV-NÖ	Niederösterreich und Burgenland	101,1 km	Mittels bundesländerübergreifendem Maßnahmenplan für Gewässer- und Hochwasserrisikomanagement soll der gute Zustand an der Leitha erreicht werden.
Pielach	BWV-NÖ	Niederösterreich	46,0 km	Das Gewässer ist geprägt von monoton regulierten Abschnitten und Sohlschwellen. Maßnahmen mit Mehrwert für Hochwasserrisikomanagement und Natur sind gefragt.
Lafnitz	BWV- Stmk	Steiermark und Burgenland	112,3 km	Die Bundeswasserbauverwaltungen Steiermark und Burgenland arbeiten gemeinsam an einem länderübergreifend abgestimmten integrativen Maßnahmenkonzept.
Drau Isel	BWV-T	Tirol	14,3 + 38,5 km	Das GE-RM untersucht, wie Hochwasserrisikomanagement, die Instandhaltung von Schutzbauten und ein nachhaltiges Geschiebemanagement in einem Natura-2000-Gebiet funktionieren können.

Die erste Projektphase (2019-2021) beschäftigte sich mit der Erstellung der Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzepten für die Pilotgewässer. In der zweiten und dritten Phase werden integrative, flussbauliche Projekte, die sowohl schutzwasserwirtschaftliche als auch gewässerökologische Verbesserungen zum Ziel haben, aus den GE-RMs umgesetzt. Die abschließende Projektphase widmet sich der Aufarbeitung der Erfahrungen aus dem Projekt.

Ziel des Projektes ist neben der strategischen Planung für eine koordinierte Umsetzung von Nationalem Gewässerbewirtschaftungsplan und Hochwasserrisikomanagementplan sowie der Erarbeitung von akkordierten Maßnahmenkonzepten für die IRIS-Pilotgebiete auch die Planung und Umsetzung konkreter integrativer flussbaulicher Projekte und ein umfassendes Monitoring der Maßnahmenwirkungen. Im Rahmen des IRIS-Projektes wurde ein Monitoringkonzept erarbeitet, welches neben der Betrachtung der ökologischen und schutzwasserwirtschaftlichen Verbesserungen auch andere Maßnahmenwirkungen wie Ökosystemleistungen, Auswirkungen auf die terrestrische Ökologie oder auch den direkten Nutzen, den die Bevölkerung aus Gewässerrenaturierungen ziehen kann (soziokulturelle Ökosystemleistungen), bewertet.

Ein weiterer Fokus des IRIS-Projektes liegt im Capacity Building. Das Planungsinstrument GE-RM soll künftig in ganz Österreich zur Anwendung kommen. Im Rahmen des IRIS-Projektes werden die dafür notwendigen Kapazitäten auf Bundes- und Landesebene entwickelt. In regelmäßigen Vernetzungstreffen erfolgt ein Austausch über unterschiedliche fachliche und organisatorische Aspekte der GE-RM Planung zwischen den beteiligten Verwaltungsorganisationen, Sektoren und auch technischen Büros, die in die operative Abwicklung von GE-RMs involviert sind. Durch diesen laufenden, offenen Erfahrungsaustausch können Stärken und Schwächen des Planungsinstruments in der jetzigen Form identifiziert und Lösungsvorschläge erarbeitet werden.

In der Öffentlichkeit soll das IRIS-Projekt Bewusstsein dafür schaffen, dass Hochwasserschutz und Gewässerökologie kein Widerspruch sein müssen. Die Einbindung von Bevölkerung und Interessensgruppen in den Planungsprozess soll die Akzeptanz der Planungsergebnisse erhöhen und mögliche Konflikte bei der Maßnahmensetzung schon im Vorfeld abbauen.

Integrative Planung und integrative Maßnahmen

Mit den GE-RMs sollen vorausschauende Konzepte erstellt werden, die den „Fahrplan“ für einen Flussraum zur Erreichung von Zielsetzungen der Gewässerentwicklung und des Hochwasserrisikomanagements liefern. Aus Perspektive des Hochwasserrisikomanagements ist es im Lichte des Klimawandels nicht ausreichend, sich dabei auf rein technische Maßnahmen zum Hochwasserschutz zu konzentrieren. Naturnahe Maßnahmen (hier sei auf unterschiedliche Begrifflichkeiten zu dem Thema verwiesen) wie Natural Flood Managements (NFM) oder Nature-based solutions (NBS), haben die Zielsetzung, den Abfluss zu reduzieren oder die Fähigkeit der Gewässer sowie ihrer Überflutungsflächen, Hochwasser zurückzuhalten, zu erhöhen. Mit entsprechenden Maßnahmen kann die Hochwasserspitze gekappt und/oder der Ankunftszeitpunkt der Hochwasserwelle stromab verzögert werden, um die Vorbereitungszeit zu erhöhen.

Direkten Effekt haben entsprechende Maßnahmen (insbesondere Aufforstungen der Überflutungsfläche) vor allem in kleineren Einzugsgebieten und bei entsprechender Lage zum Bereich, für welchen die Wirkungen erzielt werden sollen (Dixon et al. 2016). Diese Maßnahmen liefern somit eine wichtige Ergänzung für technische Lösungen und haben zudem das Potenzial, andere Ökosystemdienstleistungen zu stützen und Biodiversität zu fördern und können somit synergetische Wirkung zur Gewässerökologie haben (Iacob et al. 2014). Weitere Bedeutung kommt diesen Maßnahmen im Überlast- und Versagensfall zu, da sie zu einer Reduktion des Restrisikos beitragen können. Insbesondere aktuelle Studien zeigen, dass der dämpfende Effekt von NFM-Maßnahmen vor allem mit steigender Ereignismagnitude zunimmt (Black et al. 2021). Dies entspricht auch einem der maßgeblichen Ziele des Hochwasserrisikomanagementplanes.

Diese Maßnahmen benötigen oftmals großräumigere Nutzungsänderungen in der Fläche. In vielen Fällen sind die zu Verfügung stehenden Instrumente zur Erreichung dieser Nutzungsänderungen noch nicht gänzlich ausgereift und liefern keine ausreichenden Anreize

für die Besitzerin/Bewirtschafterin beziehungsweise den Besitzer/Bewirtschafter, die Nutzung entsprechend anzupassen. Dies zeigen auch die Erfahrungen aus dem LIFE IRIS Projekt, wo Diskussionen um Flächenverfügbarkeiten und Bewirtschaftungsänderungen zum Rückhalt von Wasser oder Sediment in der Fläche viel Raum einnehmen. Dies deckt sich mit internationalen Erfahrungen, die als größte Herausforderungen im Natural Flood Management den Interessensausgleich mit der aktiven Landwirtschaft und komplexe Eigentümerstrukturen identifizieren, wobei den Maßnahmen sonst eine hohe Effektivität und eine Vielzahl von positiven Nebeneffekten zugemessen wird (Bark et al. 2021).

In diesem Kontext zeigt sich in der Maßnahmenplanung auch, dass im Rahmen der übergeordneten Planung die Festlegung beziehungsweise Darstellung von unterschiedlichen Varianten einen wichtigen Stellenwert einnimmt, um auf unterschiedliche und sich verändernde Rahmenbedingungen reagieren zu können.

Betrachtungsebenen in der GE-RM Planung

Insbesondere Differenzen hinsichtlich des räumlichen, zeitlichen und funktionalen Maßstabes zwischen sozialem und ökologischem System können große Herausforderungen darstellen.

Diese sind auch in der wasserwirtschaftlichen Praxis von Bedeutung und lassen sich auch anhand des bereits beschriebenen Konzeptes der Konnektivität verdeutlichen. Werden auf lokaler Ebene Eingriffe getätigt, haben sie zwar in der Regel positive lokale Effekte, diese sagt aber nichts über den Einfluss auf das generelle Defizit aus und selbst eine negative Beeinflussung andersorts ist nicht ausgeschlossen. Verschlechterungen für Unterlieger durch lineare Hochwasserschutzmaßnahmen oder das Ausschalten von Retentionsräumen sowie Abflussverschärfungen durch Versiegelung sind nur einige Beispiele aus dem Hochwasserrisikomanagement. Diese Wechselwirkungen bestehen auch im Bereich der Gewässerökologie.

Die Erfahrungen aus dem LIFE IRIS-Projekt zeigen jedoch auch, dass die Festlegung eines Betrachtungs-, Erhebungs- und Analysemaßstabes auch im Rahmen der Planung ein unbedingt notwendiger Arbeitsschritt ist, um einen effizienten Planungsprozess zu gewährleisten. Die bisherigen Erfahrungen zeigen, dass der Untersuchungsraum zwar sehr genau abgegrenzt – in der Regel mit dem (Teil-)Einzugsgebiet als Betrachtungsraum und der Überflutungsfläche des 300-jährlichen Hochwasserereignisses als Raum für Detailerhebungen – wurde, bei der Bestandserhebung jedoch große Unterschiede im angesetzten – insbesondere räumlichen – Maßstab auftreten. Eine klare Festlegung der Betrachtungsebene insbesondere des Erfassungs- und Bewertungsmaßstabes ist von entscheidender Bedeutung im Erstellungsprozess der GE-RMs.

Kommunikation und Öffentlichkeitsbeteiligung

Die transparente Kommunikation und die Beteiligung der Öffentlichkeit an Entscheidungsfindungen in der Verwaltung sind ein zentrales Element des modernen Verwaltungsverständnisses. Aus diesem Grund wurden entsprechende Prozesse auch im GE-RM verankert. Unterschiedliche internationale Fallbeispiele zur einzugsgebietsbezogenen Planung und Management haben gezeigt, dass ein wichtiger Erfolgsfaktor ein Zusammenspiel von top-down und bottom-up Elementen ist. Bottom-Up Initiativen können durch eine gute Öffentlichkeitsbeteiligung gestärkt und aktiviert werden. In weiterer Folge trägt Akzeptanz und Verantwortungsübernahme auf einer lokalen Ebene dazu bei, dass soziale und wirtschaftliche Zielsetzungen sowie wasserwirtschaftliche Zielsetzungen zusammengeführt werden.

Entscheidend auf übergeordneter Planungsebene erscheint ein offener und inklusiver Prozess. Nur so können langfristige Partnerschaften zwischen Sektoren und Interessensgruppen entstehen und in weiterer Folge langfristige Projektumsetzungen gefördert werden. Die

Kommunikation von nachhaltigen und naturnahen Lösungsansätzen, deren Wirkungsweise und deren Vorteile ist eine wichtige Aufgabe schon im Rahmen von übergeordneten Planungsschritten und kann die Akzeptanz in weiteren Planungen maßgeblich erhöhen sowie die Entwicklung einer gemeinsamen Vision und einem strategischen Ziel aller beteiligten Akteurinnen und Akteure fördern. Auch wenn im LIFE IRIS-Projekt Prozesse der Öffentlichkeitsbeteiligung teilweise durch die Corona-Pandemie erschwert wurden, zeigen die bisherigen Erfahrungen, wie Öffentlichkeitsbeteiligung auch die Identifikation mit dem Flussraum und den damit verbundenen Problemstellungen stärken kann. Es zeigt sich jedoch auch, dass mit diesen Prozessen ein maßgeblicher Verwaltungsaufwand verbunden ist, deren Nutzen sich in der Regel erst längerfristig zeigen wird.

Zusammenfassung und Ausblick

Die bisherigen Arbeiten im LIFE IRIS-Projekt lassen ein positives Resümee zu. Die Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzepte für die Pilotgewässer liegen bereits vor und zeigen wichtige Impulse für die synergetische Umsetzung von Maßnahmen der Gewässerökologie und des Hochwasserrisikomanagements. Die Planungen unterstützen mit weiteren Maßnahmen die Zielerreichung der Wasserrahmenrichtlinie sowie der Hochwasserrichtlinie.

Im Anschluss an die Erstellung der GE-RMs müssen jedoch vor allem auch Anreize und Rahmenbedingungen geschaffen werden, um die Umsetzung der erstellten Maßnahmenkonzepte bestmöglich voranzutreiben. Dabei können bisher folgende Punkte identifiziert werden, die in der Praxis erprobt werden beziehungsweise die in Zukunft noch weiter gestärkt werden müssen:

- Sicherung von Überflutungsflächen und Au-Bereichen vor Flächeninanspruchnahme
- Vorausschauende Bodenbeschaffung für großräumige Renaturierungen
- Stärkung von gemeindeübergreifenden Verantwortlichkeiten (Wasserverbände)
- Stärkung der Anwendung von landwirtschaftlichen Bewirtschaftungsformen zur Reduktion des Sedimenteintrages und zum Wasserrückhalt in der Fläche
- Schaffung von Anreizen für die Wiederherstellung und Sicherung von Feuchtgebietsflächen unter den Gesichtspunkten der Gewässerökologie und des Hochwasserrisikomanagements

In Hinblick auf die Umsetzung von Maßnahmen rückt zudem immer mehr auch die Fragestellung in den Fokus, welche Rahmenbedingungen als unveränderlich angesehen werden und welche Rahmenbedingungen veränderlich sind. Als Beispiele seien hier Hochwasserschutzdämme genannt, die zum Schutz von landwirtschaftlichen Flächen errichtet wurden, jedoch wichtige Retentionsräume ausschalten, den Abfluss im Hochwasserfall verschärfen und im angrenzenden Siedlungsbereich zu höheren Prozessintensitäten führen können. Auch führen solche Bauwerke zu morphologischen Belastungen in den Gewässern und zur Reduktion von wichtigen ökologischen Habitaten für die Gewässerflora und -fauna. Ganz generell steht die Frage im Vordergrund, wieviel und welcher Raum den Gewässern zurückgegeben werden kann, den die Flüsse für ihre natürlichen Prozesse benötigen. Insbesondere angesichts der Veränderungen in der Wasserwirtschaft, die sich aus dem Klimawandel ergeben, müssen entsprechende Rahmenbedingungen unter Einbindung aller betroffenen Interessensgruppen diskutiert und bewertet werden. So können GE-RMs nach der initialen Erarbeitung als zukunftsgerichtete Pläne im Sinne eines adaptiven Managements, insbesondere nach der Umsetzung von Maßnahmen oder einer Änderung der Rahmenbedingungen, angepasst, aktualisiert und weitergeführt werden.

Quellenverzeichnis

- [1] Arbter K, Michor K, Unterlercher M, Wenk M (2021) Öffentlichkeitsbeteiligung im Rahmen der Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzepte. Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus, Wien.
- [2] Bark R, Martin-Ortega J, Waylen K (2021) Stakeholders' views on natural flood management: Implications for the nature-based solutions paradigm shift? *Environmental Science & Policy* 115:91-98.
- [3] Black A, Peskett L, MacDonald A, Young A, Spray C, Ball T, Thomas H, Werritty A (2021) Natural flood management, lag time and catchment scale: Results from an empirical nested catchment study. *Journal of Flood Risk Management* 2021;14:e12717.
- [4] BML (2024) Leitfaden Gewässerentwicklungs- und Risikomanagementkonzepte (GERM) – Version 2024. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft, Wien.
- [5] Collins R, Johnson D, Crilly D, Rickard A, Neil L, Morse A, Walker M, Lear R, Deasy C, Paling N, Anderton S, Ryder C, Bide P, Holt A (2020) Collaborative water management across England – An overview of the Catchment Based Approach. *Environmental Science and Policy* 112:117-135.
- [6] Dixon S, Sear D, Odoni N, Sykes T, Lane S (2016) The effects of river restoration on catchment scale flood risk and flood hydrology. *Earth Surface Processes and Landforms* 41(7):1-27.
- [7] EEA, European Environment Agency (2020) The European environment – state and outlook 2020. Knowledge for transition to a sustainable Europe, European Environment Agency, Kopenhagen.
- [8] Iacob O, Rowan J, Brown I, Ellis C (2014) Evaluating wider benefits of natural flood management strategies: an ecosystem-based adaptation perspective. In: *Hydrology Research* 45(6):774-787.
- [9] Loat R, Meier E (2003) Wörterbuch Hochwasserschutz. Bundesamt für Wasser und Geologie BWG, Haupt Verlag, Bern, Stuttgart und Wien.
- [10] SEPA, Scottish Environment Protection Agency (2015): Natural Flood Management Handbook. Scottish Environment Protection Agency, Stirling.

Hydraulischer Entwurf des Kraftwerks Gratkorn

H. Benigni¹, J. Schiffer², G. Penninger³ und I. Giersemehl⁴

¹ Institut für Hydraulische Strömungsmaschinen, Technische Universität Graz
Kopernikusgasse 24, 8010 Graz, AUSTRIA

² Jaberg & Partner GmbH, Kerscheckstraße 41, 8076 Vasoldsberg, AUSTRIA

³ Verbund Hydro Power GmbH, Europaplatz 2, 1150 Wien, AUSTRIA

⁴ Kochendörfer Hydro, Berglerschleife 11, 92714 Pleystein, GERMANY

E-Mail: helmut.benigni@tugraz.at

Kurzfassung

Der Neubau eines Wasserkraftwerkes an der Mur erforderte eine Umkehrung der Planung im klassischen Sinn, um die notwendigen Kosteneinsparungen zu realisieren. Die stromaufwärts und -abwärts gelegenen Dammbalken und die gegebenen geometrischen Randbedingungen begrenzen die Gesamtgröße des Wasserkraftwerkes.

Der konventionelle Auslegungsprozess bedeutet nichts anderes, als dass die wichtigsten hydraulischen Eingangsdaten in ein Auslegungstool eingegeben werden, was dann zu einem Vorschlag für die Wirkungsgradkurve und die Turbinendimensionen auf der Basis eines bestehenden hydraulischen Designs führt. Es ist allenfalls eine kleine Variation der Drehzahl und des Durchmessers notwendig, und schließlich können die Abmessungen der hydraulischen Kontur festgelegt werden. Im Falle des Kraftwerks Gratkorn wurden die vorgegebenen Aus- und Einlaufbreiten zusammen mit der Eintiefung festgelegt. Die vorgeschriebene maximale Abflussmenge muss die Maschine kavitationsfrei durchlaufen können. Hierfür passte die Standardhydraulik nicht mehr, und es musste ein völlig neues hydraulisches Design entwickelt und modellgetestet werden, bevor dieses in der Großausführung eingesetzt werden konnte.

Die beiden Maschinen mit einem Laufraddurchmesser von $D = 4,0$ m haben eine Gesamtleistung von $P = 11$ MW mit einer jährlichen Erzeugung von rund 54 GWh und sind 2024 in Betrieb gegangen; Baubeginn war im Herbst 2021.

Einleitung

Seit 1895 ist die Mur in der Steiermark ein energetisch gut genutzter Fluss in Europa, mit bereits 30 bestehenden und mehreren geplanten Wasserkraftwerken in Österreich und Slowenien. Die Erzeugung aller in Betrieb befindlichen Anlagen beträgt mittlerweile mehr als 1700 GWh. Ein weiteres Niederdruckkraftwerk wird an einem bisher ungenutzten Abschnitt der mittleren Mur im Raum Graz errichtet, welches bereits eine intensive Planungsphase durchlaufen hat. Dazu wurde im Vorfeld ein wasserbaulicher Modellversuch [1] im Maßstab 1:40 durchgeführt, um die Auswirkungen während der Bauphase und des Betriebs zu verifizieren. Die ursprünglichen Ideen für diese Anlage sind bereits mehr als 100 Jahre alt [2].

Die Entscheidung zum Bau musste jedoch zu einem Zeitpunkt getroffen werden, als der Kostendruck extrem hoch war. Die Analyse der Kosten für ein ähnliches Projekt [3] zeigt in etwa folgende Kostenverteilung: 65 % Bau und Bauplanung, 18 % Maschinenbau (Turbinen und Stahlwasserbau), 8 % Elektrotechnik, und die restlichen 11 % entfallen hauptsächlich auf die Ablösung von Grundstücken und Umweltmaßnahmen. Um im Unternehmen die Genehmigung für die Projektrealisierung zu erhalten, mussten weitere Einsparungen vorgenommen werden, vor allem, um die Baukosten zu senken. Die höheren Baukosten sind insbesondere durch den notwendigen Tiefbau im Bereich der Turbine bedingt. Horizontale Rohrturbinen werden bei gleichen Randbedingungen an vielen anderen Standorten eingesetzt. Sie haben eine leicht geneigte Maschinenachse und verursachen daher maschinentechnisch

höhere Kosten als ein vertikaler Maschinensatz. Im Gegensatz zum ursprünglich geplanten Projekt mit Rohrturbinen wurde in der Folge die Lösung mit vertikalen Maschinensätzen kostenoptimiert umgesetzt. Die entsprechenden Hauptdaten sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: Kraftwerkshauptdaten, 2 vertikale 4-flügelige Kaplan turbinen

Hersteller (Turb./Geno): Kochendörfer / Koncar				Spez. Drehzahl	n_s	796.9	-
Maximale Durchflussmenge	Q_{MAX}	102.5	m^3/s	Spez. Drehzahl, Bestpunkt	$n_{q,OPT}$	219.9	U/min
Durchfluss im Bestpunkt	$Q_{BESTPUNKT}$	70	m^3/s	Anzahl der Laufschaufeln	$Z_{LAUFRAD}$	4	#
Lauf rad Durchmesser	$D_{REFERENZ}$	4.00	m	Anzahl der Leitschaufeln	$Z_{LEITRAD}$	24	#
Turbinendrehzahl	$n_{TURBINE}$	107	U/min	Kote Lauf rad	$h_{LAUFRAD}$	365	m.ü.A.
Design Fallhöhe	H_{NET,Q_MAX}	6.5	m	OW-Spiegel	HWL	371	m.ü.A.
Nabenverhältnis	v	0.365	-	UW-Spiegel	TWL	364.54	m.ü.A.
Leistung bei max. Durchfluss	P_{MAX,H_Design}	5.97	MW	Sigma bei max. Durchfluss	σ_{Q_MAX}	1.48	-

Das Kraftwerk Gratkorn wurde mit einem rechtsufrigen Krafthaus mit zwei Maschinensätzen und einer linksufrigen dreifeldrigen Wehranlage geplant. Der Gesamtdurchfluss der Anlage beträgt $Q_{Design} = 205 m^3/s$, das Hauptbauwerk (Wehrachse) befindet sich bei Mur-km 186,500. Im Normalbetrieb steuert der Oberwasserpegel die Turbinen, um den Wasserstand im Stauraum konstant zu halten. Ab dem Zeitpunkt, zu dem das maximale Schluckvermögen der Turbinen erreicht ist ($205 m^3/s$), wird das Überwasser wie folgt auf die einzelnen Wehrfelder verteilt: zuerst auf der Krafthausseite, dann in der Mitte und schließlich auf der Landseite. Zur Einhaltung des Pegels wird die Steuerung der Nivellieranlage am Wehr genutzt. Bei Zuflussmengen über $260 m^3/s$ im Hochwasserfall wird eine Wendepegel-Steuerung eingesetzt. Außerdem senkt diese Steuerung in Abstimmung mit den vor- und nachgelagerten Kraftwerken den wasserrechtlich genehmigten Rückstaupegel.

Das Hochwasser der Mur im Jahr 2023 führte zu einem maximalen Abfluss von $1450 m^3/s$ flussabwärts an der Grenze zu Slowenien.

Warum eine vertikale Kaplan turbine und nicht eine Rohrturbine

Baukosten

Die Analyse der Baukosten aktueller Projekte des Betreibers Verbund zeigte, dass bei vergleichbaren Standorten die Baukosten durch den Einsatz einer vertikalen Maschine anstelle einer Rohrturbine deutlich reduziert werden konnten. Ausschlaggebend dafür sind die Baukosten, insbesondere die Kosten für das Krafthaus und die Bauphasen. Die Baugrube kann bei der Vertikalmaschine stufenweise realisiert werden und erreicht nur im Bereich des L-Bogen-Saugrohres die gleiche Tiefe wie bei einer Rohrturbine (siehe Abbildung 1). Die genaue Kostenanalyse definierte als einen treibenden Kostenfaktor die Größe der Baugrube und das Volumen der Baugrube unterhalb des Wasserspiegels, der während der Bauphase nur mit relativ großen Pumpen einigermaßen trocken gehalten werden kann. Die Kosten für diese notwendigen Maßnahmen sind nicht mehr zu vernachlässigen. Zur Überwindung eines Höhenunterschieds von ca. 6 m sind 3 Pumpen mit einem Durchfluss von je ca. 500 l/s erforderlich. Außerdem müssten diese Pumpen ca. 2 Jahre im Dauerbetrieb laufen.

Erhöhung der Anzahl der Angebote

Seitens der Auftraggeber hat sich gezeigt, dass bei Ausschreibungen für Rohrturbinen neben den bekannten großen Turbinenherstellern meist nur wenige kleinere Hersteller teilnehmen. Bei Ausschreibungen für vertikale Maschinensätze ist hingegen in der Angebotsphase ein interessanter, preislich attraktiverer Wettbewerb möglich. Einer der Gründe dürfte die schräge Maschinenwelle und deren Lagerung sein, da das diesbezügliche Know-how langjährige Erfahrung voraussetzt.

Fischfreundlichkeit

Die Rohrturbine hat einen geringfügig kleineren Durchmesser und weist eine etwas höhere Drehzahl auf als die vertikalen Kaplansturbinen mit der gleichen Anzahl von Schaufeln für das betreffende Projekt. Die Rohrturbine wird tendenziell mit einer (leicht) höheren spezifischen Schnellläufigkeit ausgelegt. Dadurch steigt die Meridionalgeschwindigkeit im Laufrad und auch die Winkelgeschwindigkeit nimmt zu, was zu einem erhöhten Fischsterben führt. Durch die längere Anströmung bei Rohrturbinen in deutlich tieferen Gewässern haben sich die Fische meist schon an höhere Drücke in der Anströmung (die sogenannten Nadir-Drücke) gewöhnt, allerdings ist bei einem plötzlichen Druckabfall eine deutlich höhere Druckdifferenz bis zur physikalischen Grenze des Dampfdrucks zu verzeichnen. Rohrturbinen haben aufgrund ihrer spezifischen Schnellläufigkeit auch einen schlechteren Kavitationskoeffizienten, so dass eine weitere Eintiefung gegenüber dem Unterwasser erforderlich ist, was den obigen Effekt noch verstärkt. Dieser höhere Druckunterschied zwischen bodennahem Zuschwimmen im Zulauf und der Niederdruckzone am Laufradaustritt ist hinsichtlich der Fischfreundlichkeit als negativ zu bewerten. Bei der Rohrturbine ist der oberste Bereich des horizontalen Laufrades als kavitationskritischer zu beurteilen, da hier die niedrigsten Nadir-Drücke herrschen. Bei einer klassischen Kaplansturbine entfällt diese Segmentierung der Laufschaufelposition.

Die Dammbalken dimensionieren das Gesamtsystem

Als zusätzliches Einsparungspotential wurde die Nutzung vorhandener mobiler Unter- und Oberwasserdammbalken eines anderen Kraftwerksstandortes, der bei einer Revision verwendet werden kann, identifiziert, welche mittels Mobilkran eingehoben werden können. Die damit verbundene Kosteneinsparung für die beiden kompletten Wehrverschlüsse beträgt mindestens 0,5 – 1 % der geplanten Baukosten von 79 Mio. €. Dieser Betrag erwies sich als entscheidend für die Freigabe der Bauarbeiten am Kraftwerksstandort.

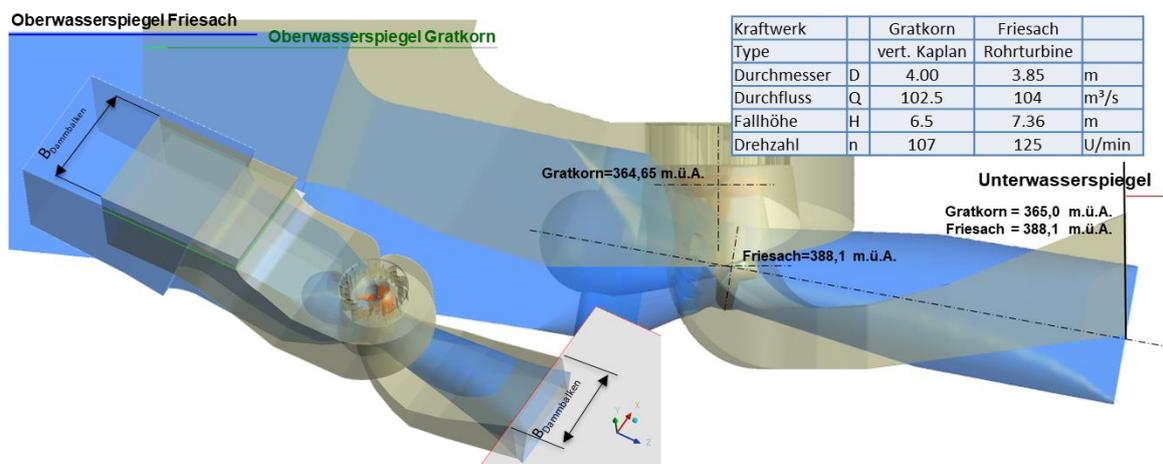


Abbildung 1: Vertikale Kaplansturbine KW Gratkorn versus Rohrturbine KW Friesach

CFD-Modell

Die nachstehend vorgestellten Ergebnisse wurden mit einem vollständigen 360°-CFD-Modell berechnet, welches alle Turbinenkomponenten umfasst – vom Eintritt in die Spirale bis zum Austritt ins Unterwasser. Für die CFD-Berechnung wurde die Anlage in Komponenten (= Domänen) aufgeteilt. Die Berechnung begann mit dem Spiralbereich in Strömungsrichtung, der auch die Stützschaufeln enthält. Das nachfolgende Leitschaufelgebiet wurde mit der Spirale verbunden. Der Leitschaufelbereich wurde mit Turbogrid® erzeugt sowie 24-mal in das Modell kopiert, und dann wurde jede Schaufelpassage mit der nächsten Schaufelpassage mittels einer 1:1-Schnittstelle verbunden. Das Netz für den Bereich des Läufers wurde ebenfalls mit Turbogrid® erzeugt und mittels einer 1:1-Gitterschnittstelle zwischen den 4 Läuferflügeln verbunden. Die Domäne des Saugrohrs wurde dann mit einer weiteren Domänenschnittstelle verbunden. Stromabwärts des Saugrohrs wurde ein weiteres Bauteil, der sogenannte Outblock, an das Saugrohr angeschlossen, welches das Unterwasser nachbildet. Die Funktion und die Geometrie dieses Bauteils entsprechen nicht exakt denen des Unterwassers. Es hilft jedoch zu vermeiden, dass direkt am Ende des Saugrohrs Randbedingungen gesetzt werden, welche die Saugrohrsimulation beeinflussen und die Strömungssituation im Saugrohr vorgeben würden. Für die stationären Berechnungen wurde ein im Softwarepaket verfügbarer Mischebenenansatz (Stage) für die Interfaces zwischen stationären und rotierenden Bereichen gewählt, d. h. zwischen der Leitschaufel und dem Läuferbereich sowie dem Laufrad und Saugrohrbereich.

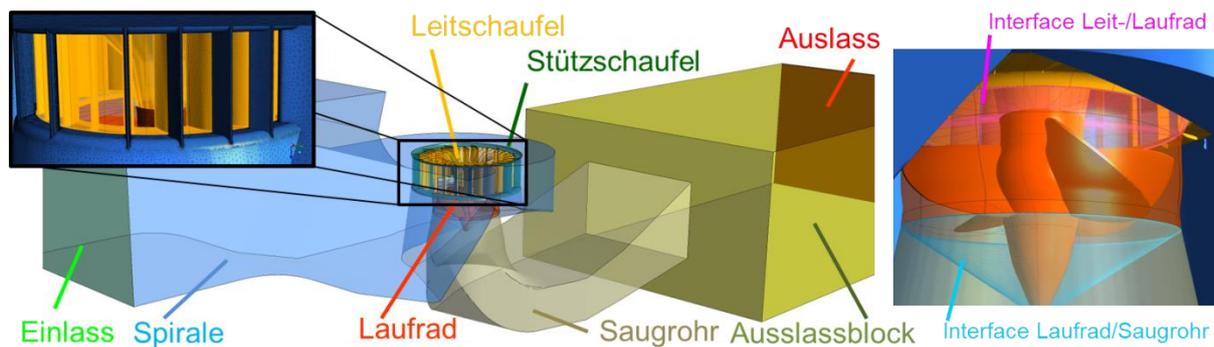


Abbildung 2: CFD-Modell

Abbildung 2 zeigt das vollständige Modell mit unterschiedlichen Farben für seine einzelnen Komponenten. Die einzeln generierten Netze wurden für verschiedene Leitschaufel- und Laufschaufelpositionen zu einer Gesamteinheit kombiniert. Für den Einlass und den Auslass wurden Druck-Randbedingungen festgelegt, woraus sich die Durchflussmenge ergab. Mit Hilfe des kommerziellen CFD-Codes Ansys CFX V17.1 [4] wurden die Navier-Stokes-Gleichungen gelöst. Diese Navier-Stokes-Gleichungen beschreiben die Fluidbewegung in allen drei Dimensionen und werden im Simulationsprogramm in einer Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Formulierung (RANS) verwendet.

Die flüssigkeitsberührten Wände wurden als „hydraulisch glatt“ behandelt. Zur Simulation der Grenzschichtströmung wurden die in CFX verfügbaren „Automatic/Hybrid Wall Functions“ verwendet. Die räumliche Diskretisierung wurde mit der „High Resolution“-Methode durchgeführt. Das von Menter [5] entwickelte, $k-\omega$ -basierte „Shear-Stress-Transport (SST)“-Modell wurde zur Turbulenzmodellierung für die stationäre Analyse verwendet.

Das Rayleigh-Plesset-Kavitationsmodell in der Formulierung von Zwart [6], welches das Wachstum einer Dampfblase in einer Flüssigkeit beschreibt, wurde zur Modellierung der kavitierenden Strömung zugeschaltet. Das sich daraus ergebende Modell wurde mit dem homogenen Mehrphasenmodell kombiniert, da häufig angenommen wird, dass das

Geschwindigkeitsfeld des Dampfes mit dem der Flüssigkeit ident ist [4]. Für die Simulation der kavitierenden Strömung müssen der Sättigungsdruck ($p_{\text{vapor}} = 0,0234$ bar bei $T = 20$ °C) und der mittlere Keimbildungsdurchmesser angegeben werden. Im letzteren Fall wurde der Standardwert von $2e-06$ m verwendet [7].

Für die Simulationen während der Entwicklung wurde ein Berechnungsnetz mit einer Gesamtgröße von etwa 19,3 Millionen Elementen (14,5 Millionen Knoten) verwendet. Für die endgültige CFD-Simulation ein feines Netz mit etwa 40,7 Millionen Elementen (32,7 Millionen Knoten) verwendet, das ausschließlich aus hexaedrischen Elementen besteht (siehe Tabelle 2).

Tabelle 2: Informationen zu den verwendeten Gittern (in Millionen)

Domain	Medium		Fine	
	Nodes	Elements	Nodes	Elements
Drafftube	2.62	2.58	7.93	7.86
Guidevane	4.71	4.43	11.72	11.16
Outblock	0.24	0.23	0.24	0.23
Runner	3.89	3.72	7.71	7.42
Spiral	3.09	8.34	5.17	14.06
Alle Domainen	14.55	19.30	32.77	40.72

Auswertung der numerischen Berechnungen der Turbine

Die Strömungsanalyse wurde in einem stationären einphasigen Ansatz durchgeführt, zunächst bei der Nennförderhöhe $H = 6,5$ m (für die endgültige hydraulische Version auch mit anderen Fallhöhen). Die Bewertung der Turbinenkennwerte wurde entsprechend den Definitionen laut IEC 60193 durchgeführt. Die Nettofallhöhe und der erwartete Wirkungsgrad der Turbine wurden gemäß Gl. 1 und Gl. 2 definiert. Der statische Druck p wurde als flächengemittelter Wert in der CFD am Ein- und Austritt ermittelt. Zur Bewertung des Gesamtdrucks p_{Total} an den Schnittstellen zwischen den einzelnen Turbinenkomponenten wurde eine Massenstrom-Mittelung des Totaldruckes vorgenommen. Darüber hinaus kann durch die Auswertung der Verluste in den einzelnen Komponenten $H_{\text{Verlust,Komponente}}$ (Gl. 3) der Turbine (Spirale, Leitschaufel, Laufrad und Saugrohr) eine Wirkungsgradaufteilung nach Gl. 4 definiert werden. Dies ermöglicht eine detaillierte quantitative Analyse der Strömungssituation in den Turbinenkomponenten. Zur Bewertung der Verlusthöhen wurden Totaldruckdifferenzen zwischen den jeweiligen Schnittstellen der Komponenten gebildet.

$$H_{\text{Netto}} = \frac{1}{\rho \cdot g} \cdot \left\{ \left[p_{\text{Stat,Eintritt}} + \frac{\left(\frac{Q}{A_{\text{Eintritt}}} \right)^2}{2 \cdot g} \right] - \left[p_{\text{Stat,Austritt}} + \frac{\left(\frac{Q}{A_{\text{Austritt}}} \right)^2}{2 \cdot g} \right] \right\} \quad (1)$$

$$\eta_{\text{Hydraulisch}} = \frac{\text{Wellenleistung}}{\text{Hydraulisches Darbot}} = \frac{(M_{t_{\text{Schaufeln}}} + M_{t_{\text{Nabe}}}) \cdot \frac{n \cdot \pi}{30}}{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{\text{Netto}}} \quad (2)$$

$$H_{\text{Verlust,Komponente}} = \frac{p_{\text{Total,Komponente,Eintritt}} - p_{\text{Total,Komponente,Austritt}}}{\rho \cdot g} \quad (3)$$

$$\eta_{Hydraulisch} = 1 - \frac{\sum \text{Verluste in mWS}}{\text{Nettofallhöhe}} \quad (4)$$

$$= 1 - \frac{H_{\text{Verlust,Spirale}} + H_{\text{Verlust,Leitschaufeln}} + H_{\text{Verlust,Laufgrad}} + H_{\text{Verlust,Saugrohr}}}{H_{\text{Netto}}}$$

Eine Möglichkeit, mit möglichst geringem numerischem Aufwand einen einigermaßen zuverlässigen Wert für den Kavitationsbeiwert Sigma zu erhalten, ist eine Methode, die auf Ideen der Aströ (Anstalt für Strömungsmaschinen, Graz) beruht. Bei dieser Methode wird nicht der niedrigste in der numerischen Simulation auftretende Druck auf einer Fläche zur Berechnung des Sigma-Wertes herangezogen, sondern es erfolgt eine statistische Auswertung. Der Ansatz beinhaltet, dass, ähnlich wie beim Prüfstand, eine bestimmte Größe der Kavitationszone notwendig ist, um Kavitation auszulösen, und der niedrigste auftretende Druck muss für eine bestimmte Zeit unter den Dampfdruck fallen. Mit dieser Post-Processing-Methode werden auch numerische Ausreißer eliminiert. Der gesuchte Wert ist die Druckunterschreitung in einem bestimmten Bereich. Die Vorgabe ist also die Größe des Bereichs als normalisierter Wert der gesamten Schaufelfläche (bei Kaplan-Turbinen in der Größenordnung von 1 %). Zu diesem Zweck werden der Druck und die Fläche, für ein Gebiet (also die Laufschaufel) ausgeschrieben und dann paarweise vom niedrigsten zum höchsten Druck sortiert. Schließlich wird die Fläche kumuliert, und man kann den entsprechenden niedrigsten Druck am bereits erwähnten Flächengrenzwert suchen, der dann in einen Sigma-Wert umgerechnet werden kann. Die Erfahrung zeigt, dass die Berücksichtigung des Druckwertes $p_{\text{Histo-0,01}}$ als Ersatz für den Dampfdruck $p_{\text{Dampfdruck}}$ in Gl. 5 zu einem σ -Wert führt, der gut mit dem Wert σ_o [11] übereinstimmt, der bei der experimentellen Untersuchung im Modellversuch ermittelt wurde.

$$\sigma_{IEC} = \frac{NPSH}{H} = \frac{\frac{p_2 - p_{\text{Dampfdruck}}}{\rho \cdot g} + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} - (z_{\text{Referenz}} - z_2)}{H} \quad (5)$$

Maßgeschneidertes Design

Spirale

Bei Verwendung der Standardspirale und der Idealmaße nach De Siervo [8][9] ergab sich eine Spiraleintrittshöhe von $H = 6,7$ m und eine Breite von $B = 12,7$ m. Aufgrund der Vorgaben des Auftraggebers konnten $H = 6,3$ m und eine Breite von $B = 10,6$ m realisiert werden, was der definierten Rechenbreite entspricht und einer Flächenverkleinerung von mehr als 21 % entspricht.

Im Vergleich zu einer „idealen“ Spirale führen die reduzierten Abmessungen zu erhöhten Strömungsverlusten und Drall (Umfangsgeschwindigkeitskomponente c_u multipliziert mit dem Radius) am Eintritt in die Leitschaufel, da diese ebenfalls auf einem größeren Radius liegt. Beides führt bei zunehmendem Durchfluss zu erhöhten Verlusten. Um die Strömungsverluste zu minimieren, musste ein Spiraldesign geschaffen werden, das die gegebenen Bauraummaße optimal ausnutzt. Aufgrund der vorgegebenen Rechenbreite wurde am Übergang zwischen Einlauf- und Spiralgeometrie eine im Grundriss sichtbare Verbreiterung vorgesehen. Obwohl diese Verbreiterung auf den ersten Blick ungewöhnlich erscheint, verbessert sie die Strömung am Eintritt der Leitschaufeln, ohne zusätzliche Verluste (z. B. Ablösungen) zu verursachen. Abbildung 3 zeigt eine Überlagerung der endgültigen Spiralgeometrie, der skalierten Standardspiralgeometrie und der ursprünglichen Bauplanung.

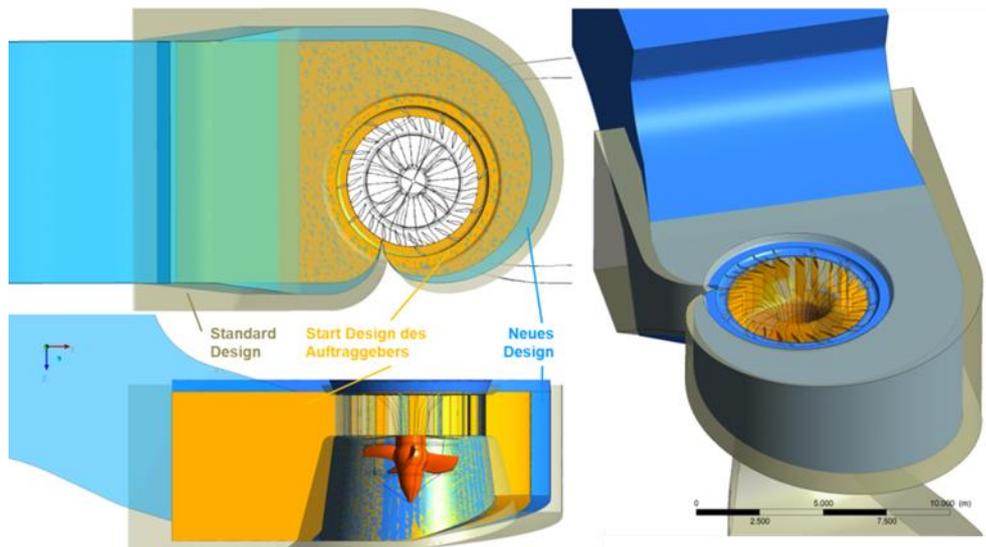


Abbildung 3: Spirale

Saugrohr

Auch die Saugrohrgeometrie für den Kraftwerksstandort Gratkorn unterscheidet sich erheblich von einer Saugrohrauslegung nach der Standardauslegung oder nach den Siervo-Auslegungsprinzipien [8][9]. Statt einer Austrittshöhe von $H = 5,0$ m und einer Austrittsbreite von $B = 11,5$ m werden am Saugrohraustritt $H = 5,3$ m und $B = 8,75$ m vorgegeben. Außerdem muss durch die relativ hohe Lage des Saugrohraustritts nach dem Krümmer eine relativ starke Strömungsumlenkung erfolgen. Und aufgrund der Asymmetrie des Auslaufquerschnitts war zudem eine leichte Drehung des Saugrohrkrümmers um die Drehachse des Läufers (z-Achse) erforderlich.

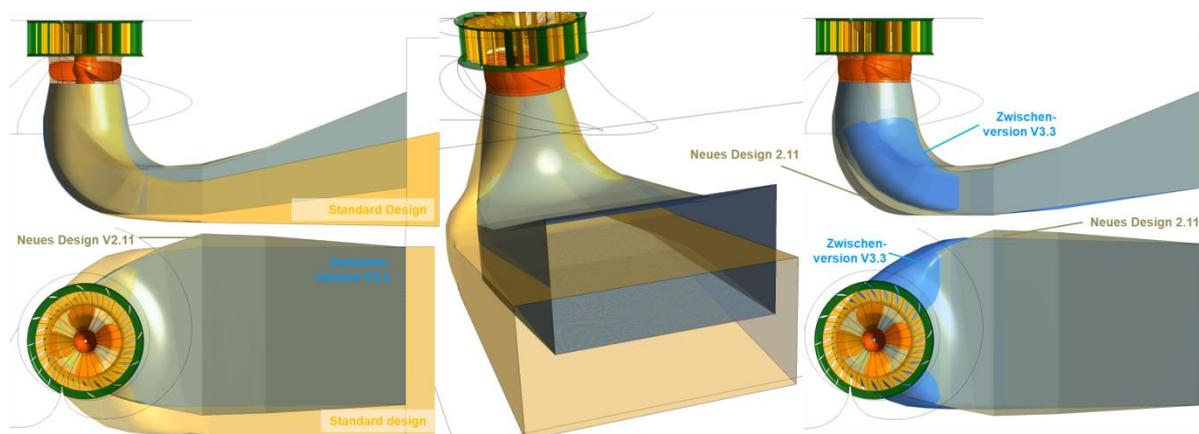


Abbildung 4: Saugrohr

Während mit dem ursprünglichen Entwurf des „Standarddesigns“ keine zufriedenstellenden Ergebnisse erzielt werden konnten, führte die Verwendung des maßstabsgetreu skalierten Saugrohrs aus dem Projekt HPP Gries [10] („Design 2“) auf Antrieb zu vielversprechenden Ergebnissen. In mehreren Schritten wurde dieser Entwurf anschließend angepasst, um die geometrischen Randbedingungen aus der Einbauzeichnung einzuhalten und eine zufriedenstellende Gesamtleistung zu erreichen. Die endgültige Saugrohrgeometrie trägt die Bezeichnung V2.11. Es wurde auch ein Saugrohr aus Segmenten („Design 3“) getestet, das ebenfalls bis zur Version V3.3 optimiert wurde. Die mit der letztgenannten Version erzielten

Ergebnisse reichten jedoch nicht an die Performance des Saugrohres V2.11 heran. Abbildung 4 zeigt eine Draufsicht und eine Seitenansicht der überlagerten Saugrohrversion des Standardsaugrohrs, die endgültige Saugrohrversion V2.11 (blau) und die Version V3.3 (grau). Es gibt deutliche Unterschiede zwischen den Ausführungsvarianten, insbesondere im Bereich des Krümmers. In der Draufsicht ist zu erkennen, dass der Entwurf V2.11 eine geometrische Verengung im Auslaufbereich aufweist, die für ein Saugrohr zunächst unpassend erscheint. Diese Verengung war jedoch notwendig, um die relativ große Höhe im Auslassbereich, die in der Seitenansicht zu sehen ist, zu kompensieren. Letztendlich wurden die höchsten Wirkungsgrade im Volllastbereich erreicht.

Leitschaufel

Auch die Leitschaufel wurde während der Optimierungsarbeiten erheblich verändert. Die Anzahl der Leitschaufeln wurde bei den Untersuchungen zwischen $Z_{\text{Leitschaufel}} = 20$ und $Z_{\text{Leitschaufel}} = 28$ variiert und schließlich mit $Z_{\text{Leitschaufel}} = 24$ festgelegt.

Eine Verringerung der Profildicke und der Profilkrümmung führte zu keiner signifikanten Verbesserung der Strömungssituation im Vergleich zum hydraulischen Standardprofil. Eine Vergrößerung der Profilkrümmung reduzierte zwar die Volllastverluste, verschlechterte aber die Performance im Bereich des besten Punktes und bei Teillast deutlich. Eine Vergrößerung des Teilkreisdurchmessers und der Leitschaufelhöhe verbesserte dagegen die Performance deutlich. Eine weitere Erhöhung dieser Geometrieparameter (endgültiger $b_0 = 1,70$ m, endgültiger $D_{\text{Leitschaufel.Verstellachsen.Durchmesser}} = 4,95$ m) wird durch die enge Dimensionierung der Spirale allerdings verhindert. Um den Volllastbetriebspunkt bei $H = 6,5$ m zu erreichen, muss die Leitschaufel gegenüber ihrer Schließstellung um etwa 55° geöffnet werden. Daraus ergibt sich lediglich ein minimaler Überhang der Vorderkante an der Verrundung (Übergang) zum Laufschaufelmantel. Die folgenden Abbildungen zeigen eine Überlagerung der endgültigen (orange) und der ursprünglich verwendeten (blau) Geometrie der Leitschaufel. Durch das Hinzufügen von gegengekrümmten Stützschaufeln konnte die Strömung der Leitschaufel im Bereich des Sporns positiv beeinflusst werden. Erwartungsgemäß werden die zusätzlichen Stützschaufeln mögliche Schwingungsprobleme durch Strömungsablösung an der Leitschaufel verhindern.

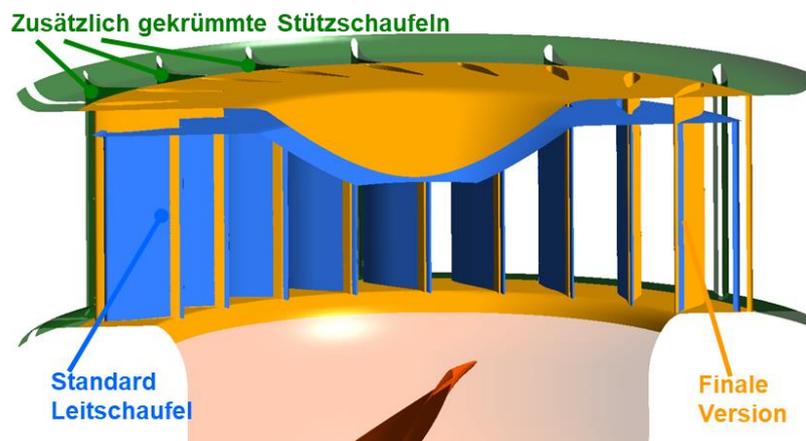


Abbildung 5: Leitschaufel

Laufschaufel

Um ein gutes Kavitationsverhalten, eine vernünftige Saugrohrdurchströmung und dementsprechend die bestmögliche Gesamtturbinenperformance zu erreichen, wurde das Laufradschaufelprofil deutlich verkürzt, das Nabenverhältnis wurde reduziert und die Schaufelwinkelverteilung wurde angepasst. Die größte Kavitationsgefahr ist bei Volllast im

Schaufelfußbereich im engsten Laufradquerschnitt zu erwarten. Die Laufschaufelgeometrie wurde auf minimale Verluste und ausreichend gutes Kavitationsverhalten im Bereich des Vollastbetriebs optimiert. An dieser Stelle sei angemerkt, dass die Laufschaufeloptimierung notwendigerweise zusammen mit der Saugrohroptimierung durchgeführt wurde. Jede Änderung der Schaufelgeometrie führt zu einer Änderung der Saugrohrströmung, was sich auf die Gesamtperformance auswirkt.

Modellversuch

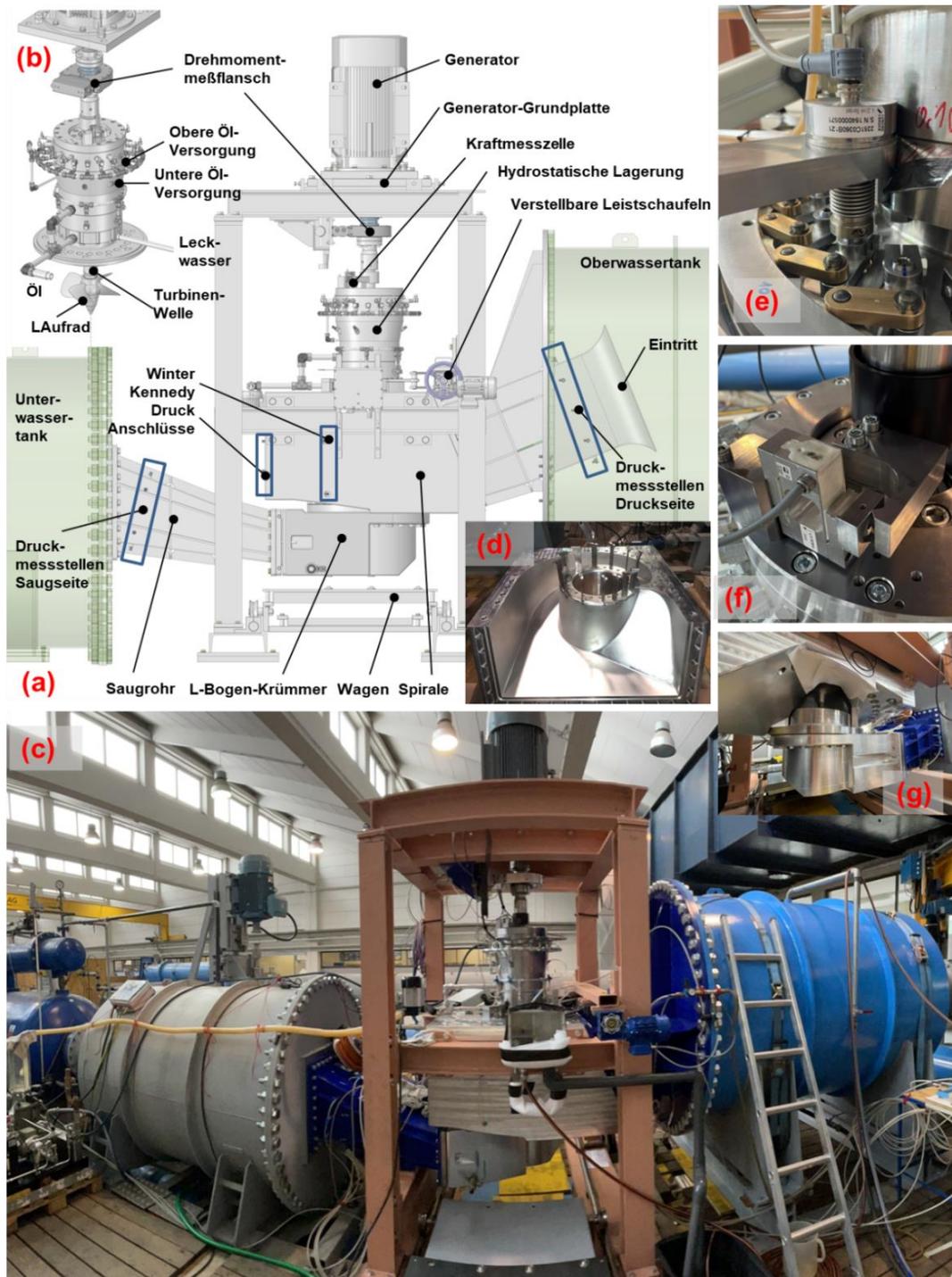


Abbildung 6: Modell der Turbineneinheit, Modellprüfung gemäß IEC 60193

Ein Modellversuch wurde durchgeführt, um die hydraulische Kontur des neuen Laufrads zu überprüfen, die systematisch mittels CFD entwickelt wurde (Abbildung 5a). Die Turbinenplattform mit vertikaler Achse nutzt ein neu entwickeltes hydrostatisches Lager (Abbildung 5b), das am Institut für hydraulische Strömungsmaschinen der TU Graz zur Verfügung steht, und einen völlig homologen Testaufbau gemäß IEC 60193 (Abbildung 5c). Kavitationsbeobachtungen waren durch einen Plexiglas-Laufradmantel möglich (siehe Abbildung 5g). Die Spirale hatte eingesetzte einzelne Leitschaufeln und einen eingesetzten Sporn (Abbildung 5d). Die Leitschaufeln wurden mit Hilfe eines Rings und von Hebeln verstellt (Abbildung 5e). Der Motorgenerator speiste die erzeugte Energie über den Zwischenkreis der Frequenzumrichter direkt in den Antrieb der Hauptpumpe ein. Mit einer Präzisionsdrehmomentwelle wurden Drehmoment und Drehzahl gemessen, und die Reibungs- und Lagerverluste wurden mit einer Kraftmessdose gemessen (siehe Abbildung 5f). Die Messgeräte und Genauigkeiten sind in Tabelle 3 angeführt. Das Modell wurde mit einem Modelldurchmesser von $D_{\text{Modell}} = 0,30 \text{ m}$ und einer Drehzahl von $n_{\text{Modell}} = 1200 \text{ U/min}$ betrieben. Damit wurden die Vorgaben der IEC 60193 [11] bezüglich Reynoldszahl, spezifischer Energie und Mindestdurchmesser erfüllt. Um die Laufradschaufeln einstellen zu können, musste die Turbine demontiert werden, um eine Ausbau des Turbinenlaufrads zu ermöglichen. Nach der Demontage der Laufradschaufeln konnte die Position verändert werden. Für die Messung des kompletten Muscheldiagramms und für die Garantiepunkte der Turbine wurden 10 verschiedene Laufschaufelpositionen gewählt.

Ergebnisse

Turbinenperformance, CFD vs. Modellversuch

Für die endgültige hydraulische Auslegung zeigt die folgende Abbildung 7 den mit dem vollen 360° -CFD-Modell und feinen Berechnungsnetzen berechneten hydraulischen CFD-Turbinenwirkungsgrad bei der Nennfallhöhe $H = 6,5 \text{ m}$ sowie eine Wirkungsgradaufsplittung, die eine Analyse der Verluste der einzelnen Turbinenkomponenten ermöglicht.

Gemäß der stationären, einphasigen CFD-Simulation mit dem vollen 360° -Modell und feinen Berechnungsnetzen liegt der beste Punkt für eine Fallhöhe von $H = 6,5 \text{ m}$ bei einem Durchfluss von $Q = 70 \text{ m}^3/\text{s}$, was genau dem Ziel entspricht. Es ist zu erkennen, dass die Saugrohrverluste mit zunehmendem Durchfluss stark ansteigen. Diesem Anstieg wurde durch eine geeignete Gestaltung der Laufschaufeln entgegengewirkt. Die Schaufelverluste sind daher im Bereich des Vollastbetriebs am geringsten. Bei der Spirale und der Leitschaufel steigen die hydraulischen Verluste erwartungsgemäß ebenfalls mit zunehmendem Durchfluss an. An der Stelle kann vor allem das Gefälle durch eine geeignete Auslegung beeinflusst werden. Bei der für vertikale Kaplan turbinen mit Halbspiralen außergewöhnlich hohen spezifischen Drehzahl ist die Minimierung der hydraulischen Verluste im höheren Durchflussbereich eine große Herausforderung für eine leistungsfähige hydraulische Auslegung.

Die Wirkungsgradmessung der Modellmaschine wurde bei verschiedenen Laufradschaufelpositionen durchgeführt. Für jede Schaufelstellung wurden unterschiedliche Turbinenhöhen gemessen, um das Wirkungsgrad-Muschel-Diagramm genau zu bestimmen.

Der optimale Wirkungsgrad der hydraulischen Auslegung lag sowohl in der CFD-Berechnung als auch im Modellversuch bei einer Fallhöhe von $H = 8,0 \text{ m}$. Dies führte dazu, dass die spezifische Schnellläufigkeit am optimalen Punkt mit etwa $n_{q,\text{Optimum}} = 200 \text{ min}^{-1}$ berechnet wurde, was auch als Grenze für vertikale Kaplan-Maschinen angesehen werden kann. Jeder weitere Versuch, das Optimum auf eine geringere Fallhöhe zu verschieben, führte zu einem Verlust an Gesamtleistung. Der Einsatzbereich der Turbine am Kraftwerksstandort liegt dann bei geringeren Fallhöhen, wie eben im Fall des Kraftwerks Gratkorn. Im Vergleich zur CFD-Berechnung ist die Wirkungsgradkurve der Messung etwas in den Teillastbereich verschoben.

Diese Verschiebung wurde bei der Berechnung der Jahresproduktionsleistung berücksichtigt, und die Schaltpunkte der Maschine wurden angepasst. Der geforderte Wert konnte somit erreicht werden, was auch Teil der Garantie ist. Die Jahresenergieproduktion der Turbinen bestätigt die geplante Erzeugung von 54,2 GWh/a.

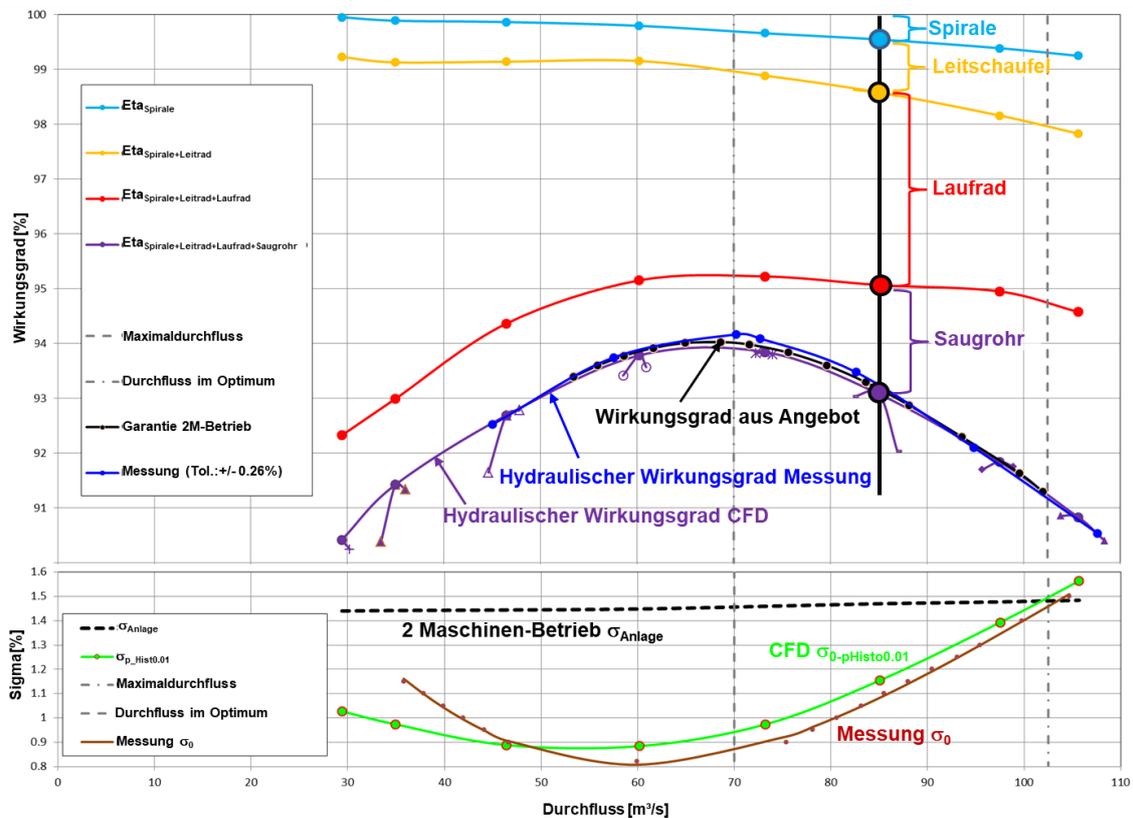


Abbildung 7: Wirkungsgrad und Kavitationsverhalten CFD vs. Modellversuch, H = 6,5 m

Kavitation

Abbildung 7 zeigt das Ergebnis der Analyse des Kavitationsverhaltens des neuen hydraulischen Designs. Die Messung ist in Abbildung 8 in schwarzer Farbe dargestellt, beginnend mit hohen Sigma-Werten rechts und im weiteren Verlauf mit der systematischen Verringerung des Sigma-Wertes, genauer gesagt mit der weiteren sukzessiven Verringerung des Systemdrucks. Eine erste Blase ist unter $\sigma_{incipient}$ zu beobachten. Während der Druck weiter reduziert wird, gibt es bis zum ersten Wirkungsgradabfall keine Kavitation an der Schaufel (σ_0), nur minimale Spaltkavitation und einige Blasen, die sich am Schaufelfuß an der Nabe bilden, abheben und in das Saugrohr transportiert werden.

Mit weiterem Druckabbau werden die Kavitationszonen ausgeprägter, und es kommt zu einem Wirkungsgradabfall. Aussagekräftiger als die Foto-/Videodokumentation sind die handschriftlichen Aufzeichnungen zum Kavitationstest des Modellversuchs, die mit ausgewählten Punkten der charakteristischen Kavitationskurve im oberen Bereich von Abbildung 8 gezeigt werden.

Die CFD-Simulation wurde mit einem Kavitationsmodell [6] durchgeführt, und die Ergebnisse sind mit der grauen Kurve dargestellt (graue Linie mit Δ). Der Wirkungsgradabfall ist hier normalisiert, und der Abfall selbst wurde 10-mal höher als normal dargestellt, um die Darstellung aller Ergebnisse in einer Grafik zu erleichtern. Die von den Kavitationszonen eingenommene Fläche wurde ebenfalls ausgewertet, und die Werte wurden auf der Sekundärachse aufgetragen (graues \blacklozenge -Symbol). Das Diagramm enthält auch den mit der

einphasigen Histogramm-Methode ermittelten Sigma-Wert ($\sigma_{p\text{Histo}0.01}$); dieser ist in Blau und, wie oben beschrieben, in der Nähe der Linie σ_0 (in Rot) aus der Messung angegeben. Die CFD-Bilder links und unten in Abbildung 8 zeigen den Druck an der Laufradschaufel für verschiedene Anlagen-Sigmawerte. Der Sigma-Wert der Großanlage beläuft sich im 2-Maschinen-Volllastbetrieb auf $\sigma_{\text{Anlage}} = 1,48$. Damit liegt der Sigma Wert der Hydraulik unter dem Anlagen-Sigma-Wert, was einen kavitationsfreien Betrieb erwarten lässt (hellbraune Linie).

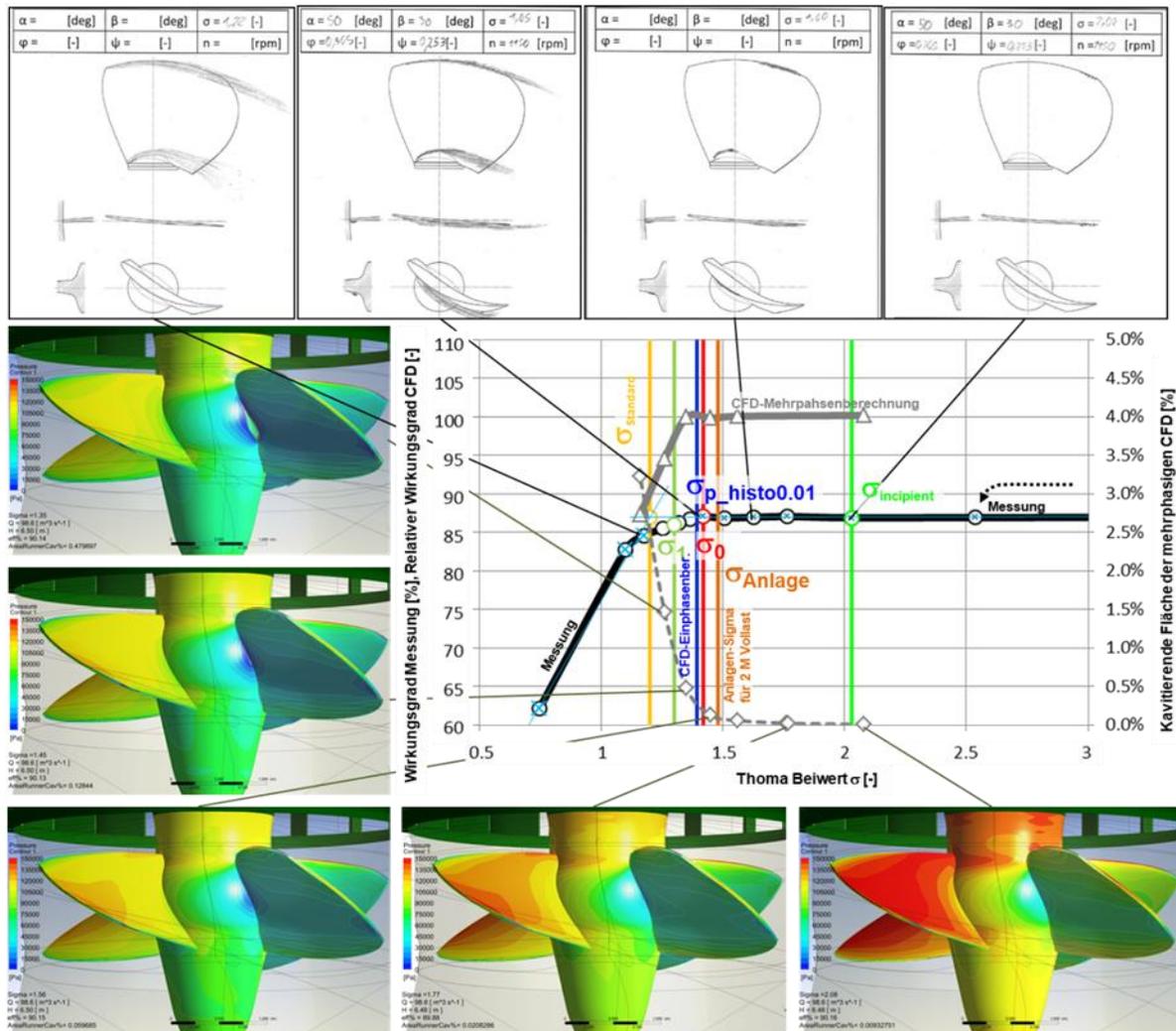


Abbildung 8: Kavitationsabrisstast für Volllastbetrieb mit ca. $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ und $H = 6,5 \text{ m}$

Kraftwerksbau

Nachdem im Dezember 2020 die Entscheidung für das Projekt gefallen war, begannen die Bauarbeiten im November 2021 mit der Errichtung einer Behelfsbrücke. Mit der Umleitung des Flusses Mur und den Tiefgründungsarbeiten erfolgten im März 2022 der offizielle Spatenstich und die Errichtung einer Trockenbaugrube. Daraufhin folgten der Beginn der Betonierarbeiten, die Errichtung der beiden Zugrohrschalungen und der Bau des Dammes bis zur Dammwurzel. Die Wehranlage für das Kraftwerk Gratkorn wuchs rasch in die Höhe und wurde im Frühjahr 2023 fertiggestellt. Die Wehrbrücke wurde eingehoben, und die Montage der Wehrsegmente begann. Noch vor dem Sommer 2023 erreichte das Kraftwerk seine endgültige Höhe, und das Anheben des ersten Maschinensatzes begann (siehe Abbildung 9). Die Inbetriebnahme erfolgte 2024.



Abbildung 9: Links – Montage des 2. Läufers, rechts – Leitapparat in seiner Position

Zusammenfassung

Österreich hat sich zum Ziel gesetzt, bis zum Jahr 2030 ganze 100 Prozent des jährlichen Strombedarfs aus erneuerbaren Energiequellen zu decken. Um dieses Ziel zu erreichen, werden zusätzlich 27 TWh Strom aus erneuerbaren Quellen benötigt. Der größte Anteil entfällt bereits heute auf die Wasserkraft, die mit 5 TWh an neu installierter Kapazität und Modernisierungen noch einen zusätzlichen Beitrag leisten soll. Das Kraftwerk Gratkorn wurde zu einem Zeitpunkt genehmigt und gebaut, als der Kostendruck besonders hoch war. Es ist ein Beispiel dafür, dass der Planungsprozess umgekehrt wurde, und man alle Möglichkeiten zur Kosteneinsparung ausgeschöpft hat. Es wurden umfangreiche numerische Untersuchungen durchgeführt, um den Turbinenwirkungsgrad zu optimieren und das Kavitationsrisiko zu reduzieren. Diese CFD-Untersuchungen wurden dann mit den Ergebnissen des Modellversuchs verglichen, wobei der Schwerpunkt der Untersuchung auf dem Volllastbetrieb lag. Das Kraftwerk ging im Jahr 2024 in den Regelbetrieb über.

Danksagung

Unser besonderer Dank gilt Hüseyin Semiz von der Fa. Kochendörfer, der uns die Fotos, für die Abbildung 8 zur Verfügung gestellt hat, und dass uns die Erlaubnis erteilt wurde, diese zu veröffentlichen.

Quellenverzeichnis

- [1] Zenz, G., Schneider, J., Harb, G., Redtenbacher, M., „Hydraulischer Modellversuch – Murkraftwerk Gratkorn“, Eigenverlag TU Graz, 2016.

- [2] Hofbauer, R., „Das Steirische Grosskraftwerksunternehmen“, Steirische Wasserkraft- und Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, 1921.
- [3] Penninger, G., „Kleinkraftwerke im VERBUND – Kostenoptimierungen unter dem Druck geänderter Rahmenbedingungen“, Praktikerkonferenz Turbine, Graz, 2015.
- [4] Ansys CFX, “Program documentation and help”, Release 17.1.
- [5] Menter, F.R., “Two-equation Eddy-viscosity turbulence models for engineering applications”, AIAA-Journal, 32 (8), 1994.
- [6] Zwart, P., Gerber, A., Belamri, T., „A two-phase flow model for predicting cavitation dynamics”, In: 5th International Conference on Multiphase Flow, 30. Mai – 3. Juni 2004, Yokohama, Japan, Paper Nr. 152, 2004.
- [7] Escaler, X., Roig, R., Hidalgo, V., „Sensitivity Analysis of Zwart-Gerber-Belamri Model Parameters on the Numerical Simulation of Francis Runner Cavitation”, in: Conference: Proc. of the 10th Int. Symposium on Cavitation (CAV2018), Baltimore, Maryland, USA, 14-16 Mai 2018, Paper Cav18-05182, 2018.
- [8] De Siervo, F., De Leva, F., „Modern trends in selecting and designing Kaplan turbines – Part one”, Water Power & Dam Construction, Dezember 1977.
- [9] De Siervo, F., De Leva, F., „Modern trends in selecting and designing Kaplan turbines – Part two”, Water Power & Dam Construction, Januar 1978.
- [10] Benigni, H., Schiffer-Rosenberger, J., „Entwicklung eines Saugrohres mittels numerischer Strömungsberechnung“. In: F. Anker (Ed.), Strom aus der Salzach: Das Kraftwerk Gries (S. 121-126). Residenz Verlag, 2019.
- [11] IEC 60193: 2019-04, Third Edition, “Hydraulic turbines, storage pumps and pump-turbines – Model acceptance tests”.

Hybride Modelluntersuchungen der geplanten Blockrampenfassung Landquart in Küblis

A. Hartlieb¹, B. Alapfy¹, F. Oberrauch², G. Morier-Genoud² und N. Rüter¹

¹ Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Arcisstraße 21, D-80333 München, GERMANY

² AFRY Schweiz AG, Herostrasse 12, CH-8048 Zürich, SWITZERLAND

E-Mail: arnd.hartlieb@tum.de

Kurzfassung

An der Landquart im Prättigau/Graubünden prüft die Repower AG im Ortsbereich von Küblis den Bau einer Blockrampenfassung für die Wasserkraftnutzung. Der von der AFRY Schweiz zu diesem Zweck neu entwickelte Fassungstyp wird gegenwärtig im Auftrag der Repower AG vom Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München in numerischen Simulationen und hydraulischen Modellversuchen überprüft und optimiert. Untersuchungsschwerpunkte sind das Geschiebemanagement, die Fischdurchgängigkeit und die Blockrampenstabilität.

Einleitung

An der Landquart im Prättigau/Graubünden prüft die Repower AG im Ortsbereich von Küblis den Bau einer Blockrampenfassung für die Wasserkraftnutzung. AFRY hat diesen neuen und innovativen Fassungstyp spezifisch für das Neubauprojekt KW Chlus entwickelt. Das zweistufige Konzept der Wasserentnahme sieht in der ersten Stufe das Einlaufbauwerk am Kopf der Blockrampe vor. Der ausgeleitete Abfluss wird durch den sogenannten Fassungskanal geführt, aus dem in der zweiten Stufe über das Entnahmebauwerk die eigentliche Triebwasserausleitung erfolgt. Der Fassungskanal mündet am Fuß der Blockrampe in die Landquart und ermöglicht eine kontinuierliche oder temporäre Spülung von eingetragenen Geschiebe. Der Fischabstieg soll über das Einlauf-, das Entnahmebauwerk und einen anschließenden Abstiegsbypass sowie über die Blockrampe erfolgen. Für den Fischaufstieg ist ein Raugerinne mit Beckenstruktur vorgesehen, das in die Blockrampe integriert ist. Abbildung 1 zeigt den Entwurfsplan der Blockrampenfassung von AFRY.

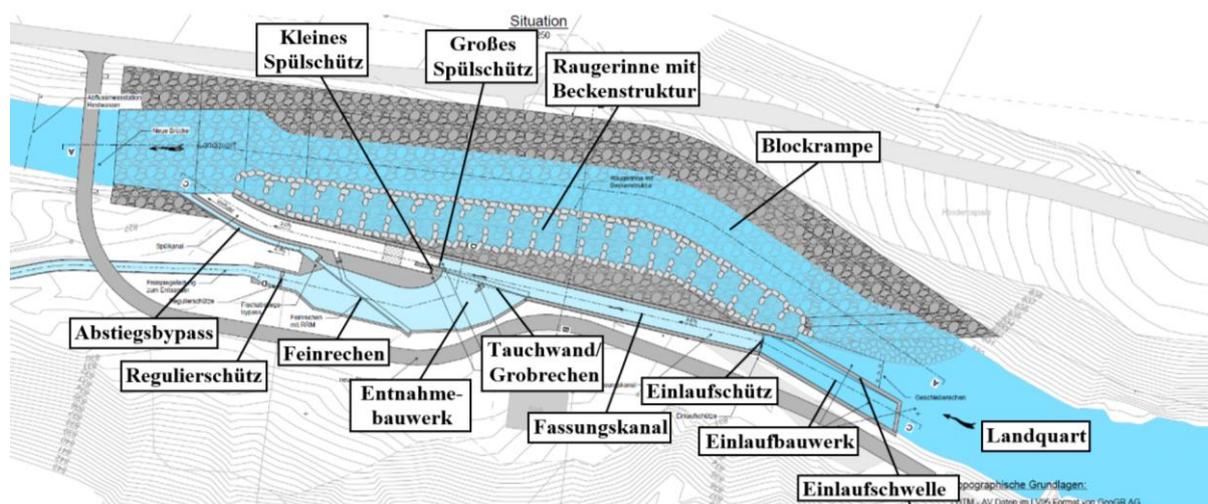


Abbildung 1: Entwurfsplanung der Blockrampenfassung von AFRY

Untersuchungsziele und -konzept

Der Lehrstuhl und die Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München wurde mit numerischen Simulationen und hydraulischen Modellversuchen zur Überprüfung und Optimierung der geplanten Bauwerke beauftragt. Die Untersuchungsziele lassen sich drei Schwerpunkten zuordnen:

1. Geschiebemanagement

In den verschiedenen Szenarien des Normalbetriebs soll möglichst wenig Geschiebe in das Einlaufbauwerk und den Fassungskanal gelangen. Von dem dennoch in den Fassungskanal eingetragenen Geschiebe soll möglichst viel durch kontinuierliche Spülung weitertransportiert und in die Landquart zurückgegeben werden und möglichst wenig das Entnahmebauwerk passieren. In den Hochwasserszenarien wird ein größerer Geschiebeeintrag in das Einlaufbauwerk nicht zu vermeiden sein. Die Untersuchungen beschäftigen sich deshalb auch mit der Überprüfung und der konstruktiven sowie betrieblichen Optimierung von Spülungen von entsprechenden Verlandungen. Die Untersuchungen zum Geschiebemanagement erfolgen hybrid, d.h. nach einer Voroptimierung mit numerischen Simulationen findet die Überprüfung in hydraulischen Modellversuchen statt. Außerdem sind hydraulische Modellversuche zur Abschätzung des Verlandungsrisikos des Raugerinnes mit Beckenstruktur vorgesehen.

2. Blockrampenstabilität

Die Blockrampenstabilität wird im Hinblick auf die zu verwendenden Blockgrößen ausschließlich in hydraulischen Modellversuchen überprüft und optimiert. Eine besondere Herausforderung stellt dabei die Lage der Blockrampe in einer Kurve dar.

3. Fischdurchgängigkeit

Die Untersuchungen für den Fischaufstieg erfolgen in hydraulischen Modellversuchen. Dabei werden im Raugerinne mit Beckenstruktur die maßgeblichen hydraulischen Parameter (Fließtiefen und Fließgeschwindigkeiten) erfasst. Hinsichtlich des Fischabstiegs erfolgt die Überprüfung und Optimierung der Anströmung des Feinrechens (Horizontalrechen) am Einstieg in den Abstiegsbypass unter Berücksichtigung der üblichen Fischschutz- und Fischleitkriterien ausschließlich anhand numerischer Simulationen.

Modelle

Für die Durchführung der numerischen Simulationen wurde die bewährte Software Flow-3D Hydro eingesetzt. Dabei handelt es sich um ein CFD-Programm, das auf die Simulation von Freispiegelströmungen spezialisiert ist, weshalb es sich besonders gut für wasserbauliche Fragestellungen wie im vorliegenden Fall eignet. Entsprechend der Untersuchungsziele wurden drei Modellteilgebiete gebildet. Das erste Modellteilgebiet umfasste den oberstromigen Gewässerlauf der Landquart bis kurz vor dem Einlaufbauwerks und diente der Ermittlung der Anströmungssituation. Je nach räumlicher Ausdehnung konnte dieser Teil als 2D-Simulation (durch Lösen der Flachwassergleichungen) oder vollständige 3D-Simulation durchgeführt werden. Als Einlassrandbedingung wurde ein Volumenstrom definiert, als Auslassrandbedingung das Stauziel im Einlaufbereich. Das zweite Modellteilgebiet diente der Optimierung des Einlauf- und des Entnahmebauwerks sowie des Längsgefälles des Fassungskanals. Als Randbedingung wurde im Oberwasser je nach Szenario ein konstanter Wasserstand oder mittels der Grid-Overlay-Funktion das Strömungsbild aus dem ersten Modellteilgebiet übertragen. Die Auslassrandbedingung wurde entsprechend der Fragestellung als Wasserstand im Staubereich (Stauziel) bzw. der Wasserstand-Abfluss-Beziehung im Gewässer unterhalb der Blockrampe festgelegt. In den numerischen Simulationen war eine Beschränkung auf die rein hydraulische Analyse ohne Sedimenttransport ausreichend, da die

finale Bewertung im physikalischen Modell mit Geschiebetransport erfolgte. Im dritten Modellteilgebiet wurde schließlich die Überprüfung der Anströmung des Feinrechen und des Fischabstiegsbypasses unter Berücksichtigung der üblichen Fischschutz- und Fischleitkriterien sowie die Optimierung der Geometrie durchgeführt. Hier war es entscheidend, den Fassungskanal vor dem Grobrechen als Schnittstelle zu wählen, um die Auswirkung der Umlenkung am Grobrechen auf die Geschwindigkeitsverteilung am Feinrechen realistisch abbilden zu können.

Das hydraulische Modell umfasste folgende Elemente: die Landquart auf einer Länge von 100 m Länge oberstrom der Blockrampe, die Blockrampe auf ganzer Länge einschließlich Raugerinne mit Beckenstruktur, das Einlaufbauwerk, den gesamten Fassungskanal und das Entnahmbauwerk mit Tauchwand, Grob- und Feinrechen bis zum Regulierschütz. Der Abstiegsbypass wurde im Modell ebenfalls nachgebildet, konnte aber wegen des zu geringen, nicht messbaren Modellabflusses nur qualitativ beaufschlagt werden. Als geometrische Maßstabszahl des mit dem Modellgesetz von Froude betriebenen Modells wurde 15 gewählt, um eine Sand-/ Kiesmischung als Modellgeschiebe verwenden zu können und Maßstabeffekte zu minimieren. Zur Ermittlung der erforderlichen Geschiebedaten wurden im September 2023 an der Sohle der Landquart oberstrom der geplanten Wasserfassung vier Linienzahlanalysen von Geschiebeablagerungen durchgeführt. Abbildung 2 zeigt die damit ermittelten Kornverteilungskurven P1, P2, P3 und P4 sowie die für das Naturgeschiebe als maßgeblich erachtete mittlere Kornverteilungskurve. Durch die Skalierung im Maßstab 1:15 ergab sich die Soll-Kornverteilungskurve des Modellgeschiebes und durch die Mischung von insgesamt acht Sand- und Kiesfraktionen das verwendete Modellgeschiebe mit der Ist-Kornverteilungskurve. Die Feinteile < 0,06 mm der Soll-Kornverteilungskurve waren für die zu untersuchenden Fragestellungen irrelevant und fehlten im Modellgeschiebe. Für $d > 0,2$ mm war eine gute Übereinstimmung der Ist- und der Soll-Kornverteilungskurven des Modellgeschiebes gegeben. Der maßgebende Korndurchmesser des Naturgeschiebes betrug $d_{m,N} = 28,2$ mm. Für das Soll-Modellgeschiebe ergibt sich damit ein maßgebender Korndurchmesser von 1,88 mm, der mit dem Ist-Modellgeschiebes mit $d_{m,M} = 1,89$ mm nur minimal überschritten wird.

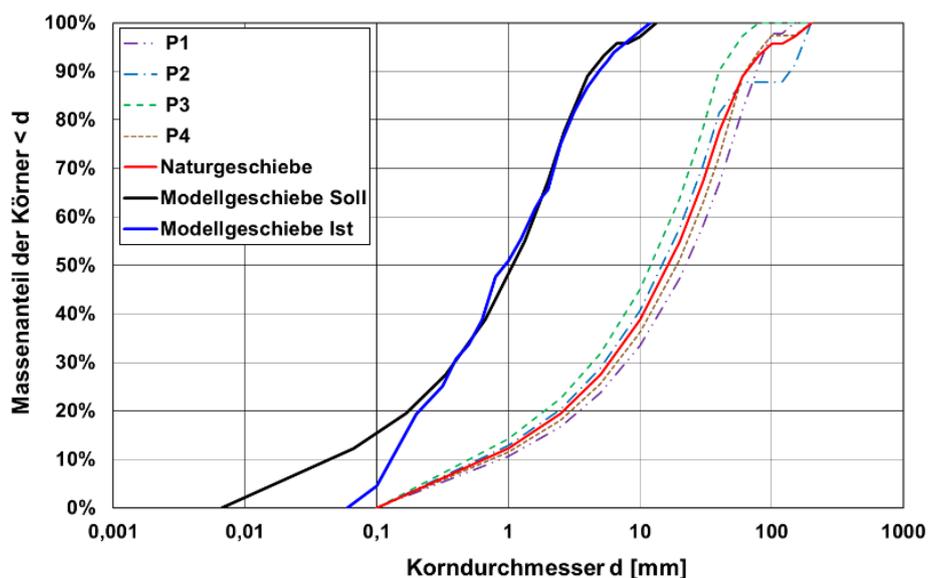


Abbildung 2: Kornverteilungskurven aus den vier Linienzahlanalysen und mittlere Kornverteilungskurve für das maßgebliche Naturgeschiebe sowie Soll- und Ist-Kornverteilungskurven des Modellgeschiebes

Ergebnisse der numerischen Simulationen

Zunächst wurden die Überprüfung und Vorooptimierung der geplanten Bauwerke mit numerischen Simulationen durchgeführt.

Einlaufbauwerk und Fassungskanal

Die Einlaufschwelle wurde im Grundriss ausgerundet, um Geschiebeablagerungen insbesondere oberstrom des in der Entwurfsplanung annähernd quer zur Fließrichtung ausgerichteten Abschnitts der Einlaufschwelle zu verringern. Dazu wurde der Vorboden (mit entsprechend niedrigerer Rauheit als die Flusssohle) nach oberstrom erweitert, um eine kontinuierliche Geschiebeweitergabe entlang der Schwelle zum Fischaufstieg zu ermöglichen. Das Sohlgefälle im Einlaufbauwerk bis zum Einlaufschütz wurde zur Reduzierung von Geschiebeablagerungen von 3,0 % auf 4,2 % erhöht. Um die Länge des Fassungskanals nicht zu verändern, wurde das Sohlgefälle im Fassungskanal von 3,0 % auf 2,7 % reduziert. Die numerischen Simulationen zeigten, dass sich dadurch die Fließgeschwindigkeiten und damit die Geschiebetransportkapazität im Fassungskanal nicht signifikant verringern. Abbildung 3 zeigt die Fließgeschwindigkeiten im Bereich des Einlaufbauwerks und des ersten Abschnitts des Fassungskanals für einen Lastfall im Spülbetrieb, bei dem ein Abfluss von $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ im Fassungskanal über beide vollgeöffneten Spülschütze abgeführt wird (Lastfall Spülbetrieb). Dabei ergeben sich im optimierten Zustand höhere Fließgeschwindigkeiten im Einlaufbauwerk und mindestens gleich hohe Geschwindigkeiten im ersten Abschnitt des Fassungskanals.

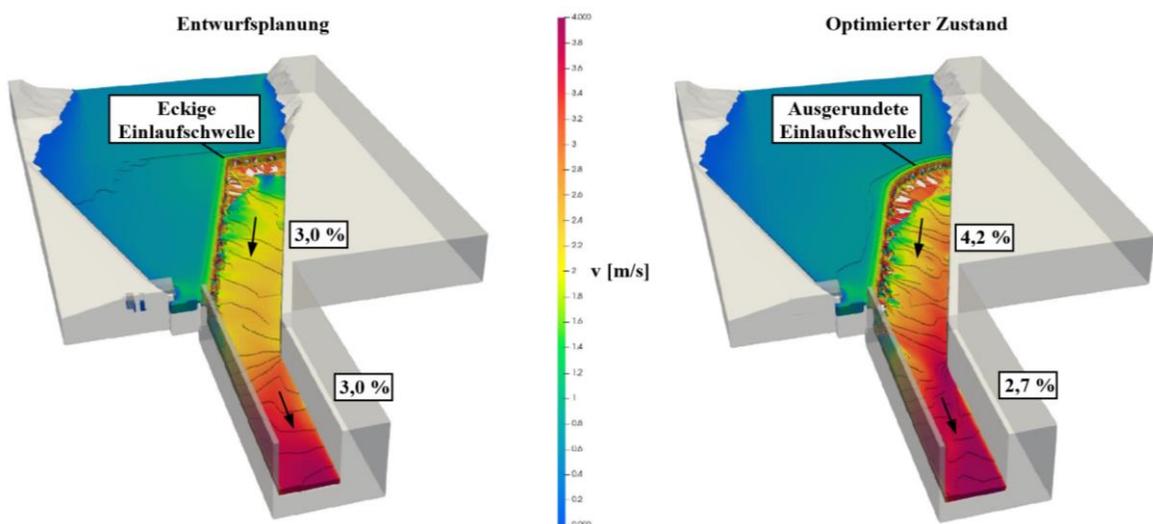


Abbildung 3: Fließgeschwindigkeit v im Bereich des Einlaufbauwerks und des ersten Abschnitts des Fassungskanals für den Lastfall Spülbetrieb

Entnahmebauwerk

Auf die ursprünglich geplante Kragarmschwelle wurde verzichtet und die Tauchwand wurde parallel zur gegenüberliegenden Begrenzungswand des Fassungskanals angeordnet. In den numerischen Simulationen ergaben sich durch diese Vereinfachungen keine signifikanten Verschlechterungen hinsichtlich des Geschiebeeintrags in das Entnahmebauwerk, bei gleichzeitig verbesserter Zugänglichkeit und Wartungsmöglichkeit dieses Bereichs. Die Lage der beiden Spülschütze wurde getauscht, d.h. das große Spülschütz wurde auf der in Fließrichtung linken Seite des Fassungskanals angeordnet und entsprechend das kleine Spülschütz auf der rechten Seite. Bei einer Öffnung des kleinen Spülschützes im Sinne einer kontinuierlichen Spülung des Fassungskanals im Normalbetrieb konnte in den numerischen Simulationen mit dieser Anordnung in begrenztem Maß eine dreidimensionale Flechtströmung

im Fassungskanal angeregt werden, die den Weitertransport des Geschiebes im Fassungskanal etwas verbessert und den Geschiebeeintrag in das Entnahmebauwerk reduziert. Die Wirkung der kontinuierlichen Spülung ist allerdings nur auf einen kurzen Abschnitt im Fassungskanal oberstrom der Spülschütze begrenzt. Dies stellt aber dennoch einen zusätzlichen positiven Effekt dar, da die kontinuierliche Spülung über das kleine Spülschütz ohnehin zur Restwasserabgabe neben den Einrichtungen zum Fischeauf- und -abstieg dient. Abbildung 4 zeigt die Strombahnen mit quantifizierten Fließgeschwindigkeiten im Grundriss des Entnahmebauwerks für den Lastfall mit maximaler Entnahme und kontinuierlicher Spülung im Normalbetrieb, bei dem ein Abfluss von $12 \text{ m}^3/\text{s}$ im oberen Abschnitt des Fassungskanals in den maximalen Entnahmeabfluss von $9,5 \text{ m}^3/\text{s}$ über das Entnahmebauwerk und $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ über das kleine Spülschütz aufgeteilt wird (Lastfall Normalbetrieb mit kontinuierlicher Spülung).

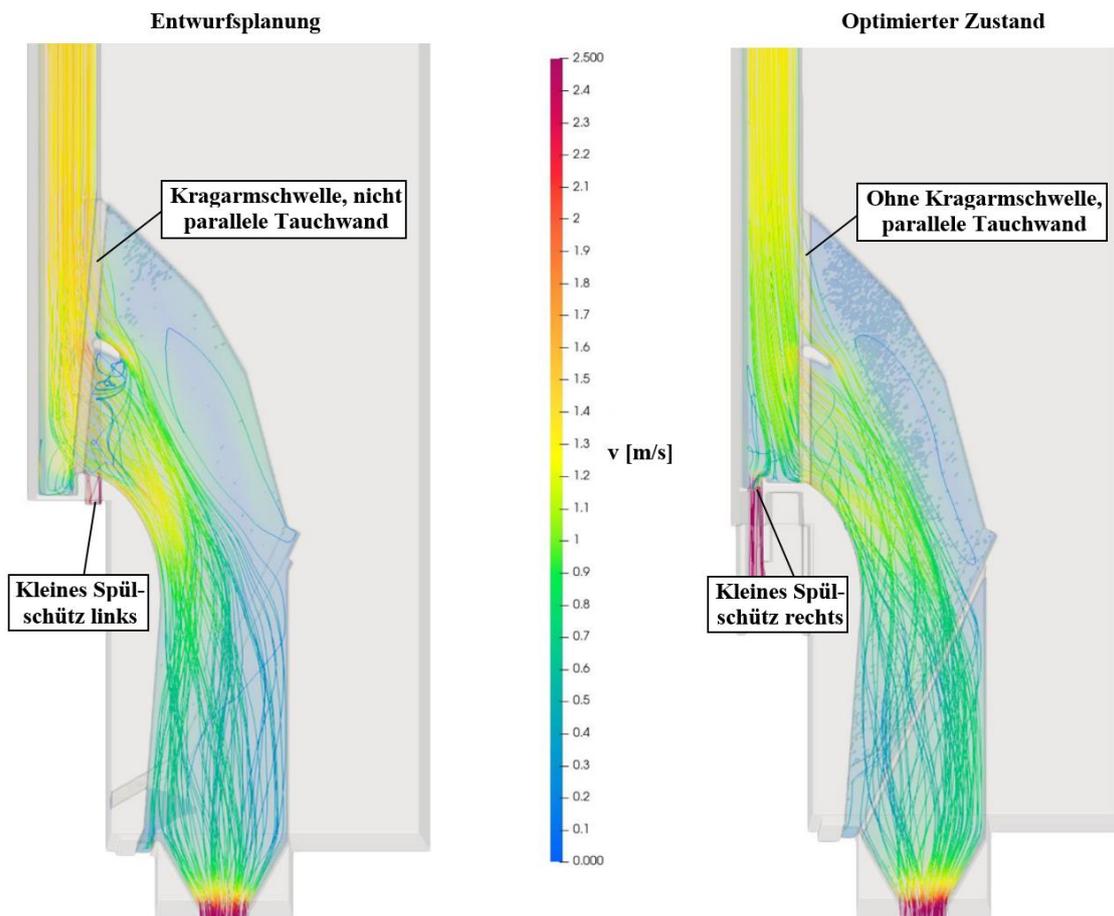


Abbildung 4: Strombahnen mit quantifizierten Fließgeschwindigkeiten v im Grundriss des Entnahmebauwerks für den Lastfall Normalbetrieb mit kontinuierlicher Spülung

Feinrechen

Die entscheidenden Kriterien hinsichtlich Fischschutz und Fischleitung bei der Anströmung des Feinrechen (Horizontalrechen) sind eine Normalgeschwindigkeit $v_N < 0,5 \text{ m/s}$, um das Anpressen der Fische an den Rechen zu verhindern, und ein Verhältnis von Tangential- zu Normalgeschwindigkeit $v_T/v_N > 2$, um eine gute Leitwirkung des Rechen und eine gute Auffindbarkeit des Abstiegsbypasses zu gewährleisten - jeweils auf einer möglichst großen Fläche des Feinrechen. Die Normalgeschwindigkeit von $0,5 \text{ m/s}$ entspricht der Dauerschwimmgeschwindigkeit von rheophilen Fischarten bei einer Körperlänge von 15 cm und einer Wassertemperatur von 5°C [1]. Der geplante lichte Stababstand des Horizontalrechen von 15 mm ermöglicht einen physischen Schutz der Zielarten (Bach- und

Seeforellen) ab einer Körperlänge von ca. 15 cm. Da Fische mit einer Körperlänge < 15 cm durch den Feinrechen schwimmen könnten, sind eine Körperlänge von 15 cm und die damit verbundene Dauerschwimmgeschwindigkeit maßgebend für die Rechenauslegung hinsichtlich der Minimierung des Verletzungs- oder Todesrisikos infolge des Anpressens an den Rechen. Abbildung 5 zeigt die Geschwindigkeitsverteilungen für v_T und v_N sowie das Verhältnis v_T/v_N in einer Ebene 20 cm oberstrom des Feinrechens für den gleichen Lastfall im Normalbetrieb mit kontinuierlicher Spülung wie in Abbildung 4. Dargestellt ist der optimierte Zustand für Einlauf-, Entnahmebauwerk und Fassungskanal bei einem Rechenstababstand von 15 mm. Das Fischschutzkriterium $v_N < 0,5$ m/s wird auf 92 % der Fläche eingehalten. Die maximale Normalgeschwindigkeit liegt bei 0,7 m/s. Dem Fischleitkriterium $v_T/v_N > 2$ wird auf 50 % der Fläche entsprochen.

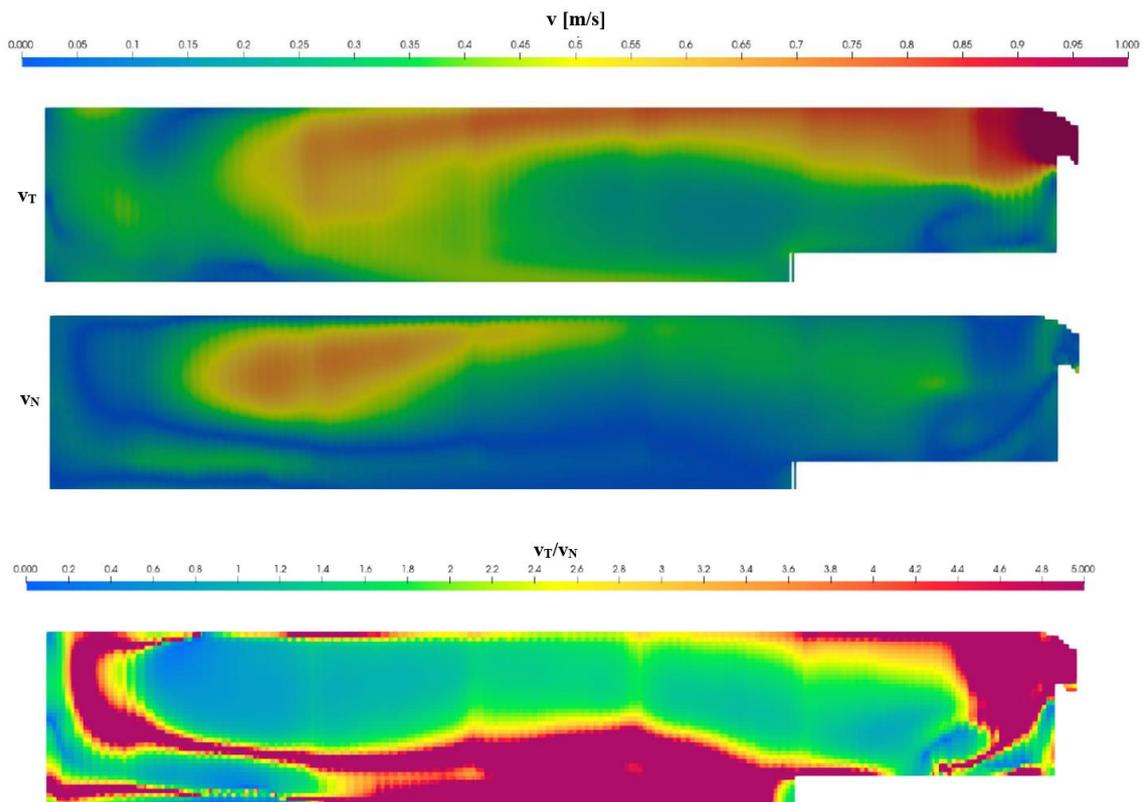


Abbildung 5: Verteilungen der Tangentialgeschwindigkeit v_T (oben), der Normalgeschwindigkeit v_N (mitte) und des Verhältnisses v_T/v_N in einer Ebene 20 cm oberstrom des Feinrechens für den Lastfall Normalbetrieb mit kontinuierlicher Spülung (optimierter Zustand, Rechenstababstand: 15 mm)

Erste Ergebnisse des hydraulischen Modellversuchs

Im hydraulischen Modell wurden die Voroptimierungen aus den numerischen Simulationen umgesetzt. In der ersten Versuchsphase standen die Lastfälle im Vordergrund, die schon in den numerischen Simulationen untersucht wurden.

Normalbetrieb ohne/mit kontinuierliche(r) Spülung

Im hydraulischen Modellversuch wurde im Normalbetrieb zwischen dem Lastfall mit kontinuierlicher Spülung wie in den numerischen Simulationen (siehe Abbildung 4, optimierter Zustand) und ohne kontinuierliche Spülung mit einem Abfluss von $9,5$ m³/s im oberen Abschnitt des Fassungskanals und über das Entnahmebauwerk bei geschlossenen Spülschützen

unterschieden. Zur Veranschaulichung der Wirkung der kontinuierlichen Spülung wurde in beiden Lastfällen im trockenen Modellzustand ein Verlandungskörper aus maßstäblichem Modellgeschiebe im Fassungskanal oberstrom der Spülschütze eingebaut und dann der jeweilige Abflusszustand eingestellt, bis ein stabiler Endzustand der Verlandung erreicht war. Abbildung 6 zeigt oben den Ausgangszustand der Verlandung im trockenen Modellzustand und unten die beiden Endzustände während der noch laufenden Versuche. Wie erwartet bleibt im Lastfall ohne kontinuierliche Spülung das Geschiebe oberstrom der Spülschütze unverändert liegen. Im Lastfall mit kontinuierlicher Spülung ist wie in den numerischen Simulationen die Spülwirkung des teilgeöffneten kleinen Spülschützes auf wenige Meter oberstrom der Spülschütze begrenzt. Beim Öffnen des kleinen Spülschützes wird nur Modellgeschiebe im Nahbereich ausgespült und der Endzustand schnell erreicht. Ein zusätzliches positives Ergebnis ist, dass in beiden Lastfällen kein Modellgeschiebe aus der Verlandung im Fassungskanal in das Entnahmebauwerk gelangt ist.



Abbildung 6: Ausgangszustand der Verlandung im trockenen Modellzustand und die beiden Endzustände während der noch laufenden Versuche

Spülbetrieb

Zur Überprüfung der Spülwirkung wurde im trockenen Modellzustand im Einlaufbauwerk bis zum geschlossenen Einlaufschütz eine Verlandung mit maßstäblichem Modellgeschiebe annähernd bis zur Oberkante der Einlaufschwelle eingebaut. Dann wurde bei einem Zufluss von $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ und geöffneten Spülschützen mit dem Beginn der Überströmung der Einlaufschwelle das Einlaufschütz vollständig geöffnet. Dies entspricht dem Lastfall Spülbetrieb wie in den numerischen Simulationen (siehe Abbildung 3, optimierter Zustand). In einer rückschreitenden Erosion des Verlandungskörpers wurde zunächst viel Modellgeschiebe ausgetragen, das in schießendem Abfluss ohne Ablagerungen durch den gesamten Fassungskanal weitertransportiert wurde. Der Materialaustrag verlangsamte sich exponentiell. Nach 30 min Spülzeit im Modell (etwa 2 h Naturzeit) war ein stabiler Endzustand erreicht, in dem nur noch zwei (!) einzelne Körner der größten Kornfraktion ($d \approx 10 \text{ mm}$ im Modell) am oberstromigen Ende des Einlaufbauwerks verblieben und keine Ablagerungen im Fassungskanal vorhanden waren. Für diesen Lastfall konnte somit eine gute Spülwirkung selbst bei diesem kleinen Abfluss konstatiert werden. Bei größeren Spülabflüssen kann von einer schnelleren vollständigen Entlandung des Einlaufbauwerks ausgegangen werden. Abbildung 7 zeigt den Ausgangszustand der Verlandung im trockenen Modellzustand und einen Zwischenzustand nach 4 min Spülzeit im Modell (ca. 15 min in der Natur).

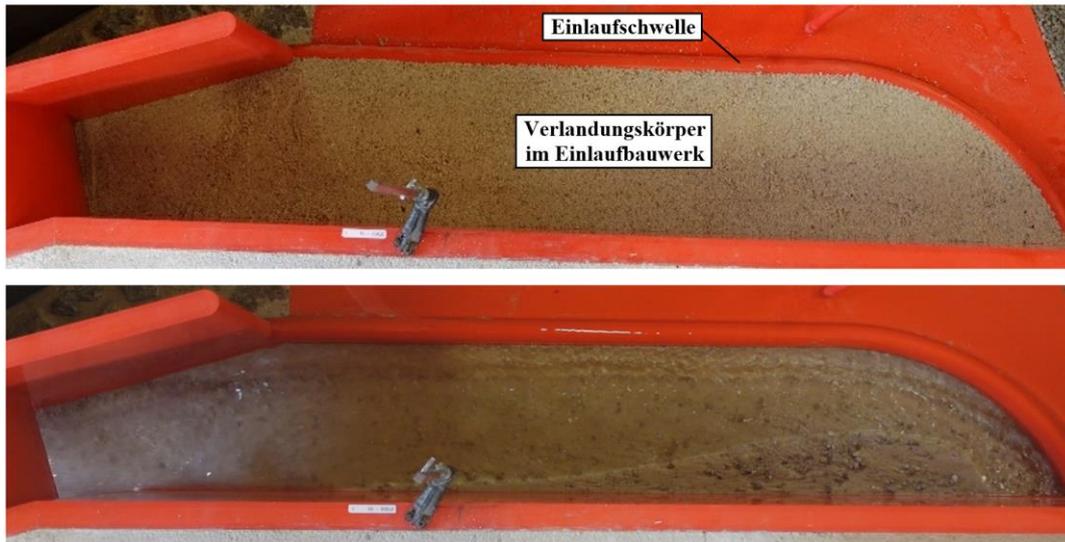


Abbildung 7: Ausgangszustand der Verlandung im trockenen Modellzustand und Zwischenzustand nach 4 min Spülzeit im Modell (ca. 15 min in der Natur)

Zusammenfassung

Die geplante Blockrampenfassung Landquart in Küblis wird gegenwärtig mit hybriden Modelluntersuchungen überprüft und optimiert. Die abgeschlossene numerische Voroptimierung führte am Einlaufbauwerk zu einer Ausrundung der Einlaufschwelle im Grundriss und zu einer Erhöhung des Sohlgefälles bis zum Einlaufschütz. Im anschließenden Fassungskanal wurde ohne signifikante Reduzierung der Geschiebetransportkapazität das Sohlgefälle geringfügig verringert. Am Entnahmebauwerk wurden aufgrund der numerischen Voroptimierung Vereinfachungen in der ursprünglichen Planung vorgenommen. Auf die Kragarmschwelle wurde verzichtet und die Tauchwand parallel zur gegenüberliegenden Begrenzungswand des Fassungskanals angeordnet. Außerdem wurden die Positionen des großen und kleinen Spülschützes getauscht, um die Ausbildung einer Flechtströmung anzuregen. In der ersten Versuchsphase des hydraulischen Modellversuchs wurden die Erkenntnisse aus den numerischen Simulationen bestätigt: Im Normalbetrieb ist die Wirkung der kontinuierlichen Spülung durch das teilgeöffnete kleine Spülschütz auf einen kurzen Abschnitt im Fassungskanal oberstrom der Spülschütze begrenzt. Dies stellt aber dennoch einen zusätzlichen positiven Effekt dar, da die kontinuierliche Spülung über das kleine Spülschütz ohnehin zur Restwasserabgabe neben den Einrichtungen zum Fischauf- und -abstieg dient. Im Spülbetrieb ist bei geöffneten Spülschützen und schießendem Abfluss im Fassungskanal selbst bei einem vergleichsweise kleinen Abfluss eine gute Spülwirkung gegeben, die aufgrund der Erhöhung des Sohlgefälles im Einlaufbauwerk bis zur Einlaufschwelle reicht. Als weiteres positives Ergebnis der bisherigen Modellversuche kann festgehalten werden, dass im Normalbetrieb kein Modellgeschiebe aus dem Fassungskanal in das Entnahmebauwerk eingetragen wird. In den numerischen Simulationen konnte nachgewiesen werden, dass die entscheidenden Kriterien hinsichtlich Fischschutz und Fischleitung bei der Anströmung des Feinrechens in ausreichendem Maß erfüllt werden. Im hydraulischen Modellversuch werden gegenwärtig noch weitere Untersuchungen durchgeführt.

Quellenverzeichnis

- [1] Ebel G. (2013). Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen, Handbuch Rechen- und Bypasssysteme, Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie, ISBN: 978-3-00-074643-7

3-D-Strömungssimulation: Ein hilfreiches Planungswerkzeug

- Sandfangoptimierung als Beispiel aus der Ingenieurpraxis -

M. Grünzner¹ und S. Heimerl¹

¹ Fichtner Water & Transportation GmbH, Sarweystraße 3, 70191 Stuttgart, GERMANY

E-Mail: Markus.Gruenzner@fwt.fichtner.de

Kurzfassung

Bei vielen aktuellen Planungen im Wasserbau hat man es mit Bestandsbauwerken der älteren Generation zu tun. Die Herausforderung dabei ist, komplexe Randbedingungen jeglicher Art bei der Planung zu beachten. Dass die Daten und Pläne allenfalls nur in Papierform und darüber hinaus mit begrenztem Detaillierungsgrad vorliegen, ist die Regel. Um ein komplexes Projekt effizient und zielorientiert umzusetzen, bedarf es geeigneter Werkzeuge, kreatives und kompetentes Personal sowie Auftraggeber, die modernen Methoden gegenüber aufgeschlossen sind. Anhand des Beispiels eines neu zu konzipierenden Sandfangs werden die Chancen und Möglichkeiten einer über die klassische Auslegung hinausgehenden Dimensionierung mit Unterstützung der 3-D-Strömungssimulation dargestellt.

Einleitung

An Flüssen mit permanenter (starker) Sedimentführung sind Sandfänge im Einlaufbereich der Wasserkraftanlagen essenziell wichtige Bauwerke, um einen kontinuierlichen, wirtschaftlichen und sicheren Betrieb der Anlage zu gewährleisten. Aufgrund dieser Bedeutung wurden in den letzten Jahren und Jahrzehnten die bisherigen klassischen Ansätze [1] vertiefter untersucht und weiter an einer optimierten Dimensionierung geforscht. Erwähnt seien hier v. a. die Dissertationen von Ortmanns [2] und Paschmann [3], [4] an der ETH Zürich.

Das hier im folgenden vorgestellten Projekt zeigt auf, dass die optimale Auslegung basierend auf dem aktuellen Stand der Technik nicht nur auf der Basis von Standardwerten erfolgen kann, sondern trotzdem individuell für das jeweilige Bauwerk gesucht werden muss.

Aktueller Stand der Technik bei der Dimensionierung von Sandfängen an Kraftwerkseinläufen

Sandfänge bei Wasserkraftanlagen haben das Ziel, die im Triebwasser mittransportierte Geschiebe- und Schwebstofffracht bis herunter zu dem sogenannten Grenzkorn zu reduzieren, um Schäden an den Wasserwegen und insbesondere der Turbine zu minimieren. Dieses Grenzkorn liegt üblicherweise im Bereich von 0,5 mm bis 0,2 mm, kann aber in Sonderfällen (hohe Fallhöhen, abrasives Gestein etc.) auch darunter liegen [1].

Auf der Basis der jüngeren Untersuchungen v. a. von Paschmann [3], [4] ist deutlich geworden, dass bei den herkömmlich ausgelegten Sandfängen einige Defizite zu erkennen sind, wie u. a.:

- Der bestehende klassische Ansatz unterschätzt die Beckenlänge in der Natur.
- Die Aufweitungswinkel im Längsschnitt und im Grundriss in der Übergangszone haben einen bedeutenden Einfluss auf die Durchströmung des Beckens.
- Beruhigungsrechen und andere Einbauten verbessern vielfach die Absetzleistung nennenswert.

- Bei strömendem Zufluss ist eine bessere Absetzleistung zu erzielen.
- Ein Endwehr reduziert die wirksame Beckenlänge.

Die aus verschiedenen Untersuchungen abgeleiteten Bemessungsempfehlungen wurden wie üblich für gewisse Anwendungsgrenzen ermittelt.

Aktuelles Projekt: Sandfang Ruanda

An einer bestehenden Wasserkraftanlage in Ruanda wurden erhebliche Abrasionsschäden insbesondere an der Turbine festgestellt, so dass an der Anlage bereits etliche Bauteile erneuert werden mussten, um den Betrieb und die effiziente Energieerzeugung einigermaßen sicherzustellen. Da dieser Zustand auf die Dauer nicht tragbar war, sollte anstelle des bisherigen, eindeutig zu klein ausgelegten Sandfangs ein neuer errichtet werden.

Mit der Neukonzeption des Sandfangs wurde Fichtner Water & Transportation (Fichtner) von den Eigentümern und gleichzeitig begleitende Fachfirmen F.EE GmbH, Neunburg v. W, und Kochendörfer Wasserkraftanlagen Turbinen-Maschinenbau e. K., Pleystein, betraut. Als Grundlage wurden von Fichtner die bereits existierenden Bauwerkselemente vor Ort vom Wehr mit Triebwasserentnahme über den Sandfang bis zum Übergang in den Kanal sowie der umgebenden Topografie detailliert aufgenommen. Anschließend wurden verschiedene Varianten auf der Basis der von Paschmann [3] entwickelten Kriterien durchgerechnet und mit den vorhandenen Randbedingungen abgeglichen. Aufgrund der beengten Platzverhältnisse fiel die Entscheidung auf einen Sandfang mit zwei Kammern, der die Flächen optimal nutzt und das festgelegt Grenzkorn von 0,25 mm rechnerisch noch effektiv abscheiden sollte (s. Abbildung 1).

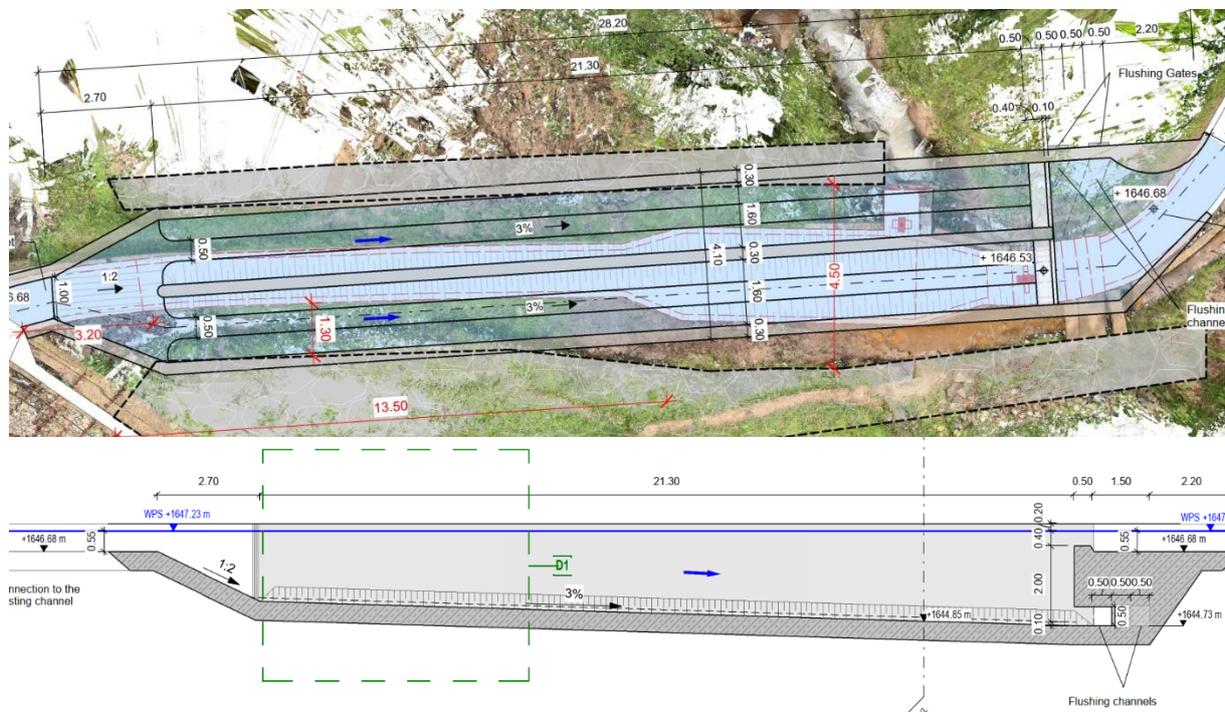


Abbildung 1: Lageplan und Schnitt des Bauwerks mit der ersten Planung (Nullvariante)
(Quelle: Fichtner)

Aufgrund der beengten Platzverhältnisse musste die Zulaufstrecke eine leichte Krümmung aufweisen, so absehbar war, dass die Strömung aus dem Entnahmebauwerk turbulenzbehaftet sein wird. Darüber hinaus ergab sich aus der Auslegung ein verhältnismäßig steiler

Übergangsbereich u. a. mit einer Neigung von 1:2 in der Sohle vom Zulaufkanal in die Sandfangkammern, wengleich alle Werte innerhalb der jeweils angegebenen Auslegungsbereiche lagen. Da aus der Erfahrung heraus derartige Punkte gerade in Sandfängen zu einer reduzierten Effizienz führen können, fiel intern die Entscheidung, diesen Bauwerksabschnitt noch etwas näher zu betrachten, um auf jeden Fall ein wirksames neues Bauwerk zu konzipieren.

3-D-Simulation zur Überprüfung der Bemessung (Ausgangsmodell)

3-D-CFD-Strömungssimulationen bieten einen großen Vorteil bei der Analyse komplexer Bauwerke und Strömungssituationen. Durch die räumliche Auflösung kann die Strömungssituation umfassend betrachtet und analysiert werden. Auswertungen der Geschwindigkeitsfelder mittels Vektoren und Stromlinien lassen gewisse Problemstellen, wie zum Beispiel Rezirkulationen, Ablösungen usw., sofort erkennen.

Bereits seit mehreren Jahren nutzt Fichtner die kommerzielle Software FLOW-3D Hydro als effizientes Werkzeug zur Strömungsanalyse. FLOW-3D löst die dreidimensionalen, Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen zur Berechnung der Wasserbewegung. Zusätzlich können dem bewegten Fluid diskrete Massepartikel (Lagrangsche Betrachtung) mit unterschiedlichen Durchmessern und/oder Dichte zugegeben werden. Die Massepartikel wurden für die Modellierung der abzuschheidenden Sandfraktionen und der Bewertung der Abscheidefunktionalität verwendet.

Für die Strömungssimulation wurde das 3-D-CAD-Modell in FLOW-3D implementiert. Das strukturierte, kartesische Gitter wurde mit Würfelzellen der Größe 10 cm vorgegeben. Die maßgebenden Beckenlängen (Tiefe, Breite) konnten so mit 15-25 Zellen ausreichend genau aufgelöst werden.

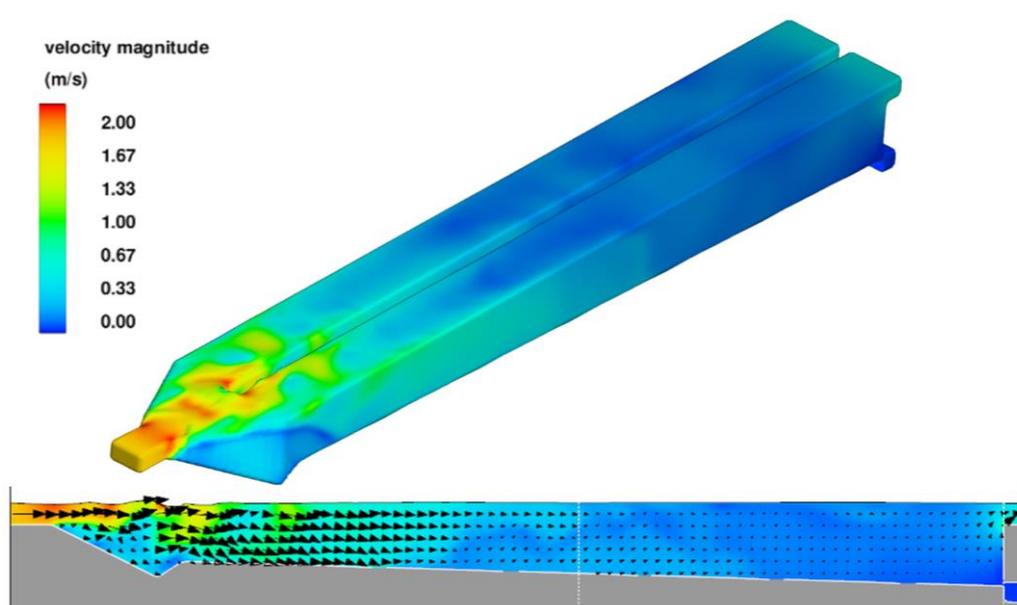


Abbildung 2: 3-D-Ansicht und Längsschnitt der Strömung mit Geschwindigkeiten (0-2 m/s)
(Quelle: Fichtner)

Im Zulauf wurden neun Partikelfraktionen mit Durchmessern in der Bandbreite von 0,1 mm bis 1 mm und einer Dichte von 2.510 kg/m^3 für Laterit vorgegeben. Der Auslegungsdurchmesser des Sandfangs ist 0,25 mm. Zur Überprüfung des Abscheidegrades wurden je Fraktion 10 Partikel pro Sekunde im Zulauf zugegeben. Der Auswertzeitraum betrug 1 h. Am Auslauf

des Sandfangs wurde eine Messebene (Flux Surface) platziert, die für jede Fraktion der Massepartikel die Passage dokumentiert. Alle Partikel, die die Messebene nicht durchwandert haben, wurden als im Sandfang abgeschieden bewertet.

Basierend auf der grundlegenden Dimensionierung des Sandfangs wurde das Ausgangsmodell (Nullvariante) simuliert (s. Abbildung 2).

Es ist deutlich zu erkennen, dass der Einlaufstrahl nicht der Geometrie des Übergangsbereichs vom Zulaufkanal in die Sandfangkammern folgt, sondern sich vom Bauwerk ablöst und zentrisch als Kernströmung auf die mittlere Trennwand prallt. Dies hat klein- und großräumige Rückströmungen in den Becken zur Folge, welche im Querschnitt in Abbildung 3 deutlich werden. Negative Geschwindigkeiten bedeuten eine Strömung entgegen der Hauptfließrichtung.

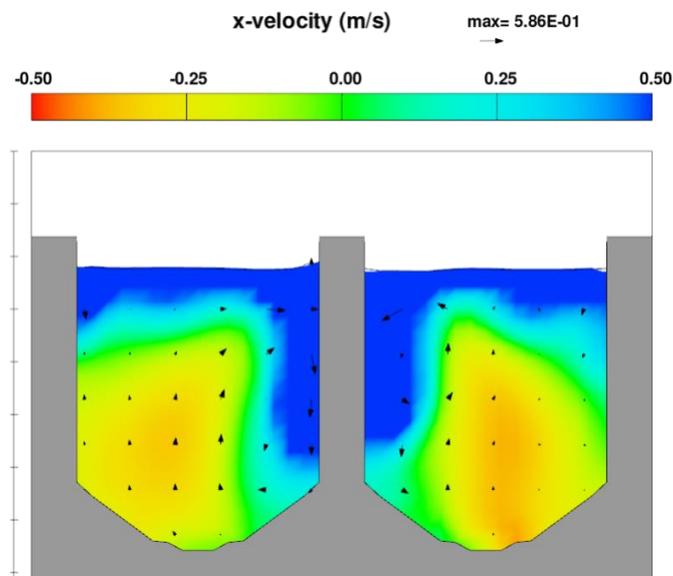


Abbildung 3: Querschnitt mit Geschwindigkeiten (-0,5 bis 0,5 m/s) (Quelle: Fichtner)

Diese nicht optimale Einleitung in die Absetzkammern wird auch bei der Betrachtung der Rückhaltungswirkung des Bemessungskorns deutlich. In der Ausgangsvariante (Nullvariante) werden nur 75 % der Körner mit der Zielkorngröße 0,25 mm zurückgehalten.

Da bei der Auswertung der Strömung die steilen Rampen (1:2) und kurzen seitlichen Verziehungen (ca. 20°) im Übergangsbereich als hauptsächliches Problem identifiziert wurden, wurde die Geometrie optimiert, indem bei gleichbleibender Gesamtlänge des Bauwerks die Aufweitung in der Breite und der Tiefe flacher (1:10) modelliert wurde.

3-D-Simulation Optimierung 1 (Flachere Winkel)

Durch die erheblich flacheren Winkel im Übergangsbereich des Bauwerks kann die Strömung deutlich besser den Aufweitungen in die Breite und Tiefe folgen. Die zuvor vorhandenen Rückströmungen konnten nennenswert reduziert werden (s. Abbildung 4).

Durch die flachere Aufweitung konnte auch der Wirkungsgrad für das Bemessungskorn von 75 % auf 81 % verbessert werden. Dass er „nur“ auf 81 % gesteigert werden konnte, zeigte, dass es weiteren Optimierungsbedarf gab.

Bei der genaueren Analyse konnte erkannt werden, dass der Eingangsstrahl zwar in der Breite nun sehr gut der Bauwerkskontur folgen kann, aber nicht in die Tiefe. Dies ist auch im Querschnitt in Abbildung 4 erkennbar. Nur im zentralen Bereich der Trennwand gelangt der Strahl auch nach unten zum Boden. Die ersten Meter der Bauwerkslänge werden somit nicht

ausgenutzt. Als weitere Optimierung wurde daher untersucht, wie sich der Strahl nach unten führen lässt.

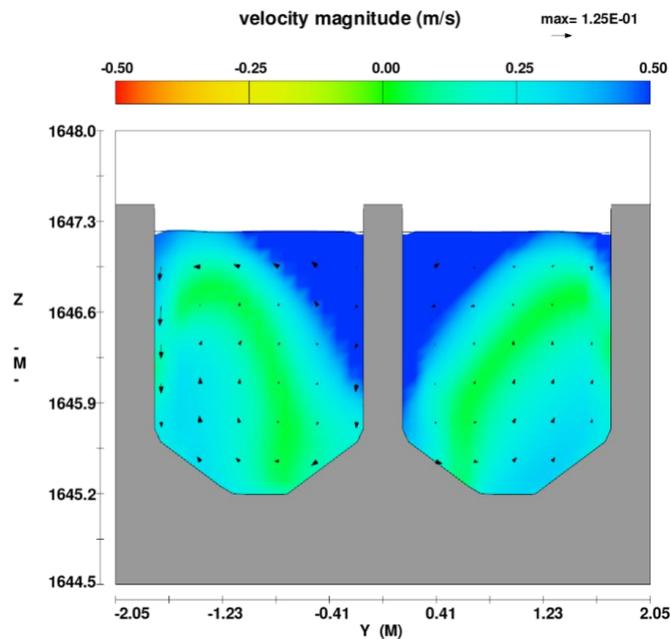


Abbildung 4: Querschnitt mit Geschwindigkeiten (-0,5 bis 0,5 m/s) (Quelle: Fichtner)

3-D-Simulation Optimierung 2 (Flachere Winkel, Prallwand, Strömungsdiffusoren)

Die Geometrie mit den flacheren Winkeln in der seitlichen und vertikalen Aufweitung wurde im 2. Schritt beibehalten. Zusätzlich wurde nun aber in mehreren, hier nicht dargestellten Zwischenschritten eine einfache Prallwand platziert, die als Tauchwand einen minimalen Aufstau erzeugt und den Einlaufstrahl nach unten Richtung Boden zwingt. Auf diese Weise werden auch die Sandpartikel bereits in Richtung Sohle geführt und müssen nicht erst noch weitere Wege absinken. Als Absetzlänge steht die gesamte Beckenlänge zur Verfügung. Damit sich der Abfluss homogenisiert und auf beide Züge gleich verteilt, wurden Stangen in der Größe von Eisenbahnschienen als Strömungsdiffusoren nach der Prallwand platziert.

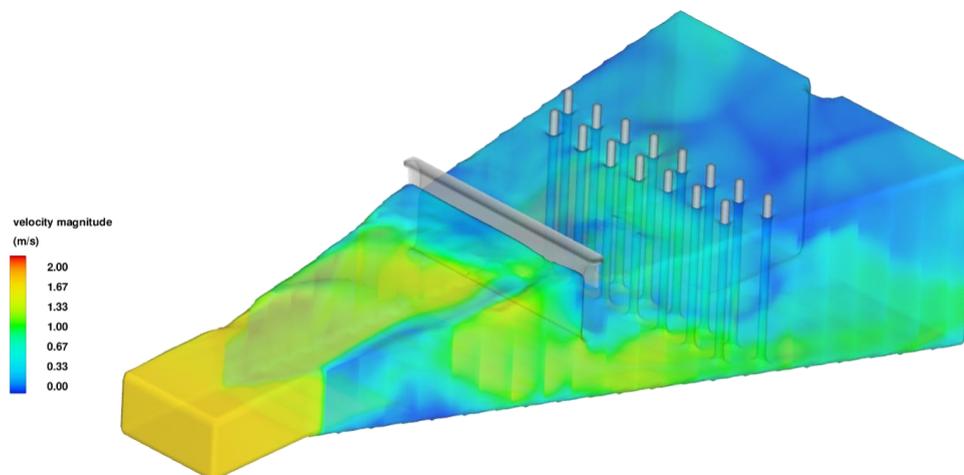


Abbildung 5: 3-D-Ansicht der Strömungsgeschwindigkeiten im Übergangsbereich mit Prallwand und Strömungsdiffusoren (0 bis 2 m/s) (Quelle: Fichtner)

Durch diese beiden ergänzenden Maßnahmen mit einfachen Bauelementen ist es gelungen, den Wirkungsgrad bei der Abscheidung der Körner mit einem Durchmesser von 0,25 mm auf rechnerische 98 % zu steigern. Die Tabelle 1 stellt die Abscheidegrade der neun Fraktionen von 1 mm bis 0,1 mm für die untersuchten drei Bauwerksgeometrien dar.

Tabelle 1: Übersicht der Ergebnisse (Quelle: Fichtner)

Durchmesser [mm]	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5	1
Option 2	0 %	22 %	84 %	98 %	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
Option 1	7 %	28 %	56 %	81 %	93 %	97 %	99 %	100 %	100 %
Nullvariante	4 %	19 %	52 %	75 %	90 %	98 %	100 %	100 %	100 %

Zusammenfassung

Anhand dieses Beispiels aus der Praxis konnte gezeigt werden, dass numerische 3-D-Strömungssimulationen ein sehr hilfreiches Werkzeug auch für den erfahrenen Planer sind, um komplexe Strömungssituationen und Bauwerke mit einem überschaubaren Aufwand zu untersuchen und zu optimieren. Dabei ist auch die Anschaulichkeit nicht zu unterschätzen, die bei entsprechenden Auswertungen zu aussagekräftigen Darstellungen führt, die sogar für Auftraggeber und Dritte, die nicht zwingend hydraulikaffin sein müssen, verständlich sind.

Gleichzeitig wurde mit den Untersuchungen bestätigt, dass die in der Hydraulik immer wieder gerne genutzten flachen Übergänge von $\leq 10^\circ$ eine Strömung führen und Ablösungen selten oder gar nicht auftreten lassen. Dabei hat die ruhige und geführte Strömung auch zur Folge, dass die Gesamtbauwerkslänge des Sandfangs infolge des längeren Übergangsbereichs nicht größer werden muss, sondern bei gleicher Bauwerksgesamtlänge die Abscheideeffizienz nennenswert gesteigert werden kann; im Beispiel rechnerisch auf knapp 100 %.

Mit diesen Ergebnissen kann der Betreiber der Wasserkraftanlage davon ausgehen, dass der Abscheidegrad nach dem Umbau einen sehr guten Bereich erreichen dürfte und somit Ausfallzeiten reduziert sowie die Erzeugung gesteigert werden. Auch konnte durch die Wahl von einfachen und robusten Bauwerkselementen sichergestellt werden, dass das Bauwerk in Ruanda mit dort verfügbaren Baustoffen gut und kostenoptimiert erstellt werden kann.

Angemerkt sei, dass zum Zeitpunkt der Beitragsabfassung die Bauarbeiten bereits laufen.

Quellenverzeichnis

- [1] Giesecke, J.; Heimerl, S.; Mosonyi, E.: Wasserkraftanlagen - Planung, Bau und Betrieb. 6. Auflage. Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag, 2014.
- [2] Ortmanns, C.: Entsander von Wasserkraftanlagen. In Mitteilungen der VAW der ETH Zürich (2006), Nr. 193.
- [3] Paschmann, C.: Design Optimization of Desanding Facilities for Hydropower Schemes. In Mitteilungen der VAW der ETH Zürich (2018), Nr. 247 (doi.org/10.3929/ethz-b-000480013).
- [4] Paschmann, C.; Vetsch, D.; Rieth, U.; Boes, R.: Erweitertes Entwurfskonzept für Entsanderanlagen an Wasserkraftwerken. In: WasserWirtschaft 110 (2020), Heft 10, S. 10-15.

Numerische Modellierung als Instrument für ökohydraulische Planungen Herausforderungen und Chancen

C. Dorfmann¹, S. Gegenleithner¹, G. Seidl², und M. Nujic³

¹ flow engineering, Lessingstraße 30, 8010 Graz, AUSTRIA

² flusslauf, Lessingstraße 30, 8010 Graz, AUSTRIA

³ IB-Nujic, Stari Laz 23F, 51314, CROATIA

E-Mail: clemens.dorfmann@flowengineering.at

Kurzfassung

Flussbauliche Renaturierungsprojekte sind für die Erhaltung und Förderung der Biodiversität ein entscheidender Baustein. Flussbauliche Maßnahmen für die Renaturierung von Flussabschnitten bedeuten einen Eingriff in ein bestehendes gewässerökologisches und hydromorphologisches System. Die Prognose der kurzfristigen und vor allem langfristigen Auswirkungen der gesetzten Maßnahmen ist aufgrund der Variabilität der natürlichen hydrologischen und sedimentologischen Prozesse mit hohen Unsicherheiten verbunden.

In diesem Beitrag sollen die Herausforderungen und die Chancen der numerischen Modellierung als Planungsinstrument für gewässerökologische Maßnahmen beschrieben werden. Dabei wird auf die Anforderungen der numerischen Grundlagen eingegangen, welche sich von konventionellen numerischen Hochwasserstudien oftmals stark unterscheiden. Anhand unterschiedlicher Beispiele von numerisch unterstützten Maßnahmenentwicklungen aus der Praxis und Forschung wird die Wichtigkeit des Prozessverständnisses hervorgehoben, sei es hinsichtlich Modellierung der Turbulenz z.B. in Bühnenfeldern oder der Wassertiefenabhängigkeit der Rauheit. Des Weiteren werden die Anforderungen an die Datengrundlagen aufgezeigt, welche die Chancen aber auch die Einschränkungen der numerischen Modellierung maßgeblich definieren. Mit Blick auf aktuelle Projekte zwischen Praxis und Forschung werden aktuelle Technologien vorgestellt.

Einleitung

Die zweidimensionale (2D) tiefengemittelte hydronumerische Modellierung wird nun seit Jahrzehnten erfolgreich für die Modellierung von Hochwasserabfluss angewandt. Die resultierenden räumlich verteilten Wassertiefen als auch Fließgeschwindigkeiten für bestimmte Hochwasserjährlichkeiten bilden eine wichtige Grundlage für die Raumplanung sowie für wasserrechtliche Bewilligungsverfahren. Immer mehr wird die 2D Modellierung auch als Planungsinstrument für die Beantwortung anderer wasserbaulicher, morphologischer und auch gewässerökologischer Fragestellungen herangezogen. Es ist hervorzuheben, dass sich die Anforderungen und notwendigen Herangehensweisen solcher Studien oftmals stark von jenen konventioneller numerischer Hochwasserstudien unterscheiden. Als Beispiele können die Auflösung des Berechnungsnetzes, die Anforderungen an die numerischen Verfahren (z.B. die Turbulenzmodellierung oder die Wahl des numerischen Lösungsverfahrens), die Auswahl und Implementierung von hydromorphologischen Randbedingungen sowie die Anforderungen an die Datengrundlagen genannt werden.

In diesem Beitrag werden die Anforderungen und Möglichkeiten der 2D hydronumerischen Modellierung als Planungsinstrument für gewässerökologische Maßnahmenplanungen anhand von einigen wesentlichen Aspekten – Bathymetrie, Rauheit, Turbulenz, Berechnungsnetz, Gleichungslöser –, ohne Anspruch auf Vollständigkeit, aufgezeigt und diskutiert.

Aspekte

Bathymetrie

Bei gewässerökologischen Aufgabenstellungen, welche z.B. Restwasseruntersuchungen, Schwall-Sunk Studien oder die Planung bzw. Implementierung von gewässerökologischen Maßnahmen wie z.B. Buhnen oder Aufweitungen im Fokus haben, sind die Datengrundlagen hinsichtlich der Bathymetrie (Gewässervermessung) von entscheidender Bedeutung. So soll das numerische Modell alle wesentlichen morphologischen Charakteristika und auch Wasserwechselzonen abbilden können, um Aussagekraft z.B. hinsichtlich der hydromorphologischen Variabilität zu erlangen. In Abbildung 1 sind als Beispiel die Sohlagen aus einer konventionellen Abflussuntersuchung (ABU Modell auf Basis von vermessenen Querprofilen) mit den dazugehörig berechneten Wasserspiegelhöhen den Sohlagen aus einem Grünlicht Laserscan und den dazugehörigen berechneten Wasserspiegelhöhen gegenübergestellt. Wie zu erkennen, können mit dem ABU Modell, im Gegensatz zur Simulation auf Basis der Grünlicht Lasermessung, die Furt-Kolk und Rinner Sequenzen sei es in den Sohlagen als auch in den berechneten Wasserspiegelhöhen in keiner Weise abgebildet werden. Die korrekte numerische Abbildung von Wasserwechselzonen ist ein weiteres wichtige Kriterium und gerade bei Schwall-Sunk Studien von enormer Bedeutung, um unter anderem das Strandungsrisiko von Fischen beurteilen zu können. Abbildung 2 stellt dazu für einen Flussabschnitt die Sohlhöhen aus einem ABU Modell den Sohlhöhen aus einem Grünlicht Laserscan gegenüber. So ist zu erkennen, dass im ABU Modell (basierend auf Querprofilmessungen) im Vergleich zur Grünlicht Lasermessung die Kiesbank komplett ignoriert wird.

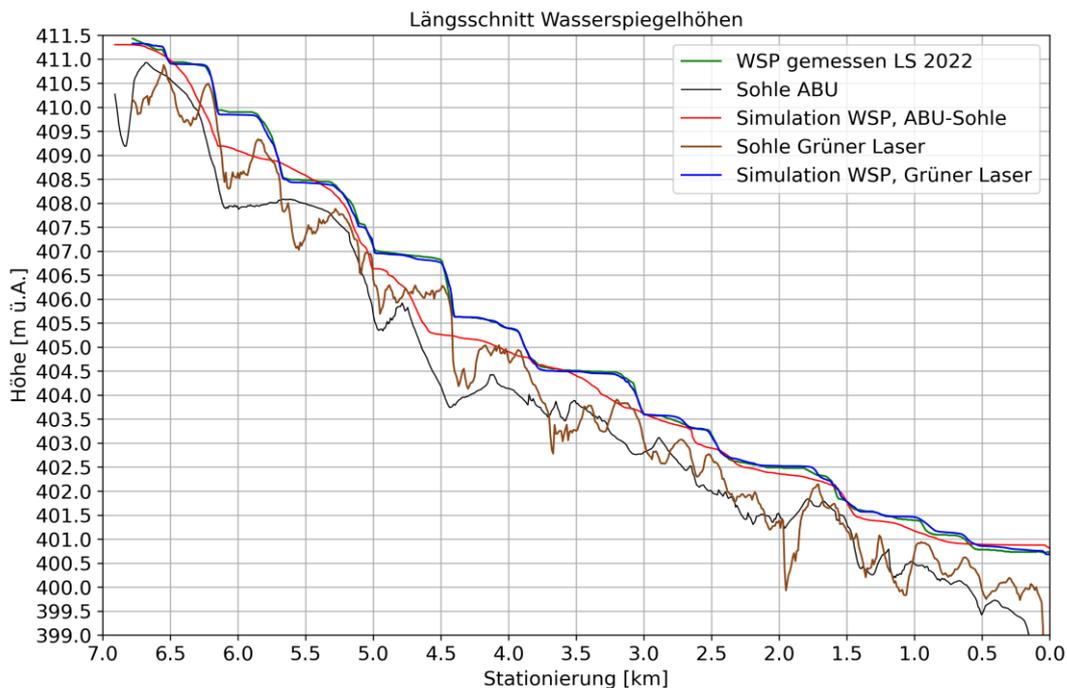


Abbildung 1: Längsschnitt der berechneten Wasserspiegelhöhen bei unterschiedlichen Datengrundlagen für die Bathymetrie

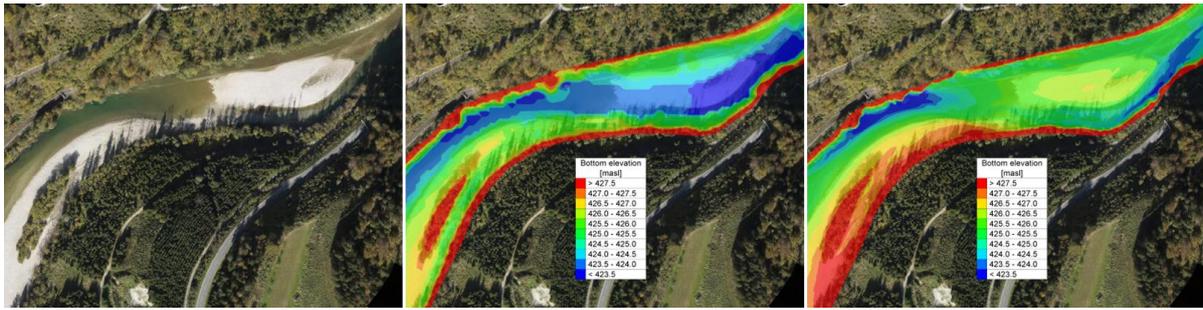


Abbildung 2: Lageplan, Flussabschnitt mit Kiesbänken, links: Orthofoto, mitte: ABU-Sohlhöhen, rechts: Sohlhöhen aus Grünlicht Laserscan

Rauheit

Die Quantifizierung des Fließwiderstandes, also jene Kraft, die einer sich bewegenden Flüssigkeit entgegenwirkt, ist eine wichtige Aufgabe in der wasserbaulichen Praxis und der hydronumerischen Modellierung. Fließwiderstände ergeben sich aufgrund von Wandreibungen, topographischen Irregularitäten, Vegetation, Gebäuden, etc. In der wasserbaulichen Praxis existieren eine Vielzahl von Fließwiderstandsformeln, die einen Zusammenhang zwischen den Fließwiderständen und den hydraulischen Größen (Fließgeschwindigkeit und Wassertiefe) herstellen. Die wohl bekannteste Fließwiderstandsformel ist die Manning-Strickler Gleichung. Die Manning-Strickler Gleichung drückt die Fließgeschwindigkeit über die Energielinienneigung, den hydraulischen Radius – in 2D Anwendungen wird dieser der Wassertiefe gleichgesetzt – sowie einem konstanten Rauheitsbeiwert (k_{st}), der üblicherweise gebietsweise definiert wird, aus (Ferguson, 2010). Studien haben gezeigt, dass der Strickler-Beiwert üblicherweise signifikant mit der Wassertiefe ansteigt (siehe z.B. Chow, 1959; Ferguson, 2010). Das bedeutet, dass kalibrierte Strickler-Rauheiten theoretisch nur für jenen Abflussbereich gültig sind, für den sie kalibriert wurden (Ferguson, 2021). Es ist somit zu empfehlen, kalibrierte Rauheitsbeiwerte mit höheren und geringeren Abflüssen zu validieren, um die Prognosequalität des Modells sicherzustellen. Hier wird vorweggenommen, dass die Unsicherheiten, die sich aufgrund der Annahme einer konstanten Strickler-Rauheit ergeben, grundsätzlich in niederen Abflussbereichen stärker ausgeprägt sind als in höheren. Für Untersuchungen, die eine Abdeckung eines breiten Abflussspektrums erfordern, z.B. Schwall-Sunk Studien oder Restwasseruntersuchungen, sollten somit konstante Strickler-Rauheiten mit Vorsicht genossen und alternative Fließwiderstandsansätze in Betracht gezogen werden.

Als Alternativen können zum Beispiel Ansätze, die einen charakteristischen Korndurchmesser für die Quantifizierung des Fließwiderstandes heranziehen, genannt werden. In einer Studie von Rickenmann und Recking (2011) konnte die Variable Power Equation (VPE) von Ferguson (2007) die 2890 Feldversuche am besten abbilden. Die VPE kombiniert einen linearen Term, der auf der Rauheitsschichttheorie basiert (siehe z.B. Nikora et al., 2001) und bei sehr geringen Abflüssen schlagend wird, mit einem Term, der der Manning-Strickler Gleichung ähnelt und erst bei höheren Abflüssen an Relevanz gewinnt. Die VPE kann unter Verwendung des Darcy-Weisbach Rauheitskoeffizienten, f , nach folgender Gleichung 1 angeschrieben werden (Ferguson, 2007; Rickenmann und Recking, 2011). Ferguson (2021) empfiehlt für die Konstanten $a_1 = 6.5$ und $a_2 = 2.5$, wenn d_{84} als die charakteristische Korngröße verwendet wird. h/d_{84} beschreibt dabei das Verhältnis der Wassertiefe zur charakteristischen Korngröße d_{84} . Eine Auswertung der VPE und anderen wassertiefenabhängigen Fließwiderstandsformeln unter Annahme des d_{84} mit 0.16 m ist in Abbildung 3 dargestellt. Abbildung 4 zeigt für einen Flussabschnitt im Lageplan die bei einer 2D tiefengemittelten Schwall-Sunk Simulation auftretenden wassertiefenabhängigen Strickler-Rauheiten.

$$\sqrt{\frac{8}{f_{tot}}} = \frac{a_1 a_2 \left(\frac{h}{d_{84}}\right)}{\sqrt{a_1^2 + a_2^2 \left(\frac{h}{d_{84}}\right)^{5/3}}} \quad (1)$$

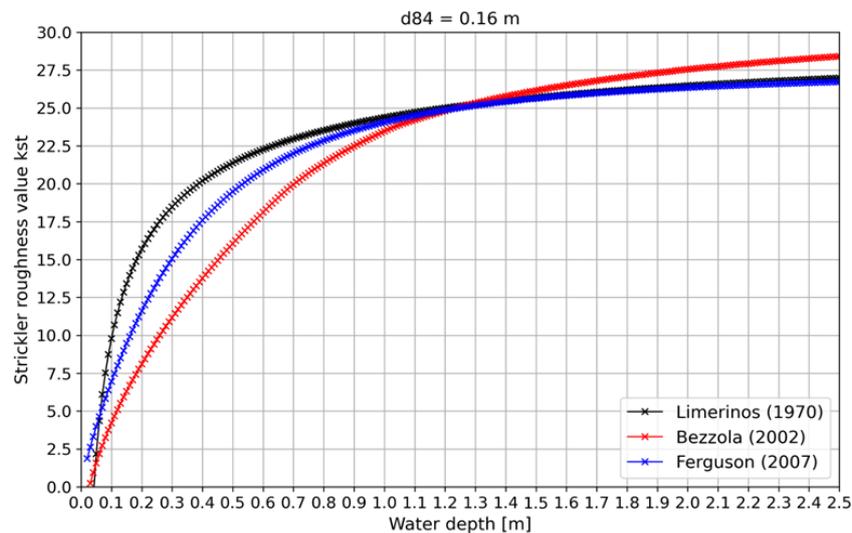


Abbildung 3: Darstellung der äquivalenten Strickler-Beiwerte für die VPE (Ferguson, 2007), Bezzola (2002) und Limerinos (1970) Fließwiderstandsformeln.

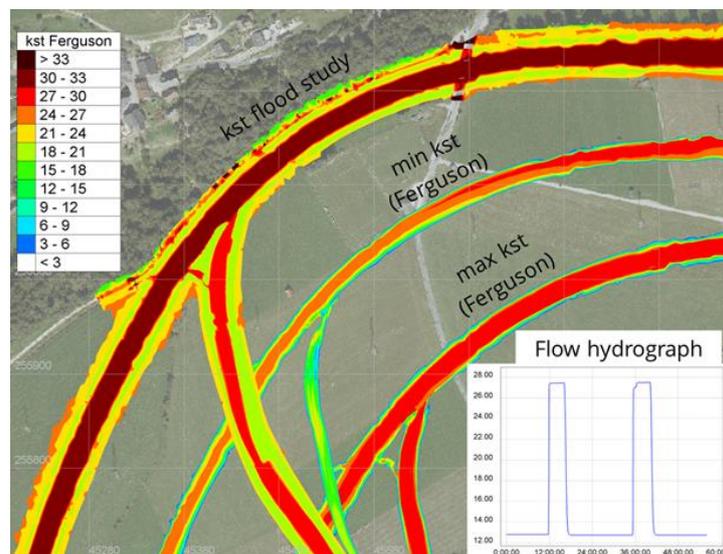


Abbildung 4: Lageplan, Flussabschnitt, Gegenüberstellung einer konstanten Strickler-Rauheit (kst flood study) mit wassertiefenabhängigen minimalen und maximalen Strickler-Rauheiten nach Ferguson (2007)

Oftmals sind für zu untersuchende längere Flussabschnitte keine räumlich hochaufgelösten Daten, z.B. Wasserspiegelmessungen, für die Kalibrierung und auch Validierung des numerischen Modells vorhanden. Z.B. bei Flussabschnitten mit Furt-Kolk Sequenzen treten zonal oft sehr unterschiedliche Rauheiten auf. Gute Praxis sollte sein, und vor allem bei mangelnden Kalibrierungsdaten, eine Sensitivitätsanalyse durchzuführen, um die Bandbreite der berechneten Ergebnisse angeben zu können. Ohne in diesem Fachbeitrag auf die Grundlagen der Habitatmodellierung näher einzugehen, seien in folgender Abbildung 5 die mit

dem Habitatmodell flow-eco (Dorfmann, 2019 unveröffentlicht) berechneten Habitateignungen für unterschiedliche Abflüsse und Fischarten dargestellt. In den 2D tiefengemittelten hydraulischen Simulationen wurde eine Sensitivitätsanalyse hinsichtlich der Wahl der Strickler-Rauheit mit Festlegung von physikalisch plausiblen oberen und unteren Grenzen durchgeführt. Wie an den Fehlerindikatoren für die Habitateignungen HHS zu erkennen, hat in diesem Fallbeispiel die unsichere Wahl der Rauheit, und damit die Unsicherheit der hydraulischen Simulationsergebnisse, lediglich einen geringen Einfluss auf die letztendlich berechneten Habitateignungen.

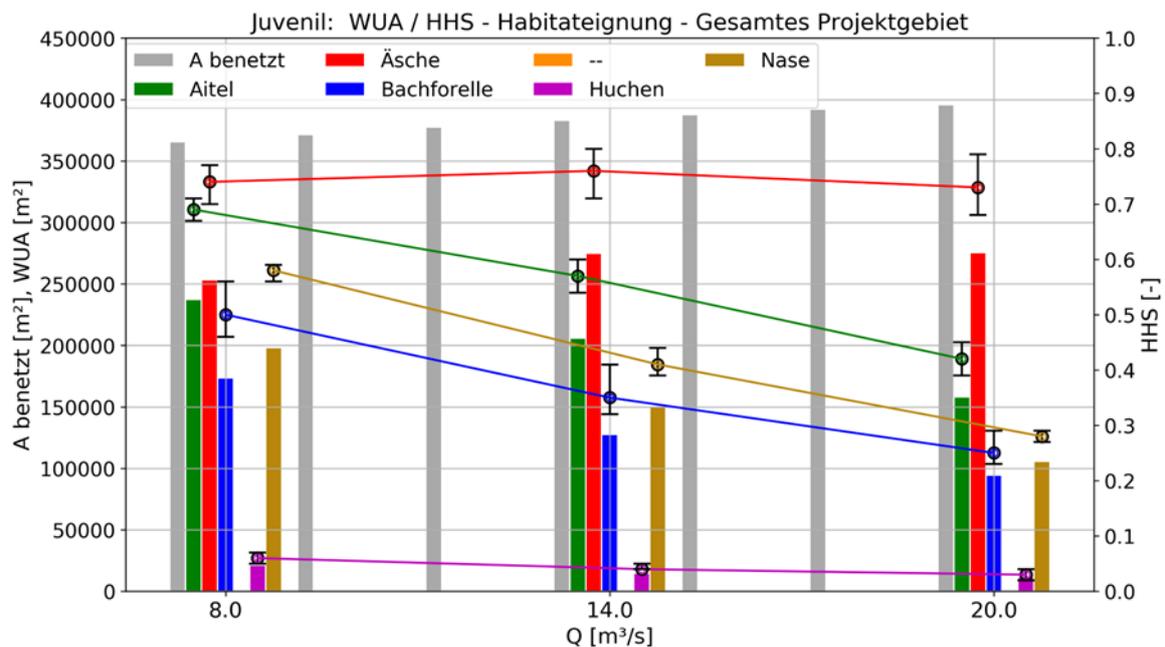


Abbildung 5: Berechnete gewichtete verfügbare Habitatflächen (WUA, linke y-Achse) und dazugehörige Habitateignungen (HHS, rechte y-Achse) für verschiedenen Abflüsse und Fischarten bei Variation der Rauheit

Tiefengemittelte Turbulenzmodellierung

In Diskussionen in der Fachwelt wird oft argumentiert, dass die Implementierung von Turbulenzmodellen in 2D tiefengemittelten Gleichungslösern wenig Sinn macht, da 1) im tiefengemittelten Kontext die Turbulenz nicht abgebildet werden kann und 2) die numerische Diffusion die turbulente Diffusion ohnehin überwiegt, da meistens Verfahren 1. Ordnung für die Lösung der Saint-Venant-Gleichungen benutzt werden. Trotzdem zeigen viele Studien, z.B. Wu et al. (2004), Cea et al. (2007) oder Dorfmann & Zenz (2016), dass bei nicht-advektionsdominierten Prozessen die 2D tiefengemittelte Turbulenzmodellierung ihre Berechtigung hat. In den meisten 2D Strömungsmodellen mit Berücksichtigung der Turbulenz wird die Wirbelviskosität mittels Nullgleichungsmodellen mit der Annahme berechnet, dass dort, wo Turbulenz produziert wird, diese auch dort dissipiert wird. Solche Ansätze sind z.B. die konstante Wirbelviskosität, das tiefengemittelte parabolische Viskositätsmodells oder das tiefengemittelte Mixing-Length Modell. Letzteres Modell berücksichtigt im Vergleich zum parabolischen Modell nicht nur die vertikale Turbulenzproduktion, sondern auch die horizontale Turbulenzproduktion, hervorgerufen durch lokale Fließgeschwindigkeitsgradienten, wie sie z.B. bei Buhnumströmungen oder in komplexen Geometrien auftreten. Zweigleichungsmodelle, wie z.B. das tiefengemittelte k- ϵ Turbulenzmodell (Rastogi & Rodi, 1978), welche auch den Transport von Turbulenz berechnen, werden in kommerziellen Produkten kaum eingesetzt. Abbildung 6 zeigt die 2D tiefengemittelte Umströmung einer nicht

überströmbaren Buhne bei Variation des Turbulenzmodells. Diese Ergebnisse verdeutlichen, dass die Wahl des Turbulenzmodells einen großen Einfluss auf die berechnete Länge des Wiederanlegens der Hauptströmung haben kann und weisen auf die große Rolle des Turbulenzmodells bei der hydronumerischen Planung von Buhnen oder Buhnenfeldern hin. Gerade bei hydraulisch-gewässerökologischen Planungen, in welchen geometrische Merkmale wie Aufweitungen, Buhnen etc. untersucht werden sollen, sind höherwertige Turbulenzmodelle wie das Mixing-Length Modell oder das $k-\varepsilon$ Modell sicher zu bevorzugen.

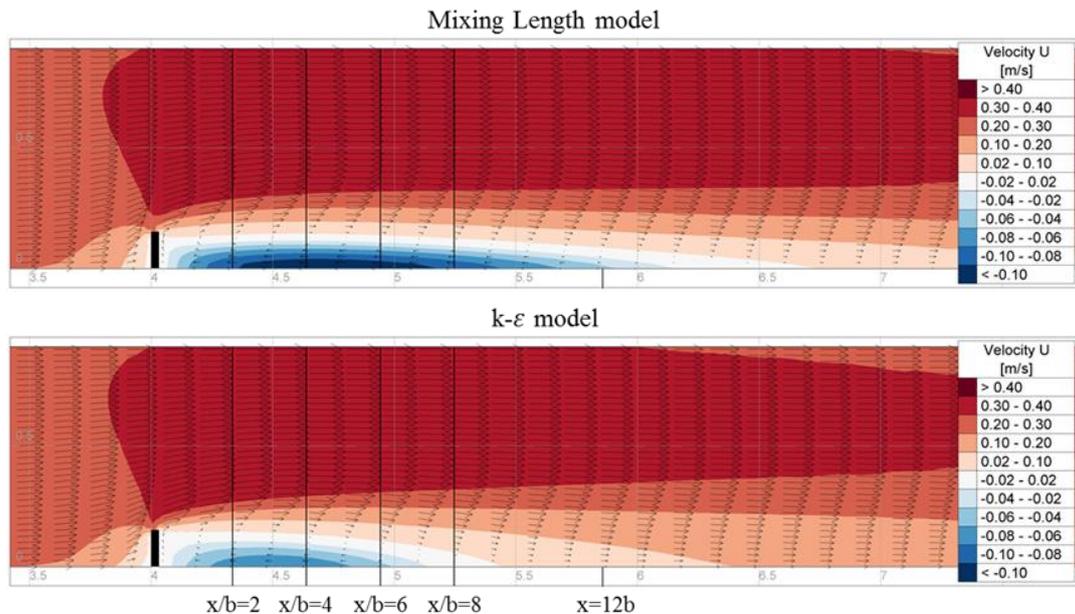


Abbildung 6: Berechnete Fließgeschwindigkeiten (Buhnumströmung) mit dem Mixing Length Turbulenzmodell und dem $k-\varepsilon$ Turbulenzmodell (Dorfmann & Zenz, 2016)

Berechnungsnetz

Das Berechnungsnetz, also die räumliche Diskretisierung, bildet das Fundament für die Qualität der zu berechnenden hydraulischen Größen Fließgeschwindigkeit und Wassertiefe. Wie bereits im Kapitel Bathymetrie beschrieben und in Abbildung 1 gezeigt, ist die Qualität der gewässerökologischen Beurteilungen auf Basis von numerischen Simulationen eng verknüpft mit der bathymetrischen Datengrundlage und darauf aufbauend auf die Wahl der Netzauflösung. Bathymetrische Daten auf Basis von Grünlicht Laserscans liegen heutzutage oftmals mit einer räumlichen Auflösung von wenigen Dezimetern vor. Je nach Größe des numerisch zu untersuchenden Gebietes und der verfügbaren Rechenressourcen kann diese räumliche Auflösung direkt für das Berechnungsnetz übernommen werden oder nicht. Die Herausforderung besteht dabei nicht nur für den Gleichungslöser hinsichtlich der Rechenzeiten, sondern vor allem auch im vorherigen Aufbereiten der Datenmengen, in der Bearbeitung und Visualisierung sowie in der Interpretation und Diskussion der Berechnungsergebnisse. Abbildung 7 zeigt als Beispiel die berechnete räumliche Verteilung von Wassertiefen und Habitateignungen für eine Fischart in einem Flussabschnitt, basierend auf einer räumlich hochaufgelösten 2D Habitatmodellierung (Zelllänge: 30 - 50 cm). Gut zu erkennen ist die Bildung von größeren als auch kleineren Clustern von bestimmten Habitatwerten, die erst durch die räumlich hochaufgelöste hydraulische Berechnung ermöglicht wird.

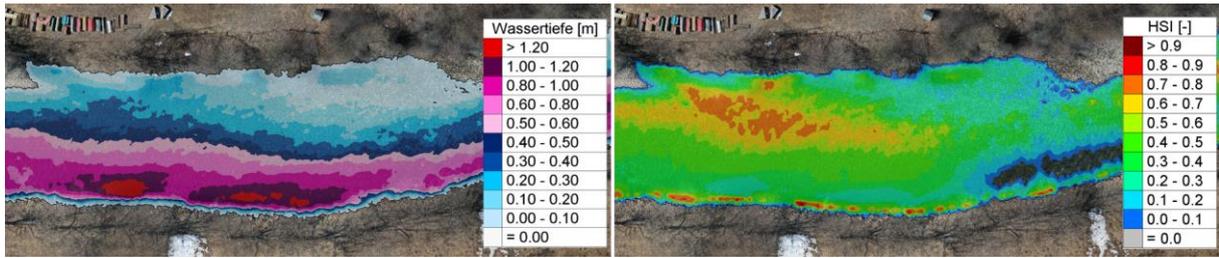


Abbildung 7: Lageplan, räumlich hochaufgelöste Berechnung von Wassertiefen (links) und Habitateignungen HSI (rechts)

Gleichungslöser

Erörtert man die oben beschriebenen Aspekte Bathymetrie, Rauheit, Turbulenzmodellierung und Berechnungsnetz gemeinsam, sind in der Ingenieurspraxis für hydronumerisch gestützte gewässerökologische Planungen schnelle und flexible Gleichungslöser von Vorteil, wenn nicht notwendig. Die Möglichkeit der Anpassung des Quellcodes an die Aufgabenstellung, z.B. die Implementierung von alternativen Rauheitsansätzen oder der Adaptierung der Schnittstellen aufgrund der enormen Datenmengen, welche zu bearbeiten sind, ist für eine qualitätsvolle und effiziente Planung sehr von Vorteil.

Implizite Verfahren für die Zeitintegration, wie sie z.B. die Strömungsmodelle Telemac-2D (www.opentelemac.org) oder H_SIM-2D (www.hsim2d.com) implementiert haben, erlauben höhere CFL-Zahlen als 1 und somit deutlich schnellere Rechenzeiten als explizite Verfahren. Erst dann, und durch zusätzliche Parallelisierung mit möglichst linearer Skalierung, können sehr große Flusssysteme hochaufgelöst, stationär oder instationär, simuliert werden.

Der Gleichungslöser berechnet ein unsicheres Abbild der Realität. In der 2D tiefengemittelten Modellierung werden unter anderem lokal auftretende dreidimensionale Effekte, wie sie z.B. bei Buhnenströmungen auftreten, oder die Dispersion aufgrund des vertikalen Geschwindigkeitsgradienten nicht berücksichtigt. Diese Unsicherheiten sollen bei 2D hydronumerischen Untersuchungen von gewässerökologischen Planungen bedacht werden. Als Beispiel zeigt Abbildung 8 den Vergleich zwischen gemessenen und simulierten tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten in einem Kolkbereich, bei welchem ersichtlich wird, dass das 2D Modell, trotz Kalibrierung, das Kriterium der positiven Rheotaxis deutlich unterschätzt.

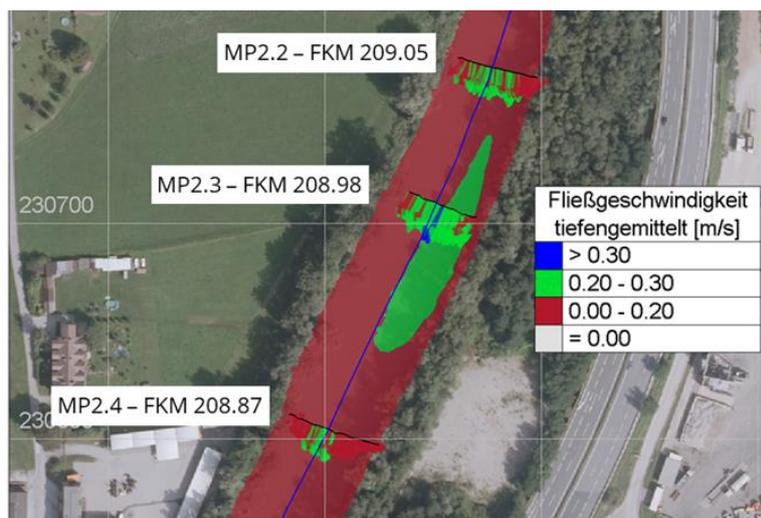


Abbildung 8: Lageplan, Vergleich der gemessenen (Vektoren, ADCP) und berechneten (gefüllte Konturen) tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten

Zusammenfassung

“Essentially, all models are wrong, but some are useful” – George E. P. Box

Numerische Abflussmodelle sind heutzutage ein essenzielles Werkzeug zur Beantwortung von wasserbaulichen, morphologischen sowie gewässerökologischen Fragestellungen. Einige Aspekte, die die Modellqualität und somit auch die Modellunsicherheiten beeinflussen, wurden in diesem Beitrag anhand von Beispielen diskutiert. Konkret wurden Einflüsse der Datengrundlage, der Rauheitsansätze, der Turbulenzmodellierung, des Berechnungsnetzes sowie des numerischen Gleichungslösers angeschnitten. Modellunsicherheiten können grundsätzlich durch eine sorgfältige Kalibrierung und Validierung reduziert und mithilfe von Sensitivitätsanalysen abgeschätzt werden. Dabei muss immer bedacht werden, dass das Modell nur ein vereinfachtes Abbild der Wirklichkeit ist. Die Frage, die immer gestellt werden muss, ist nicht, ob das Modell wahr ist (ist es nie), sondern ob das Modell gut genug ist für die Beantwortung der konkreten Fragestellung.

Quellenverzeichnis

- [1] Bezzola, G.R. (2002). Fließwiderstand und Sohlenstabilität natürlicher Gerinne unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses der relativen Überdeckung. Band 173 von Mitteilungen, Hydrologie und Glaziologie Zürich Versuchsanstalt für Wasserbau.
- [2] Cea L., Puertas J. & Vázquez-Cendón M.E., 2007. Depth Averaged Modelling of Turbulent Shallow Water Flow with Wet-Dry Fronts. Archives of Computational Methods in Engineering, 14, 303-341.
- [3] Chow, V.T. (1959). Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill.
- [4] Dorfmann C. & Zenz G., 2016. The depth-averaged Mixing Length turbulence model for Telemac-2D. Proceedings of the XXIIIth TELEMAC-MASCARET User Conference, Cerema, Paris, France
- [5] Ferguson, R. (2007). Flow resistance equations for gravel-and boulder-bed streams. Water resources research, 43(5).
- [6] Ferguson, R. (2010). Time to abandon the Manning equation? Earth Surface Processes and Landforms, 35(15).
- [7] Ferguson, R. I. (2021). Roughness calibration to improve flow predictions in coarse-bed streams. Water Resources Research, 57(6), e2021WR029979.
- [8] Limerinos, J.T. (1970). Determination of Manning's Coefficient for Measured Bed Roughness in Natural Channels. Water Supply Paper I1898-B, Washington DC.
- [9] Nikora, V., Goring, D., McEwan, I., & Griffiths, G. (2001). Spatially averaged open-channel flow over rough bed. Journal of Hydraulic engineering, 127(2), 123-133.
- [10] Rastogi A.K. and Rodi W., 1978. Predictions of heat and mass transfers in open channels. Journal of the Hydraulic Division (ASCE), 104, 397-420.
- [11] Rickenmann, D., & Recking, A. (2011). Evaluation of flow resistance in gravel-bed rivers through a large field data set. Water Resources Research, 47(7).
- [12] Wu W., Wang P. & Chiba N., 2004. Comparison of Five Depth-Averaged 2-D Turbulence Models for River Flows. Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 51, 183-200.

Hydraulischer Modellversuch KW Murinsel

A. Hammer¹, K. M. Pittino², E. Staudacher³ und G. Zenz¹

¹ Technische Universität Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft,
Stremayrgasse 10/2, A-8010 Graz, AUSTRIA

² PITTINO ZT GmbH, Dietrichsteinplatz 15/6, 8010 Graz AUSTRIA

³ VERBUND Hydro Power GmbH, E-Werkstraße 31, 8121 Deutschfeistritz, AUSTRIA

E-Mail: alfred.hammer@tugraz.at

Kurzfassung

In der obersteirischen Stadt Bruck an der Mur betreiben die Stadtwerke Bruck seit 1903 das Ausleitungskraftwerk „KW Murinsel“. Hierfür wird die Mur durch eine Wehranlage aufgestaut und das Wasser über einen 1600 m langen Oberwasserkanal zum Krafthaus geleitet. Im Zuge der angestrebten Wiederverleihung des Wasserrechtes entschloss man sich im Zuge der Anpassung an den Stand der Technik zur Ertüchtigung der Anlage. Es sollte anstelle der alten Wehranlage eine moderne Wehranlage mit integrierter Energieerzeugung für die Restwassernutzung errichtet werden. Um die Planung bestmöglich zu unterstützen wurde dazu an der TU Graz ein umfassender hydraulischer Modellversuch durchgeführt. Durch die Kraftwerksrevitalisierung und die beiden zusätzlichen Kaplan turbinen der neuen Wehranlage steigt das Regelarbeitsvermögen von 25 GWh auf 36 GWh pro Jahr. An die 9000 Haushalte werden nun durch Strom aus nachhaltiger Quelle versorgt. Damit können jährlich etwa an die 29 000 t CO₂ Ausstoß eingespart werden – müsste der Strom durch Kohlekraftwerke - bereitgestellt werden. Nach zweijähriger Bauzeit wurde die Anlage im Herbst 2021 wieder in Betrieb genommen.

Einleitung

Die „Stadtwerke Bruck an der Mur GmbH“ beabsichtigten das bestehende Murkraftwerk „Murinsel“ umzubauen und zu erweitern. Neben Erneuerungsarbeiten an Krafthaus und Ausleitungskanal sollte vor allem der in die Jahre gekommene Wehrbereich neu gestaltet und an den Stand der Technik angepasst werden (siehe Abb. 1 und Abb. 2). Anstelle der bestehenden Wehranlage sollte eine neue, dreifeldrige Wehranlage (Wehrfeldbreite je 16,5 m) mit Verschlussorganen (Segment/Klappe) sowie einem integrierten Pfeilerkraftwerk mit zwei Maschinen errichtet werden. Somit erhöht sich die Ausbauwassermenge von $Q_A = 60 \text{ m}^3/\text{s}$ auf insgesamt $120 \text{ m}^3/\text{s}$.



Abbildung 1: Oberwasseransicht – Bestand Wehranlage
(Quelle: TU Graz, IWB)



Abbildung 2: Unterwasseransicht – Bestand Wehranlage
(Quelle: TU Graz, IWB)

Für die Ausführungsplanung wurden 2D-numerische Berechnungen durchgeführt, auf deren Grundlage die Entscheidung für ein sogenanntes „Pfeilerkraftwerk“ getroffen wurde.

Um die Ergebnisse der umfangreichen Planung des Grazer Ingenieurbüros „Pittino ZT GmbH“ zu bestätigen und gemeinsame Optimierungen durchzuführen, wurde im November 2018 auf Empfehlung des Planers vom Betreiber der Anlage, an die TU Graz ein hydraulischer Modellversuch vergeben.

Der Maßstab für das im Wasserbaulabor des Institutes für „Wasserbau und Wasserwirtschaft“ errichtete hydraulische Vollmodell (Maßstab Horizontal = Maßstab Vertikal) betrug 1:40, wobei sich der nachgebildete Bereich über etwa 715 Meter oberhalb und 230 Meter unterhalb der Wehranlage erstreckte (siehe grüne Begrenzungslinie; Abb. 3). Der Modellaufbau wurde „step by step“, nach Rücksprache mit dem Planer und dem Auftraggeber durchgeführt.

Das Restwasserkraftwerk wurde mit den hydraulisch relevanten Details aufgebaut, wobei die Maschinenteile (Turbinen) vereinfacht ausgeführt wurden. Nach Abnahmebestätigung der Modell-Geometrie durch den Planer sowie den Auftraggeber (Trockenbilder dazu siehe Abb.

4-5) konnte von Seiten des Institutes mit den ersten Versuchen bzw. der Modellkalibrierung gestartet werden. Die Dokumentation der Ergebnisse erfolgte u.a. mittels Videoaufnahmen bzw. Fotografie.

Ziel des Modellversuches

Als wesentliche Punkte sind hervorzuheben:

Die Gewährleistung der Hochwassersicherheit der Anlage und Erfassung der Wasserspiegellagen im Oberwasser- und Unterwasserbereich der Wehranlage. Des Weiteren die Optimierung der Tosbeckengeometrie, damit einhergehend die Überprüfung der Nachkolkssicherheit. Die optimale Anströmung der beiden Turbinen, die Überprüfung der Funktionsfähigkeit der Geschiebeleitschwelle, sowie die Erfassung der Anlandungen (v.a. visuell) rundeten den Versuchsumfang ab.

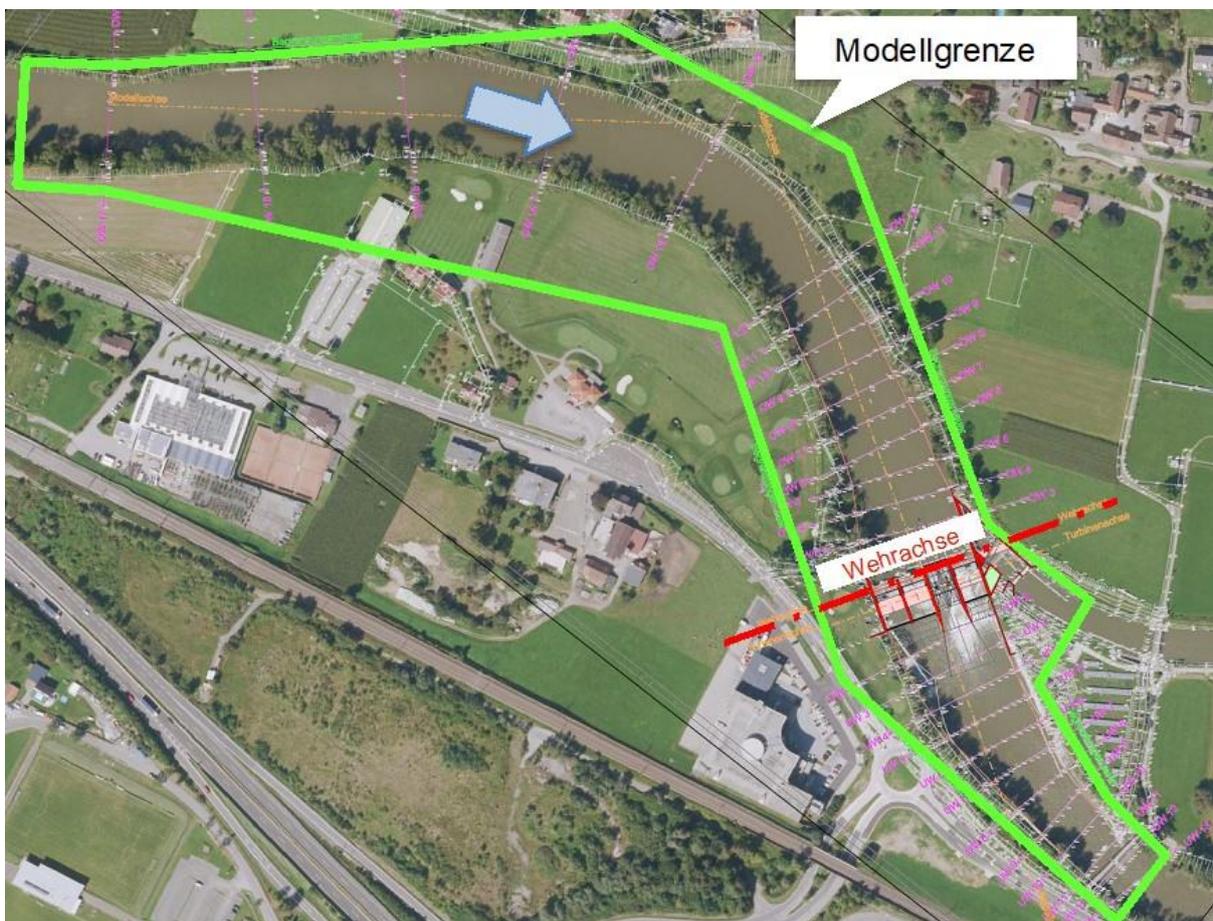


Abbildung 3: Modellgrenzen – Orthofoto
(Quelle: GIS-Steiermark, Pittino ZT GmbH)

Grundlagen des Modellversuches

Längenmaßstab $ML = 1:40$. Unter Berücksichtigung des Froude'schen Ähnlichkeitsgesetzes ergeben sich für das Vollmodell exemplarisch die folgenden Maßstabsfaktoren:

Abfluss

$$MQ = ML^{5/2} = 40^{5/2}$$

$$Q_N = 1 \text{ m}^3/\text{s} \cong 0,099 \text{ l/s} = Q_M$$

$$Q_M = 1 \text{ l/s} \cong 10,12 \text{ m}^3/\text{s} = Q_N$$

Geschwindigkeit

$$MV = ML^{1/2} = 40^{1/2}$$

$$V_N = 1 \text{ m/s} \cong 0,16 \text{ m/s} = V_M$$

$$V_M = 1 \text{ m/s} \cong 6,32 \text{ m/s} = V_N$$

Zeit

$$MT = ML^{1/2} = 40^{1/2}$$

$$T_N = 1 \text{ h} \cong 9,49 \text{ min} = T_M$$

$$T_M = 1 \text{ h} \cong 6,32 \text{ h} = T_N$$

Beispielhaft für HQ100

$$\text{Natur} = 950 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Modell} = 93,9 \text{ l/s}$$

Das Vollmodell wurde in Beton/Ziegelbauweise und Kunststoff errichtet und bildet den Verlauf der Mur von Fluss-km 248.817 bis zu Fluss-km 247.852 ab.

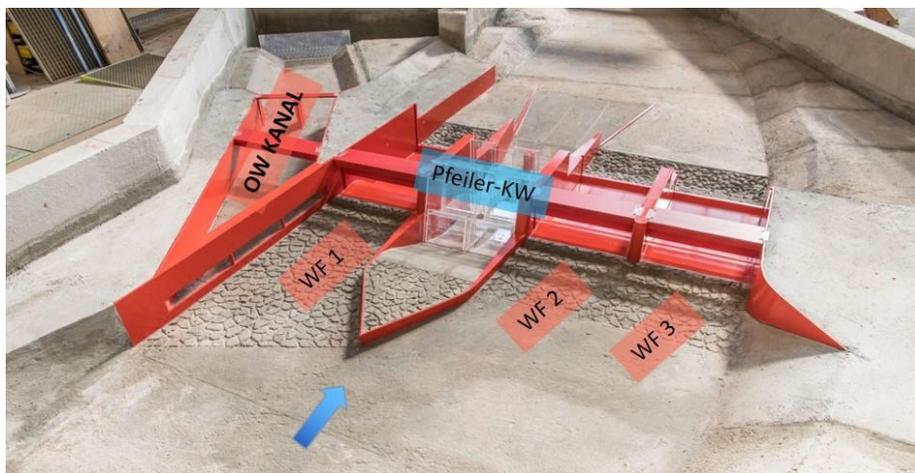


Abbildung 4: Oberwasseransicht- Neue Wehranlage, Ausgangszustand (Quelle: TU Graz, IWB)

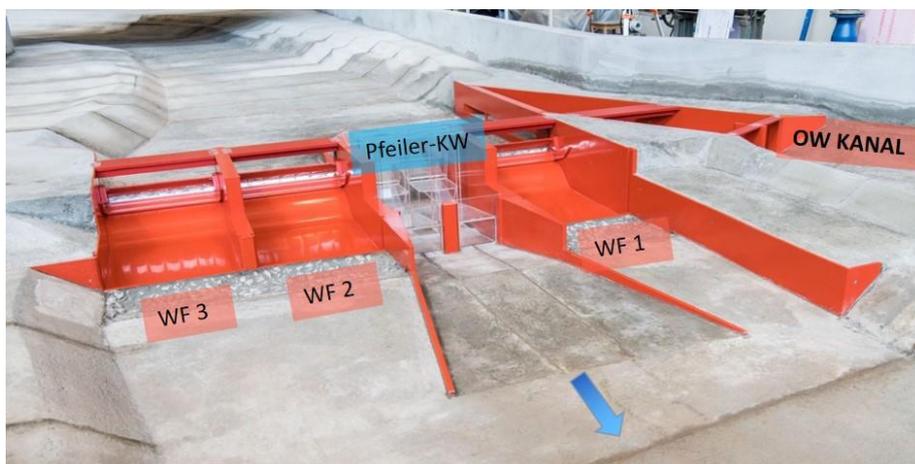


Abbildung 5: Unterwasseransicht - Neue Wehranlage, Ausgangszustand (Quelle: TU Graz, IWB)

Durchgeführte Versuche

Die Versuche lassen sich wie folgt umreißen:

Es wurden Wasserspiegelmessungen in 21 Querprofilen für den freien Durchfluss im Bereich von einem 1-jährigen Hochwasserereignis ($HQ_1 = 330 \text{ m}^3/\text{s}$; Abb. 6) – aufsteigend bis zum 100-jährigen Ereignis ($HQ_{100} = 950 \text{ m}^3/\text{s}$) durchgeführt. Je Querprofil wurden drei Messpunkte erfasst: links, Mitte, rechts und den Werten des Planers gegenübergestellt.

Sicherheitsrelevante Untersuchungen wie $HQ_{100(n-1)}$ wurden ebenso behandelt wie die Beachtung des Freibordes im Bereich der Wehrbrücke (Siehe Abb. 7). Spiegelmessungen bei Stauzielhaltung (Turbinenbetrieb) wurden selbstverständlich auch durchgeführt und dementsprechend ausgewertet.

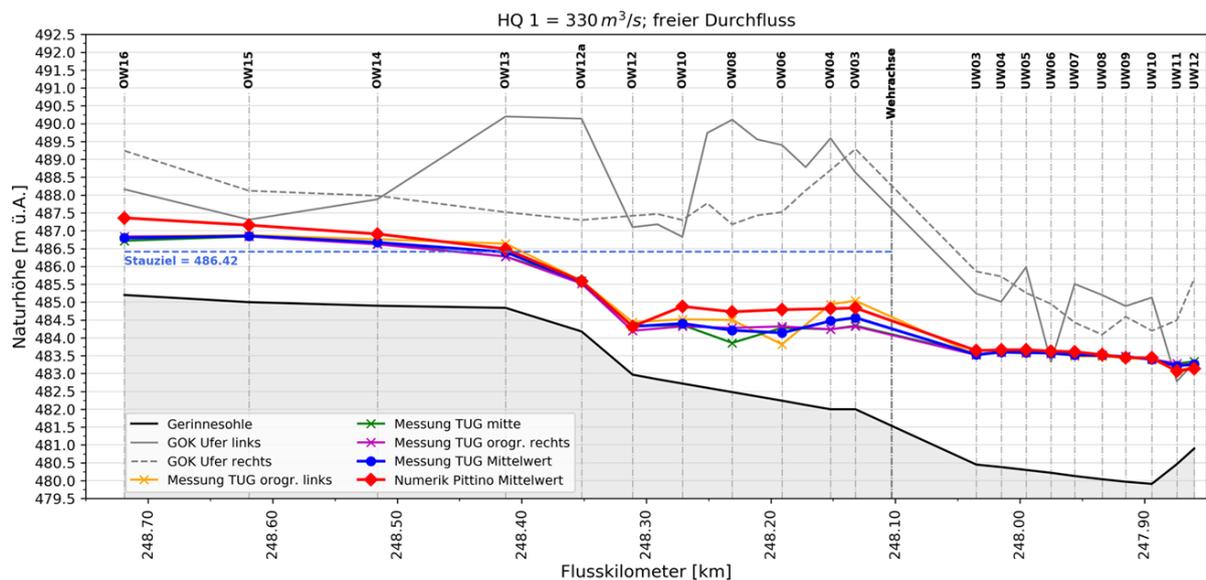


Abbildung 6: $HQ_1 = 330 \text{ m}^3/\text{s}$, Freier Durchfluss
(Quelle: TU Graz, IWB)



Wehrfeld 1

Wehrfeld 2 und 3

Abbildung 7: $HQ_{100(n-1)} = 950 \text{ m}^3/\text{s}$, WF1: Segment geschlossen, Klappe gelegt
(Quelle: TU Graz, IWB)

Um dem in der Natur permanent auftretenden Problem der Geschiebeanlandungen zu begegnen wurden im Modellversuch Geschiebekurzversuche durchgeführt. Es wurde hierbei das Geschiebeverhalten für unterschiedliche Lastfälle (verschiedene Wasserführungen in Kombination mit geänderten Wehrfeldöffnungen) als auch die Wirksamkeit von Einbauten (v.a. Geschiebeleitschwelle vor dem Turbineneinlauf bzw. nach dem Auslauf) untersucht. Abbildung 8 zeigt die Versuchsanordnung: Die Geschiebezugabe erfolgte im Oberwasserprofil 16; Die Auswertung mittels Foto- und Videodokumentation: 2 Videokameras (Pos 1 und 2); 1 Fotokamera (Pos 3). Abbildung 9 zeigt zwei unterschiedlich Ausführungen im Bereich des Turbinenauslaufes.

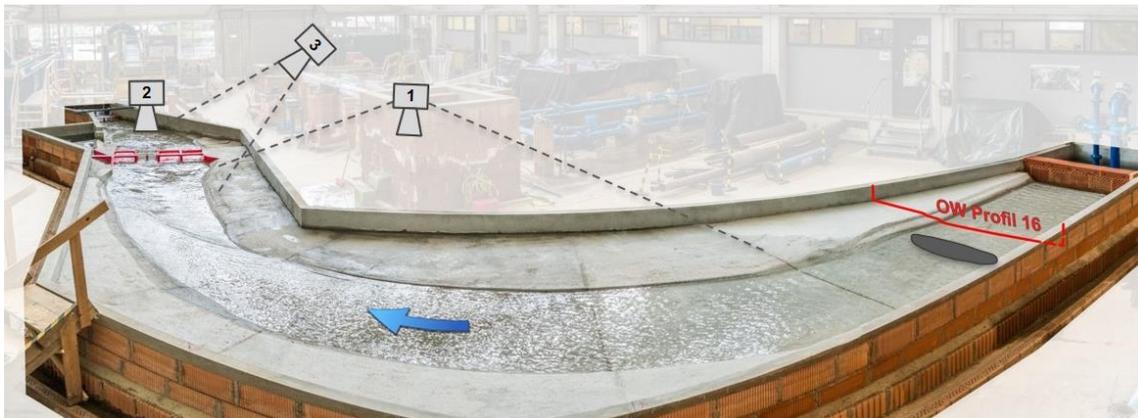
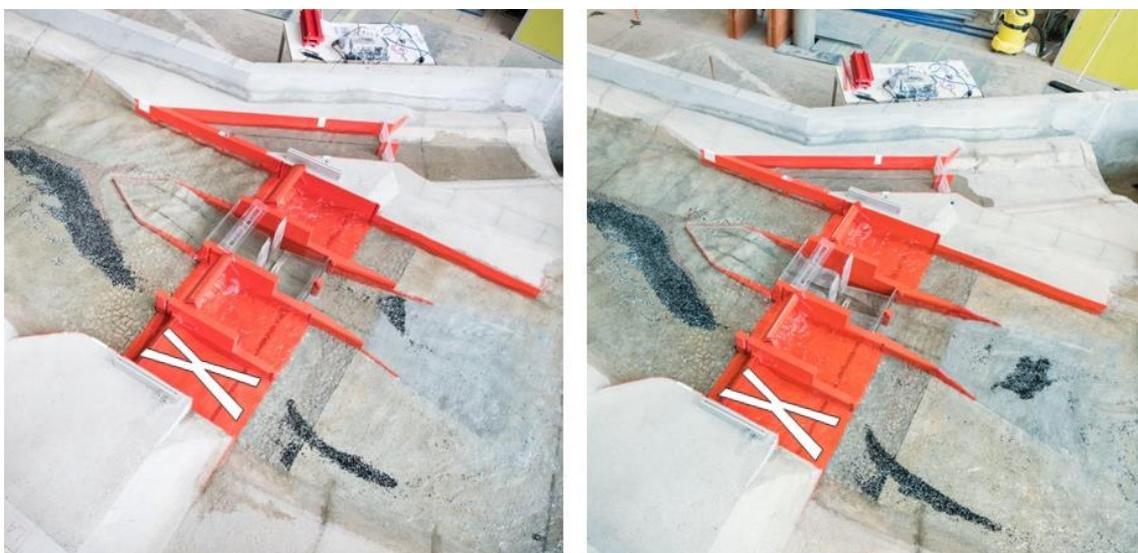


Abbildung 8: Geschiebezugabe - Dokumentationsgrundlagen
(Quelle: TU Graz, IWB)



Turbinenauslauf Variante 1

Turbinenauslauf Variante 2

Abbildung 9: $HQ_1 = 330 \text{ m}^3/\text{s}$, n-1 (WF3 geschlossen)
(Quelle: TU Graz, IWB)

Die Untersuchung der Turbinenanstömung stellt einen wesentlichen Teil für den wirtschaftlichen Betrieb einer Wasserkraftanlage dar und wurde daher für die Hauptlastfälle „Einmaschinenbetrieb“ ($30 \text{ m}^3/\text{s}$) und „Zweimaschinenbetrieb“ ($60 \text{ m}^3/\text{s}$) intensiv getestet: Zum einen qualitativ (mittels Zugabe von Farbstoff zur Visualisierung; Abb. 10) und zum anderen quantitativ mittels Geschwindigkeitsmessungen (Acoustic Doppler Velocimetry Sonde; Abb. 11) direkt in den Turbineneinläufen.

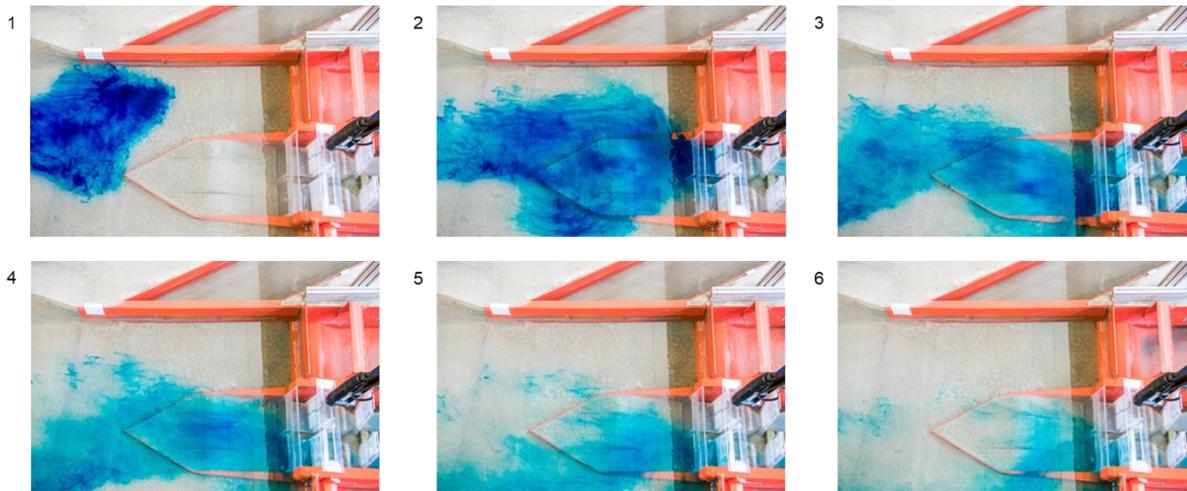


Abbildung 10: OW-Kanal geschlossen, 2-Maschinenbetrieb
(Quelle: TU Graz, IWB)

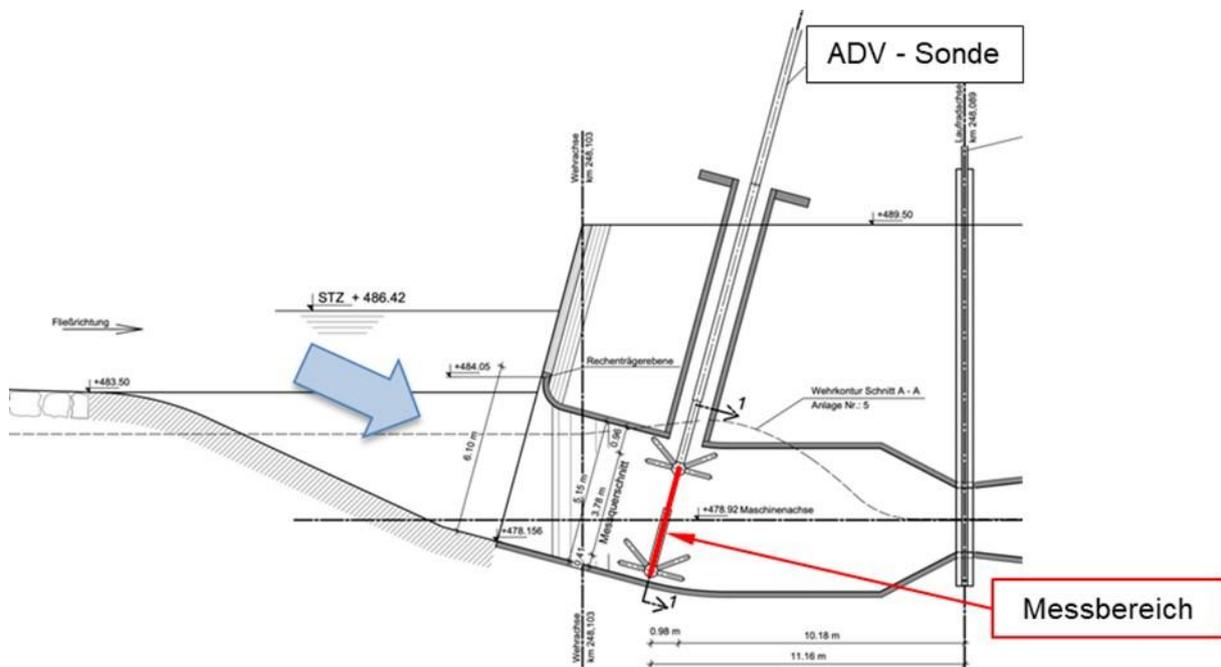
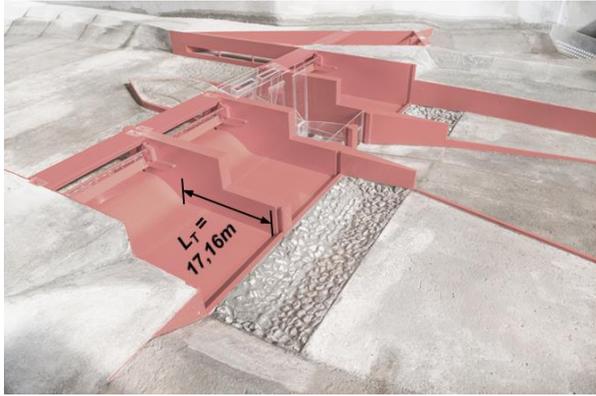


Abbildung 11: Messbereich ADV - Sonde
(Quelle: TU Graz, IWB)

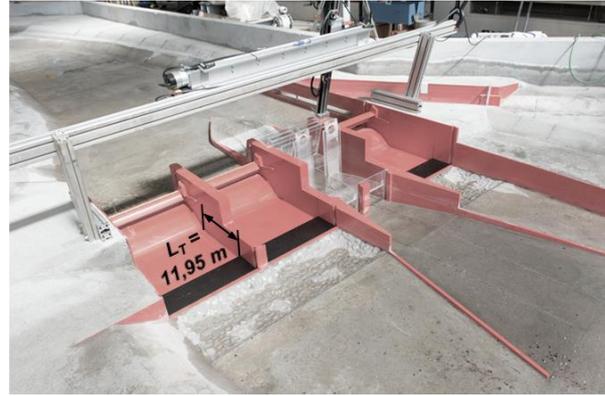
Die Optimierung der Tosbeckengeometrie stellt einen Eckpfeiler für die Sicherheit – aber auch der entstehenden Baukosten - der Anlage dar. Die bei unterschiedlichsten Wasserführungen – zumeist im freien Durchfluss - auftretenden Belastungen müssen konzentriert soweit energetisch abgebaut werden das an der Anlage weitestgehend kein Schaden entsteht.

Die dazu erforderlichen geometrischen Abmessungen (i. W. Länge und Tiefe) des Tosbeckens erfordern von allen Beteiligten ein „hohes Maß“ an Erfahrung. Eine Überdimensionierung bringt hohe Kosten mit sich – die Sicherheit im Ereignisfall wird aber dadurch kaum erhöht.

Abbildung 12 zeigt den Ausgangszustand (li) mit einer Tosbeckenlänge von 17,16 m und einer verkürzten Variante V1 (re) mit 11,95 m.



Ausgangszustand



Tosbecken Variante 1

Abbildung 12: Tosbeckenausbildung, Ausgangszustand (li), V1 (re)
(Quelle: TU Graz, IWB)

Auszugsweise Ergebnisse aus dem Modellversuch

Die am hydraulischen Modell durchgeführten Wasserspiegelmessungen bestätigen im Wesentlichen die 2D-numerischen Berechnungen des Planers. Wobei die im Modell gemessenen Werte im Oberwasser der Wehranlage - bei freiem Durchfluss - generell unter jenen der Numerik liegen (durchschnittliche Abweichung bis zu 30 cm der Natur) und im Unterwasser teilweise leicht darüber. Die nachvollziehbare Ursache dafür ist einerseits in der ausgeführten Rauigkeit der Modellsohle andererseits an der Komplexität des Flusslaufes (Bogen im Oberwasser) begründet. Die ca. ab HQ_{30} – im freien Durchfluss - auftretenden Ausuferungen im rechten Innenbogen des Oberwasserbereiches bzw. die Beaufschlagungen der Retentionsräume entsprechen den Naturbeobachtungen des Auftraggebers. Alle Abflüsse (HQ_1 bis HQ_{100}) können ohne Rückstau abgeführt werden. Lediglich bei den $HQ_{100(n-1)}$ Lastfällen wird ein teilweiser geringer Einstau der Wehrbrücke beobachtet. Wobei der Zusatzbelastung auf den Steg durch statisch/konstruktive Maßnahmen begegnet wird. Im Falle eines gleichzeitigen Lastabwurfes unter Vollast aller Turbinen ($Q_A = 60 \text{ m}^3/\text{s} + 60 \text{ m}^3/\text{s}$) kann die zufließende Wassermenge, ohne Überschreitung des Stauziels (486,42 m ü. A.), ausschließlich über die drei vollständig gelegten Klappen der neuen Wehranlage abgeführt werden.

Die Aussagen zu den Geschiebekurzversuchen sind rein qualitativ bewertet. Durch den rechtsgekrümmten Flusslauf im oberwasserseitigen Bereich der Wehranlage wird teilweise eine Rückströmung erzeugt, deren Größe in Abhängigkeit der Wasserführung variiert. Dies deckt sich im Wesentlichen mit den Beobachtungen des Betriebs in der Natur. Für die untersuchten Lastfälle lässt sich eine Anlandung des Geschiebes mittig bis rechtsseitig des Flussquerschnittes vor der Wehranlage erkennen. Bezüglich des Durchschleusens bzw. Weitertransports scheint ein Öffnen der Wehrfelder 2 und 3 am wirkungsvollsten. Auf Grund der beobachteten Anlandungen im UW der Kraftwerksanlage wurde die ursprünglich geplante Turbinenauslaufgeometrie optimiert, es wird Variante 2 empfohlen (siehe Abb. 13).

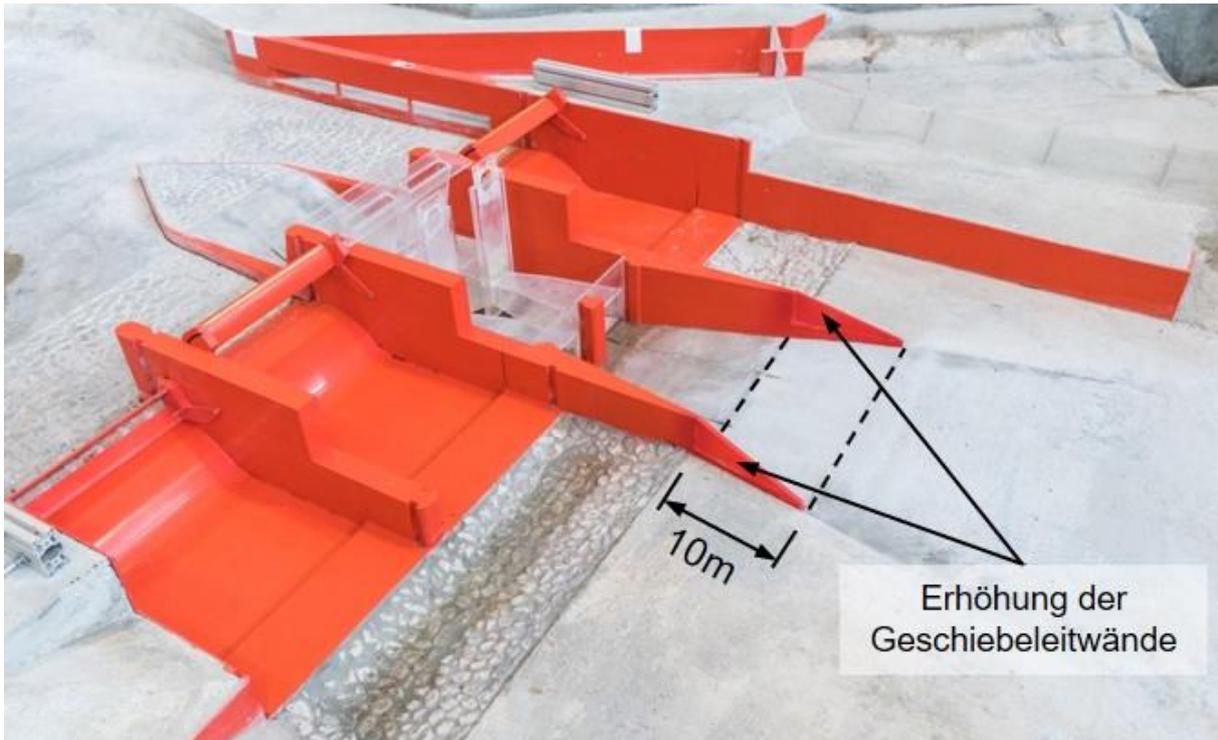


Abbildung 13: Turbinenauslauf Variante 2
(Quelle: TU Graz, IWB)

Die Anforderungen an die Turbinenanstromung werden zum überwiegenden Teil erfüllt. Bei geschlossenem OW-Kanal werden die Turbinen gleichmäßiger angeströmt als bei geöffnetem OW-Kanal. Die geplante Betriebsführung sieht eine vorrangige Nutzung der Bestandsturbinen am Ende des OW-Kanals vor. Eine Inbetriebnahme der untersuchten Turbinen wird ab einem $Q_{Mur} > 60 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. bei geschlossenem OW-Kanal erfolgen.

Zur Tosbeckenoptimierung lässt sich festhalten: Die im Ausgangszustand berücksichtigte Tosbeckenlänge von 17,16 m ermöglicht eine ausreichende Energieumwandlung bei allen Lastfällen. Versuche mit einer verkürzten, optimierten Tosbeckenlänge und -ausbildung (Variante 1, 11,95 m) zeigen eine gute Energieumwandlung und ergeben damit die vorgeschlagene Variante. Die sichere Abfuhr der Hochwässer ist bei beiden untersuchten Tosbeckenlängen gegeben - kein Auswandern der Deckwalze ins Unterwasser ersichtlich.

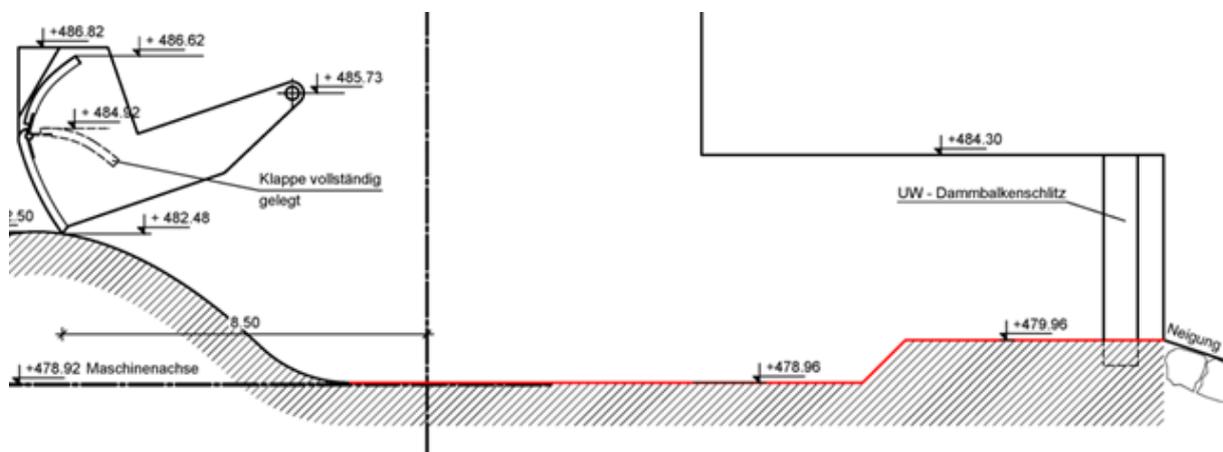


Abbildung 14: Tobeckengeometrie, Variante 1, L=11,95 m
(Quelle: TU Graz, IWB)

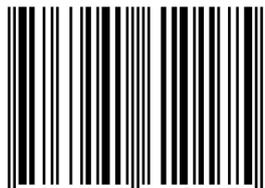
Zusammenfassung

Nach rund einem Jahrhundert erfolgreichen Betriebes der Ausleitungs-Wasserkraftanlage „KW Murinsel“ entschlossen sich die Stadtwerke Bruck an der Mur im Zuge der Wiederverleihung des Wasserrechtes zur Anpassung der Anlage an den Stand der Technik bzw. Ertüchtigung der Anlage. Im Zuge der Wiederverleihung wurde, nach intensiver Variantenstudie (Pittino ZT GmbH, Graz) anstelle der alten Wehranlage eine moderne dreifeldrige Wehranlage mit einem integrierten Pfeilerkraftwerk mit zwei Turbinen-Generatorsätzen errichtet. Die TU Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, wurde gegen Ende 2018 mit einem umfangreichen hydraulischen Modellversuch zum Nachweis und zur Optimierung der neuen Wehranlage beauftragt. Im Zuge dessen wurden sämtliche relevanten wasserbaulichen Fragestellungen behandelt. Das Kraftwerk wurde 2021 in Betrieb genommen. Die Verlängerung des Wasserrechtes wurde vom Land Steiermark auf 90 Jahre – bis Ende 2107 - gewährt.

Quellenverzeichnis

- [1] Zenz G., Hammer A., Staudacher E., Knoll M. (2020), Hydraulischer Modellversuch KW Murinsel, Wissenschaftliche Stellungnahme, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz, Modell-Nr.: 359.00 (unveröffentlicht).

ISBN 978-3-99161-017-5



9 783991 610175 >

Herausgeber

Gerald Zenz

Technische Universität Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft