



Jürgen Jensen (Hrsg.)

19. Treffen junger WissenschaftlerInnen deutschsprachiger Wasserbauinstitute

Tagungsband

Vorwort

Liebe JuWis,

wir freuen uns sehr, dass wir vom 23. bis 25. August 2017 das „19. Treffen junger WissenschaftlerInnen deutschsprachiger Wasserbauinstitute“ (kurz: JuWi-Treffen) am Forschungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen austragen durften.

Das JuWi-Treffen wurde erstmalig 1999 in Weimar veranstaltet und findet seitdem jährlich im Wechsel an Wasserbauinstituten verschiedener Universitäten statt. Vorherige Treffen wurden unter anderem in Zürich, Dresden, Braunschweig und Graz ausgetragen. Ziel der Treffen ist es, wissenschaftliche MitarbeiterInnen und insbesondere DoktorandInnen aus dem Bereich des Wasserbaus zusammenzuführen und einen fachlichen Austausch in einem informellen Rahmen zu ermöglichen.

Am diesjährigen Treffen in Siegen nahmen elf Wissenschaftlerinnen und 27 Wissenschaftler aus Deutschland, Österreich und der Schweiz teil. Die gemeinsame Fachexkursion führte uns unter anderem zum Staudamm des Biggesees. Der gesellige Teil der Tagung beinhaltete ein gemeinsames Grillen am Wasserbaulabor, eine Brauereibesichtigung, eine Führung durch die Siegener Oberstadt und eine abschließende Kanutour auf dem Biggensee.

Das JuWi-Treffen wurde dabei durch die Alumni Bauwesen Siegen, den Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK) - Landesverband NRW e. V., die Fachgemeinschaft Hydrologische Wissenschaften in der DWA, den Förderverein für Architektur und Bauingenieurwesen an der Universität Siegen e. V. und den Ruhrverband unterstützt und ermöglicht, wofür wir uns an dieser Stelle ausdrücklich bedanken!

Ganz besonderer Dank gilt aber allen JuWis, die durch ihre Teilnahme das Treffen zu einer gelungenen Veranstaltung gemacht haben. Die in diesem Tagungsband zusammengestellten Beiträge fassen die Vorträge des diesjährigen Treffens in Form von jeweils vierseitigen „Extended Abstracts“ zusammen.

Siegen, August 2017

Prof. Jürgen Jensen

Kristina Fehler

Sebastian Gürke

Jens Metzger

Marius Ulm

Inhaltsverzeichnis

| | |
|---|----|
| Vorwort | I |
| | |
| Block 1 – Numerik I | |
| Numerische Simulation der Einlaufströmung an Straßenabläufen bei schießendem Abfluss <i>S. Kemper</i> | 1 |
| Generierung extremer transienter Wellen im experimentellen Modell <i>H. Zhang & M. Brühl</i> | 5 |
| Numerische Simulation der Wellenbelastung am Deich mit Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) <i>F. Soltau et al.</i> | 9 |
| | |
| Block 2 – Ethohydraulik | |
| Untersuchungen zum Einfluss der Störsteingröße und -anordnung auf die Rauheit von Sohlgleiten <i>R. Eikenberg & K. Koll</i> | 13 |
| Ethohydraulische Modellierung <i>K. Schneider</i> | 17 |
| Ethohydraulische Untersuchungen an einem Flachrechen <i>G. Krenzer</i> | 21 |
| Strömungsphysikalische Optimierung von Bypassöffnungen im Hinblick auf die Akzeptanz von Wanderfischen <i>A. Wilmlink</i> | 25 |
| | |
| Block 3 – Energie | |
| Wärmeenergetische Nutzung von Fließgewässern <i>S. Borchardt</i> | 29 |
| Kombination der Pumpspeichertechnologie mit thermischer Energiespeicherung <i>F.G. Pikel et al.</i> | 33 |
| | |
| Block 4 – Hydraulische Modellversuche I | |
| Fischleitrechen mit horizontalen Stabelementen <i>J. Meister</i> | 37 |

Block 5 – OpenFOAM

| | |
|---|----|
| Hydrodynamisch numerische Ermittlung des Wellenaufbaus zur Freibordoptimierung <i>M. Heß</i> | 41 |
| Turbulente Strömungen – Vergleich und Validierung von zwei 3d-CFD-Modellen <i>C. Ahlers et al.</i> | 45 |
| Implementierung von sich bewegenden Randbedingungen in der 3D-HN-Modellierung mit OpenFOAM <i>R. Zimmermann</i> | 49 |
| Numerische Simulation strömungsinduzierter Schwingungen im Stahlwasserbau <i>G. Göbel</i> | 53 |

Block 6 – Wasserstraßen

| | |
|---|----|
| Einbindung bewegter Objekte in die dreidimensionale numerische Modellierung von Schleusungsprozessen <i>T. Hartung et al.</i> | 57 |
| Numerische Untersuchungen der Hydro- und Morphodynamik im Isarmündungsgebiet <i>L. Backhaus</i> | 61 |

Block 7 – Messverfahren

| | |
|--|----|
| Optimierungsansätze von Durchflussmessungen auf Basis systematischer Vergleiche zwischen Radar- und ADCP-Messungen <i>F. Netzel et al.</i> | 65 |
| Untersuchungen mittels TOMO-PTV über den Bewegungsbeginn eines Steines hervorgerufen durch einen Störkörper <i>J. Schobesberger</i> | 69 |

Block 8 – Numerik II

| | |
|--|----|
| 2D-HN-Simulation des vertikalen Wachstums von Halligen während Land unter <i>S. Mehlhase et al.</i> | 73 |
| Spatial Intergradation on Constructed Wetlands into Urban Systems in Arid Regions to Deal with Water Scarcity <i>A. Habibipourzare</i> | 77 |
| Treibgutrückhalt in Mittelgebirgsregionen <i>M. Eiden</i> | 81 |

Block 9 – Hydraulische Modellversuche II

| | |
|--|----|
| Stabilisierung überströmbarer Erddeiche mittels qualifizierter Bodenverbesserung <i>S. Lehmann</i> | 85 |
| Experimental analysis of the effect of bed forms on natural levees formation <i>A. Rodler et al.</i> | 89 |
| Welleninduzierte Belastungen auf hydraulisch gebundene Deckwerke: kleinmaßstäbliche Laborversuche <i>V. Kühling & M. Kreyenschulte</i> | 93 |
| Vertical biomass distribution drives flow through vegetation: an experiment under unidirectional currents <i>R. Villanueva et al.</i> | 97 |

Numerische Simulation der Einlaufströmung an Straßenabläufen bei schießendem Abfluss

Svenja Kemper^{1*}

1. Einführung

Zur Lokalisierung überflutungsgefährdeter Bereiche im urbanen Raum aus Niederschlagsereignissen sowie zur Planung von Maßnahmen zum Überflutungsschutz werden gekoppelte Modelle eingesetzt. Dabei werden die zeitlichen Abflussvorgänge im Kanalnetz (1D) und an der Oberfläche (2D) sowie der Austausch zwischen beiden Systemen durch bidirektionale Kopplung an Knotenpunkten (z. B. Straßenabläufe) simuliert. Um die Austauschvorgänge realitätsnah beschreiben zu können, ist u. a. die Kenntnis über die Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen notwendig. Mithilfe physikalischer und dreidimensionaler numerischer Modelle wird diese Schnittstelle vertieft untersucht. In diesem Bericht wird im speziellen auf die numerische Modellierung der Einlaufströmung bei schießendem Abfluss und den Vergleich mit analytischen Ansätzen eingegangen.

2. Modellbeschreibung

Für die numerischen Modellversuche wird die CFD-Software FLOW-3D (V.11.2) verwendet. Die Turbulenzmodellierung erfolgt mit dem RNG-(k- ϵ)-Turbulenzmodell, die Oberflächenrauheit wird mit $k = 1,5$ mm abgeschätzt. In Anlehnung an einen in DIN 19583 (2012) beschriebenen Pultaufsatz mit den äußeren Abmessungen $L \times B = 500$ mm x 500 mm wird eine vereinfachte Modellgeometrie (siehe Abb. 1) erstellt.

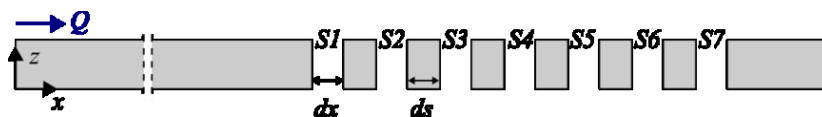


Abb. 1: Skizze Geometrie Numerisches Modell

Die Schlitz- und Stegbreite wird zu $dx = ds = 36$ mm mit insgesamt sieben Schlitzten (S1 bis S7) gewählt. Die Zulaufstrecke (Straße) beträgt $L_x = 6$ m mit einer Längsneigung von $S_L = 5,0$ % und einer Querneigung von $S_T = 0$ % (ebene Strömung in der x - z -Ebene). Der Zufluss wird mit $Q = 3$ l/s angesetzt. Die Modellbreite in y -Richtung wird mit 1/3 der Aufsatzbreite zu $L_y = 0,17$ m gewählt, um die Anzahl der Zellen und damit die Rechenzeit zu minimieren. Die Zellgrößen liegen zwischen 1,5 und 6 mm (ca. 10 Mio. Zellen).

¹ Bergische Universität Wuppertal, LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau, Pauluskirchstraße 7, 42285 Wuppertal, Deutschland, E-Mail: s.kemper@uni-wuppertal.de

3. Ergebnisse

Für $dx \gg 36$ mm bildet sich nach der ersten Überfallkante (S_I) ein Freistrah aus, mit $Q_{I,1} = Q$. Die Strahltrajektorie des Freistrah-Massenmittelpunktes kann mit der Bahngleichung des waagerechten Wurfs beschrieben werden:

$$z(x) = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \left(\frac{x}{v}\right)^2 \quad [1]$$

mit g = Erdbeschleunigung [m/s^2] und v = Fließgeschwindigkeit [m/s]. Nach Hager (1993) verlaufen bei schießendem Abfluss die Stromlinien bis zur Überfallkante nahezu parallel, die Absenkung des Wasserspiegels ist, wie auch die Ergebnisse der numerischen Simulation zeigen, sehr gering. Hager (1993) definiert basierend auf Versuchen von Rouse (1936) das Endtiefenverhältnis h_e/h_0 für Rechteckgerinne in Abhängigkeit der Froude-Zahl des Normalabflusses oberhalb des freien Überfalls zu $T_e = Fr_0^2 / (Fr_0^2 + 0.4)$. Die untere Strahltrajektorie des Freistrahls beschreibt Hager (1993) wie folgt, hergeleitet aus dem Impulssatz:

$$X = \frac{1}{\varepsilon} [(Z'_0)^2 - 2\varepsilon Z_u]^{1/2} - Z'_0 \quad [2]$$

mit $X = x/h_0$ und $Z_u = z_u/h_0$ und $\varepsilon = (T_e/Fr_0)^2$ und der Ableitung $Z'_0 = 2(1-T_e Fr_0^{-2})(1-T_e)^2$. Unter der Annahme, dass die vertikale Strahldicke nahezu konstant ist, ergibt sich die obere Strahltrajektorie zu $Z_o(x) = Z_u(x) + T_e$. In Abb. 2 sind die Ergebnisse der numerischen Simulation im Vergleich zu den analytischen Ansätzen dargestellt ($Fr_0 = 2,79$, $h_0 = 0,0165$ m). Die Ergebnisse der numerischen Simulation zeigen eine gute Übereinstimmung mit den analytischen Ansätzen (relative Abweichungen unter 3 %).

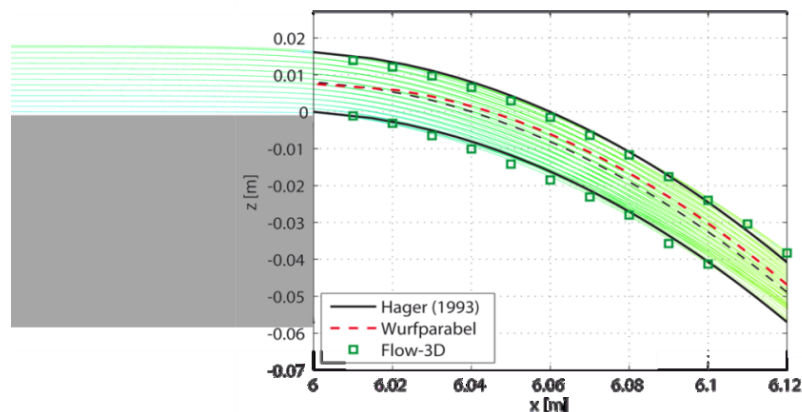
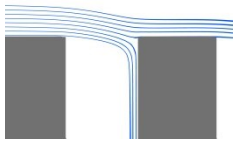
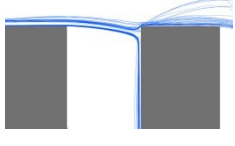



Abb. 2: Freistrah ($S_L = 5,0$ %, $Q = 3$ l/s)

Die tatsächliche Schlitzweite von Straßenabläufen ist jedoch deutlich kleiner als die erforderliche Weite zur vollkommenen Ausbildung eines Freistrahls. Damit ergibt sich in der interessierenden Anwendung eine deutlich kompliziertere Einlaufströmung. Bei einer Schlitzweite von $dx = 36$ mm fließt jeweils nur ein Teil des Abflusses durch die einzelnen Schlitze ab. Drei Zustände werden diesbezüglich definiert (Tab. 1).

Tab. 1: Klassifizierung der Einlaufströmung

| | | | |
|---|----------------------------|---|---|
| 1 | $dx_{vorh} < dx_{erf}$ | überdeckter Strahl (kein „Spritzen“): Q_I kann näherungsweise abgeschätzt werden mit: $Q_I \approx z(dx_{vorh})/h \cdot Q$ |  |
| 2 | $dx_{vorh} \geq dx_{erf}$ | kein überdeckter Strahl („Spritzen“), Aufteilung des Strahls (Impulssatz): $Q_I \approx (1 + \sin(\alpha))/2 \cdot Q$ |  |
| 3 | $dx_{vorh} > 1,5 dx_{erf}$ | „Freistrah“ nach Hager (1993) bzw. Wurfparabel: $Q_I = Q$ |  |

Die Schlitzweite dx_{erf} ist definiert als die Schlitzweite, bei der die Strahlabsenkung genau der Wasserstrahldicke h_i entspricht, die oberste Stromlinie also genau auf die Kante des nächsten Steges trifft:

$$dx_{erf} = \sqrt{\frac{2h_i}{g}} \cdot v_i \quad [3]$$

mit h_i = Wassertiefe an der Kante oberhalb der Öffnung i und v_i = mittlere Fließgeschwindigkeit oberhalb von Öffnung i . Die Stromlinien für die erste Öffnung $S1$ sind in Abb. 3 dargestellt. Für die Wassertiefe an der Kante ergibt sich aus dem numerischen Modell $h_1 = 0,0152$ m ($h_0 = 0,0165$ m) mit einer mittlere Geschwindigkeit $v = 1,12$ m/s, sodass sich mit $dx_{erf} = 0,062$ m $> dx_{vorh} = 0,036$ m Fall 1 (überdeckter Strahl) ergibt. Für den Abfluss durch den Schlitz $S1$ gilt näherungsweise: $Q_{I,1} = 0,0051$ m / 0,0152 m $\cdot 3$ l/s = 1,01 l/s mit $z(dx_{vorh}) = 0,0051$ m. Im numerischen Modell ergibt sich $Q_{I,1num} = 1,07$ l/s (relative Abweichung: $|(Q_{I,1} - Q_{I,1num})/Q_{I,1}| = 0,06$). Alle analytisch berechneten Ergebnisse im Vergleich zu den mit FLOW-3D berechneten Abflüssen $Q_{I,i}$ sind in Abb. 4 dargestellt. Es liegen schießende und turbulente Abflusszustände vor, wodurch sich eine gleichmäßigere logarithmische Geschwindigkeitsverteilung über die Höhe einstellt als im laminaren Strömungsfall (siehe Abb. 3, Geschwindigkeitsprofil im Zulaufbereich). Die langsamere, bodennahe Schicht wird am ersten Schlitz nach unten abgelenkt. Die „obere“ Schicht (reibungsfreie Außenströmung) fließt weiter auf den ersten Steg, sodass an der Vorderkante des Steges etwa eine konstante Geschwindigkeitsverteilung vorhanden ist. Da die Länge des Steges sehr gering ist, bildet sich mit zunehmendem Abstand zur Vorderkante nur eine sehr geringe Grenzschichtdicke aus (Schlichting & Gersten, 2006). Über die Steglänge kann damit vereinfacht eine nahezu konstante Geschwindigkeitsverteilung (höhere (mittlere) Geschwindigkeit v_2 als vor dem ersten Schlitz) angenommen werden. Da sich damit im Vergleich zum ersten Schlitz die Strömung vor dem zweiten und auch dritten Schlitz (jeweils Fall 1) verändert (höhere Geschwindigkeiten auch in Bodennähe), werden die mit dem in Tab. 1 angegebenen Ansatz berechneten Abflüsse durch den Schlitz im Vergleich zur Simulation überschätzt.

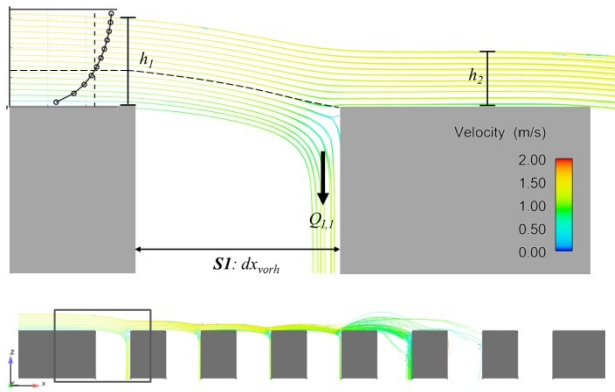


Abb. 3: Strömungslinien ($S_L = 5,0 \%$, $Q = 3 \text{ l/s}$, S1)

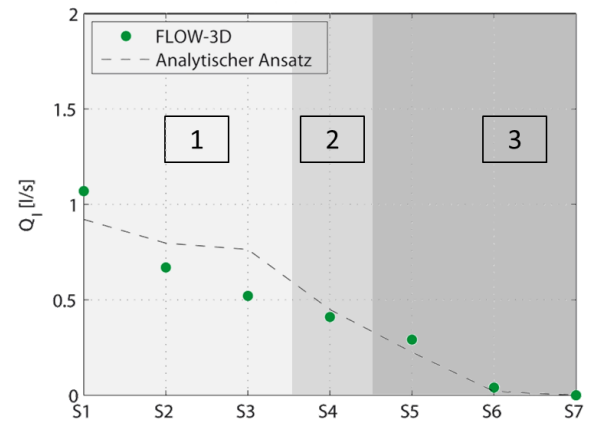


Abb. 4: Analytischer Ansatz vs. FLOW-3D ($S_L = 5,0 \%$, $Q = 3 \text{ l/s}$)

An dieser Stelle ist ein Einfluss der Geschwindigkeitsverteilung auf das Abflussverhalten zu erkennen, welches in dem analytischen Ansatz für Fall 1 noch nicht berücksichtigt ist. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf. Wenn die Absenkung des Strahls an der Vorderkante des nächsten Steges größer ist als die Strahldicke, spaltet sich der Strahl entweder auf (Fall 2: schräger Freistrah auf vertikale Platte) oder die Absenkung ist groß genug, dass der gesamte Strahl nach unten abgelenkt wird (Fall 3: Leistungsfähigkeit von 100 %). Fall zwei kann mit guter Übereinstimmung zur Numerik analytisch berechnet werden.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Zur Validierung des numerischen Modells wurden Vergleiche mit analytischen Lösungen angestellt. Die in diesem Bericht beschriebenen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Einlaufströmung an einem stark vereinfachten Modell eines Straßenablauf-Aufsatzes hinreichend genau abgebildet werden kann. Weiterhin konnten als Einflussfaktoren die Schlitzweite sowie die Geschwindigkeitsverteilung auf das Einströmverhalten identifiziert werden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen erlauben zukünftig die Bestimmung der Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen mithilfe numerischer Modellversuche im Originalmaßstab.

Referenzen

- DIN 19583 (2012): Aufsätze 500 x 500 für Straßenabläufe, Klasse C250 und Klasse D 400, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH, Berlin, Deutschland.
- Hager, W. H. (1993): Abflussverhältnisse beim Endüberfall, *Österreichische Wasserwirtschaft*, Jahrgang 45, Heft 1/2, S. 36-44.
- Rouse, H. (1936): Discharge characteristics of the free overfall, *Civil Engineering* 6(4), S. 257-260.
- Schlichting, H., Gersten, K. (2006): *Grenzschicht-Theorie*, 10. Auflage, Springer-Verlag, ISBN 978-3-540-23004-5.

Generierung Extremer Transienter Wellen im Experimentellen Modell

Huichen Zhang^{1}, Markus Brühl^{1,2}*

1. Einleitung

Die Übertragung von natürlichen Wellen- und Seegangseignissen in klein- und großmaßstäbliche Modellversuche ist eine essentielle Voraussetzung für die Planung und Durchführung von Experimenten im Küsteningenieurwesen. Die zielgerichtete Generierung von langperiodischen, transienten oder extremen Wellen im Flachwasser in Wellenkanälen ist jedoch bislang nur stark eingeschränkt möglich. Das Ziel des Forschungsprojekts *Generierung extremer transienter Wellen im experimentellen Modell (ExTraWaG)* besteht darin, unter Berücksichtigung der nichtlinearen Wellentransformation zwischen Wellenpaddel und Bauwerk an einem vorgegebenen Punkt im Wellenkanal die jeweils gewünschten Wellenformen als transiente Wellen zu erzeugen.

2. Theoretischer Hintergrund

Die Wellenausbreitung im Flachwasser erfolgt in Form von nichtlinearen Wellen, die jeweils miteinander wechselwirken. Allerdings kann diese nichtlineare Wellen-Wellen-Interaktion in den herkömmlichen Wellentheorien und -analysenmethoden nicht explizit berücksichtigt werden. Die Ausbreitung von Flachwasserwellen kann durch die nichtlineare Korteweg-deVries-Gleichung (KdV-Gleichung) beschrieben werden. Durch die Anwendung der KdV-basierten nichtlinearen Fourier-Transformation (KdV-NLFT) können diese Interaktionen nun während der Analyse explizit berücksichtigt werden, so dass in der direkten KdV-NLFT eine Trennung der spektralen Wellenkomponenten von den nichtlinearen Interaktion möglich ist. Sind diese cnoidalen Wellen bekannt, so ist in der inversen KdV-NLFT die analytische Berechnung der Wellenausbreitung auch hochgradig nichtlinearer Wellen zwischen Wellenblatt und Übergabepunkt möglich, einschließlich der expliziten Berechnung der nichtlinearen Interaktionen.

3. Analytisches Modell

Das aus der Dissertation Brühl (2014) bereits vorliegende Matlab®-Programm zur KdV-NLFT wird erweitert und modifiziert. Das modifizierte Programm liest die zu erzeugende Wasserspiegelauslenkung im Übergabepunkt ein und soll anschließend für die gegebenen Randbedingungen (Wasserstand, Entfernung zur Wellenmaschine) unter Berücksichtigung der nichtlinearen Wel-

¹ Forschungszentrum Küste (FZK), Gemeinsame Zentrale Einrichtung der Leibniz Universität Hannover und der Technischen Universität Braunschweig, Merkurstraße 11, 30419 Hannover, Deutschland, E-Mail: zhang@fzk.uni-hannover.de

² Leichtweiß-Institut für Wasserbau (LWI), Technische Universität Braunschweig, Deutschland

len-Wellen-Interaktionen die resultierende Wasserspiegelauslenkung am Wellenblatt berechnen. Anschließend wird hieraus die für die Generierung der Welle erforderliche Wellenblattbewegung errechnet und ausgegeben. Mittels der bereits vorhandenen Steuersoftware für die Wellenmaschine kann dieses Wellensignal dann im Großen Wellenkanal des Forschungszentrum Küste (GWK) generiert werden, um die gewünschte transiente Welle an gewünschten Ort zu erhalten. Anhand von experimentellen Versuchen im GWK mit regelmäßigen Wellen, Seegangsspektren sowie langperiodischen und extremen Wellenformen wird das implementierte Programm validiert und verifiziert.

4. Erste Ergebnisse aus dem Projekt

In diesem Projekt werden zunächst jeweils drei Typen von Wellen (Sinuswelle im Tiefwasser, Sinuswelle im Flachwasser und cnoidale Welle im Flachwasser) im numerischen Wellenkanal generiert (Abb. 1 a, d, g) und anschließend mit der FFT (Abb. 1 b, c, e, f, h, i) und der KdV-NLFT (Abb. 1 j–u) analysiert. Durch den Vergleich der Ergebnisse wird der Vorteil der KdV-NLFT bei der Wellenanalyse anschaulich. Es werden insgesamt zwei Pegel im numerischen Wellenkanal eingesetzt. Der erste Pegel befindet sich nur $x = 4$ m von der Wellenmaschine entfernt (Nahfeld). Die dort gemessenen Wellen entsprechen den von der Wellenmaschine generierten Wellen und sind in Abb. 1 (a), (d), (g) durch die blauen Linien dargestellt. Die Entfernung des zweiten Pegels zur Wellenmaschine beträgt $x = 45$ m (Fernfeld). Die gemessenen Signale sind in Abb. 1 (a), (d), (g) durch die rote Linie dargestellt.

Die herkömmlichen FFT-Spektren in Abb. 1 (b), (c) und die nichtlinearen KdV-NLFT-Spektren in Abb. 1 (j)–(m) zeigen für die Sinuswelle unter Tiefwasserbedingungen sowohl im Nahfeld wie auch im Fernfeld nahezu die gleichen Ergebnisse. Ein ungewohnter Parameter im KdV-NLFT-Spektrum ist der Parameter Modulus m , der die Nichtlinearität der Wellen und damit die Form der freien Oberfläche repräsentiert. Der Wert des Modulus in Abb. 1 (k) bei $x = 4$ m und Abb. 1 (m) bei $x = 45$ m beträgt circa $m = 0,02$. Da cnoidale Wellen mit einem Modulus $m < 0,5$ sinusförmig sind, entspricht dieser Wert einer linearen sinus- bzw. cosinusförmigen Welle.

Die im Flachwasser generierte Cosinuswelle aus Abb. 1 (d) ist transient, d. h. die Cosinusform liegt nur an der Position der Wellengenerierung vor. Bereits an der Position $x = 4$ m (blaue Linie) weicht die Form der Welle deutlich von der generierten Cosinusform ab und zeigt die für nichtlineare Wellen typischen Asymmetrien. Abb. 1 (d) zeigt, dass sich die Welle auf dem Weg durch den Kanal weiter verformt und an der Position $x = 45$ m zusätzliche Wellenberge zu sehen sind (rote Linie). Das FFT-Spektrum für beide Welle unterscheidet sich daher stark voneinander (Abb. 1 e, f). Die zusätzlichen Wellenberge in den rot dargestellten Wellen führen zu zusätzlichen und höheren harmonischen Komponenten im FFT-Spektrum der Fernfeldwelle. Daher wird dieses Phänomen auch als *harmonische Generierung* bezeichnet. Im Gegensatz dazu zeigt das KdV-NLFT-Spektrum für diese beiden Wellen, obwohl die freien Oberflächen ganz unterschiedlich sind, gleiche Ergebnisse für die beiden gemessenen Wellen bei $x = 4$ m (Abb. 1 n, o) und $x = 45$ m (Abb. 1 p, q). Im KdV-NLFT-Spektrum kommt es zu keiner Generierung zusätzlicher harmonischer Komponenten, sondern alle spektralen cnoidalen Basiskomponenten der Fernfeld-

welle sind bereits in der Nahfeldwelle enthalten. Das bedeutet, dass sowohl Anzahl als auch Art der Basiswellenkomponenten in der NLFT stabil sind und die Verformung der freien Oberfläche ausschließlich auf nichtlineare Wellen-Wellen-Interaktionen zwischen diesen cnoidalen Basis-komponenten zurückzuführen ist.

Die in Abb. 1 (g) gezeigte cnoidale Welle (blaue Linie) ist eine Lösung der KdV-Gleichung. Daher ist diese Welle unter den gegebenen Bedingungen stabil und breitet sich ohne Formänderung aus. Cnoidale Wellen sind somit keine transienten Wellen und werden somit in der KdV-NLFT in Abb. 1 (h), (i) jeweils nur als eine einzige spektrale Komponente dargestellt. Infolgedessen sind die Spektren für die Nah- und Fernfeldwellen identisch (Abb. 1 r, t) und bestehen, im Gegensatz zu den Ergebnissen der FFT, jeweils nur aus einer spektralen Komponente. Zusätzlich wird für jede cnoidale Welle auch noch der Modulus m angegeben (Abb. 1 s, u), der den nichtlinearen Charakter der Wellen angibt.

5. Zusammenfassung

Cosinuswellen im Tiefwasser und cnoidale Wellen im Flachwasser sind stabil und behalten zwischen $x = 4$ m im Nahfeld und $x = 45$ m im Fernfeld die gleiche Form. Damit entstehen an beiden Positionen jeweils identische FFT- und NLFT-Spektren, wobei die Ergebnisse für lineare Cosinuswellen im Tiefwasser für herkömmliche FFT und nichtlineare KdV-NLFT gleich sind. Für cnoidale Wellen im Flachwasser unterscheiden sich die Ergebnisse aus FFT und KdV-NLFT, weil die nichtlinearen cnoidalen Wellen in der FFT in verschiedene Cosinuskomponenten zerlegt werden, wodurch sich eine Anzahl höherharmonischer Komponenten im Spektrum ergibt. In der KdV-NLFT werden cnoidale Wellen jedoch direkt als spektrale Basiskomponenten berücksichtigt, so dass eine cnoidale Welle hier als eine einzige Komponenten dargestellt wird.

Eine unter Flachwasserbedingungen generierte Sinuswelle ist nicht stabil sondern transient. Daher breitet sich diese Welle unter Formänderung aus und zerfällt ggf. in verschiedene stabile Flachwasserwellen. In der KdV-NLFT wird die Wassertiefe mitberücksichtigt und die Welle in stabile cnoidale Basiswellenkomponenten zerlegt. Die Verformung der freien Oberfläche wird anschließend durch die Überlagerung dieser cnoidalen Wellen sowie durch deren nichtlineare Wellen-Wellen-Interaktion verursacht. Im Gegensatz zur FFT kann dies durch die KdV-NLFT explizit berechnet werden. Damit bietet die KdV-NLFT die Möglichkeit zukünftig im Wellenkanal an bestimmten Positionen die jeweils gewünschten Wellenformen als transiente Wellen zu erzeugen. Dafür muss lediglich bekannt sein, welche Form diese transiente Welle an der Position der Wellenmaschine aufweist, so dass diese dann entsprechend generiert wird, sich auf dem Weg durch den Kanal verformt und schließlich an der gewünschten Stelle die gewünschte Form hat.

Danksagung

Das Projekt *ExTraWaG* wird durch die Leibniz Universität Hannover im Förderprogramm *Wege in die Forschung II* gefördert.

Referenzen

Brühl, M., Oumeraci, H. (2016): Analysis of long-period cosine-wave dispersion in very shallow water using nonlinear Fourier transform based on KdV equation. *Applied Ocean Research*, 61, S. 81–91, doi: 10.1016/j.apor.2016.09.009.

Brühl, M. (2014): Direct and inverse nonlinear Fourier transform based on the Korteweg-deVries equation (KdV-NLFT) - A spectral analysis of nonlinear surface waves in shallow water. Dissertation. Technische Universität Braunschweig, Germany.

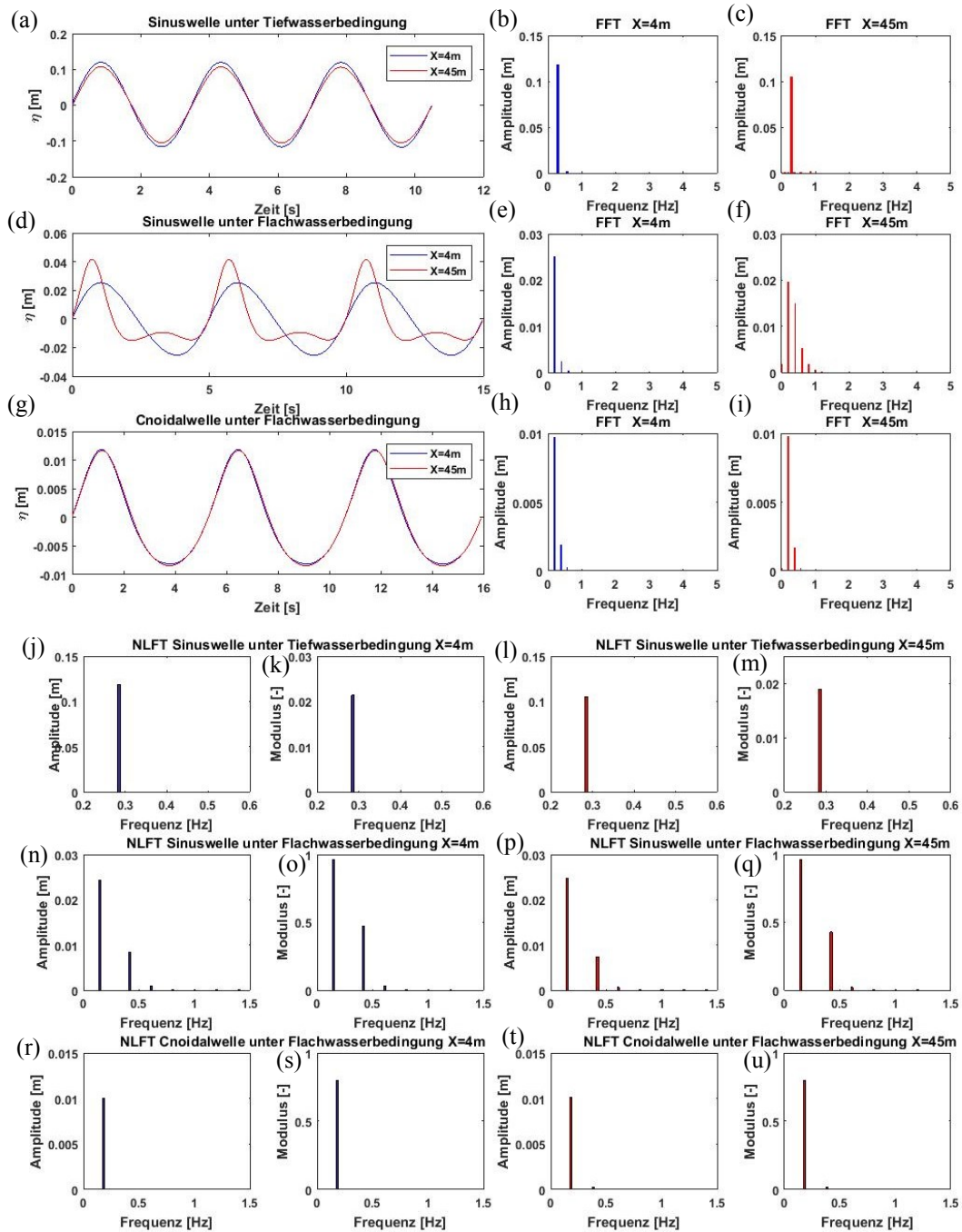


Abb. 1: Im numerischen Wellenkanal gemessene Wasserspiegelauslenkung η (a, d, g) und die entsprechenden FFT-Spektren (b, c, e, f, h, i) und KdV-NLFT-Spektren (j–u).

Numerische Simulation der Wellenbelastung am Deich mit Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH)

Felix Soltau^{1}, Arne Arns¹, Marius Ulm¹, Jörg Wieland¹, Jürgen Jensen¹*

1. Einleitung

Für die Untersuchung der Wellenbelastung an einem Deich ist die Simulation brechender Wellen von besonderer Bedeutung. Um diesen komplexen Prozess möglichst naturgetreu nachzubilden, eignet sich die numerische Simulation mittels Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH). Dabei handelt es sich um ein Verfahren, das ohne ein Berechnungsgitter auskommt. Die örtliche Diskretisierung des Wasserkörpers erfolgt auf Basis von Partikeln, die mit jedem diskreten Zeitschritt neue physikalische Größen, wie Geschwindigkeit und Druck, zugewiesen bekommen und, anders als bei gitterbasierten Verfahren, ihren Ort ändern. Es können nachträglich Messungen zur Fließgeschwindigkeit, Wasserstand oder Druck an jeder Stelle im System durchgeführt werden. Für die Untersuchungen wird die Software DualSPHysics genutzt. Der Programmcode wurde in gemeinschaftlicher Arbeit der Universität Manchester (UK), der Universität Vigo (Spanien) und der John Hopkins Universität (USA) entwickelt. Nachfolgend sollen eigene Kalibrierungs- und Validierungsergebnisse des SPH-Modells sowie erste Simulationen der Wellenbelastung an einem idealisierten Deich vorgestellt werden.

2. Physikalischer Modellversuch

Bei dem physikalischen Modellversuch handelt es sich um eine Strömungsrinne mit den inneren Abmessungen von ($L \times B \times H$) 500 x 8,6 x 30 cm. Das Ende der Rinne bildet eine Rampe, die die Wasserseite des Deichkörpers darstellt. Die Neigung beträgt 1:6,8. Im vorderen Teil befindet sich ein Wellenerzeuger. Die Wellenhöhen werden durch eine kapazitive Wasserstandmesssonde aufgezeichnet, die sich für schnell wechselnde Wasserstände eignet. Abb. 1 zeigt den Versuchsaufbau mit der Strömungsrinne, der Rampe (Punkt 1), der Messsonde (Punkt 2) und dem Wellenerzeuger (Punkt 3).



Abb. 1: Versuchsaufbau mit Rampe, Messsonde und Wellenerzeuger

¹ Universität Siegen, Forschungsinstitut Wasser und Umwelt, Paul-Bonatz-Straße 9-11, 57076 Siegen, Deutschland, E-Mail: felix.soltau@student.uni-siegen.de

3. Kalibrierung und Validierung

Für die Kalibrierung der Simulation mit SPH wird in der Strömungsrinne im physikalischen Modell ein Wasserstand von 11 cm eingestellt. Die Paddelbewegung des Wellenerzeugers folgt einem der Sinusfunktion ähnlichen Verlaufsweg in Längsrichtung der Rinne. Die Amplitude dieser oszillierenden Bewegung beträgt 140 mm, bei einer Periodendauer von 2,6 s. Es wird sowohl die sich ergebenden Wellenhöhen an Punkt 2 (s. Abb. 1) gemessen, als auch die exakte Paddelbewegung über die Zeit aufgezeichnet. Die Geometrie des Versuchsaufbaus wird als dreidimensionale CAD-Zeichnung in DualSPHysics eingelesen. Ebenso wird die Weg-Zeit-Beziehung des Wellenerzeugers übergeben. Auf diese Weise sollen geometrische Unterschiede zwischen Realität und Simulation auf ein Minimum reduziert werden.

Die Kalibrierung zeigt, dass insbesondere ein Wert α , für die Berechnung einer künstlichen Viskosität, Einfluss auf die Wasserbewegung hat. Im Speziellen dient dieser Wert der Anpassung eines angemessenen Dissipationsverhaltens, d.h. der Umwandlung von Bewegungsenergie in Schall- und Wärmeenergie (Crespo et al., 2015). Im vorliegenden Fall kann bereits durch entsprechende Anpassung ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,937$ und eine Prognosegüte von $RMSE = 6,8$ mm erreicht werden. Abb. 2 zeigt die Bandbreite von kleinsten zu größten Messwerten aus dem physikalischen Modellversuch in grau und die mit DualSPHysics simulierten Werte in rot.

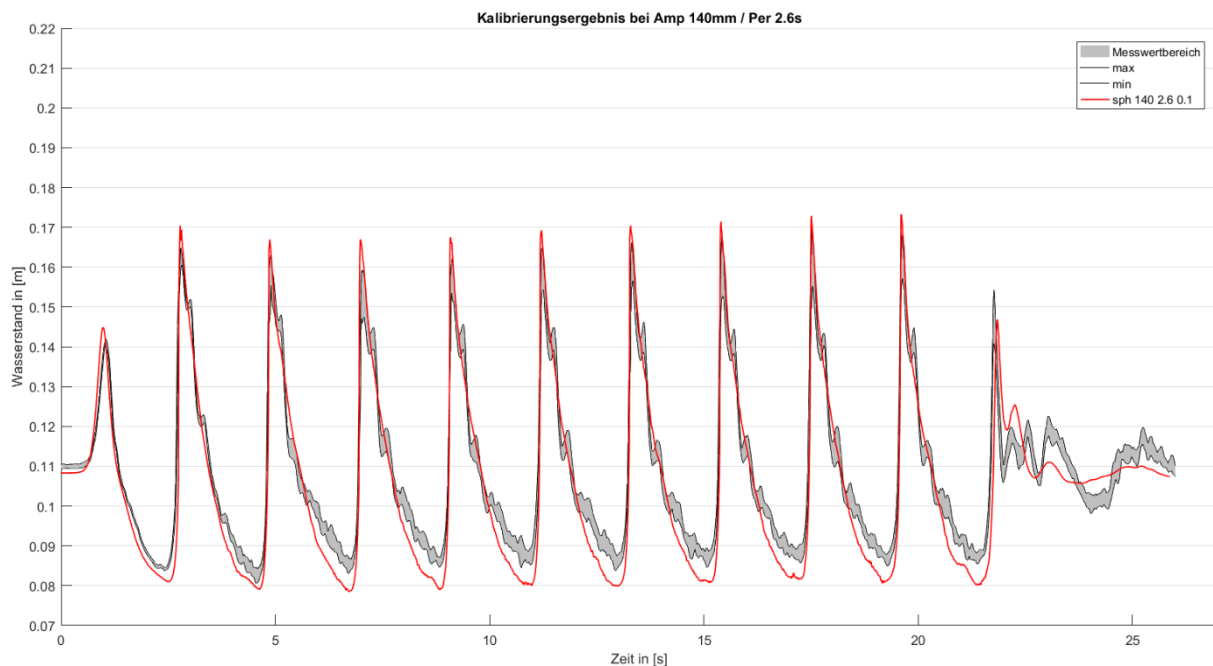


Abb. 2: Kalibrierungsergebnis bei einer Amplitude von 140 mm und einer Periodendauer von 2,6 s des Wellenerzeugers. Messwerte aus der Strömungsrinne als Bereich in grau, Ergebnisse der SPH-Simulation in rot.

Es ist zu erkennen, dass die Wellenform sowie das zeitliche Auftreten der Wellen eine hohe Übereinstimmung mit den Messergebnissen aufweisen. Die Amplituden der Wellenberge bzw. Wellentäler werden jedoch derzeit noch leicht überschätzt bzw. unterschritten.

Nach der Kalibrierung wird eine Validierung der Simulationskonfiguration durchgeführt, um die direkte Übertragbarkeit und Anwendungsmöglichkeit auf ähnliche Fragestellungen beurteilen zu können. Dazu wird der Wasserstand in der Strömungsrinne auf 14 cm angehoben sowie die Amplitude und Periodendauer der Wellenerzeugerbewegung variiert. In Abb. 3 ist beispielhaft einer von vier zur Validierung untersuchten Fälle dargestellt. Der Vergleich von realen und simulierten Wellen lässt deutlich erkennen, dass eine direkte Anwendbarkeit auf abweichende Problemstellungen möglich ist. Im Diagramm ist das Bestimmtheitsmaß sowie der RMSE in mm angegeben.

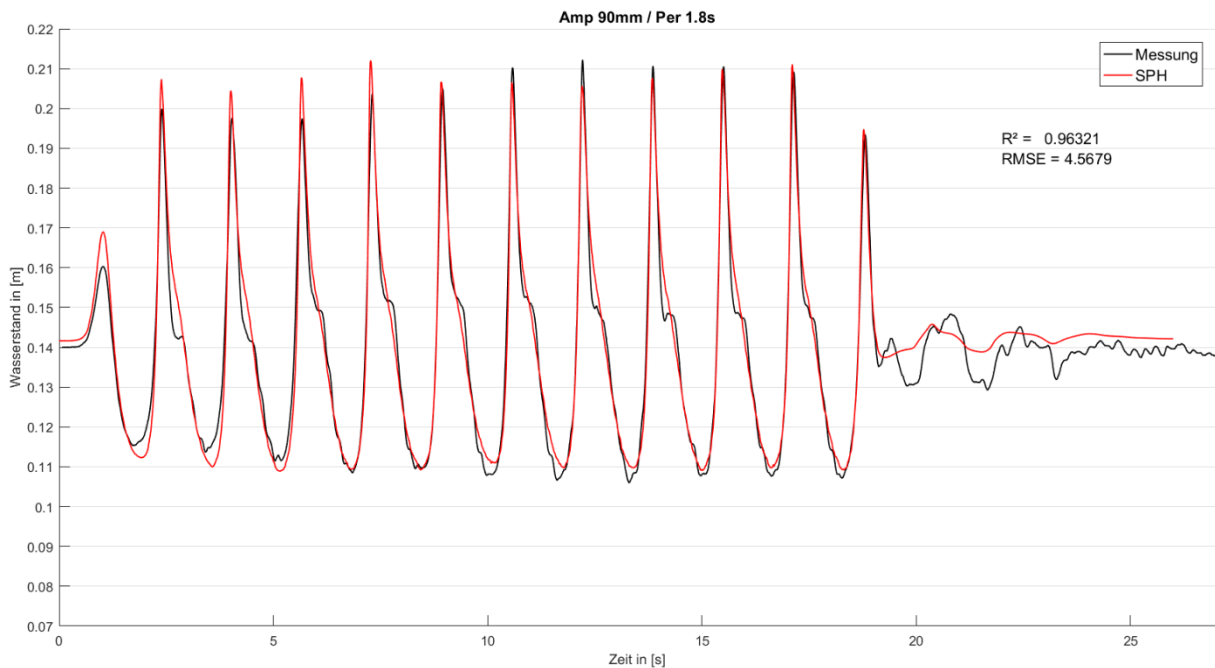


Abb. 3: Validierungsergebnis anhand der Wellenerzeugerbewegung mit einer Amplitude von 90 mm und einer Periodendauer von 1,8 s.

4. Simulation der Wellenbelastung am Deich

Für die Beurteilung der Belastung einer Deichoberfläche durch Wellenschlag müssen die Kräfte bestimmt werden, die eine Welle beim Auftreffen auf den Deichkörper erzeugt. Die Software DualSPHysics bietet die Möglichkeit diese Kräfte direkt aus den Ergebnisdateien der Simulation herauszulesen. Dazu wurde die Kraft auf ein einzelnes Partikel, welches einer Fläche von 9 mm² entspricht, gemessen, das sich auf der Deichoberfläche und 4,9 cm unterhalb des Ruhewasserspiegels befindet. Abb. 4 zeigt diese Krafteinwirkung im zeitlichen Verlauf. Eine vollständige Validierung der Simulationsergebnisse steht zurzeit noch aus. Die Plausibilität der Kraftwerte im Ruhezustand des Wasserkörpers kann jedoch bereits über den Wasserdruck in entsprechender Tiefe auf der Fläche rechnerisch bestätigt werden (s. Gleichung in Abb. 4).

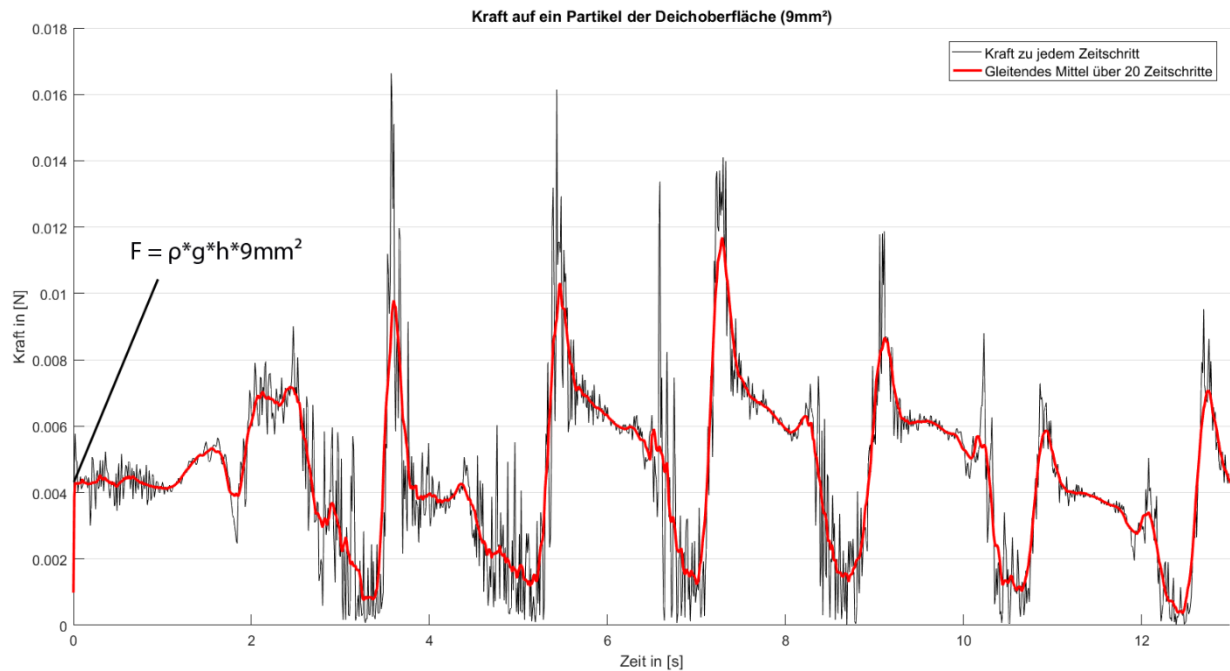


Abb. 4: Kraft auf ein einzelnes Partikel der Deichoberfläche

5. Zusammenfassung und Ausblick

Bei der Simulation mit SPH handelt es sich um eine partikelbasierte Berechnung der Wasserbewegung, die ohne ein Berechnungsgitter auskommt. Jedes der Partikel, die in ihrer Gesamtheit den Wasserkörper sowie die Berandung darstellen, verändert mit jedem Zeitschritt seine physikalischen Eigenschaften sowie seine Position. Mit der Software DualSPHysics wurde ein physikalischer Modellversuch in ein numerisches Modell übertragen und durch die Variation diverser Parameter kalibriert. Die Validierung zeigt, dass eine direkte Anwendbarkeit der Kalibrierungsergebnisse auf ähnliche Problemstellungen möglich ist. Zusätzlich bietet die Software Möglichkeiten, die Kraftwirkung des Wassers auf die Berandung auszulesen. Es können somit Kräfte aus Wellenschlag auf Oberflächen quantifiziert werden.

Mit der Validierung dieser Kraftsimulationen soll es in der Zukunft möglich sein, im Rahmen des BMBF-Projekts EcoDike Orientierungswerte für Kräfte auf den Deichkörper geben und Voraussagen zur Wellenbelastung, infolge unterschiedlicher Wellenspektren, treffen zu können.

Referenzen

Crespo, A.J.C., Domínguez, J.M., Rogers, B.D., Gómez-Gesteira, M., Longshaw, S., Canelas, R., Vacondio, R., Barreiro, A., García-Feal, O. (2015): DualSPHysics: Open-source parallel CFD solver based on Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH), *Computer Physics Communications*, 187, S. 204–216, doi: 10.1016/j.cpc.2014.10.004.

Untersuchungen zum Einfluss der Störsteingröße und -anordnung auf die Rauheit von Sohlengleiten

Ralph Eikenberg^{1}, Katinka Koll¹*

1. Einleitung und Problemstellung

Sohlengleiten sind nach DIN 4047-5 Sohlenbauwerke zur Überwindung eines Höhenunterschiedes in der Gewässersohle. Aufgrund der relativ geringen Längsneigung von weniger als 1:20 und der sehr rauen Sohle eignen sie sich zur Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit bei gleichzeitiger Erfüllung wasserwirtschaftlicher und wasserbaulicher Vorgaben.

Unterbrechungsfreie Wanderkorridore sind zwingend erforderlich, um die Fischpassierbarkeit naturnaher Sohlengleiten zu erreichen. Diese werden über hydraulische und geometrische Grenzwerte definiert, die anhand der Körperabmessungen sowie der Schwimmstärke und Ausdauer der maßgebenden Fischarten festgelegt sind. Bestehende Berechnungsansätze für Sohlengleiten beruhen auf empirischen Untersuchungen und liefern lediglich mittlere Werte für Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit. Aussagen über die räumliche Verteilung dieser Parameter sowie über deren Minima und Maxima können nicht gemacht werden. Außerdem sind die Ansätze lediglich für die jeweils untersuchten Randbedingungen gültig (Eikenberg & Koll, 2015).

In Vorbereitung für einen adäquaten Berechnungsansatz zur Dimensionierung von Sohlengleiten existiert am Leichtweiß-Institut für Wasserbau ein umfangreicher Datensatz, der an Modellen von naturnahen Sohlengleiten in Störsteinbauweise mit verschiedenen Belegungsdichten und Durchflüssen erhoben wurde. Die Daten zeigen, dass weder durch eine Erhöhung der Belegungsdichte mit Störsteinen, noch eine Erhöhung der Grundrauheit zwischen den Störsteinen die hydraulischen und geometrischen Grenzwerte zufriedenstellend erreicht werden konnten (Eikenberg & Koll, 2015 und 2016). In weiteren Versuchen wurden deshalb die Störsteingröße und -anordnung variiert.

2. Versuche

Der Versuchsaufbau bestand aus dem Modell einer Sohlengleite in Störsteinbauweise im Maßstab 1:7 (Abb. 1). Das 1 m breite Modell hatte ein festes Längsgefälle von 4,4 %. Es wurden zwei verschiedene Belegungsmuster mit Störsteinen unterschiedlicher Größe untersucht. Die Charakterisierung der untersuchten Versuchsaufbauten ist in Tab. 1 aufgeführt. Diese wurden jeweils mit drei verschiedenen Abflüssen ($Q1 = 10,00$ l/s, $Q2 = 18,67$ l/s, $Q3 = 22,45$ l/s) beaufschlagt.

¹ Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abteilung Wasserbau, Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig, Deutschland, E-Mail: r.eikenberg@tu-braunschweig.de

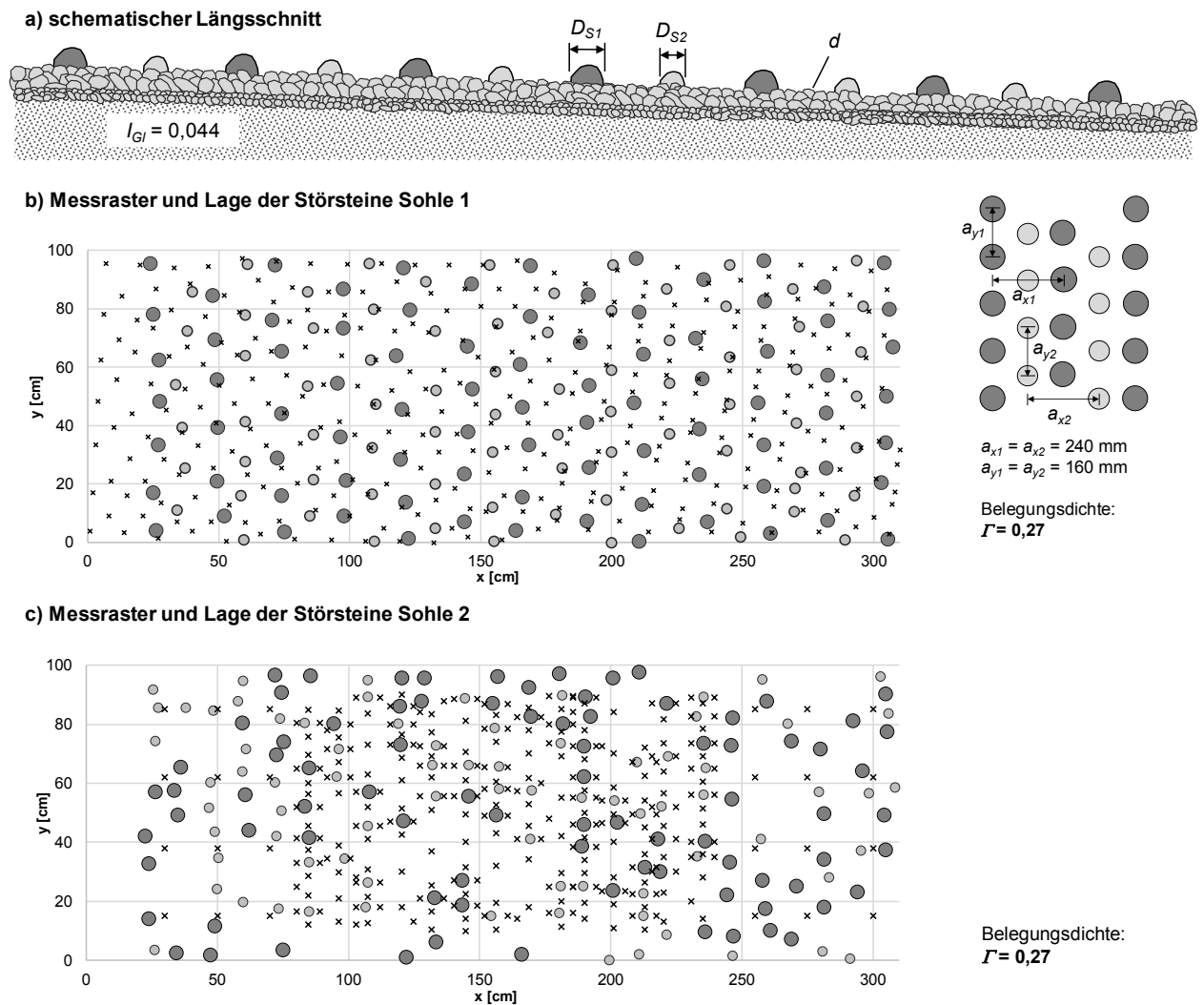


Abb. 1: Versuchsaufbau

Tab. 1: Charakterisierung der untersuchten Versuchsaufbauten

| | Korndurchmesser der Sohle d [mm] | Durchmesser der Störsteine D_{S1} [mm] | Durchmesser der Störsteine D_{S2} [mm] | Anordnung der Störsteine |
|----------------|--|--|--|-----------------------------|
| Sohle 1 | 32-42 | 90 | 70 | regelmäßig, in Reihen |
| Sohle 2 | 32-42 | 90 | 70 | unregelmäßig/zufällig |

Die Daten umfassen Wassertiefen, die in einem engen Raster mit Hilfe von Stechpegeln gemessen wurden, sowie Fließgeschwindigkeiten aus Messungen mit Mikroflügeln. Anhand dieser Daten können qualitative Aussagen über das Vorhandensein von Wanderkorridoren in Abhängigkeit von der Störsteingröße und -anordnung sowie des Abflusses gemacht werden.

Die hydraulischen und geometrischen Randbedingungen und Grenzwerte wurden nach DWA (2009) für ein Fließgewässer der Äschenregion berechnet: $h_{min} = 4,3$ cm, $u_{max} = 45$ cm/s (Werte jeweils im Modellmaßstab).

3. Ergebnisse

Abb. 2 zeigt die gemessenen Wassertiefen. Bereiche, in denen die Mindestwassertiefe überschritten wurde, sind farblich markiert. Bei dem niedrigen Durchfluss $Q1$ und umströmten Störsteinen konnten sich weder auf Sohle 1 noch auf Sohle 2 durchgehende Wanderkorridore ausbilden. Eine Steigerung des Durchflusses bewirkte ein Überströmen der Störsteine. Bei $Q2$ und $Q3$ wurde die Mindestwassertiefe in weiten Bereichen eingehalten bzw. überschritten.

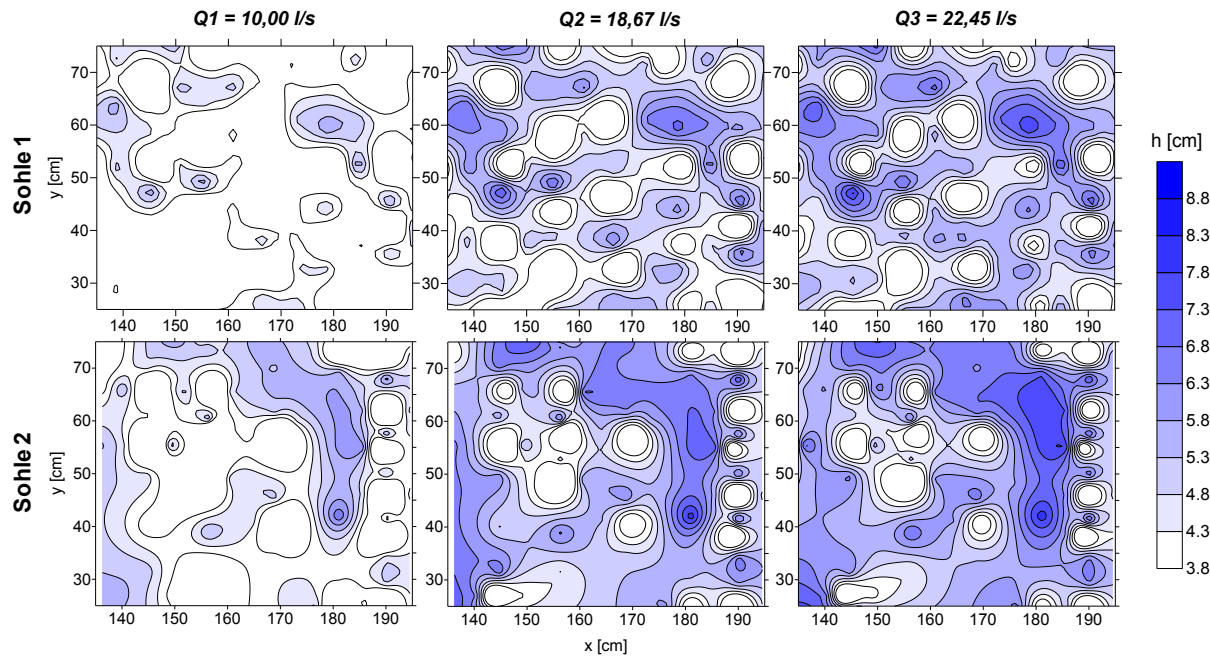


Abb. 2: Gemessene Wassertiefen $h \geq h_{min} = 4,3$ cm auf Sohle 1 und Sohle 2 bei unterschiedlichen Durchflüssen (Fließrichtung von links nach rechts)

Abb. 3 zeigt die Messergebnisse der Fließgeschwindigkeiten. Weiße Flächen kennzeichnen Bereiche, in denen die Höchstgeschwindigkeit überschritten wurde. Mit steigendem Durchfluss nahmen auf beiden Sohlen die Bereiche, in denen der Grenzwert überschritten wird, zu. Während bis $Q2$ jeweils noch ein durchgehender Wanderkorridor vorhanden war, bildete sich dieser bei $Q3$ nur auf Sohle 2. Die regelmäßig angeordneten Engstellen auf Sohle 1 bewirkten eine zusätzliche Beschleunigung. Die zufällige Anordnung auf Sohle 2 lieferte einen durchgehenden, nahezu störsteinfreien Bereich auf der rechten Seite der Sohlengleite, der eine Konzentration des Durchflusses und damit auch der großen Geschwindigkeiten bewirkte. Der linke Teil der Gleite wurde dadurch hydraulisch entlastet und in Kombination mit der dort erhöhten Störsteinzahl ein durchgehender Wanderkorridor auch bei $Q3$ erreicht.

Die Störsteine wirken bei geringen Abflüssen als umströmte querprofilformende Elemente, so dass die Grundrauheit der Sohle dominiert. Eine unregelmäßige Anordnung der unterschiedlich großen Störsteine bewirkt zusätzliche heterogene Strömungsmuster, die zur Energiedissipation beitragen und die Wassertiefe erhöhen bzw. die Fließgeschwindigkeit verringern. Ein Ansatz zur weiteren Erhöhung der Rauheit ist es, die Geometrie des Querprofils zu variieren und, ähnlich einer Niedrigwasserrinne, Bereiche, in denen der Abfluss konzentriert wird, zu schaffen.

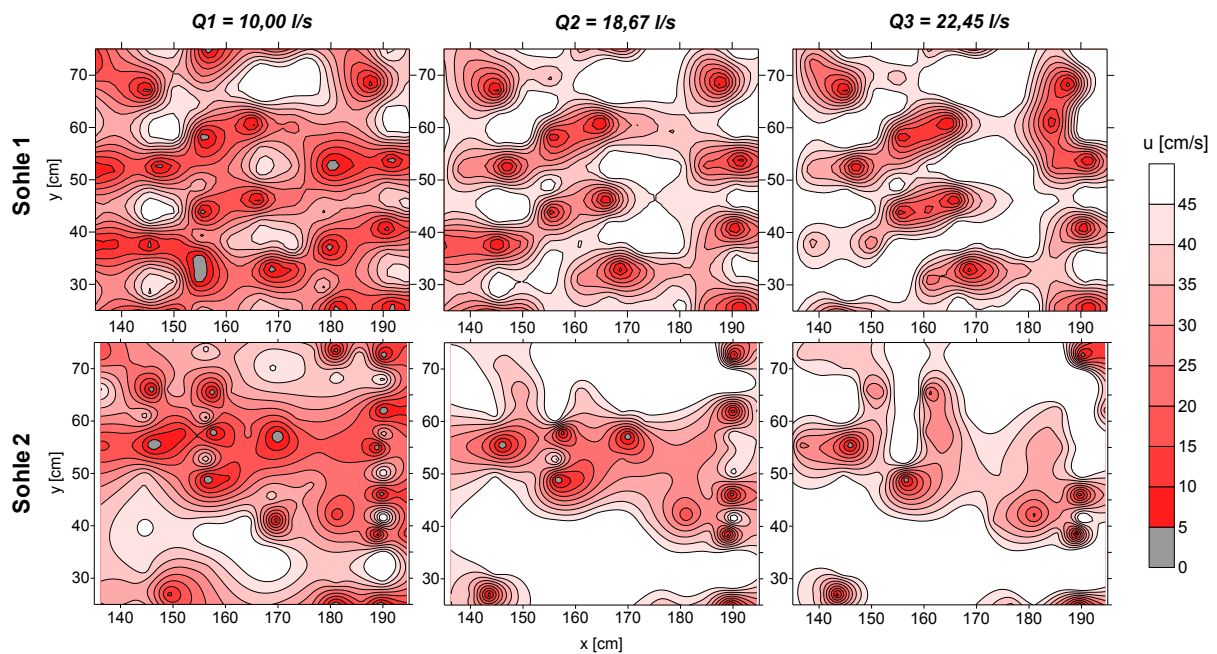


Abb. 3: Gemessene Geschwindigkeiten $u \leq u_{max} = 45 \text{ cm/s}$ auf Sohle 1 und Sohle 2 bei unterschiedlichen Durchflüssen (Fließrichtung von links nach rechts)

4. Zusammenfassung und Ausblick

Aus Laborversuchen an Sohlgleiten mit regelmäßiger und unregelmäßiger Störsteinanordnung konnte gezeigt werden, dass die Einhaltung der hydraulischen Kriterien für den Fischeaufstieg stark von der Anordnung und Größe der Störsteine abhängig ist. Regelmäßige Störsteinanordnungen bewirken auch bei unterschiedlichen Störsteingrößen eine zu starke Beschleunigung in den Engstellen. Durch ein heterogenes Belegungsmuster, idealerweise mit unterschiedlichen Störsteingrößen, kann ein durchgehender Wanderkorridor für den Fischeaufstieg erreicht werden. In weiteren Versuchen soll die Möglichkeit der weiteren Erhöhung der Rauheit auf der Sohlengleite durch eine Modellierung der Sohlentopographie untersucht werden.

Referenzen

- DIN 4047-5 (1989): Landwirtschaftlicher Wasserbau, Begriffe: Ausbau und Unterhaltung von Gewässern. Deutsches Institut für Normung e.V. Beuth-Verlag, Berlin.
- DWA (2009): Naturnahe Sohlengleiten. *DWA-Themen*. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef.
- Eikenberg, R., Koll, K. (2015): Untersuchungen des Geschwindigkeitsfeldes über Sohlengleiten in Störsteinbauweise. Beitrag zum 17. JuWi-Treffen, 26.08.-28.08.2015, Dresden, *Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen*, Heft 56, S. 125–132.
- Eikenberg, R., Koll, K. (2016): Untersuchungen zur Erhöhung der Rauheit auf Sohlengleiten. Beitrag zum 18. JuWi-Treffen, 24.08.-26.08.2016, Zürich, *Tagungsband*, S. 50–52.

Ethohydraulische Modellierung

*Katharina Schneider¹**

1. Veranlassung

Ethohydraulische Labor- und Freilanduntersuchungen dienen dem Zweck Umweltreizen unterschiedlichster Art eine eindeutige, reproduzierbare Reaktion der Fische zuzuordnen (vgl. Abb. 1). Diese Reiz-Reaktions-Kombinationen werden in der Literatur als ethohydraulische Signaturen bezeichnet (vgl. Adam & Lehmann, 2011). Für die Entwicklung und Untersuchung von Fischauf-, Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen sind oft aufwendige vergleichende Verhaltensbeobachtungen kombiniert mit Strömungsmessungen nötig, um Aspekte wie Auffindbarkeit, Passierbarkeit oder Leitwirkung unter Berücksichtigung der standortspezifischen Randbedingungen evaluieren zu können. Die Kopplung von hydrodynamisch-numerischen Strömungssimulationen mit ethohydraulischen Signaturen – die sog. ethohydraulische Modellierung –, soll hierzu einen vereinfachten und effizienten Planungsvorgang ermöglichen und ein neues Instrumentarium zur Analyse ethohydraulischer Ergebnisse darstellen.

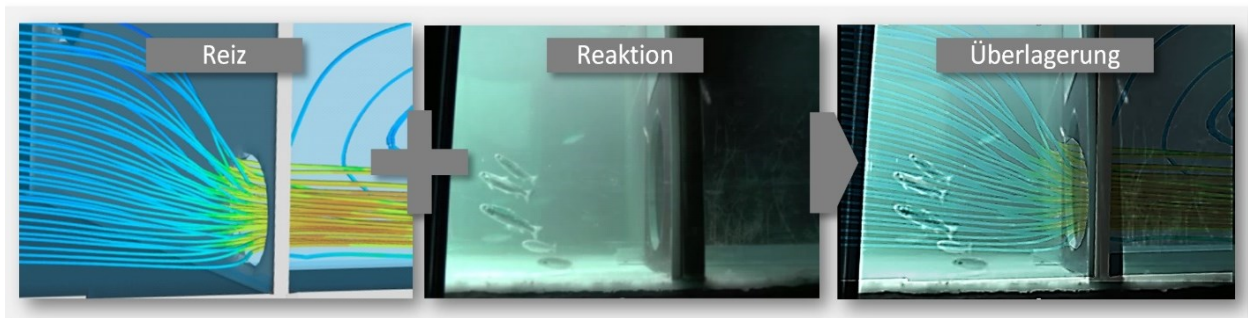


Abb. 1: Überlagerung von Stromlinien der HN-Simulation und Fischbeobachtungen bei einer ethohydraulischen Untersuchung

2. Ziele

Da in den letzten Jahren der Nutzen von 3D-hydrodynamisch-numerischen Modellen (3D-HN Modellen) als Hilfsmittel bei der Planung von Fischwanderhilfen sowie bei Forschungsvorhaben erkannt wurde, finden diese immer häufiger Anwendung. Daher ist das Ziel dieses Forschungs- und Entwicklungsprojektes jene Strömungsmodelle durch hinterlegte ethohydraulische Signaturen zu erweitern (vgl. Abb. 2). Das vereinfachte Abbilden von möglichen Reaktionsräumen der Fische erleichtert eine wirtschaftliche und funktionstüchtige Planung von Fischwanderhilfen und hilft standortspezifische Fragestellungen durch Variantenstudien einfacher auszuwerten.

¹ Technische Universität Darmstadt, Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik, Franziska-Braun-Straße 7, 64287 Darmstadt, Deutschland, E-Mail: k.schneider@wb.tu-darmstadt.de

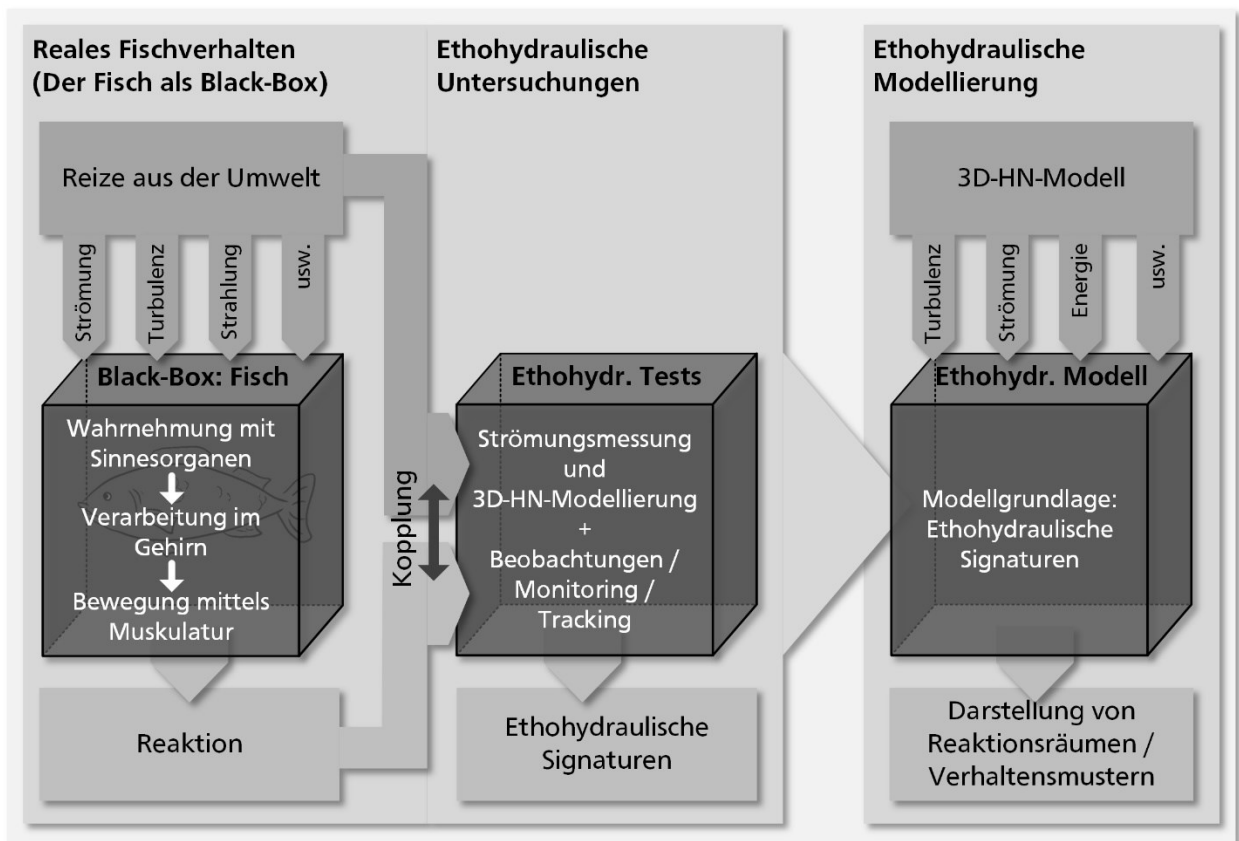


Abb. 2: Ziel: Erarbeitung eines ethohydraulischen Modells auf Basis ethohydraulischer Signaturen (aufbauend auf Adam & Lehmann, 2011)

Ein weiteres Ziel dieses F+E-Projektes ist die Entwicklung eines neuartigen Fischtrackingsystems in Zusammenarbeit mit dem Institut für Geodäsie an der TU Darmstadt. Dieses Messsystem soll dabei die vom Fisch zurückgelegten Wege (Trajektorien) aufzeichnen. Durch Überlagerung dieser georeferenzierten 3D-Fischtrajektorien mit den Ergebnissen der 3D-Strömungssimulationen und/oder Strömungsmessungen können ethohydraulische Untersuchungen zielführender ausgewertet und damit Reiz-Reaktionsmuster schneller identifiziert sowie bewertet werden (vgl. Abb. 2). Dadurch können neue Erkenntnisse über den Einfluss weiterer strömungscharakterisierender Parameter auf das Fischverhalten gewonnen und es kann eine genauere Betrachtung wenig untersuchter Verhaltensmuster von Fischen (z. B. Gieren, Meiden, Sondieren, Verharren oder Flucht) vorgenommen werden. Dies dient wiederum der Erweiterung des Wissenspools an ethohydraulischen Signaturen, welche Eingang in den ethohydraulischen Modellansatz finden und somit zu dessen stetiger Verbesserung beitragen werden. Des Weiteren soll das Fischtrackingsystem dazu verwendet werden die mit dem Modell prognostizierten Verhaltensweisen zu überprüfen und somit das Modell zu validieren.

3. Vorgehensweise

In bisherigen ethohydraulischen Versuchen stand als untersuchter Primärreiz vor allem die Strömungsgeschwindigkeit im Fokus. Es gibt jedoch neben der Geschwindigkeit viele weitere Einflüsse, die vom Tier wahrgenommen werden und bisher noch weitestgehend unberücksichtigt

geblieben sind (z. B. Turbulenz, Wirbel). Die Identifikation neuer Reizparameter durch ethohydraulische Untersuchungen und die Recherche bisher bekannter Reiz-Reaktions-Muster ist somit ein wichtiger Grundstein für dieses sowie auch für weitere Forschungsvorhaben. Daher stellt die Sichtung und Sammlung von Literatur zum Thema Fischverhalten in Strömung und Turbulenz eine wichtige Säule der Arbeit dar (vgl. Abb. 3).

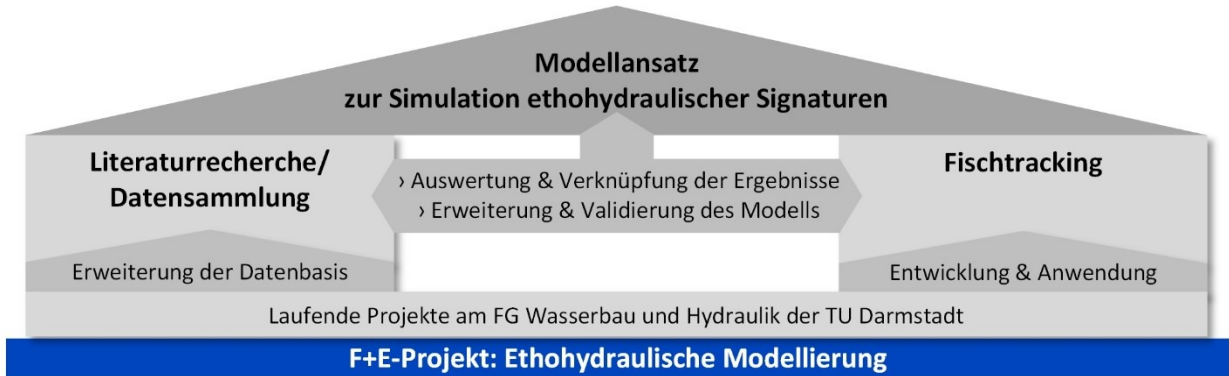


Abb. 3: Aufbau des Forschungs- und Entwicklungsprojektes

Die zweite wichtige Säule der ethohydraulischen Modellierung ist die bereits beschriebene Entwicklung des Fischtrackingsystems in Zusammenarbeit mit dem Institut für Geodäsie der TU Darmstadt (vgl. Abb. 3). Dafür wurden bereits erste Tests mit einer Industriekamera unter Zuhilfenahme eines Fischdummys durchgeführt (vgl. Abb. 4).



Abb. 4: Erste Tests zum Fischtrackingsystem mit einem Fischdummy (Flasche) im wasserbaulichen Forschungslabor der TU Darmstadt

Die Entwicklung sowohl des ethohydraulischen Modells als auch des Fischtrackingsystems werden dabei durch begleitende, laufende Projekte des Fachgebiets Wasserbau und Hydraulik unterstützt. Durch diese Projekte findet auch eine stetige Erweiterung des Wissensstands und damit der Modellgrundlage statt.

Auf Basis dieser genannten Forschungsschwerpunkte wird dann abschließend ein Modellansatz entwickelt.

4. Zusammenfassung

Das F+E-Projekt verfolgt das Ziel Fischverhalten mithilfe eines ethohydraulischen Modells rechnergestützt abzubilden, um den Planungsprozess von Fischwanderhilfen zu vereinfachen. Zur Sammlung bisher erforschter ethohydraulischer Signaturen, die als Modellgrundlage dienen, wird aktuell Literatur zusammengetragen und ausgewertet. Unterstützt wird das Vorhaben durch die Entwicklung eines neuartigen Fischtrackingsystems zur Aufzeichnung von 3D-Fischtrajektorien in Kooperation mit dem Institut für Geodäsie der TU Darmstadt. Erste Tests mit realen Fischen sind für Ende Juni 2017 geplant.

Referenzen

Adam, B., Lehmann, B. (2011): Ethohydraulik. Grundlagen, Methoden und Erkenntnisse, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, ISBN 9783642172090, doi: 10.1007/978-3-642-17210-6.

Ethohydraulische Untersuchungen an einem Flachrechen

Gisela Krenzer^{1*}

1. Veranlassung

Im Zuge der Wasserrahmenrichtlinie wird die Durchgängigkeit für Fließgewässer sowohl stromauf als auch stromab bis 2027 gefordert. Dies ist vor allem für den Populationserhalt der Wanderfischarten, wie z. B. Lachs oder Aal, wichtig. Für die Herstellung der Durchgängigkeit für stromauf wandernde Fische gibt es bereits ein erprobtes Regelwerk (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft 2014). Für die Wanderung stromab fehlt dieses bis dato. Nach derzeitigem Kenntnisstand werden für die Fischabwanderung an wasserbaulichen Anlagen einerseits Schutz- einrichtungen, beispielsweise Rechen, benötigt um aquatische Organismen vor dem Einschwimmen in sie gefährdende Bereiche (z. B. Turbinen) zu schützen. Andererseits ist ein alternativer Wanderkorridor notwendig – dieser wird durch Abstiegsanlagen z. B. in Form von Bypässen angeboten.

Bereits in der Vergangenheit wurden verschiedene Forschungsvorhaben bzgl. Schutz- und Abwandermöglichkeiten an Wasserkraftanlagen am Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik der TU Darmstadt durchgeführt. Beispielsweise wurden in Kooperation mit der EnBW und dem Büro Weibel ethohydraulische Feld- und Laborstudien zum Schrägrechen (Berger & Lehmann 2017) als auch zur Gestaltung und Anordnung von Bypässen (Lehmann et al. 2016) durchgeführt.

2. Forschungsvorhaben und Methodik

Das aktuelle Forschungsvorhaben befasst sich mit dem Einsatz von sog. Flachrechen in Kombination mit einer Abspülrinne und einem Bypass (vgl. Abb. 1).

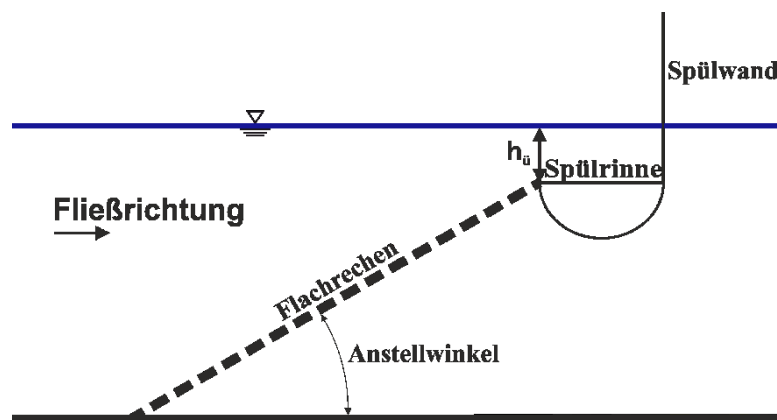


Abb. 1: Profilskizze eines Flachrechens mit Spülrinne und -wand, $h_{\ddot{u}}$: Rechenüberfallhöhe

¹ Technische Universität Darmstadt, Fachgebiet für Wasserbau und Hydraulik, Franziska-Braun-Str. 7, 64287 Darmstadt, Deutschland, E-Mail: g.krenzer@wb.tu-darmstadt.de

Im Freiland wurde bereits beobachtet, dass Fische den Weg über den Rechen in eine Spülrinne zum Abwandern genutzt haben (badenova AG & Co. KG 2009). Diese Beobachtungen sollen während der Versuche bestätigt und spezifiziert werden. Darüber hinaus gilt es, allgemeinwendbare Konstruktionsvorgaben für Flachrechen mit Spülrippen zu formulieren, sodass das System in der Praxis geplant und eingesetzt werden kann.

Um diese Ziele zu erreichen, werden ethohydraulische Versuche im wasserbaulichen Forschungslabor der Technischen Universität Darmstadt durchgeführt. „*Der Begriff der Ethohydraulik verbindet semantisch und inhaltlich die biologische Teildisziplin der Verhaltensbiologie mit dem ingenieurwissenschaftlichen Fachgebiet der Hydraulik [...]*“ (Adam und Lehmann 2011, S. 13) und bietet hierdurch einen tiefen Einblick in das Verhalten der Fische bei gegebenen hydraulischen Verhältnissen. Um ethohydraulische Laborbefunde auf reale Situationen übertragen zu können, gliedert sich eine derartige Untersuchung stets in mehrere Phasen (vgl. Abb. 2).

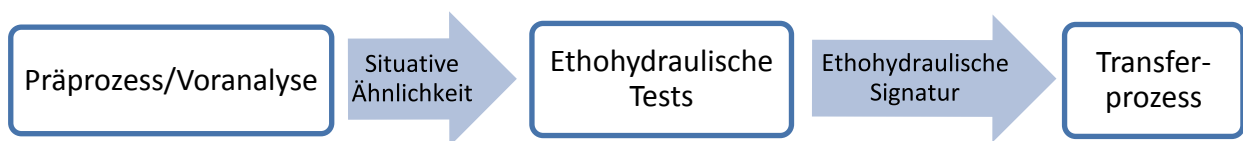


Abb. 2: Die drei Phasen der Ethohydraulik (verändert nach Adam und Lehmann (2011))

In einer Voranalyse werden aus der zu untersuchenden Freilandsituation relevante Parameter, wie bspw. Rechengestaltung, Anströmgeschwindigkeiten und wirkende hydrodynamische Kräfte aufgenommen. Diese Parameter werden über Ähnlichkeitsmechanische Modellgesetze in ein wasserbauliches Modell übertragen. Somit ist eine Vergleichbarkeit zwischen Labor- und Naturbedingungen hergestellt. Während der ethohydraulischen Tests wird das Fischverhalten mittels Ad-libitum Protokollen und Videoaufnahmen aufgezeichnet und im Rahmen der Auswertung mit den erfassten hydrometrischen Daten verschnitten (sog. ethohydraulische Signatur). Hierbei werden Bereiche sichtbar, in denen Fische ein bestimmtes Verhalten zeigen, was auf einen Reiz-Antwort bzw. eine Antwort auf eine Reizkombination zurückzuführen ist. Handelt es sich um reproduzierbare Reiz-Reaktions-Schemata, so können diese gezielt im Rahmen des Transferprozesses auf reale Anlagen umgebrochen werden, indem dafür Bemessungs- und Gestaltungsempfehlungen formuliert werden.

3. Versuchsaufbau

Das Forschungsvorhaben wird im Zeitraum vom 01.03.2017 bis 01.08.2019 durchgeführt. Entsprechend befindet sich das Projekt derzeit in der Anfangsphase. Erste Fischversuche mit Gemischtarten sind im Sommer 2017 vorgesehen.

Der Versuchsaufbau inklusive mehrerer Setups ist fertiggestellt, diese wurden gemeinsam mit Biologen, die die Fische während der Versuche betreuen, abgestimmt und erste hydrometrische Messungen laufen bereits. Zudem wurde eine Literaturrecherche durchgeführt und Praxiserfahrungen bzgl. Rechen-Bypass-Kombinationen für die flussabwärts gerichtete Wanderung an Wasserkraftanlagen zusammengetragen.

Im Folgenden werden der Versuchsaufbau und die Setups kurz vorgestellt. Die ethohydraulischen Versuche finden im wasserbaulichen Forschungslabor der Technischen Universität Darmstadt in einer 40 m langen Rinne statt. Die Einbauten umfassen eine Einengung der Rinne, drei unterschiedliche Flachrechen, eine Spülrinne mit 300 mm Durchmesser und eine Schutzwand, damit die Fische nicht über die Spülrinne springen (vgl. Abb. 3).



Abb. 3: Versuchsaufbau in der 40 m Rinne, Blick in Strömungsrichtung, links: Einengung von 2 auf 1,5 m, der orangene Kasten ist im rechten Bild detaillierter dargestellt, rechts: 1: Bypassöffnung, 2: Spülwand, 3: Spülrinne, 4: 30° Flachrechen

Maximal ist ein Durchfluss von knapp 1000 l/s mit mehreren Pumpen in der Rinne möglich. Die Einbauten umfassen eine Einengung der Rinne von 2 m auf 1,5 m, um Anströmgeschwindigkeiten im Bereich zwischen 0,3 m/s bis hin zu 1,0 m/s realisieren zu können. Für das Projekt sind drei verschieden geneigte Flachrechen aus Aluminium angefertigt worden. Die Flachrechen weisen eine lichte Weite von 12 mm und eine Tiefe von 30 mm auf, damit entsprechen sie den gängigen rechtlichen Vorgaben von Hessen und weiteren Bundesländern. Die drei Rechen sind mit je einem Anstellwinkel von 20°, 30° und 45° angefertigt. Die Abspülrinne ist im gängigen Maß von 300 mm Durchmesser ausgeführt. Der Versuchsaufbau bietet verschiedene Setup-Möglichkeiten (vgl. Tab. 1). Der komplette Versuchsaufbau wird im geregelten Freispiegelabfluss gefahren, sodass sich vergleichbare Geschwindigkeiten vor dem Bypassrohr bei den Setups einstellen.

Tab. 1: Setup-Variabilität

| Variable | Möglichkeit |
|------------------------------|----------------------------------|
| Rechenanstellwinkel | 20°, 30°, 45° |
| Rechenüberströmung | 5 cm, 10 cm, 15 cm |
| Rechenanströmgeschwindigkeit | 0,3 m/s, 0,5 m/s, 0,8 m/s, 1 m/s |

4. Zusammenfassung

Bei dem vorgestellten Projekt handelt es sich um ein BfN gefördertes Projekt (FKZ 351 6850 500) zum Thema Abwandermöglichkeiten an Kleinwasserkraftanlagen. Der Fokus liegt auf der Untersuchung von Flachrechen mit Bypass. Ziel ist die Erarbeitung von Konstruktionsvorgaben für Flachrechen, die Fischen eine optimierte Möglichkeit zur flussabwärts gerichteten Wanderung bieten. Hierzu werden ethohydraulische Versuche mit Fischen in der 40 m Rinne des wasserbaulichen Forschungslabors der TU Darmstadt durchgeführt. Der aktuelle Stand des Projekts beläuft sich auf die Planung und den Aufbau der Rinneneinbauten und der variablen Setups während der Versuche. Im Sommer 2017 werden erste Fischversuche mit Gemischtarten stattfinden. Es ist geplant bereits im Vorfeld und im Anschluss an die Versuche mittels ADV (Acoustic Doppler Velocimeter) Strömungen aufzuzeichnen und diese im Anschluss in ethohydraulische Strömungssignaturen umzuwandeln. Simulationen des Strömungsgeschehens sind ebenso mit Flow 3D geplant. Erste Ergebnisse der ethohydraulischen Untersuchungen der Sommerstaffel mit Gemischtarten und der Winterstaffel mit Aalen werden im Zwischenbericht des Projekts Ende 2017 festgehalten.

Referenzen

- Adam, B., Lehmann, B. (2011): Ethohydraulik. Grundlagen, Methoden und Erkenntnisse. Springer Verlag, ISBN 978-3-64217-210-6.
- badenova AG & Co. KG (2009): Verbesserung der Wasserkraftnutzung, Fischschutz- und Fischabstiegsanlage in Steinach. Pilotprojekt "circulating rake", *Abschlussbericht*, Juni 2009, Baden-Württemberg Regierungspräsidium.
- Berger, C., Lehmann, B. (2017): Bemessung von Horizontalrechen an Wasserkraftanlagen für die Abwanderung von Lachssmolts und Aalen, 28. *SVK – Fischereitagung. Künzell bei Fulda*, 13.03.2017.
- Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (Hg.) (2014): Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke. Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung, *DWA M 509*, ISBN 978-3-94296-491-3.
- Lehmann, B., Adam, B., Engler, O., Hecht, V., Schneider, K. (2016): Ethohydraulische Untersuchungen zur Verbesserung des Fischschutzes an Wasserkraftanlagen. Ergebnisse des F+E-Vorhabens (FKZ 3513 85 0300) des Bundesamtes für Naturschutz, *Naturschutz und Biologische Vielfalt* 151, Bundesamt für Naturschutz (Hg.), ISBN: 978-3-78439-171-7.

Strömungsphysikalische Optimierung von Bypassöffnungen im Hinblick auf die Akzeptanz von Wanderfischen

*Anna Wilmink¹**

1. Kurzfassung

Querbauwerke wie Laufwasserkraftwerke stellen häufig eine Unterbrechung der flussabwärts gerichteten Durchgängigkeit für Fische dar und gefährden zum Beispiel durch ihre Turbinen die schadensfreie Wanderung ins Unterwasser. Durch geeignete Rechen-Bypass-Systeme können Fische vom Einschwimmen in die Turbine abgehalten werden und stattdessen über einen gefahrlosen Weg abwandern. Für solche Systeme gibt es zur Zeit noch keine allgemeingültigen Bemessungsansätze, da nicht hinreichend bekannt ist, wie welche Fische auf bestimmte Strömungssituationen reagieren und dementsprechend die Systeme annehmen. Mit Hilfe von ethohydraulischen Tests, die eine Verschneidung von Fischverhalten und hydraulischen Parametern darstellen, werden am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft auf das Verhalten Einfluss nehmende Parameter untersucht und verschiedene Rechen-Bypass-Systeme hinsichtlich ihrer Akzeptanz miteinander verglichen. Mittels physikalischer Modellversuche und numerischer Modellierung können innerhalb der Ethohydraulik ermittelte Zusammenhänge detailliert untersucht werden. Erste Ergebnisse unterstreichen ein stark strömungsbasiertes Verhalten.

2. Einleitung und Motivation

Wasserkraft ist eine Möglichkeit der klimafreundlichen Energiegewinnung. Gleichzeitig wird jedoch durch Laufwasserkraftwerke stark in die natürlichen Ökosysteme der Fließgewässer eingegriffen und zum Beispiel die flussabwärts und flussaufwärts gerichtete Durchgängigkeit für Fische und sonstige aquatische Lebewesen beeinträchtigt. Bezüglich der abwärts gerichteten Wanderung stellen Wasserkraftanlagen und insbesondere ihre Turbinen ein hohes Verletzungs- und Mortalitätsrisiko für die Fische dar (Ebel, 2013). Durch den Einbau von Rechen-Bypass-Systemen als Schutzinstrument kann dieses Risiko gesenkt werden, indem Fische davon abgehalten werden in Wasserkraftanlagen einzuschwimmen und ihnen stattdessen ein alternativer, unschädlicher Abwärtswanderweg angeboten wird. Eine einheitliche Bemessungsgrundlage für den Bau eines Rechen-Bypass-Systems gibt es jedoch bislang noch nicht. Vor allem die Auffindbarkeit und die Akzeptanz der Fische von der angebotenen Bypassöffnung stellen dabei Schlüsselkriterien für die Funktion eines Rechen-Bypass-Systems dar (Lehmann et al., 2015). Ziel der am Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen University (IWW) in Zusammenarbeit mit dem Büro für Umweltplanung, Gewässermanagement

¹ RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Mies-van-der-Rohe-Straße 17, 52056 Aachen, Deutschland, E-Mail: wilmink@iww.rwth-aachen.de

und Fischerei (BUGeFi) laufenden Untersuchungen ist die Überprüfung und Bewertung verschiedener Rechen-Bypass-Systeme hinsichtlich ihrer Akzeptanz. Dabei bilden die hier vorgestellten Untersuchungen die zweite Phase des vom MKULNV NRW und von innogy SE beauftragten Projektes „OVER“. Sie bauen auf den Ergebnissen der ersten Phase zur Untersuchung des Fischverhaltens vor Rechanlagen auf. Die zentralen Fragen der zweiten Phase mit Bypass sind zum einen, wie sich Fische gegenüber dem Rechen verhalten, wenn ihnen eine Alternative in Form eines Bypasses angeboten wird, zum anderen, ob die Fische in den Bypass einschwimmen und wenn ja wie und außerdem welche getestete Bypassvariante am besten von den Fischen angenommen wird.

3. Versuchsaufbau

Die Grundlage zur Beantwortung der hier vorgestellten Forschungsfragen stellt die Ethohydraulik dar. Ethohydraulik verschneidet die systematische Beobachtung des Verhaltens von Fischen in der Strömung mit der zugehörigen Hydraulik. Dafür wird in einem ersten Schritt eine situative Ähnlichkeit der in situ anzutreffenden Bedingungen im Labor hergestellt. Es folgt das Beobachten des Verhaltens der Fische und das Aufstellen von Verhaltensmustern, einer sogenannten ethohydraulischen Signatur. Der letzte Schritt ist die Übertragung dieser ethohydraulischen Signatur auf die Natur (Adam & Lehmann, 2011).

Innerhalb der Untersuchungen werden drei verschiedene Rechen-Bypass-Systeme (siehe Abb. 1) in der Versuchsrinne des IWWs nachgebildet, um gegeneinander getestet und im Anschluss hinsichtlich ihrer Akzeptanz verglichen zu werden. Es handelt sich dabei um folgende Systeme:

1. Seitlicher Bypass
2. Bypass durch den Rechen
3. Oberflächennaher Bypass

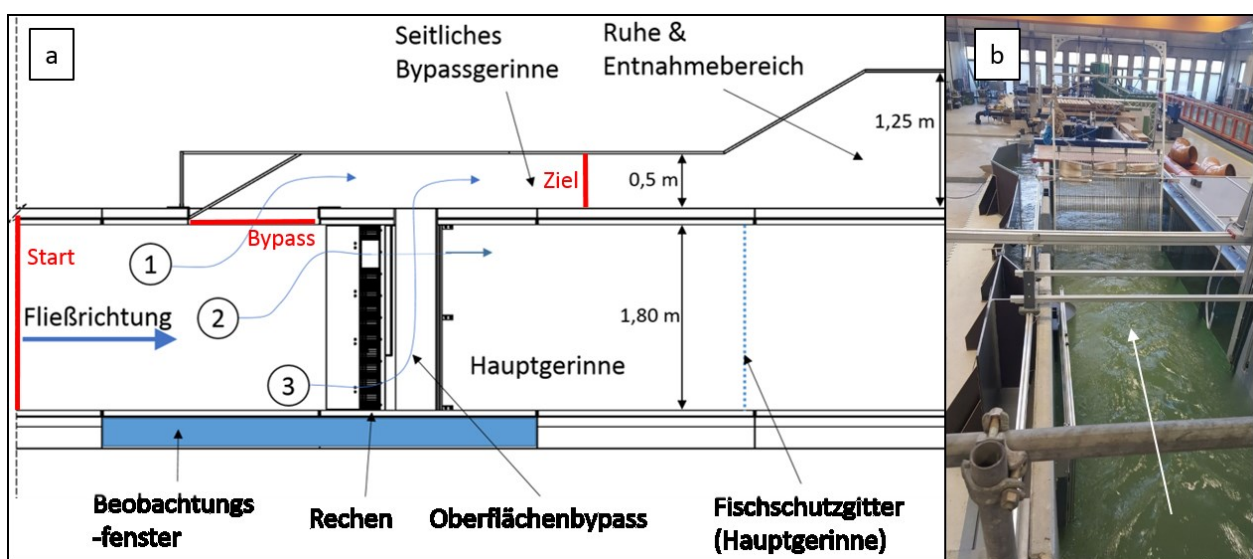


Abb. 1: a) Versuchsaufbau des Modellgerinnes (Draufsicht), b) Aufsicht auf den seitlichen Bypass

4. Ethohydraulischer Versuchsablauf

Ein ethohydraulischer Versuch beginnt durch Öffnen des Starttores nach einer 15-minütigen Eingewöhnungsphase in einem Eingewöhnungsbereich. Während des 30-minütigen Versuches wird aus dem Beobachtungsraum heraus aufgenommen, welcher Fisch wie schnell die drei in Abb. 1 a) rot dargestellten Linien überschwimmt. Zusätzlich zeichnen vier verschiedenen Kameras Bilder auf, mit denen es im Nachhinein möglich ist, Schwimmwege detailliert nachzuvollziehen. Innerhalb der verschiedenen Bypassvarianten werden zum einen verschiedene Fischarten getestet, zum anderen erfolgen Tests von unterschiedlichen Rechenstababständen zwischen 20-60 mm. Außerdem werden jeweils zwei Geschwindigkeitssetups betrachtet, die sich bezüglich ihrer Fließgeschwindigkeit im Bypass (ca. 0,3 m/s versus ca. 0,5 m/s) unterscheiden. Dabei wird bei jedem Setup am Rechen circa die in der Fachliteratur (Dumont et al., 2005; ATV-DVWK, 2005) empfohlene maximale Rechenanströmgeschwindigkeit von 0,5 m/s eingestellt.

5. Hydraulische Messungen & Numerik

Um das beobachtete Verhalten interpretieren zu können, müssen zusätzlich detaillierte Kenntnisse über die Strömungssituation ermittelt werden. Dies geschieht zum einen mit Geschwindigkeitsmessungen durch ein Acoustic-Doppler-Velocimeter (ADV) zum anderen mittels numerischer Simulation. Die ADV-Messungen werden mit einem Ultraschall-Durchflussmesser (DF 868) der Firma Panametrics durchgeführt, für den in der Hauptrinne ein Messwagen konstruiert wurde, mit dem die Messungen nach Vorgabe eines 10 x 10 cm Messrasters größtenteils automatisiert ablaufen können. Im Bypass werden die Geschwindigkeitsmessungen manuell in dem gleichen Messraster ermittelt, so dass eine Verknüpfung problemlos möglich ist. Die numerische Modellierung wird mit dem Programm openFOAM® durchgeführt und mit den ADV-Messungen kalibriert.

6. Erste Ergebnisse

Die erste Erkenntnis aus den Versuchen mit dem seitlichen Bypass ist, dass die bisher getesteten Lachssmolts ihn grundsätzlich annehmen. Seine generelle Funktion kann somit als gegeben angesehen werden. Es waren verschiedene Verhalten der Smolts zu beobachten. Einige schwammen nach Öffnen des Starttores direkt in den Bypass ein, andere sondierten zunächst den Rechen oder aber länger den Eingang des Bypasses. Auch Durchgänge durch den Rechen wurden verzeichnet und teilweise sind Lachse gar nicht in den Bypass eingeschwommen. Mit Hilfe von digitalisierten Geschwindigkeitsmessungen könnten erste Interpretationen durchgeführt werden. Abb. 2 zeigt einen horizontalen Querschnitt des Versuchsbereichs auf einer Höhe von 485 mm, bei einer insgesamten Wasserhöhe von 850 mm und einem ungefähren Durchfluss von 820 l/s. Die abgebildeten Pfeile stellen die Hauptströmrichtung dar, wobei die Größe der Pfeile die Höhe der Geschwindigkeit abbildet. Es wird deutlich, dass es unterschiedliche Geschwindigkeitsbereiche gibt. Häufig werden Bereiche der Geschwindigkeitsänderungen von den Fischen gemieden, während sie sich in Bereichen geringerer Fließgeschwindigkeit teilweise länger aufhalten.

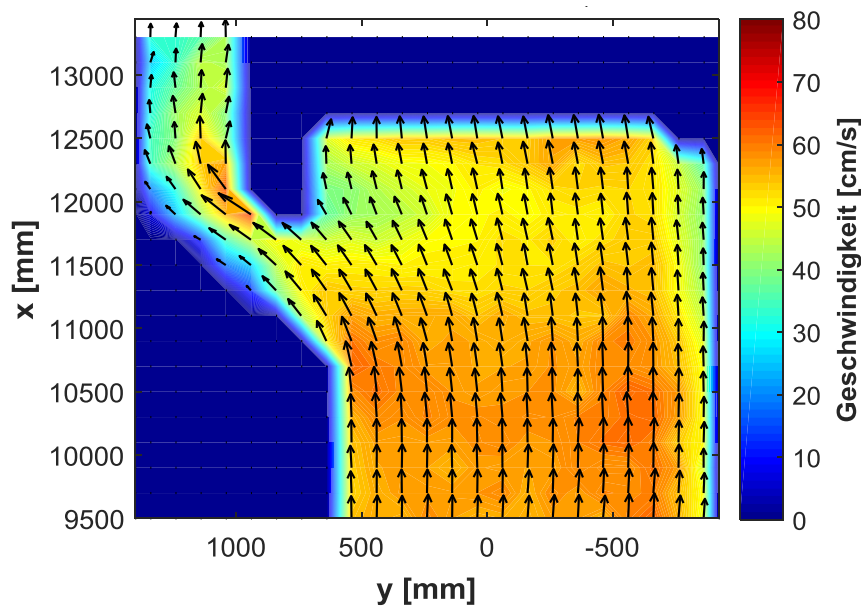


Abb. 2: Horizontaler Schnitt bei $z = 485$ mm mit 10 mm Stababstand bei $Q \approx 820$ l/s ($v_{\text{Bypass}} \approx 0,3$ m/s)

7. Zusammenfassung und Ausblick

Die abwärts gerichtete Durchgängigkeit für Fische wird durch Laufwasserkraftwerke so beeinflusst, dass eine Wanderung nicht mehr risikofrei möglich ist. Geeignete Rechen-Bypass-Systeme können Fische davon abhalten in die Turbine einzuschwimmen und sie stattdessen schadensfrei ins Unterwasser leiten. Die Akzeptanz der Fische spielt eine große Rolle für die Funktion solcher Systeme, weshalb darauf am IWW verschiedene Bypass-Rechen Varianten mittels ethohydraulischer Versuche getestet werden sollen. Erste Tests mit einem seitlichen Bypass und Lachssmolts zeigen ein stark strömungsbasiertes Verhalten der Tiere, das es weiter zu analysieren gilt. Zudem sind Untersuchungen mit zwei anderen Bypassöffnungen geplant.

Referenzen

- Adam, B., Lehmann, B. (2011): Ethohydraulik - Grundlagen Methoden und Erkenntnisse, S. 13-32, Springerverlag, ISBN: 978-3-642-17210-6.
- ATV-DVWK (2005): Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen, Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle, 2. korrigierte Auflage, DWA, ISBN: 3-934063-91-5.
- Dumont, U., Anderer, P., Schwevers, U. (2005): Handbuch Querbauwerke, Wasserwirtschaft, S. 89, MUNLV NRW, ISBN: 3-9810063-2-1.
- Ebel, G. (2013): Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen, *Handbuch Rechen- und Bypasssysteme*, 4, S. 75-126, Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie Dr. Ebel, ISBN 978-3-000-39686-1.
- Lehmann, B., Adam, B., Appelhoff, D. et al. (2015): Ethohydraulische Untersuchungen zur Bypassgestaltung, S. 5, *Tagungsbeitrag IWASA 2015*.

Wärmeenergetische Nutzung von Fließgewässern

*Steve Borchardt¹**

1. Veranlassung

Der nachhaltige und ökonomische Umgang mit Energieträgern stellt eine der zentralen Herausforderungen unserer Zeit dar. Aufgrund der begrenzten Verfügbarkeit fossiler Energieträger und der ansteigenden CO₂-Konzentration in der Atmosphäre werden verstärkt Anstrengungen unternommen, erneuerbare Energiequellen zu nutzen. Derzeit werden in Deutschland annähernd 50 Prozent des Endenergieverbrauchs für die Deckung des Raumwärmebedarfs und die Warmwasserbereitstellung in Gebäuden aufgewendet (AGEB, 2016). Eine Möglichkeit die eingesetzte Primärenergie möglichst effizient zu nutzen, ist der Einsatz von Wärmepumpen zur Gebäudetemperierung. Wärmepumpen nutzen das geringe Temperaturniveau der natürlichen Umgebungswärme und erhöhen die Temperatur auf ein für Heizzwecke nutzbares Niveau. Hierfür entziehen Wärmetauscher der Umwelt Wärmeenergie und führen diese der Wärmepumpe zu. Entgegengesetzt kann dieser Prozess auch zum Kühlen von Gebäuden verwendet werden. Neben der Umgebungsluft, dem Erdreich, der Sonnenstrahlung und dem Abwasser stellen Oberflächengewässer eine potentiell nutzbare Wärmequelle und -senke dar. Durch die hohe spezifische Wärmekapazität $c_p \approx 4,2 \text{ kJ}\cdot\text{kg}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$ von Wasser können Oberflächengewässer eine große Menge an Wärmeenergie speichern. In Fließgewässern bestimmen der Abfluss $Q [\text{m}^3/\text{s}]$ und der Temperaturunterschied $\Delta\vartheta [\text{K}]$ zwischen der Ein- und Auslauftemperatur am Wärmetauscher maßgeblich das potentiell nutzbare Wärmedargebot $\dot{Q} [\text{J}]$. Obwohl mit jedem Kelvin Temperaturunterschied einem Kubikmeter Wasser $\approx 1,16 \text{ kWh}$ Wärme entzogen werden kann, werden Oberflächengewässer bislang jedoch nur selten als Wärmequelle bzw. Wärmesenke genutzt. Da jedoch zahlreiche Einzelgebäude, Städte und Kommunen in Deutschland und Europa unmittelbar an Fließgewässern liegen, ermöglicht die wärmeenergetische Nutzung von Oberflächengewässern einen alternativen sowie nachhaltigen Ansatz zur Gebäudetemperierung.

2. Forschungsgegenstand

Zur wärmeenergetischen Nutzung von Fließgewässern hat der Kunststoffrohrsystemhersteller FRANK gemeinsam mit dem Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik der Technischen Universität Darmstadt ein Forschungs- und Entwicklungsprojekt initiiert. Gefördert wird das Kooperationsprojekt hierfür aus dem Förderprogramm „Zentrales Innovationsprogramm Mittelstand“ des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie bis Juni 2019 durch den beliebigen Projektträger AiF Projekt GmbH. Als Gesamtziel soll ein innovativer modularer Wärmetauscher für den

¹ Technische Universität Darmstadt, Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik, Franziska-Braun-Str. 7, 64287 Darmstadt, Deutschland, E-Mail: s.borchardt@wb.tu-darmstadt.de

Einsatz in Fließgewässer entworfen und bis zur Marktreife ausentwickelt werden. Bevorzugte Einsatzgebiete für das geplante System sind kleinere Flüsse und Kanäle oder Randbereiche größerer Fließgewässer, darüber hinaus auch Mündungsbereiche von Flüssen sowie schwimmende Gebäude. Der Wärmetauscher eignet sich für Fließgeschwindigkeiten von 0,2 bis 3,0 m/s bei einer Fließtiefe ab 0,8 m und Wassertemperaturen von 4 °C bis 30 °C. Vorrangig dient das skizzierte Konzept der Gebäudeheizung und -kühlung, mit weiteren Anwendungsmöglichkeiten bei der Eisfreihaltung von Brücken und Straßen.

Für die wärmeenergetische Nutzung von Oberflächengewässern kann grundsätzlich zwischen einem offenen und geschlossenen System unterschieden werden. Bei einem offenen System wird dem Gewässer Rohwasser über ein Entnahmebauwerk entnommen und aufbereitet, dem Verdampfer der Wärmepumpe zugeführt und anschließend wieder in das Gewässer eingeleitet. Um eine wasserrechtliche Nutzung gemäß § 9 WHG zu vermeiden, ist ein geschlossenes Funktionsprinzip vorgesehen. Hierbei findet der Wärmeaustausch über einen separaten Wärmetauscher ohne eine Wasserentnahme unmittelbar im Gewässer statt. Außerdem erlaubt die direkte Anströmung des Wärmetauschers bei einem entsprechenden Systemdesign einen besonders effizienten Wärmeübergang, so dass bereits mit einem relativ klein dimensionierten System eine hohe Austauschleistung erreicht werden kann. Daraus ergeben sich folgende Anforderungen an das Wärmetauschermodul:

- Kostengünstig industriell herstellbares, kompaktes, modular aufgebautes System
- bedarfsorientierte Auslegung
- weitgehender Verzicht auf metallische Komponenten und lösbaren Verbindungen
- Selbstreinigungsmechanismus und einfacher Austausch der Modulelemente
- optimale Übertragung der Strömungsenergie und effizienter Wärmeaustausch
- möglichst niedriger Strömungswiderstand und geringe Verklausungsgefahr
- Untersuchung und Minimierung des Foulingprozesses
- Fischverträglichkeit und geringer Eingriff in Flora und Fauna

Der Lösungsansatz für den geplanten Wasserwärmetauscher basiert auf einem symmetrischen und modularen Aufbau. Die Wärmetauschermodule können hierfür etwa die Form eines doppelwandigen Trichterrohres mit einem Durchmesser von 600 mm aufweisen, in dessen Wandung sich die Wärmetauscherrohre in dichter Wicklung befinden (vgl. Abb. 1). Durch eine strömungsgünstige Konstruktion soll einerseits ein effizienter Wärmeaustausch ermöglicht werden und andererseits ein möglichst geringer Gewässeraufstau eintreten. Der vorgeschaltete Einlaufschutz soll eine kontinuierliche Durchströmung sicherstellen und auf diese Weise Strömungsverluste durch eine Verlegung im Modulinneren weitestgehend vermeiden. Die konische Formgebung des Einlaufschutzes bewirkt einen Abschereffekt, welcher das ankommende Getriebsel entlang des Moduls abführt und eine Verlegung durch Getriebsel einschränkt. Als mechanische Barriere

soll der Einlaufschutz zudem verhindern, dass Fische und andere aquatische Organismen in das Modulinnere einschwimmen.

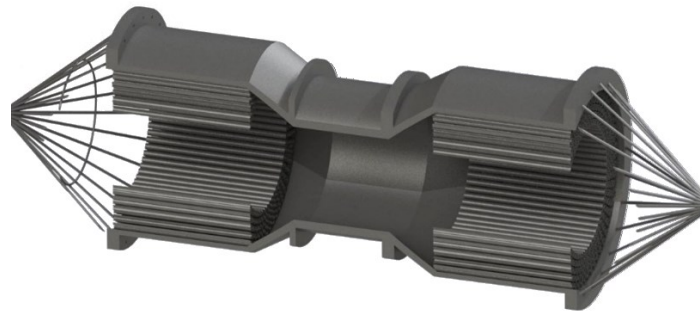


Abb. 1: Prinzipskizze des modularen Wasserwärmetauschers

3. Arbeitspakete und Projektphasen

Um die Projektanforderungen zu erfüllen, sind von den Antragsstellern verschiedenste Arbeitspakete zu bearbeiten:

1. Voruntersuchungen und patentrechtliche Bewertung
2. Entwicklung mehrerer Ausführungsvarianten des Wärmetauschers
3. Hydrodynamisch-numerische Strömungssimulation und Evaluation
4. Aufbau eines ersten Labormusters
5. Entwerfen eines Versuchsprogramms und eines experimentellen Versuchsstands
6. Strömungs- und wärmetechnische Untersuchungen
7. Entwicklung der Fertigungstechnik für die Systemkomponenten
8. Entwicklung und Konstruktion von Einlaufschutz sowie Befestigungssystem und Untersuchung der strömungstechnischen Eigenschaften dieser Elemente
9. Entwicklung der Bemessungsgrundlagen
10. Untersuchung und Auswahl eines Standorts für den Feldversuch, Bau und Installation des Feldversuchsmusters und Durchführung des Feldversuchs
11. Optimierungsphase, Erstellung der Prototypen und Projektabschluss

Die vom Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik bearbeiteten Arbeitspakete können in drei wesentliche interaktive Projektphasen (siehe Abb. 2) gegliedert werden. Die erste Projektphase besteht aus der Recherche zu Wärmeströmungen, Einlaufschutzsystemen, Energiewandlern sowie zugehörigen numerischen Lösungsansätzen. Um die turbulenzbedingten hydraulischen Verluste und Strömungssignaturen zu quantifizieren, werden in der zweiten Projektphase mehrere Konstruktionsentwürfe auf ein räumliches hydrodynamisch-numerisches Strömungsmodell adaptiert. Während der dritten Projektphase finden an großmaßstäblichen Modellen in einem Strömungskanal experimentelle Untersuchungen zu der strömungstechnischen Gestaltung bei der Um- und Durchströmung des Wärmetauschermoduls sowie des Einlaufschutzes statt. Um den Wärme-

übergang zwischen dem Flusswasser und dem Wärmetauscher an dem Labormuster zu untersuchen und unter kontrollierten Bedingungen die erforderlichen Wassertemperaturen einzustellen, wird ein eigens dafür geplanter wärmetechnischer Versuchsstand aufgebaut. Abschließend wird die Fließgewässer-Wärmetauscher-Interaktion unter realen Bedingungen in einem Feldversuch untersucht.

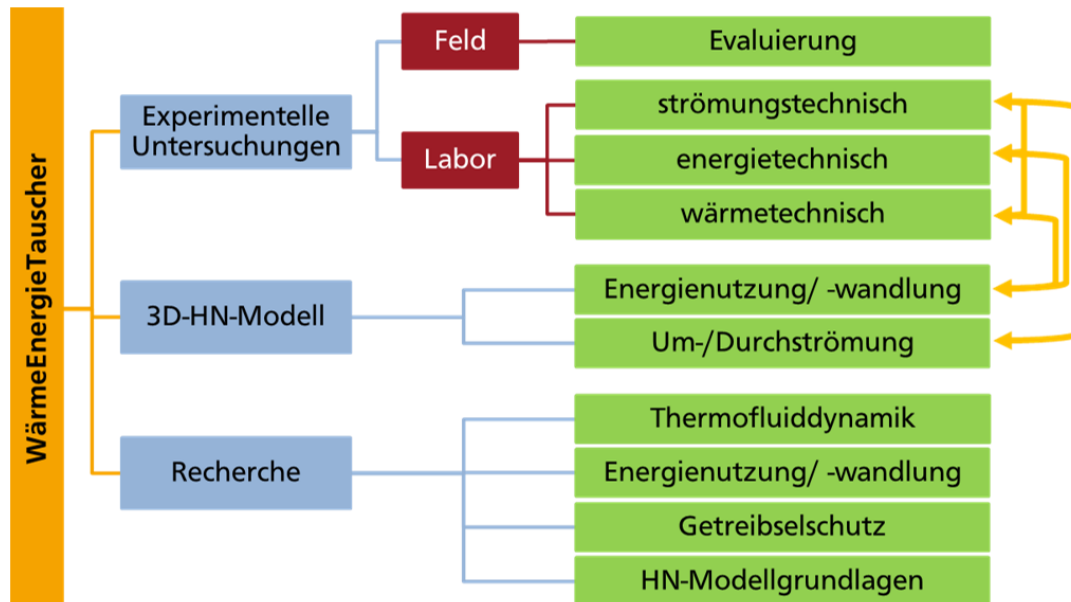


Abb. 2: Projektphasen

4. Zusammenfassung

Das Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik entwickelt gemeinsam mit dem Kunststoffrohrsystemhersteller FRANK einen modularen Wärmetauscher für den Einsatz in Fließgewässern. Durch das vorgesehene Funktionsprinzip findet der Wärmeaustausch unmittelbar im Fließgewässer statt und es wird eine wasserrechtliche Nutzung gemäß § 9 WHG vermieden. Wesentliche Anforderungen an das System sind eine effiziente Übertragung der Strömungs- und Wärmeenergie, eine geringe Verklausungsgefahr bei hoher Fischverträglichkeit und ein möglichst niedriger Strömungswiderstand für einen geringen Gewässeraufstau. Die aufgezeigten Anforderungen an das geplante Wärmetauschersystem erfordern umfangreiche strömungs- und wärmetechnische Untersuchungen. Einerseits werden die Um- und Durchströmung sowie die Wärmeübergangsprozesse in ein numerisches Strömungsmodell adaptiert. Andererseits finden physikalische Versuche an Prototypen im Strömungskanal sowie wärmetechnische Untersuchungen in einem eigens erbauten Versuchsstand statt. Abschließend wird unter realen Bedingungen ein umfassender Feldversuch durchgeführt.

Referenzen

AGEB (2016): Anwendungsbilanzen für die Endenergiekosten in Deutschland in den Jahren 2013 bis 2015, AG Energiebilanzen e.V, S. 28–32.

Kombination der Pumpspeichertechnologie mit thermischer Energiespeicherung

Franz Georg Pikel¹, Wolfgang Richter¹, Gerald Zenz¹*

1. Einleitung

Seit der beschleunigten Umsetzung der Energiewende erfährt die elektrische und thermische Energieversorgung einen substantiellen Umbruch zur erneuerbaren Energiebereitstellung. Aufgrund der wetter- und jahreszeitlich schwankenden Erzeugungscharakteristik ist die regenerative Energienutzung weitgehend entkoppelt vom anthropogenen Energiebedarf. Zum Ausgleich von Energiedargebot und Energiebedarf sind verlässliche Speichertechnologien in beiden Energiesektoren für die nachhaltige und sichere Energiebereitstellung unerlässlich.

In einer Studie wird die Kombination elektrischer und thermischer Energiespeicherung in einem Pumpspeicherkraftwerkssystem untersucht, um mit der wirtschaftlichen Doppelnutzung des Energieträgers Wasser nicht nur zwei energieintensive Sektoren zu bedienen, sondern um auch den Energieumsatz gegenüber der separaten Nutzung deutlich zu erhöhen.

Damit Pumpspeicherkraftwerke bei hohen und saisonal schwankenden Wassertemperaturen funktionsfähig bleiben und gleichzeitig thermische Energie effizient gespeichert werden kann, sind modifizierte Kraftwerkskonzepte erforderlich.

2. Projektvorstellung

Pumpspeicherkraftwerke sind die bewährteste und gleichzeitig äußerst effiziente Möglichkeit für die großtechnische elektrische Energiespeicherung. Der Energieträger Wasser wird darüber hinaus aufgrund der hohen spezifischen Wärmekapazität als verbreitetstes thermisches Energiespeichermedium eingesetzt.

Das verbindende Element beider Energiespeichertechnologien ist der natürliche Energieträger Wasser, welcher im entwickelten Konzept für die elektrische und thermische Energiespeicherung in einem geschlossenen Pumpspeicherkraftwerk zugleich Anwendung findet. Das über die effiziente energetische Doppelnutzung des Wassers vereinte Speichersystem ermöglicht zwei verbrauchsintensive Energiesektoren bedarfsabhängig mit Strom und Wärme zu versorgen.

Nicht zuletzt wird mit diesem klimaschonenden Speicherkonzept die jährliche Speicherarbeit gegenüber konventionellen Pumpspeicherkraftwerken deutlich erhöht, sodass in weiterer Folge die wirtschaftliche Rentabilität gesteigert wird.

¹ Technische Universität Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Stremayrgasse 10/II, 8010 Graz, Österreich, E-Mail: franz.pikl@tugraz.at

Wie hoch das thermische Speicherpotential von Wasser ist, soll folgendes Beispiel veranschaulichen. Um dem thermischen Energieinhalt eines Wasservolumens von 1.000.000 m³ im flüssigen Aggregatzustand zwischen 0 °C und 100 °C zu entsprechen, muss dasselbe Volumen bei einer Förderhöhe von 500 m rund 86 Mal für die elektrische Energiespeicherung umgewälzt werden.

Eine mögliche Vision ist, thermische Solarenergie und nutzungswürdige Wärmeenergiequellen über die Sommermonate in den geschlossenen Wasserkörper eines Pumpspeicherkraftwerks einzuspeisen, um diese in die verbrauchsintensiven Wintermonate zu transferieren (Pikl, 2017). Die saisonal gespeicherte Wärmeenergie soll für die Raumwärme und Warmwasseraufbereitung über ein Fernwärmeübertragungssystem nutzbar gemacht werden.

Für die zweckmäßige und topographisch unabhängige Umsetzung dieses ökologischen 2-in-1 Speicherkonzepts in urbaner Nähe können die Speicherbecken bzw. die gesamte Kraftwerksanlage unterirdisch errichtet werden. Schließlich werden mit der untertägigen Ausführung langlebige, über Jahrhunderte nutzbare Bauwerke geschaffen.

Die einhergehende Temperaturerhöhung aufgrund der thermischen Energiespeicherung verändert nicht nur die physikalisch-hydraulischen Wassereigenschaften erheblich. Auch die vom heißen Wasser benetzten Bauwerke und umliegende Gebirgsbereiche erfahren eine zusätzliche Beanspruchung. Infolge dessen ist die Adaptierung aller Bauwerke einer konventionellen Hochdruck-Wasserkraftanlage erforderlich, um den hohen Einwirkungen der im Jahresverlauf schwankenden Wassertemperaturen zu genügen. Zudem ist das Triebwassersystem an die hydraulisch veränderten Wassereigenschaften anzupassen.

3. Kraftwerkskonzept

Wesentliche Forderungen zur ökonomischen und umweltverträglichen Ausführung von Heißwasserpumpspeicherkraftwerken sind, dass thermische Energieverluste und Wasseraustritte aus dem Kraftwerkssystem weitgehend unterbunden werden. Denn mit jeder Einbuße des hydraulischen Energieträgers ist nicht nur ein potentieller, sondern ein umso höherer thermischer Energieverlust verbunden. Bereiche der Kraftwerksanlage, die mit ihrem maximalen Innendruck über dem Bergwasserspiegel, und somit außerhalb der Walch'schen Grenze liegen, sind daher abhängig von den Gebirgseigenschaften und hydrogeologischen Randbedingungen zumindest technisch dicht auszukleiden. Zusätzliche Belastungen der wasserbenetzten Bauwerke aus der Temperatureinwirkung sind über die Anpassung der Betonfestigkeit bzw. bei stahlgepanzerten Bauwerken über die Erhöhung der Wanddicke und/oder Stahlqualität zu berücksichtigen.

Das für eine effiziente Wärmespeicherung mit geschlossenem Wasserkreislauf arbeitende Kraftwerkssystem gliedert sich im Wesentlichen in die beiden Speicherbecken, das Triebwassersystem, die Maschinenkaverne und die Fernwärmeübertragung. Das Konzept ist in Abb. 1 dargestellt.

Die Speicherbeckenausführung wird den topographischen Gegebenheiten angepasst. In Abb. 1 ist das Oberbecken als Beckenspeicher und das Unterbecken als Speicherkaverne dargestellt. In den Speichern sind außerdem die Betriebseinrichtungen für den Eintrag und die Nutzung der thermischen Energie installiert. Zur Vermeidung des Luftaustauschs mit der Atmosphäre verfü-

gen auch die Lufträume der Speicher über einen geschlossenen Kreislauf, der mit einem Luftdruckausgleichsschacht zwischen den Reservoiren realisiert wird. Mit dieser Anordnung ist der Luftdruck unabhängig von den Stauspiegeln in den Speichern immer gleich groß, wodurch nicht nur gleichbleibende Rahmenbedingungen für den Kraftwerksbetrieb geschaffen werden, sondern auch thermischen Energieverlusten entgegengewirkt wird. Zu diesem Zweck ist das Oberbecken in Abb. 1 mit einer pneumatischen Konstruktion abgedeckt.

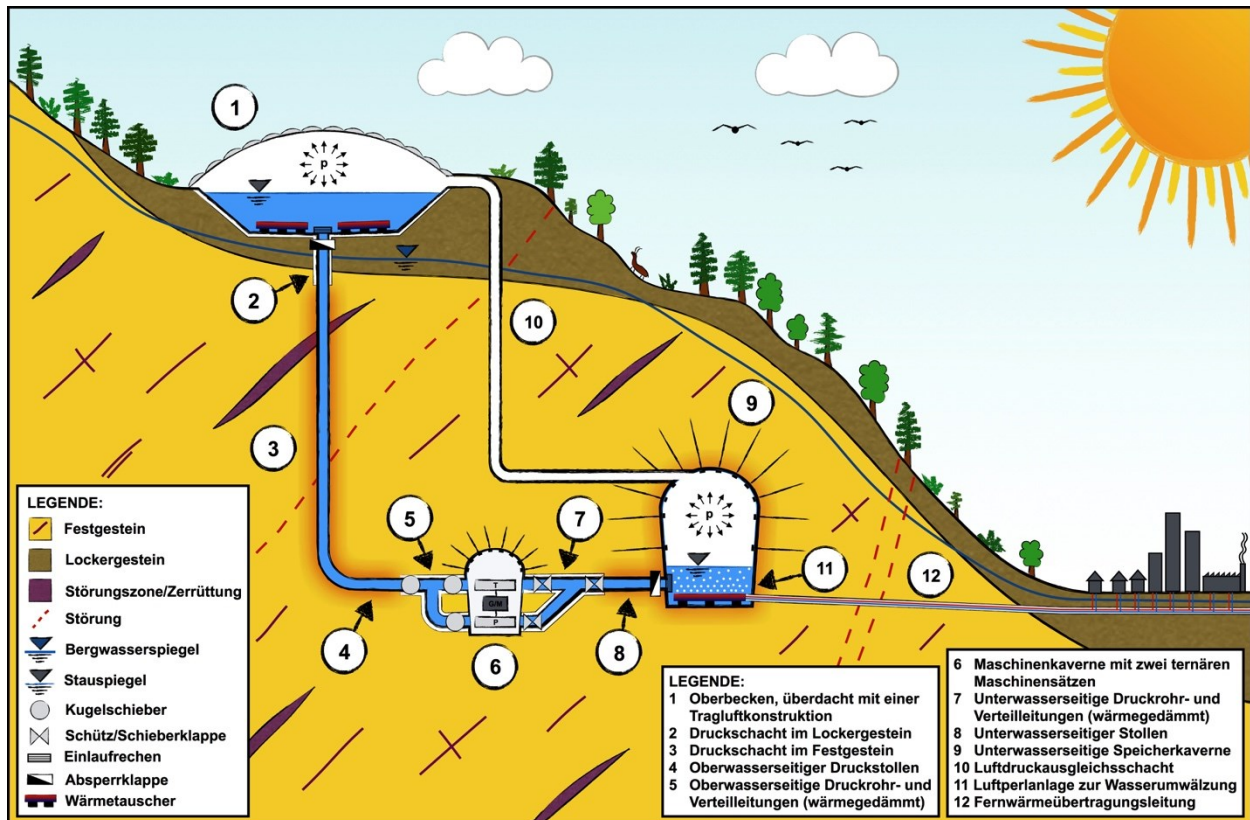


Abb. 1: Konzept der Kombination eines Pumpspeicherkraftwerks mit einem thermischen Energiespeicher

Das Triebwassersystem ist über kurze Verbindungen zwischen den Speicherbecken und der Maschinenkaverne zu realisieren. Insbesondere ist bei der Trassenführung die Dampfdruckzunahme des Wassers bei zunehmender Temperatur zu berücksichtigen (Giesecke et al., 2014).

Um Kavitation oder gar Strömungsabriss bei Heißwasserkraftanlagen zu vermeiden, ist es notwendig, die Rohr- bzw. Maschinenachse um den Betrag der Dampfdruckzunahme für die projektierte Höchsttemperatur des Triebwassers unter Berücksichtigung des höhenabhängigen Atmosphärendrucks gegenüber der derzeitigen Auslegung tiefer zu legen. Bei der obersten Betriebstemperatur von 90 °C beträgt die Zunahme der Einbautiefe etwas mehr als 7 m gegenüber Wassertemperaturen um 10 °C (Aigner et al., 2015). Dies gilt insbesondere für die Saugrohre nach den Turbinen und die Pumpenzulaufleitungen.

Die vom Triebwasser ausgehende Wärmeeinwirkung breitet sich abhängig von den thermischen Gebirgseigenschaften um die wasserbenetzten Bauwerke im Gebirge aus. Mit adaptierten Ausbaukonzepten soll das Gebirge nicht nur an der Lastabtragung von hochbeanspruchten Bauwerken, wie der Druckstollenauskleidung mitgenutzt werden, sondern auch an der zusätzlichen

Wärmespeicherung beteiligt werden. Um außerdem ein Aufheizen der Maschinenkaverne zu vermeiden, sind die freitragenden Druckrohrleitungen im Nahbereich und in der Maschinenkaverne vollständig wärmedämmend auszuführen (Pikl, 2017).

Zur effizienten Mitnutzung des Gebirges als zusätzlichen Wärmespeicher sind systematische Konsolidierungs- und Abdichtungsinjektionen je nach geologischen und hydrogeologischen Verhältnissen auszuführen. Dadurch soll die Gebirgsdurchlässigkeit im berechneten saisonalen Wärmeausbreitungsbereich soweit verringert werden, um einer Verfrachtung der eingespeicherten Wärmeenergie durch etwaige Bergwasserströmungen entgegen zu wirken (Pikl, 2017).

Aufgrund der ständigen Wasserumwälzung des Kraftwerkbetriebs herrschen in den Speichern gleichmäßige Wassertemperaturen. Nachdem sich während längerer betriebsnotwendiger Stillstände des Pumpspeicherkraftwerks scharf abgegrenzte Schichten unterschiedlicher Temperatur und Dichte in den Speichern ausbilden würden, ist eine Luftperlanlage für eine effektive Wasserumwälzung vorzusehen. Damit sollen gleichmäßige Wassertemperaturen für die Wiederaufnahme des ungestörten Kraftwerkbetriebs ermöglicht werden.

4. Zusammenfassung

Mit einer umfassenden Studie wird die technische Machbarkeit und energiewirtschaftliche Effizienz eines neuartigen und ressourcenschonenden Energiespeicherkonzepts nachgewiesen. Das über adaptierte Pumpspeicherkraftwerke vereinte elektrische und thermische Speichersystem soll helfen, die Entwicklung nachhaltiger CO₂-armer Energieversorgung voranzutreiben und die wirtschaftlichen Rahmenbedingungen ökologischer Speichersysteme zu verbessern.

Das Grundkonzept kann im Hinblick auf die Sicherstellung der Redundanz sowie die Erhöhung der Flexibilität erweitert werden. Im Speziellen bietet sich bei der Ausführung von tiefliegenden, unterirdischen Speicherkavernen die Kombination mit der wind- und wetterunabhängigen tiefengeothermischen Energienutzung an. Können geodätische Höhendifferenzen nur unzureichend geschaffen werden, besteht außerdem die Möglichkeit einer luftdruckunterstützten Pumpspeichertechnologie (Pikl, 2017). Dabei wird mit verdichteter Luft in den Speicherlufträumen eine Potentialdifferenz zwischen den Speichern geschaffen. Die anpassungsfähige Luftdruckaufbringung erlaubt des Weiteren die Kombination von verschiedenen leistungsfähigen Maschinensätzen für unterschiedliche Fall- bzw. Förderhöhenbereiche.

Referenzen

- Aigner, D., Bollrich, G. (2015): Handbuch der Hydraulik – für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 1. Auflage, Beuth Verlag GmbH, ISBN 9783410213413.
- Giesecke, J., Heimerl, S., Mosonyi, E. (2014): Wasserkraftanlagen – Planung, Bau und Betrieb, 6. Auflage, Springer Vieweg Verlag, ISBN 9783642538704.
- Pikl, F.G. (2017): Kombination der Pumpspeichertechnologie mit thermischer Energiespeicherung, *Masterarbeit*, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz.

Fischleitrechen mit horizontalen Stabelementen

*Julian Meister¹**

1. Einleitung

Heimische potamodrome Fischarten, wie beispielsweise die Barbe, wandern im Laufe ihres Lebens natürlicherweise bis zu mehreren 100 km, unter anderem, um ihre Laichgebiete oder neue Lebensräume zu erreichen (Hütte, 2000; Ebel, 2016). Noch größere Distanzen legen diadrome Fischarten zurück, welche zwischen dem Meer und Süßwasser wandern. Beispiele dafür sind der Lachs oder der Aal. Diese Fischwanderung wurde seit der Industrialisierung durch Querbauwerke in den Flüssen, wie z. B. Wasserkraftwerke oder Schwellen und Abstürze zur Sohlstabilisierung, stark eingeschränkt. Das revidierte Schweizerische Gewässerschutzgesetz (GSchG) und das Schweizerische Bundesgesetz über die Fischerei (BGF) schreiben vor, dass die freie Fischwanderung (stromauf- und -abwärts) in der Schweiz bis 2030 sichergestellt werden muss. Bisher sind im Gegensatz zu Fischaufstiegshilfen jedoch nur sehr wenige Wasserkraftwerke in der Schweiz mit Fischabstiegsanlagen ausgestattet.

Beim Abstieg folgen die Fische der Hauptströmung, welche sie im normalen Betriebsfall direkt zu den Turbinen leitet. Die Überlebensraten bei der Turbinenpassage hängen von diversen Faktoren ab, unter anderem der Fischart und Fischgröße, des Turbinentyps und der Fallhöhe (Hütte, 2000). Nur bei Überwasser und damit einhergehendem Wehrüberfall können die Fische über das Wehr abwandern, was je nach Ausbaugrad des Kraftwerks aber durchschnittlich nur an wenigen Wochen im Jahr möglich ist. In Abhängigkeit des Höhenunterschieds und der Ausgestaltung des Tosbeckens besteht jedoch auch hier eine erhebliche Verletzungsgefahr. Ein zusätzlicher Abwanderkorridor über bestehende Fischaufstiegsanlagen wird nach heutigem Wissensstand nur von wenigen Fischen aufgefunden. Gerade die diadromen Fischarten sind aufgrund der großen Anzahl an zu überwindenden Wasserkraftanlagen stark von der eingeschränkten Durchgängigkeit betroffen. Um Lösungen für den Fischabstieg weiterzuentwickeln, werden an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich Modellversuche zur Fischdurchgängigkeit durchgeführt.

2. Aktueller Forschungsstand

Eine mögliche Lösung zum Fischschutz und schadlosen Fischabstieg an kleineren bis mittleren Kraftwerken bis ca. 100 m³/s Ausbauabfluss sind horizontale Leitrechen, die die Fische am Einschwimmen in die Turbinen hindern und zu einem Bypass leiten. Obwohl diese Fischleitrechen in den letzten Jahren sowohl in der Forschung als auch in der praktischen Anwendung an Bedeu-

¹ ETH Zürich, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), Hönggerberggring 26, 8093 Zürich, Schweiz, E-Mail: meister@vaw.baug.ethz.ch

tung gewonnen haben, sind noch viele Fragen offen. Beispielsweise können die hydraulischen Verluste dieser Rechen noch nicht hinreichend quantifiziert werden. Bisher wurde versucht, die Verluste mit an Vertikalrechen hergeleiteten Gleichungen abzuschätzen. Aus ersten Versuchen an der VAW ist jedoch bekannt, dass je nach Rechenkonfiguration große Abweichungen auftreten können (Maager, 2016).

Obwohl einzelne Kraftwerke schon seit über 10 Jahren mit horizontalen Fischleitrechen in Betrieb sind, gibt es kaum publizierte Daten zur Fischleiteffizienz, u. a. da es schwierig ist, diese Daten mittels Erfolgskontrollen zuverlässig zu erheben. Eine weitere Forschungslücke stellt der Transport von Geschiebe und Laub dar. Die betrieblichen Erfahrungen der Kraftwerksbetreiber fallen dazu sehr unterschiedlich aus. Häufig wird das Rechensystem aufgrund der partiellen Selbstreinigung durch die tangentielle Strömungskomponente als wartungsarm angesehen (Ebel, 2016). Insbesondere für Flüsse mit erhöhtem Laub- und Geschiebeaufkommen berichten manche Kraftwerksbetreiber jedoch von gegenteiligen Erfahrungen.

Neben dem Leitrechen selbst ist für einen erfolgreichen Fischabstieg auch die Ausbildung des Bypasses entscheidend (Kriewitz, 2015). In Abb. 1 ist das „Leitrechen-Bypass-System nach Ebel, Gluch und Kehl“ zu sehen (Ebel, 2016). Nach aktuellem Stand der Technik ist zusätzlich zu Rechen und Bypass eine Einlaufklappe und ein meist regulierbares Überfallwehr (in diesem Zusammenhang oft als „Bremswehr“ bezeichnet) erforderlich, welches zur Reduzierung von Durchfluss und Geschwindigkeit dient. Neuere Anlagen werden sowohl mit einer bodennahen als auch mit einer oberflächennahen Abstiëgsöffnung in der Einlaufklappe ausgerüstet, um den Anforderungen eines breiten Fischartenspektrums gerecht zu werden. Damit die Rechen als physische Barriere wirken, müssen die lichten Stababstände gering gewählt werden (ca. 10 bis 20 mm). Um eine gute Leiteffizienz zu erreichen, werden die Rechen üblicherweise in einem horizontalen Anströmwinkel von 20–45° zur Fließrichtung vor den Turbinen angeordnet.

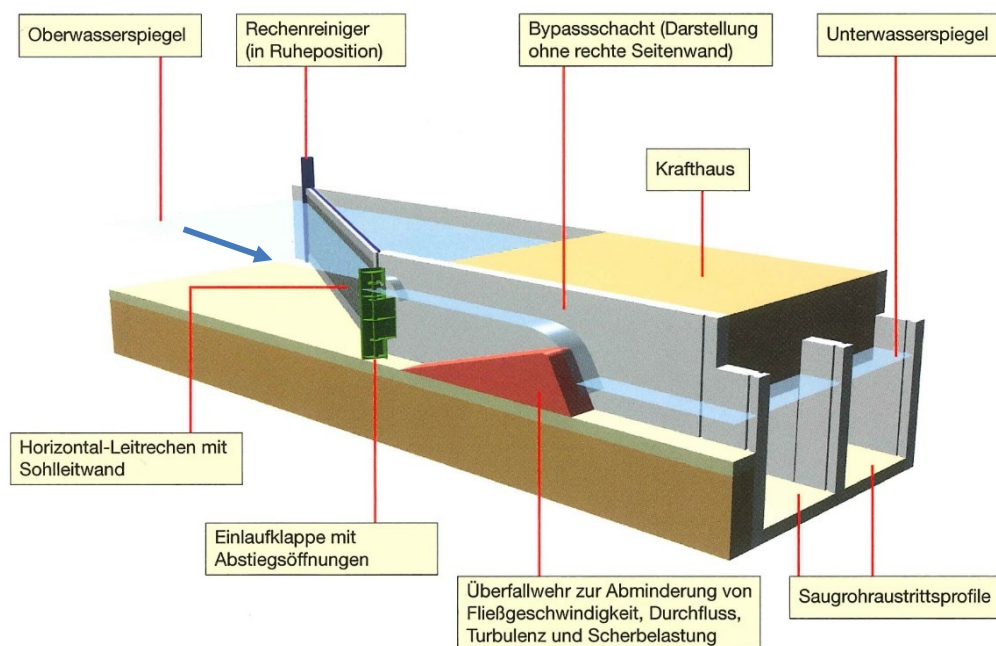


Abb. 1: Schematische Darstellung des horizontalen Leitrechen-Bypass-Systems (Ebel, 2016)

3. Zielsetzung

Ein Ziel der Forschungsarbeit ist, einen allgemeinen Ansatz zur Quantifizierung der hydraulischen Verluste zu entwickeln. Einen weiteren Fokus bilden die betrieblichen Anforderungen an solche Feinrechen, welche v. a. durch Laub, Schwemmholz und Geschiebe entstehen. Die hydraulisch optimierten Rechen werden in einer weiteren Projektphase in ethohydraulischen Versuchen mit lebenden Fischen im Labor auf ihre Leiteffizienz untersucht. Dazu ist es notwendig, neben dem Leitreechen selbst auch den Bypass zu optimieren. Durch die Kombination dieser Resultate soll ein guter Kompromiss zwischen hydraulischen Verlusten, der fischbiologischen Leiteffizienz und dem betrieblichen Aufwand gefunden werden.

4. Methodik

Zur hydraulischen Optimierung dieser horizontalen Fischleitreechen wurde an der VAW ein Teilmodell im Maßstab 1:2 erstellt. Erste Erkenntnisse wurden im Rahmen einer Masterarbeit (Maager, 2016) erarbeitet. Das Strömungsfeld im Nachlauf der Rechen, welches u. a. für die Turbinenanströmung entscheidend ist, wurde mit Hilfe von *Acoustic Doppler Velocimetry* (ADV) aufgenommen. Die Wasserspiegellagen wurden mit Ultraschall Distanz Sensoren (UDS) erfasst, wodurch die hydraulischen Verluste berechnet werden konnten. Im Rahmen einer Parameterstudie wurden dafür verschiedene Rechenkonfigurationen systematisch untersucht. Dabei wurden u. a. der horizontale Rechenneigungswinkel α , die lichte Stabbreite b , die Form der Rechenstäbe (Formbeiwert K_F) und die Rechenstabtiefe l variiert. Zusätzlich wurde der Effekt von Tauch- bzw. Sohlleitwänden quantifiziert (Abb. 2), welcher mit Hilfe des Verlegungsgrades K_V berücksichtigt werden kann. Diese Leitwände werden verwendet, um die Leiteffizienz von oberflächen- bzw. bodennah abwandernden Fischen zu erhöhen. Zudem können dadurch Schwimmstoffe und Geschiebe besser abgeleitet werden.



Abb. 2: Horizontaler Fischleitreechen im Laborversuch ($\alpha = 45^\circ$, $b = 0.01$ m, $l = 0.025$ m, Sohl- und Tauchleitwand mit Verbauungsgraden von jeweils 10 % der Rechenfläche) (Maager, 2016)

In einer laufenden Dissertation soll zumindest ein Teil der aufgezeigten Forschungslücken von horizontalen Fischleitrechen geschlossen werden. Dazu werden die bereits durchgeführten Untersuchungen u. a. mit strömungsoptimierten Rechenprofilen erweitert. Zudem werden betriebliche Probleme, wie z. B. Verklausungen durch Laub und Schwemmholz sowie Geschiebeablagerungen am Rechen, im Labor untersucht.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Der Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen hat in den letzten Jahren an Bedeutung gewonnen. Obwohl es Referenzanlagen mit jahrelangen Betriebserfahrungen gibt, gibt es noch eine Reihe an offenen Fragen. Dazu gehören neben der Quantifizierung der hydraulischen Verluste und der biologischen Fischleiteffizienz v. a. auch betriebliche Anforderungen. Mit Hilfe der geplanten (etho-)hydraulischen Modellversuche sollen diese Fragen durch systematische Variation der relevanten Parameter beantwortet werden.

Die Ergebnisse der ethohydraulischen Fischversuche im Labor können nur mit Einschränkungen auf Prototyp-Kraftwerke übertragen werden. Auch wenn die systematischen Laborversuche einen Beitrag dazu leisten, die Strömungsbedingungen an horizontalen Fischleitrechen besser zu verstehen, sind Feldversuche zur Übertragbarkeit der Laborergebnisse auf Prototypbedingungen unumgänglich. Daher sind auch Messkampagnen an Prototyp-Kraftwerken geplant, in welchen mit Hilfe von Fischtagging die Fischleiteffizienz quantifiziert werden soll.

Referenzen

- Ebel, G. (2016): Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen – Handbuch Rechen- und Bypasssysteme, Ingenieurbiologische Grundlagen, Modellierung und Prognose, Bemessung und Gestaltung, 2. Auflage, *Mitteilung aus dem Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie*, ISBN 978-3-000-39686-1.
- Hütte, M. (2000). Ökologie und Wasserbau. Parey-Bucherlag, Berlin, ISBN 978-3-528-02583-0.
- Kriewitz, C.R. (2015): Leitrechen an Fischabstiegsanlagen: Hydraulik und fischbiologische Effizienz. In: Boes, R.M. (Hrsg.): *VAW-Mitteilung 230*, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- Maager, F. (2016): Fischleitrechen mit horizontalen Stabelementen, *Masterarbeit*, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, unveröffentlicht.

Hydrodynamisch numerische Ermittlung des Wellenaufbaus zur Freibordoptimierung

*Max Heß¹**

1. Einleitung

Am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nürnberg (IWWN) werden im Rahmen einer Forschungsarbeit Untersuchungen zur Ermittlung des Wellenaufbaus mittels hydrodynamisch-numerischer Simulation durchgeführt. Dabei wird die CFD-Toolbox OpenFOAM® incl. des Erweiterungspakets „waves2Foam“ angewandt und die berechneten Lösungen mit Ergebnissen aus physikalischen Modellversuchen verglichen. Dieser Beitrag stellt einen Zwischenstand der laufenden Forschungsarbeiten dar.

2. Physikalische Modellversuche

Die Grundlage für die Kalibrierung/Validierung der numerischen Modelle bilden physikalische Modellversuche zur Untersuchung der hydraulischen Wirkung von Wellenumlenkern auf Dammkronen auf den Wellenauf- bzw. überlauf (u. a. Carstensen et al., 2012). Im Rahmen derartiger Untersuchungen wurde unter anderem die Wellenaufbauhöhe aus einer Anzahl von verschiedenen Wellenperioden sowie der maximale Wellenaufbau an einer „unendlichen“ Böschung ermittelt. Weitere Modellparameter stellen die Böschungsneigung sowie die Oberflächenrauheit der Böschung dar. Im derzeitigen Stadium der Untersuchungen wurden Versuche einbezogen, bei denen die Anlaufriechung der Wellen nicht variiert wurde und stets senkrecht zu Böschungskante erfolgte.

3. Hydrodynamisch-numerische Simulationen

Im Wellenkanal des numerischen Modells beginnt nach 30 m Anlaufbereich die Böschung mit einer Neigung 1:m = 1:2. Der Ruhewasserstand von 6 m wurde als Randbedingung definiert. Die räumliche Diskretisierung beinhaltet Verfeinerungen im Bereich der Wasserspiegellage, im Nahfeld der Böschung sowie an den rauheitsbehafteten Oberflächen, also der Kanalsohle und der Böschung. Im Rahmen des Preprocessings wurden die Modellgebiete auf quasi-zweidimensionale Scheiben-Modelle reduziert, um den Aufwand zur Berechnung der Lösungen deutlich vermindern zu können. Die Anwendbarkeit von Scheiben-Modellen für die Ermittlung des Wellenaufbaus wurde vorab mittels entsprechender Simulationen und Plausibilitätskontrollen überprüft (vgl. Abb. 1). Mit dieser Vereinfachung konnte die Zellenanzahl der einzelnen Modelle von 3,2 Mio. Zellen auf rund 25.000 Zellen reduziert werden.

¹ Technische Hochschule Nürnberg Georg Simon Ohm, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Keßlerplatz 12, 90489 Nürnberg, Deutschland, E-Mail: max.hess@th-nuernberg.de

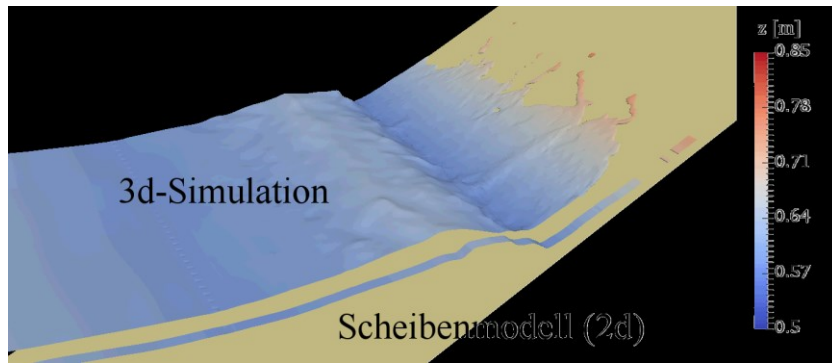


Abb. 1: Vergleich von 3d- und Scheibenmodell (2d)-Simulation; Höhe z [m] farblich dargestellt

Unter der Verwendung von „waves2Foam“, einer Erweiterungstoolbox für OpenFOAM®, werden die Wellen am Einlass vollständig analytisch generiert und in einer Art Übergangsbereich der numerischen Lösung „übergeben“. Nach einer Einlaufphase von etwa drei Wellenlängen erreichen die Wellen die Böschung und laufen auf dieser auf. Für die Auswertung wurde, wie bei den physikalischen Modellversuchen, die mittlere Wellenaufbauhöhe aus 24 Wellenaufläufen sowie der maximale Wellenaufbau bestimmt.

Im Zuge der Simulationen zur Validierung des numerischen Modells wurde eine Vielzahl an Berechnungen in Anhängigkeit

- der Gitterfeinheit,
- des Ansatzes zu Lösung der Turbulenz (Turbulenzmodelle),
- der Lösung zur Abbildung der Grenzschicht (Wandfunktionen),
- sowie der Wellenparameter

durchgeführt. Anfängliche Untersuchungen im Hinblick auf die Wellenausbildung in Abhängigkeit der räumlichen Diskretisierung des Modellgebiets ergaben, dass Dämpfungen vor allem in Bezug auf die Wellenhöhe zu beobachten waren. Dieser Effekt konnte nur durch eine extrem feine Auflösung des Gitters minimiert werden, wodurch die Berechnungszeit stark anstieg. Für die weiterführenden Simulationen wurden optimierte Gittereinstellungen erarbeitet, um ein akzeptables Gleichgewicht zwischen der Wellendämpfung und der Dauer einer Simulation zu erhalten. Die damit akzeptierten Dämpfungen der Wellen wurden bei der Einsteuerung so berücksichtigt, dass die, auf die Böschung treffenden Wellen, im Hinblick auf die Wellenparameter, den Untersuchungsanforderungen entsprachen.

Auf Grundlage des einheitlichen Gitters zeigten laminare Berechnungen, dass die mittleren als auch die maximalen Wellenaufbauhöhen deutlich überschätzt wurden, wodurch die Anwendung von Turbulenzmodellen sowie Wandfunktionen als erforderlich angesehen wurde. Im Bestreben realitätsnahe Berechnungsergebnisse zu erhalten, wurde zusätzlich zu den Layern (sehr fache Zellen) an den „no-slip“-Modellrändern eine Wandfunktion für hydraulisch glatte Oberflächen, die sogenannte „nutkWallFunction“, definiert. Dabei wird in OpenFOAM® (v. 2.3.1) standardmäßig y^+_{lam} [-], welcher dem dimensionslosen Wandabstand der laminaren Grenzschicht angibt, mit 11,53 definiert sowie auf Grundlage der turbulenten kinetischen Energie und des örtlichen

Wandabstandes zum wandnächsten Zellmittelpunkt der dimensionslose Wandabstand y^+ [-] berechnet. Anschließend wird mit den erwähnten y^+ -Werten für die jeweilige Wandzelle geprüft, ob die anstehende Zellgröße für die Abbildung der Grenzschicht ausreichend ist oder diese über die turbulente kinematische Viskosität ν_{sgs} [m^2/s] modelliert werden muss.

Zusätzlich war der Einsatz eines geeigneten Turbulenzmodells notwendig, um den hoch turbulenten Zustand beim Brechen einer Welle möglichst korrekt simulieren zu können. Bei der Anwendung von RANS-basierten (Reynolds Averaged Navier-Stokes) Ansätzen erfahren die turbulenten Schwankungen eine zeitliche Mittelung, wodurch keine realitätsgetreuen Wellenaufhöhen erwartet werden können. Demnach fanden Ansätze basierend auf der LES (Large Eddy Simulation) sowie der DES (Detached Eddy Simulation) Methode Anwendung, bei welchen die turbulenten Wirbel mittels eines Filters nur im kleinskaligen Bereich modelliert werden. Die großskaligen Wirbel werden durch das Berechnungsgitter direkt berechnet und behalten so ihren instationären Charakter. Zum Einsatz kamen das LES-Modell nach Smagorinsky sowie das DDES (Delayed DES)-Modell nach Spalart-Allmaras, jeweils mit variierenden Parametersätzen.

4. Auswertung der Simulationsergebnisse

Die numerischen Berechnungen erfolgten bisher mit regelmäßigen Wellen. Die Wellenperiode betrug stets 2,67 s und die Wellenhöhe wurde zwischen 0,48 m (Brecherkennzahl $\zeta = 2,4$) und 0,77 m (Brecherkennzahl $\zeta = 1,9$) variiert.

In Abb. 2 sind die Ergebnisse der bis zu diesem Zeitpunkt durchgeführten Simulationen für die o. a. Wellen, die Ergebnisse aus physikalischen Modellversuchen (Carstensen et al., 2012) sowie die entsprechenden Empfehlungen nach EurOtop (2007) und Pohl (1988) dargestellt.

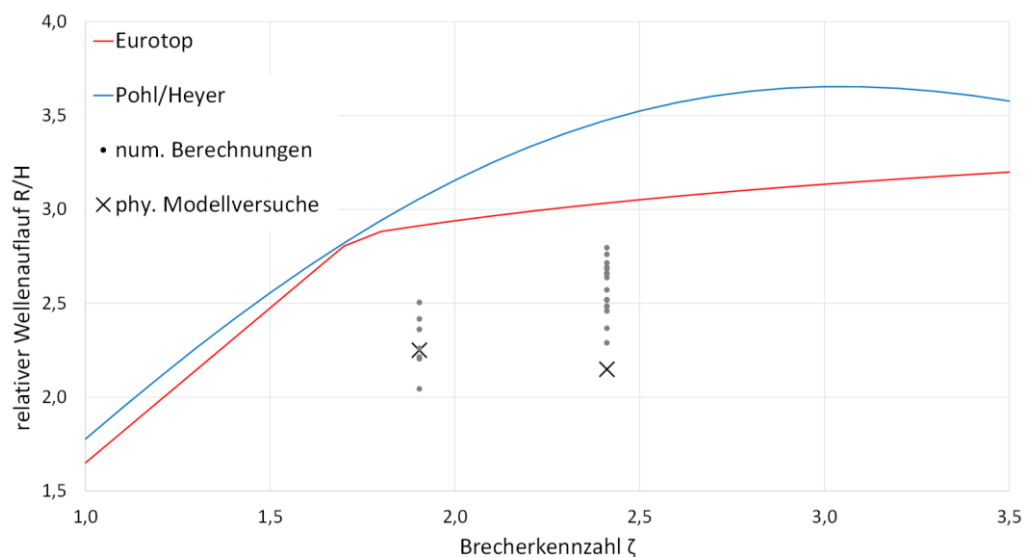


Abb. 2: Vergleich der gemittelten Wellenaufhöhen aus den numerischen Berechnungen, den physikalischen Messergebnissen (Carstensen et al., 2012) sowie den Empfehlung nach EurOtop (2007) und Pohl (1988).

Anhand der Auswertung, vgl. Abb. 2, ist eine deutliche Streuung der gemittelten, numerisch berechneten Wellenaufhöhen erkennbar. Diese resultiert allein aus den variierenden Parame-

tersätzen und turbulenten Randbedingungen bei den numerischen Berechnungen. Im Allgemeinen kann vor allem bei den Berechnungen der Brecherkennzahl $\zeta = 1,9$ eine gute Übereinstimmung mit den physikalischen Messergebnissen bestätigt werden. Bei den Simulationen der Brecherkennzahl $\zeta = 2,4$ werden im Vergleich zu den physikalischen Modellversuchen die Wellenauflaufhöhen bei gleicher Parametrisierung überschätzt. Die aus den numerischen und physikalischen Modellierungen erarbeiteten mittleren Wellenauflaufhöhen liegen alle unter den Empfehlungen nach EurOtop (2007) und Pohl (1988).

Bei den numerischen Simulationen stellte sich das DDES-Turbulenzmodell nach Spalart-Allmaras als am geeignetsten heraus. Mit entsprechender Parametrisierung ergaben sich bei den Wellen mit $\zeta = 2,4$ Abweichungen von +6,6 % in der mittleren Wellenauflaufhöhe und +18,8 % beim maximalen Wellenauflauf. Bei regelmäßigen Wellen mit $\zeta = 1,9$ konnten die Abweichungen auf -2,0 % bei der mittleren Wellenauflaufhöhe und -4,4 % beim maximalen Wellenauflauf beschränkt werden.

5. Fazit und Ausblick

Die Validierung der OpenFOAM® Simulationen erwies sich, bedingt durch die hoch turbulenten Prozesse beim Brechen der Wellen an der Böschung sowie der für diese Prozesse eingeschränkte Datengrundlage aus den physikalischen Modellversuchen, als sehr aufwendig. Die erwähnten Abläufe können lediglich mit einem geeigneten LES/DES-Turbulenzmodell in Verbindung mit einer angepassten Parametrisierung naturnah abgebildet werden und konnten, aufgrund des instationären Verhaltens, bisher nur über die mittleren bzw. maximalen Wellenauflaufhöhen überprüft werden.

Derzeit befindet sich am IWWN eine Wellenmaschine im Aufbau, mit welcher zukünftig eine detailliertere Messwerterfassung für die Validierung numerischer Berechnungen erfolgen kann. Ferner besteht das Ziel, Umlenkbauwerke auf Dammkronen mit dem numerischen Verfahren auf deren Funktionalität zu prüfen sowie die wirkenden Belastungsgrößen numerisch ermitteln zu können.

Referenzen

Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (2007): Wave Overtopping of Sea Defences and related Structures: Assessment Manual, *Die Küste*, 73 EurOtop, ISBN 9783804210646.

Pohl, R. (1988): Die Berechnung der auf- und überlaufvermindernden Wirkung von Welleumlenkern im Staudammbau, *Wasserbauliche Mitteilungen*, Heft 3, TU Dresden.

Carstensen, D., Wilhelm, J., Krüger, N. (2012): Ingenieurleistungen zu den Modelluntersuchungen Dammkronenausbildung mit Wellenumlenkung – zur Beckenerweiterung des Pumpspeicherwerks Merkersbach, *Forschungsbreicht* 2012/01, TU Dresden.

Turbulente Strömungen – Vergleich und Validierung von zwei 3d-CFD-Modellen

Carla Ahlers^{1}, Max Heß¹, Felix Windolf¹*

In Bereichen mit geringer Turbulenz und einfachen Strömungsverhältnissen liefert die Numerik bei Verwendung entsprechender Methoden, Gitterfeinheit und sonstigen Parametern nachweislich sehr naturnahe Ergebnisse. Die akzeptable Abbildung der Strömungsverhältnisse unter stark turbulenten Verhältnissen sowie bei hohem Lufteintrag stellen allerdings nach wie vor eine Herausforderung dar. Im Zuge einer laufenden Studie am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TH Nürnberg (IWWN) werden am Beispiel eines Tosbeckens zwei 3d-CFD-Anwendungen sowie ein physikalischer Modellversuch miteinander verglichen. Ziel ist die Optimierung der Modelleinstellungen für den gegebenen Fall sowie deren Übertragbarkeit auf vergleichbare Anwendungen. Der Fokus liegt hierbei auf Turbulenzmodellen und Wandfunktionen.

1. Physikalisches Modell und numerische Modelle

An einem physikalischen Modellversuch eines Wehrüberfalls mit Tosbecken wurden Fließgeschwindigkeiten und Wasserspiegellagen ermittelt. Erstere wurden zur flächigen Darstellung in einem Messraster sowie zum detaillierten Vergleich entlang dreier Längsschnitte an jeweils 10 ausgewählten Messpunkten (MP, Lage vgl. Abb. 2) mittels Flügelradanemometer aufgenommen. Die Lage der Punkte wurde entsprechend der Ausbildung der maximalen Fließgeschwindigkeit gewählt. Mit den 3d-CFD-Programmen OpenFOAM (2.3.1) und Star-CCM+ (11.06.011) wurden entsprechende numerische Modelle aufgesetzt, wobei für die ersten Untersuchungen ein 8 cm breiter Modellausschnitt verwendet wurde. Hierbei wurde festgestellt, dass die seitlichen Modellränder, auch als reibungsfreie Wände, die Fließgeschwindigkeiten und Strömungsausbildung im Modell deutlich beeinflussen. Aufgrund dessen wurde das Modellgebiet, entsprechend den Abmessungen der Versuchsrinne im Labor, auf 40 cm Breite erweitert.

Für beide CFD-Programme wurde ein identisches, mit OpenFOAM erstelltes Berechnungsgitter mit einer minimalen Zellgröße von 0,5 cm sowie Randlayern (an Sohle und Seiten) verwendet. Randbedingungen sowie numerische Methoden und Parameter wurden bei beiden Programmen aufeinander abgestimmt, um möglichst vergleichbare Ergebnisse zu erhalten. Die Modellierung der Phasen Luft und Wasser sowie die Abbildung der Phasengrenzschicht wurde jeweils mit der Volume of Fluid Methode (VOF) durchgeführt. Variiert wurden im Zuge dieser Studie für beide Programme das Turbulenzmodell und die Einstellungen für die Wandfunktion, mit dem Ziel ei-

¹ Technische Hochschule Nürnberg Georg Simon Ohm, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Keßlerplatz 12, 90489 Nürnberg, Deutschland, E-Mail: carla.ahlers@th-nuernberg.de

ner möglichst guten Annäherung an den physikalischen Modellversuch. Zur Auswertung der Simulationen wurde der zeitliche Mittelwert (Simulation von 100 bis 120 s) der Magnitude der Fließgeschwindigkeit verwendet, im Folgenden $v_{mag,t}$. Bei Betrachtung der Wasserkonzentration zur Ermittlung der Wasserspiegellagen wurde diese ebenfalls zeitlich gemittelt ($\alpha_{w,t}$).

2. Untersuchungen mit Turbulenzmodellen und Wandfunktionen

In vorangegangenen Untersuchungen wurden für OpenFOAM wie Star-CCM+ Spalart-Allmaras Detached Eddy Modelle (DES) als Turbulenzmodell verwendet. Als Weiterentwicklung der Large-Eddy Modelle (LES) ermöglicht DES die Einsparung von Rechnerleistung durch die bereichsweise Anwendung eines Reynolds-Averaged-Navier-Stokes (RANS)-Ansatzes zur Modellierung der Turbulenz in den wandnahen Bereichen (The Steve Portal, 2017). Im Zuge dieser Untersuchungen wurden mit OpenFOAM weitere Simulationen mit dem Spalart-Allmaras DDES (Delayed DES), DES kOmegaSSTAS sowie mit den LES Modellen Smagorinsky und OneEqEddy durchgeführt. Für Star-CCM+ wurden das Spalart-Allmaras DDES und IDDES (Improved Delayed DES) sowie das LES Smagorinsky Modell untersucht.

Der zweite Aspekt der Untersuchungen bezieht sich auf die Abbildung der Strömung im wandnahen Bereich, der Grenzschicht, in welcher die Strömung durch die Reibung mit der Wand beeinflusst wird (Tollmien et al., 1961). Direkt an der Wand ist die Geschwindigkeit null, was in Berechnungsansätzen mit Erfüllung der Haftbedingung durch Berücksichtigung der Viskosität umzusetzen ist. Diese kann in der „reibunglose[-n] Außenströmung“, vernachlässigt werden (Schlichting & Gersten, 2006). Zur Berechnung der Strömung in der Grenzschicht werden demnach spezielle numerische Ansätze (Wandfunktionen) verwendet, welche bei den angewendeten Programmen unterschiedlich formuliert sind. Eine wichtige Kenngröße ist hier generell der dimensionslose Wandabstand y^+ , welcher in Star-CCM+ beispielsweise wie folgt berechnet wird:

$$y^+ = \frac{yu^*}{\nu} \quad [1]$$

mit y [m] (Wandabstand des Zellmittelpunkts der Randzelle), u^* [m/s] (Referenzgeschwindigkeit im wandnahen Bereich in Abhängigkeit vom Turbulenzansatz), ν [m²/s] (kinematische Viskosität). Abhängend von y^+ und der lokalen Gitterfeinheit ist die Wahl einer Methode durchzuführen. In aufgeführten Star-CCM+ Simulationen findet das All- y^+ Wall Treatment Verwendung, welches die Grenzschicht bei hoher Gitterfeinheit und kleinem y^+ direkt löst und sonst durch Wandfunktionen modelliert.

Die OpenFOAM Simulationen wurden teilweise ohne Einstellung einer Wandfunktion sowie mit der nutkWallFunction durchgeführt. Bei der nutkWallFunction wird der y^+ Wert in Abhängigkeit der turbulenten, kinetischen Energie berechnet und bei Überschreitung eines Grenzwerts y^+_{lam} die Strömung in der Grenzschicht durch Verwendung von turbulenter Viskosität modelliert. Die gewählte Wandfunktion und das Turbulenzmodell in Kombination wirken sich stark auf die Fließgeschwindigkeiten in einem Modell aus, wie auf folgenden Seiten exemplarisch aufgeführt wird.

3. Ergebnisse

Es wurden punktuelle Fließgeschwindigkeiten (Abb. 1), die Strahlausbildung im Längsschnitt (Abb. 2) sowie die Wasserspiegellage (Abb. 3) des physikalischen Modells und der Simulationen miteinander verglichen. Im phys. Modell wurden die Fließgeschwindigkeiten in x -Richtung (vgl. Abb. 2) erfasst und sind dementsprechend im Bereich des Wehrrückens bis inkl. MP 1 aufgrund der schrägen Anströmung des Messgeräts nur bedingt mit den Ergebnissen der Simulationen vergleichbar. Im Bereich von MP 2 bis MP 10 kann von einer Hauptströmungsrichtung in x mit vernachlässigbarer Querströmung ausgegangen werden.

In Abb. 1 ist $v_{mag,t}$ (gemessen an den 10 MP, gemittelt über die drei Längsschnitte) dreier Simulationen mit den Werten des phys. Modells gegenübergestellt. Abgebildet sind eine StarCCM+ und eine OpenFOAM Simulation mit dem Turbulenzmodell Spalart-Allmaras DDES sowie eine OpenFOAM Simulation mit dem OneEqEddy Modell. Grau dargestellt sind die Verläufe aller weiterer, durchgeführten Simulationen. Die Grafik zeigt einen Ausschnitt des möglichen Einflusses von Turbulenzmodellen und Wandfunktionen auf die Simulationsergebnisse beider Programme.

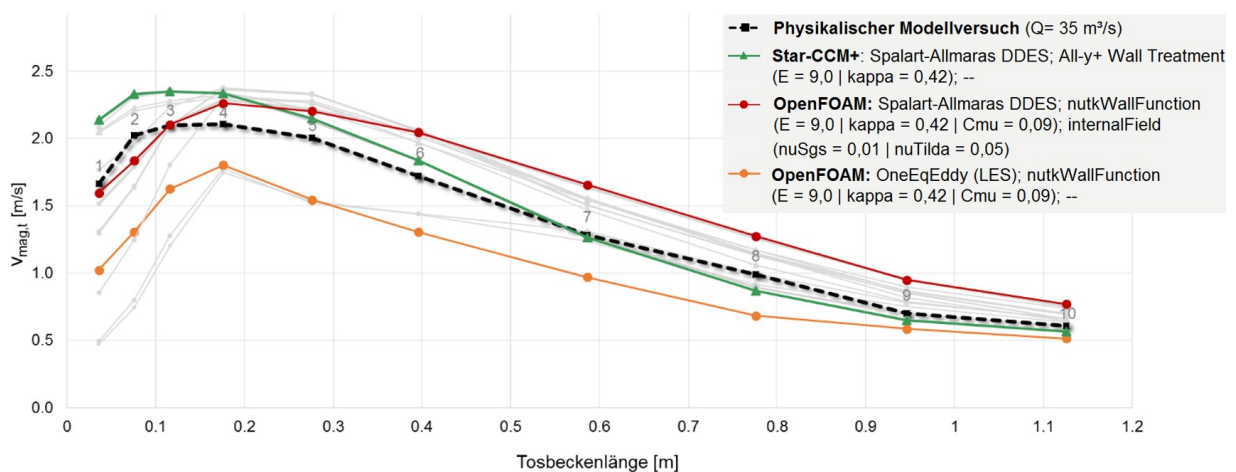


Abb. 1 Darstellung von $v_{mag,t}$ an MP 1 bis MP 10 für phys. Modell und ausgewählte Simulationen. Legende: [Software: Turbulenzmodell; Wandfunktion (und Einstellungen); weitere von den Standardeinstellungen abweichende Einstellungen]. Weitere Simulationen in grau

Die lokalen Abweichungen von $v_{mag,t}$ an den MP werden u. a. bedingt durch die unterschiedliche Ausbildung des Schussstrahls, welche für den Bereich des Tosbeckens in Abb. 2 exemplarisch für das phys. Modell und zwei Simulationen abgebildet ist und nachfolgend erläutert wird. Bei der OneEqEddy-Simulation (Bild Mitte) löst sich der Schussstrahl zu früh vom Wehrrücken ab, die Kombination aus Turbulenzmodell und nutkWallFunction verhindert bei gewählten Modelleinstellungen das Ablegen des Strahls auf der Sohle. Die Messpunkte liegen hier weitestgehend außerhalb der Hauptströmung (vgl. auch Abb. 1, orangene Kurve). Die Simulation mit Spalart-Allmaras überschätzt $v_{mag,t}$ bis MP 5. Anschließend kommt es zu einer guten Annäherung an das physikalische Modell (vgl. auch Abb. 1, grüne Kurve).

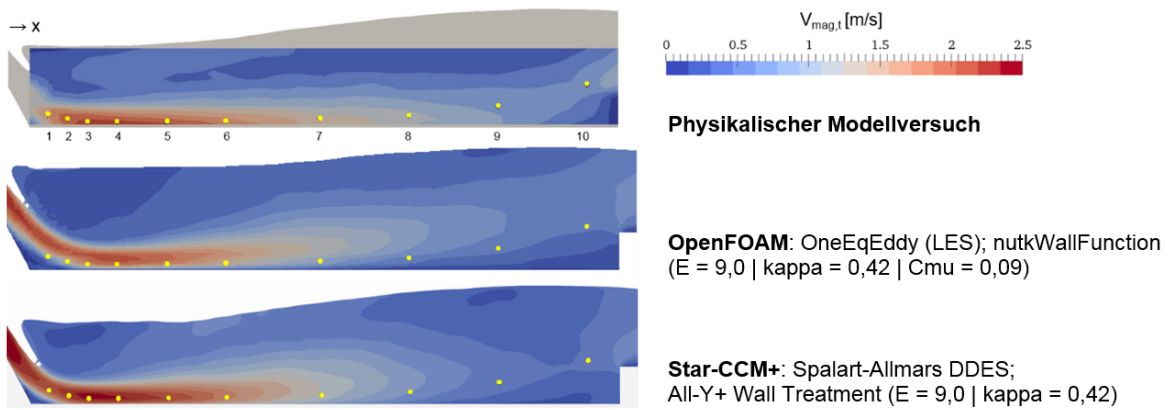


Abb. 2 Längsschnitt durch das Tosbecken mit Fuß des Wehrrückens (links): Visualisierung von $v_{mag,t}$ mit Lage der MP 1-10 für phys. Modell und ausgewählte Simulationen

Für die Wasserspiegellagen (vgl. Abb. 3) ergab sich u. a. für die Spalart-Allmaras DDES Simulationen eine gute Übereinstimmung mit dem physikalischen Modell, wobei diese im Bereich hohen Lufteintrags und hoher Turbulenz auch mit der Volume of Fluid Methode in Abhängigkeit von der Gitterfeinheit gewissen Toleranzen unterliegt.

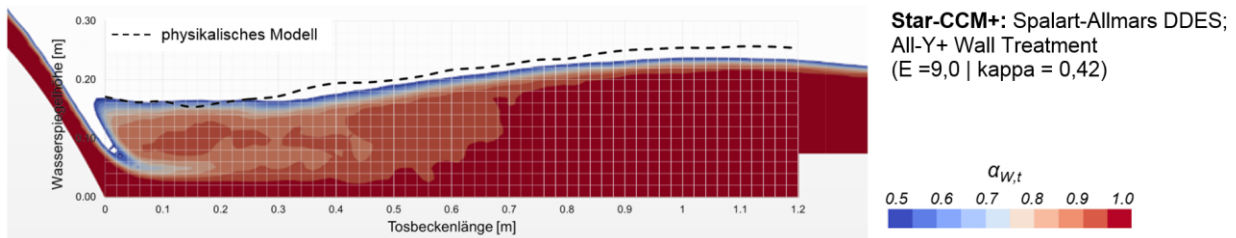


Abb. 3 Wasserkonzentration $\alpha_{w,t}$ (zeitlich gemittelt) im Längsschnitt einer Simulation und zeitlich gemittelte Wasserspiegellage des phys. Modells

4. Zusammenfassung

Die Parameterstudie zeigt die Komplexität der Anwendung von 3d-CFD-Programmen zur Modellierung von Strömungen in hochturbulenten Bereichen und verdeutlicht die Vorteile der hybriden Modellierung und Validierung durch ein physikalisches Modell. Beste Ergebnisse wurden bislang mit Spalart-Allmaras DDES / IDDES (OpenFOAM / Star-CCM+) sowie Smagorinsky LES (Star-CCM+) erzielt.

Referenzen

- Schlichting, H., Gersten, K. (2006): Grenzschicht-Theorie, Springer, ISBN 978-3-540-23004-5.
- The Steve Portal (2017): von <https://thesteveportal.plm.automation.siemens.com> abgerufen
- Tollmien, W., Schlichting, H., Görtler, H. (1961): Ludwig Prandtl Gesammelte Abhandlungen. Springer; ISBN 978-3-662-11836-8.

Implementierung von sich bewegenden Randbedingungen in der 3D-HN-Modellierung mit OpenFOAM

Rocco Zimmermann¹*

1. Einordnung der Untersuchungen und Adaption des Modellgebietes

Im Rahmen der am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) der Technischen Universität Dresden laufenden Untersuchungen zur numerischen Modellierung des Bugstrahlruders erfolgten in jüngster Vergangenheit auch Betrachtungen zur Implementierung von sich drehenden Randbedingungen. Diese dienten der Abbildung einer realitätsnahen Propellergeometrie, welche mit der bis dato verwendeten starren Randbedingung einer Scheibe verglichen werden sollte. Der Fokus der Untersuchungen lag neben der grundsätzlichen Realisierung der sich bewegenden Randbedingung auf den Abbildungsmöglichkeiten einer drallbehafteten Strömung. Letztere gestaltet sich unter Verwendung der starren Scheibe als schwierig, da hierbei lediglich eine konstante Fließgeschwindigkeit in das Modell abgegeben wird. Da es sich im Gesamtbild der Interaktion Schiff – Wasserstraße um eine lokal sehr begrenzte Fragestellung handelt, wurde im Vergleich zum ursprünglichen Modellgebiet (Europaschiff 85 m x 9,5 m x 2,5 m; 260 m langes Trapezgerinne mit 3,5 m Wassertiefe, Böschungsneigung 1:3, Sohlbreite 21 m) lediglich der Bereich des Bugstrahlruders an die Bedürfnisse der neuen Randbedingung angepasst. Für eine detailgetreue Abbildung der Propellergeometrie wurde daher ein verfeinertes Berechnungsnetz erstellt, welches außerdem an die Besonderheiten der Implementierung einer bewegten Randbedingung in OpenFOAM angepasst werden musste. Das Resultat dieser Adaption kann Abb. 1 entnommen werden.

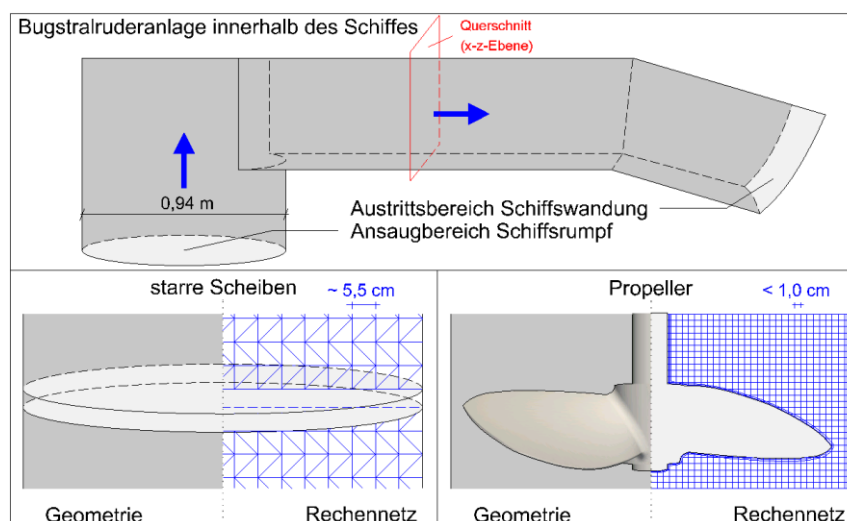


Abb. 1: Berechnungsnetzadaption für die Implementierung der Propellergeometrie

¹ Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, August-Bebel-Straße 30, 01219 Dresden, Deutschland, E-Mail: rocco.zimmermann@tu-dresden.de

2. Umsetzung der Randbedingungen

Die Realisierung des drehenden Propellers, welcher als „innere“ Randbedingung aufgefasst werden kann, erfolgte in mehreren Einzelschritten und soll an dieser Stelle kurz erläutert und zusammengefasst werden. Als Grundlage für die Geometrie der sich drehenden Randbedingung wurde ein vierblättriger Propeller gewählt, welcher in ähnlicher Form in den OpenFOAM Tutorien gegeben ist. Neben der reinen Propellergeometrie wurde eine zusätzliche Geometrie für die Antriebswelle des Propellers erstellt und zusammen mit der Propellergeometrie im Ordner „triSurface“ hinterlegt. Als Datentyp beider Geometrien wurde das gängige CAD-Format „.stl“ gewählt. Zur Implementierung der Drehbewegung, welche durch den Propeller ausgeführt werden soll, musste ein Teil des Berechnungsnetzes vom Gesamtnetz entkoppelt werden, um neben dem rein statischen Berechnungsnetz auch einen dynamischen Teil definieren zu können. Eine Möglichkeit der Umsetzung dieses Schrittes mit OpenFOAM ist die sog. „arbiträre Netz-Kopplung“ (engl.: „arbitrary mesh interface“, kurz „AMI“). Die genaue und fehlerfreie Erstellung dieser „AMI“ stellte den Hauptschwierigkeitsgrad in der Realisierung der dynamischen Randbedingung mit OpenFOAM dar. Die während des Realisierungsprozesses gewonnenen Erkenntnisse und aufgetretenen Problemstellungen übersteigen den Rahmen dieses Beitrages und werden vom Autor ausführlicher in der Präsentation diskutiert. Für den hier vorgestellten Anwendungsfall soll die beispielhafte Lage der „AMI“ anhand der Darstellungen in Abb. 2 verdeutlicht werden.

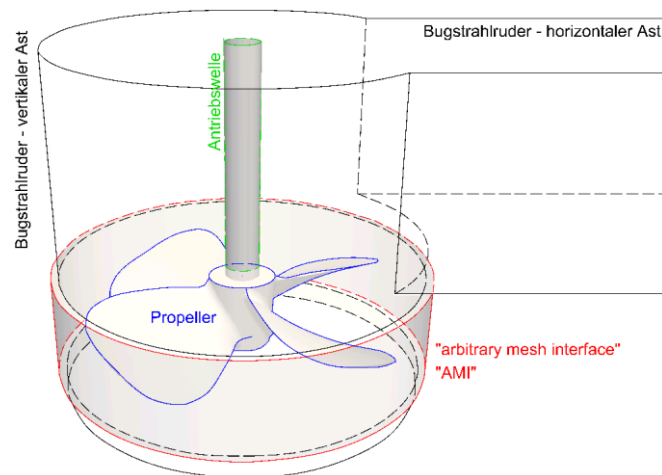


Abb. 2: Kopplung vom statischen und dynamischen Berechnungsnetz, Lage „AMI“

Durch die Entkopplung des dynamischen Netzes (Inneres der „AMI“, vgl. Abb. 2 – rote Umrangungslinien, Kreiszyylinder) und der Zuweisung einer geeigneten Randbedingung innerhalb der OpenFOAM-Struktur (hier „movingWallVelocity“) war es möglich, mithilfe des sog. „dynamicMeshDict“, die gewünschte Rotation in Richtung sowie Geschwindigkeit zu definieren. Für die eigentliche Berechnung wurde der „pimpleDyMfoam“-Solver gewählt, welcher die Betrachtung von dynamischen Netzen in Kombination mit Einphasenströmungen und instationären Bedingungen ermöglicht. Für jeden Zeitschritt wird während der Berechnung die aktuelle Positionierung des dynamischen Netzes ermittelt. Die Datenübertragung zwischen den beiden Netzteilen erfolgt durch die Interpolationsschemata der „AMI“.

3. Vergleichende Ergebnisse

Der Vergleich zwischen den beiden in Abb. 1 vorgestellten Randbedingungen sollte primär die Frage nach der Abbildbarkeit einer drallbehafteten Strömung klären. In einem unendlich großen Wassermedium ergibt sich die klare Aussage, dass der Scheibenansatz in seiner bisherigen Form keinen Drall induzieren kann, wohingegen das Strömungsbild im Nachlauf des drehenden Propellers eine Drallbehaftung aufweist.

Erste Versuche zeigten, dass bei der Implementierung der sich drehenden Randbedingung der Abstand zwischen den Außenkanten der Propellerflügel und der Wandung des vertikalen Astes des Bugstrahlruders (vgl. Abb. 2) von maßgebender Bedeutung war. Somit bestand die Notwendigkeit einer Minimierung dieses Abstandes bei gleichzeitigem Aufrechterhalten der numerischen Stabilität des Modells, welche letztlich durch die Positionierung der „AMI“ sowie der Rechenauflösung beeinflusst wurde.

Die nachfolgende Abbildung zeigt Querschnitte durch den horizontalen Ast des Bugstrahlruders für beide Typen der Randbedingung. Hierbei sind die Fließgeschwindigkeiten in den Schnittebenen (vgl. Abb. 1, x - z -Ebene, roter Rahmen) visualisiert. Das Strömungsbild kann anhand der eingezeichneten Vektoren nachvollzogen werden.

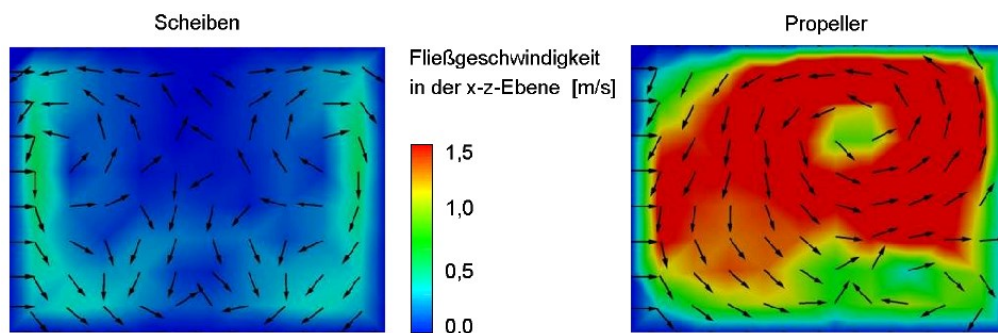


Abb. 3: Strömungsmuster im horizontalen Ast des Bugstrahlruders, Britz (2017), modifiziert

Deutlich erkennbar ist der Unterschied im Betrag der Fließgeschwindigkeiten zwischen den unterschiedlichen Ansätzen. Während beim Scheibenmodell eine Maximalgeschwindigkeit von ca. 0,6 m/s auftrat, konnten beim Propellermodell Fließgeschwindigkeiten größer als 1,5 m/s in der x - z -Ebene festgestellt werden. Neben dem Betrag der Fließgeschwindigkeiten zeigte sich auch ein Unterschied in der Strömungsrichtung. Das Scheibenmodell zeigte deutliche Tendenzen einer Strömungswalzenstruktur, bestehend aus zwei entgegengesetzt drehenden Walzen, wohingegen das Propellermodell nur eine Strömungswalze erzeugt.

Die Ursache für das Strömungsbild beim Scheibenansatz liegt nach Ansicht des Autors an der Geometrie des Bugstrahlruders. Durch die Umlenkung vom vertikalen zum horizontalen Ast des Bugstrahlruders entsteht auch beim Scheibenmodell eine, wenn auch geringfügige, Drallbehaftung der Strömung. Die Unterschiede in der Größenordnung der Fließgeschwindigkeit in der dargestellten Ebene könnten auf die zum Teil deutlich größeren lokal induzierten Fließgeschwindigkeiten am Flügelblatt des Propellers zurückzuführen sein. Es wurde versucht eine Ver-

gleichbarkeit der Ergebnisse mithilfe der Anpassung der Umdrehungsgeschwindigkeit des Propellers zu erreichen, indem die Austrittsgeschwindigkeitsmagnitude am Bugstrahlruder erfasst wurde.

Unter Verwendung einer bereits am IWD existenten Auswerteroutine sollten abschließend Aussagen über die Belastungsgrößen am Deckwerk der Böschung des anfangs beschriebenen Trapezgerinnes getätigt werden. Beispielhaft zeigt Abb. 4 die Belastung der Böschung sowie der Sohle des Trapezgerinnes in Form der vorherrschenden Fließgeschwindigkeitsmagnituden.

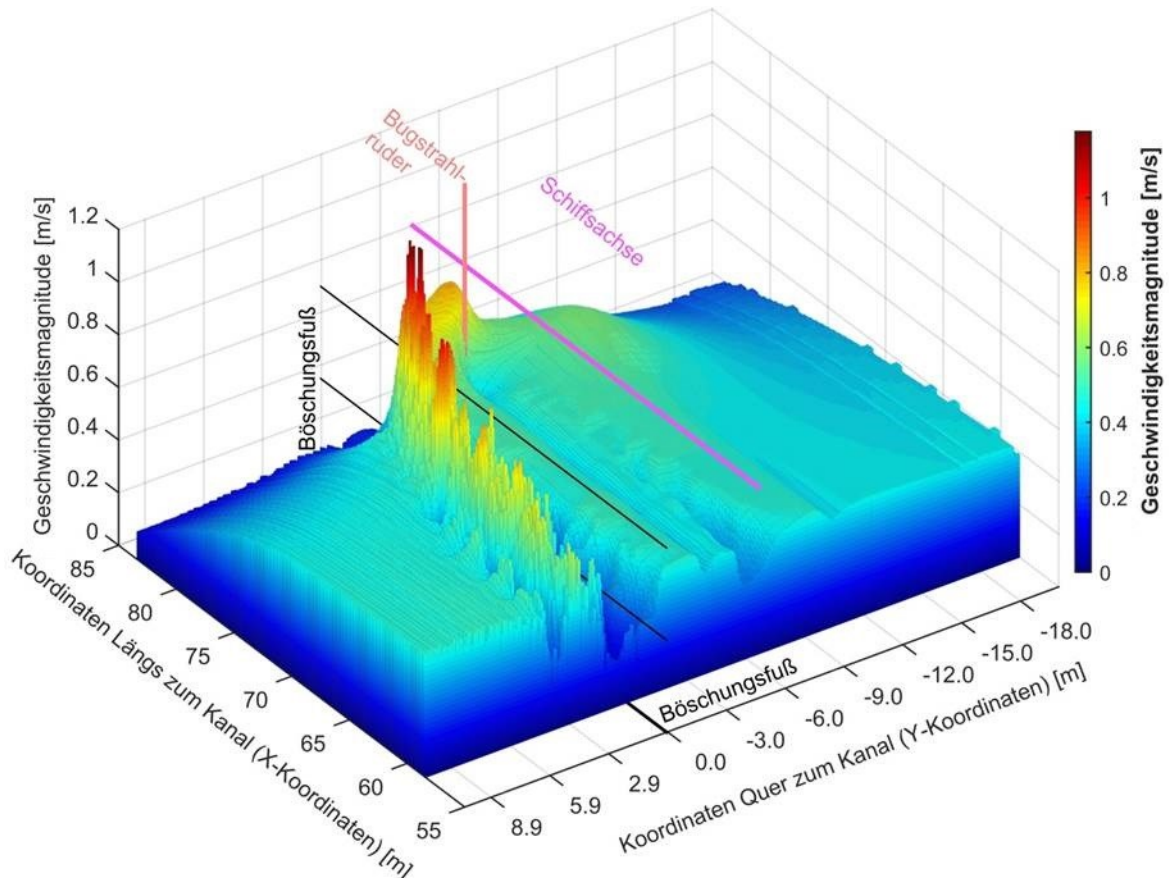


Abb. 4: Belastungsgrößen an Sohle und Böschung infolge Propellermodell, Britz (2017)

4. Zusammenfassung

Der vorliegende „Extended Abstract“ stellt die Erkenntnisse in der Anwendung einer sich bewegendenden Randbedingung mittels OpenFOAM kurz zusammen. Hierbei wird der konkrete Anwendungsfall der Modellierung eines Bugstrahlruderstrahls aufgegriffen. Hauptaugenmerk ist die drallbehaftete Strömung innerhalb des Bugstrahlruders sowie deren Bedeutung auf die Belastungsgrößen an der Sohle sowie Böschung eines Schifffahrkanals.

Referenzen

Britz, A. (2017): Einfluss des Bugstrahlruders auf die Böschungsbelastung von Kanälen unter Verwendung von dynamischen Berechnungsnetzen, *Diplomarbeit*, IWD, TU Dresden.

Numerische Simulation strömungsinduzierter Schwingungen im Stahlwasserbau

*Georg Göbel¹**

1. Allgemeines

Strömungsinduzierte Schwingungen sind im Wasserbau seit jeher eine wichtige Fragestellung. Zum einen können unerwünschte Schwingungen an Füll- und Entleerungsschützen von Schleusentoren oder an über- und unterströmten Wehren den Betrieb deutlich beeinträchtigen. Zum anderen übersteigen dynamisch eingebrachte Lasten die statischen oft um ein Vielfaches. Darüber hinaus können wiederholte Lastwechsel die Dauerstandfestigkeit von Stahlwasserbauten deutlich herabsetzen.

Trotz intensiver Forschung (Naudascher & Rockwell, 1980) treten nach wie vor Schwingungsprobleme bei bestehenden Wasserbauwerken, aber auch bei Neubauten auf. Um die in der Vergangenheit entwickelten Lösungsvorschläge unter aktuellen Maßstäben zu bewerten und um ein breiteres Wissen über die vorherrschenden Mechanismen zu gewinnen, können numerische Untersuchungen durchgeführt werden. Die numerische Simulation hat den Vorteil, dass Fließgeschwindigkeit und Druckfeld einfacher ausgewertet und interpretiert werden können und somit das Verständnis für die Interaktion von Strömung und Struktur verbessert werden kann. Im Vergleich zu Laboruntersuchungen können mit numerischen Simulationen mit verhältnismäßig geringem Aufwand und in kurzer Zeit Ergebnisse erzielt werden, um Abschätzungen zur Schwingungsgefahr zu treffen.

2. Numerische Werkzeuge

Das Open-Source Softwarepaket OpenFOAM® bietet dem Anwender ein umfangreiches Angebot an Lösern für verschiedene strömungsmechanische Problemstellungen. Durch seine Offenheit stellt es zusätzlich eine gute Basis für Variation und Weiterentwicklung dar.

Der Löser interDyMFoam ist sehr gut geeignet für die Lösung von Problemen aus dem Bereich der strömungsinduzierten Schwingungen. Die Simulation von Strömungen mit freier Oberfläche basiert auf der Lösung der Navier-Stokes-Gleichungen (NSG) für inkompressible Fluide. Mithilfe der Volume-of-Fluid-Methode (VoF) kann für jede Zelle bestimmt werden, wie groß der Anteil von Luft und Wasser am Zellvolumen ist. Für bewegte Festkörper stehen verschiedene Bewegungseinschränkungen zur Verfügung. So können einerseits Freiheitsgrade durch Auflagerbedingungen unterdrückt werden. Andererseits kann die Bewegung durch Federn mit der Steifigkeit k [N/m] und Dämpfer mit dem Dämpfungsfaktor d [Ns/m] beeinflusst werden. Bei Be-

¹ Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Wasserbau im Binnenbereich, Referat Wasserbauwerke, Kussmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe, Deutschland, E-Mail: georg.goebel@baw.de

schränkung auf eine Dimension kann die Bewegung durch Gleichung [1] beschrieben werden. Der in interDyMFoam verwendete Löser bestimmt mit einem Leapfrog-Verfahren abwechselnd Position x [m] und Geschwindigkeit \dot{x} [m/s] in Abhängigkeit von der Beschleunigung \ddot{x} [m/s²] (Dullweber et al., 1997), welche in einem Zwischenschritt über das Kräftegleichgewicht am Körper gelöst wird.

$$k \cdot x + d \cdot \dot{x} + m \cdot \ddot{x} = F_{Hyd} \quad [1]$$

Ist die Bewegungsgleichung gelöst, wird der Körper verschoben, was eine Deformation des Rechengitters mit sich bringt (Abb. 1).

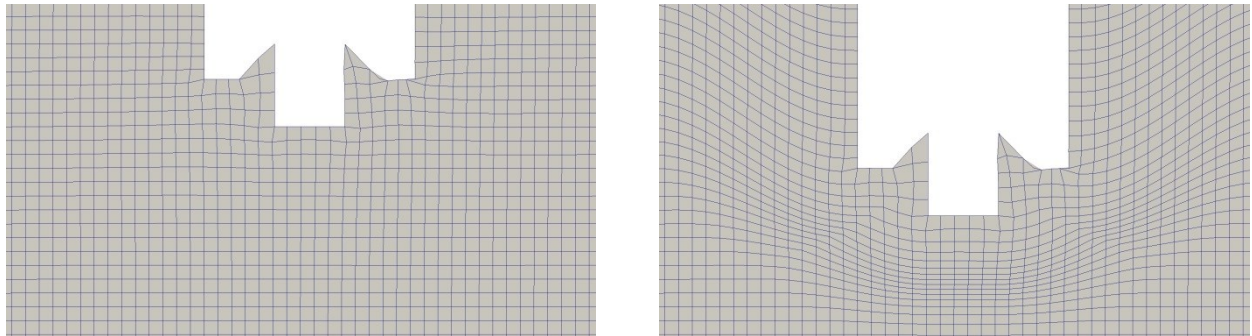


Abb. 1: Links: Rechengitter im Ausgangszustand. Rechts: Rechengitter nach Verschiebung des Festkörpers nach unten.

Durch die Änderung des Rechengitters verändert sich das Strömungsgebiet, was eine iterative Lösung innerhalb eines Zeitschrittes erforderlich macht. Die abwechselnde Lösung von Strömung und Festkörperbewegung muss so lange wiederholt werden, bis ein Gleichgewichtszustand erreicht ist. Gegenüber einer Simulation ohne bewegte Festkörper multipliziert sich die Rechenzeit mit der Anzahl der Iterationen pro Zeitschritt.

3. Vereinfachung des mechanischen Modells

Durch die großen Spannweiten, die Wehrverschlüsse oft aufweisen, treten Schwingungen oftmals als erste Biegeform eines Balkens auf zwei Stützen auf. Die Eigenfrequenz f_0 [Hz] des schwingenden Balkens wird bestimmt durch seine kontinuierliche Massenverteilung m/L [kg/m] und seine Steifigkeit EI [Nm²]. Da die Biegeform mit interDyMFoam nicht abgebildet werden kann, muss das System vereinfacht werden. Dazu wird der Wehrkörper wie in Abb. 2 skizziert, zu einem Feder-Masse-Pendel vereinfacht, dessen Frequenz durch seine Masse m [kg] und die Federsteifigkeit k [N/m] bestimmt wird.

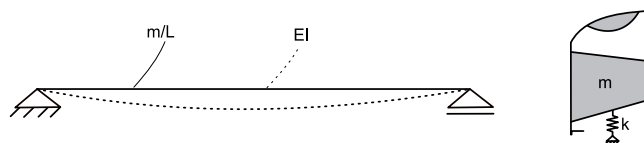


Abb. 2: Vereinfachung eines schwingenden Schützes zu einem Masse-Feder-Pendel. Links: Lagerung des Einfeldträgers quer zur Strömungsrichtung. Rechts: Querschnitt am Beispiel eines Hohlkastenschützes mit Aufsatzklappe.

Während die Masse m des Schwingers aus der kontinuierlichen Masse des Verschlusses rückgerechnet werden kann, muss die Federsteifigkeit k mit Gleichung [2] auf eine bekannte Frequenz f_0 eingestellt werden. f_0 kann beispielsweise über einen Natur- oder einen Laborversuch ermittelt werden.

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad [2]$$

Neben der Masse m aus dem Eigengewicht des Schwingers muss zusätzlich die hydrodynamische Masse A' [kg] berücksichtigt werden (Naudascher & Rockwell, 1994).

Die Reduzierung des Systems auf einen vertikalen Schnitt hat zur Folge, dass auch das Strömungsfeld nur zweidimensional dargestellt werden kann. Daraus ergeben sich weitere Einschränkungen für die Strömungssimulation wie beispielsweise die Wahl des Turbulenzmodelles.

4. Durchgeführte Untersuchungen

Abb. 3 links zeigt einen unterströmten Wehrverschluss, der bei Niedrigwasser starke Schwingungen aufweist. Zur Untersuchung weiterer Abflusszenarien wurde das unter Abschnitt 2 und 3 beschriebene Verfahren angewendet. Im Rahmen der Untersuchung wurden die Fallhöhe ΔH [m] und die Öffnungsweite s [m] variiert. Ein exemplarisches Ergebnis für die Geschwindigkeitsverteilung ist in Abb. 3 rechts zu erkennen. Zur Bewertung der Schwingungsgefahr wurde der Dämpfungsgrad ξ ermittelt. Ist ξ positiv, so wird eine anfängliche Auslenkung gedämpft und es besteht keine Gefahr für selbsterregte Schwingung. Nimmt ξ einen negativen Wert an, so ist die Schwingung selbsterregt.

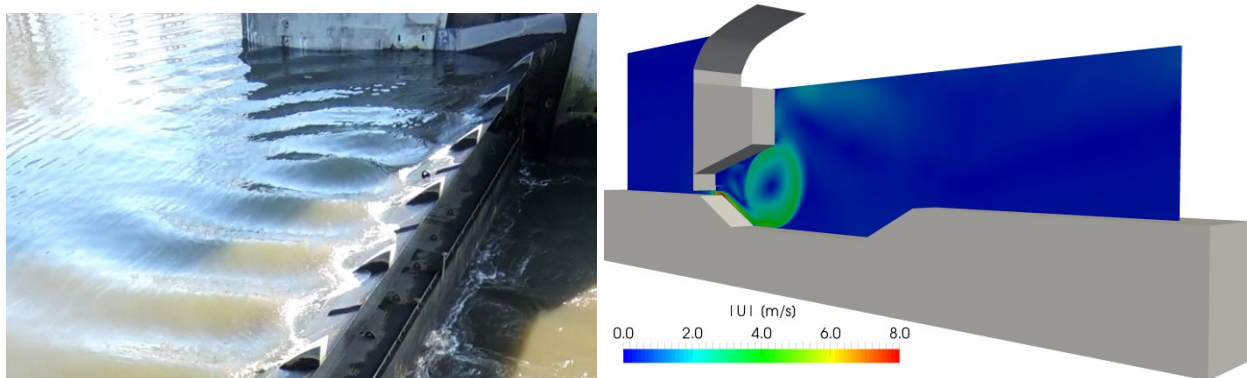


Abb. 3: Links: durch Biegeschwingung des Schützes hervorgerufene stehende Welle im Oberwasser eines Hohlkastenschützes mit Aufsatzklappe. Rechts: Geschwindigkeitsverteilung im abgeleiteten 2D-Modell.

Die Ergebnisse der Untersuchung sind in Tab. 1 dargestellt. Klar zu erkennen ist, dass die Gefahr für selbsterregte Schwingungen bei großer Fallhöhe ΔH und kleiner Öffnungsweite s am größten ist. Im Vergleich mit Beobachtungen in der Natur sind diese Ergebnisse sehr plausibel. Im Normalbetrieb wird die Anlage bei Hochwasser schwingungsfrei unterströmt. Dabei ist die Fallhöhe gering und die Öffnungsweite groß. Im Rahmen einer Messkampagne wurde der Wehrverschluss auch mit kleiner Öffnungsweite und großer Fallhöhe betrieben und konnte dabei in Resonanz-

schwingungen gebracht werden. Insgesamt fällt auf, dass die Ergebnisse trotz starker Vereinfachung des Modells (vgl. 3.) sehr gut mit der Realität übereinstimmen. Die Methode eignet sich daher sehr gut zur Bewertung von strömungsinduzierten Schwingungen an unterströmten Wehrverschlüssen, bei denen der gesamte Verschluss wie ein Balken schwingt.

Tab. 1: Dämpfungsgrad ξ in Abhängigkeit von Öffnungsweite s und Fallhöhe ΔH . Eine geringe Fallhöhe bedeutet dabei Hochwasser, eine hohe Fallhöhe dahingehen Niedrigwasser.

| s [m] | 0,050 | 0,075 | 0,100 | 0,125 | 0,150 |
|----------------|-------------------------|---------|---------|---------|--------|
| ΔH [m] | Dämpfungsgrad ξ [-] | | | | |
| 3,44 | -0,0303 | -0,0103 | -0,0486 | -0,0043 | 0,0136 |
| 2,94 | -0,0178 | -0,0088 | -0,0648 | 0,0006 | 0,0371 |
| 2,44 | -0,0136 | -0,0034 | -0,0080 | 0,0052 | 0,0418 |
| 1,94 | -0,0071 | 0,0031 | 0,0035 | 0,0364 | 0,0331 |
| 1,44 | -0,0015 | 0,0107 | 0,0087 | 0,0215 | 0,0356 |

5. Zusammenfassung

Mit dem in OpenFOAM® beinhalteten Löser interDyMFoam wurde die Schwingung eines breiten, unterströmten Wehrverschlusses als Masse-Feder-Pendel vereinfacht und eine Reihe von Simulationen mit unterschiedlichen Randbedingungen durchgeführt. Es zeigte sich, dass die Gefahr für strömungsinduzierte Schwingungen stark von der Öffnungsweite und der Fallhöhe abhängt, was durch Naturversuche bestätigt werden konnte. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen vielseitige Anwendungsmöglichkeiten für die Kopplung von Strömung und Festkörperbewegung auf und versprechen für die Zukunft eine verstärkte Anwendung dieser Verfahren. Für die Untersuchung der Interaktion von Strömung und verformbarer Struktur werden in Zukunft Werkzeuge Anwendung finden, welche eine gekoppelte Lösung von Strömungsfeld und Strukturmechanik erlauben.

Referenzen

- Dullweber, A., Leimkuhler, B., McLachlan, R. (1997): Symplectic splitting methods for rigid body molecular dynamics, *The Journal of Chemical Physics*, 107(15), S. 5840–5851, doi: 10.1063/1.474310.
- Naudascher, E., Rockwell, D. (Hrsg.) (1980): Practical Experiences with Flow-Induced Vibrations, *IAHR-IUTAM Symposium*, Karlsruhe 1979, Springer, Berlin, Heidelberg, New York, ISBN 978-3-642-81530-0.
- Naudascher, E., Rockwell, D. (1994): Flow-induced vibrations. An engineering guide, *IAHR series of Hydraulic Structures Design Manuals*, Volume 7, A.A. Balkema, Rotterdam, ISBN 978-0-486-44282-2.

Einbindung bewegter Objekte in die dreidimensionale numerische Modellierung von Schleusungsprozessen

Torsten Hartung¹, Lydia Schulze¹, Fabian Belzner¹, Carsten Thorenz¹*

1. Einleitung

An staugeregelten Wasserstraßen und Kanalstrecken ist die Schifffahrt auf Schleusenbauwerke zur Überwindung lokaler Höhendifferenzen entlang der Gewässerachse angewiesen. Die zu bewältigenden Wasserspiegelunterschiede betragen wenige Meter an den deutschen Seeschleusen des Nord-Ostsee-Kanals bis hin zu annähernd 25 Metern an einigen Schleusen des Main-Donau-Kanals. Dennoch ist allen Schleusen gemein, dass die Forderung möglichst kurzer Schleusungszeiten bei gleichzeitig geringen hydraulischen Krafteinwirkungen auf das Schiff einen Gegensatz darstellt, der nur durch eine optimierte Füllstrategie miteinander vereinbar ist. Auf dem Weg zur idealen Füllstrategie spielen gegenständliche Modelle eine wichtige Rolle, allerdings können dreidimensionale numerische Verfahren die Modellaussagekraft entscheidend erweitern, da sie die leichte und umfängliche Analyse des Strömungsfelds ermöglichen. Trotz der kontinuierlichen Weiterentwicklung numerischer Methoden stellt die Modellierung eines vollständigen Schleusungsprozesses unter Berücksichtigung sich öffnender Schütze und eines in der Schleusenkammer schwimmenden Schiffes eine herausfordernde Aufgabe dar. Dabei erweist sich der große vertikale Bewegungsumfang des Schiffes während der Schleusung bei gleichzeitig sehr geringer Distanz zwischen Schiffsrumpf und Kammerwand als Schwierigkeit, die besondere Modellierungskonzepte erfordert. Dies darf sich aber nicht auf die Aussagegenauigkeit der primären Zielgröße auswirken: die aus dem Schleusungsprozess resultierenden Schiffskräfte.

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) verwendet das Open-Source-Verfahren OpenFOAM[®] für die dreidimensionale numerische Strömungssimulation. Die auf der Finite-Volumen-Methode basierenden Löser sind in der Regel für einen massiv parallelen Betrieb auf Hochleistungsrechnern geeignet und können aufgrund der Open-Source-Umgebung an die individuellen Anforderungen des Anwenders angepasst werden. Für die Simulation von Strömungen mit großräumiger freier Oberfläche eignet sich der „interFoam“-Löser, der auf den Volume-of-Fluid-Ansatz zurückgreift. Die Bewegtkörpermodellierung kann durch verschiedene Methoden erfolgen, die sich einerseits hinsichtlich ihrer Komplexität, andererseits hinsichtlich ihrer Flexibilität in Bezug auf den realisierbaren Bewegungsumfang unterscheiden und jeweils individuelle Vor- und Nachteile aufweisen. Die BAW unterstützt sowohl interne als auch externe Forschungsanstrengungen, die zum Ziel haben, bewegte Objekte in OpenFOAM[®] in wasserbaulichen Untersuchungen berücksichtigen zu können.

¹ Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Wasserbau im Binnenbereich, Referat Wasserbauwerke, Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe, Deutschland, E-Mail: torsten.hartung@baw.de

2. Schleusungsprozess mit der Deforming-Mesh-Methode

Die Deforming-Mesh-Methode stellt einen robusten und verglichen mit anderen Methoden elementaren Ansatz dar, um bewegliche Objekte bei der numerischen Modellierung zu berücksichtigen. Die Methodik basiert darauf, dass das initiale Berechnungsgitter auf Grundlage der Bewegung starrer Körper verformt wird. In OpenFOAM[®] ist dieses Verfahren in dem „interFoam“-basierten „interDyMFoam“-Löser implementiert.

Das in der Schleusenammer schwimmende Schiff wird als starrer Körper mit eingeschränkter Bewegungsmöglichkeit berücksichtigt. Diese Einschränkung erfolgt in Anlehnung an gegenständliche Schleusenmodelle, in denen das Modellschiff den Restriktionen einer Schiffskraftmessanlage unterworfen ist. Diese lässt sich im numerischen Modell durch den Einsatz von Federn mit entsprechender Federsteifigkeit modellieren. Alternativ besteht auch die Möglichkeit einzelne Freiheitsgrade vollständig zu unterbinden, sodass sich die Translationsfreiheitsgrade auf die Bewegung in Hubrichtung reduzieren und der Rotationsfreiheitsgrad um die vertikale Achse entfällt. Die Schiffsbewegung selbst ist ein Resultat des Strömungsfelds, das sich aus der Lösung der inkompressiblen mehrphasigen Navier-Stokes-Gleichungen ergibt. Die Lösung liefert in jedem Zeitschritt für jede Zelle im Modellgebiet einen Druck- und Geschwindigkeitswert. Bei integraler Betrachtung über alle Flächennormalenvektoren, die einen geometrischen Rand repräsentieren, ergibt sich aus den dazugehörigen Zelldrücken ein resultierender Kraft- bzw. Drehmomentvektor. Reibungskräfte werden ebenfalls berücksichtigt, allerdings ist ihr Stellenwert gegenüber den Druckkräften aufgrund der üblicherweise geringen Strömungsgeschwindigkeiten in der Schleusenammer von untergeordneter Bedeutung. Zusammen mit den gegebenen Charakteristika wie Schiffsmasse und Trägheitstensor liegen alle Eingangsgrößen vor, um die Bewegungsgleichungen zur Beschreibung der strömungsinduzierten Schiffsbewegung in der Schleusenammer zu lösen. Die Bewegungsgleichungen liefern in jedem Zeitschritt eine Translations- bzw. Winkelbeschleunigung für den Bewegtkörper aus der die Bewegungsgeschwindigkeit und Objektposition berechnet werden können. Der Bewegungslöser und der Strömungslöser sind in iterativer Weise miteinander gekoppelt, um einen Gleichgewichtszustand zwischen Strömungsfeld und Objektbewegung zu erreichen. Weitere Informationen zur Kopplungsstrategie finden sich z. B. in Devolder et al. (2015). Auf der Ebene des numerischen Gitters folgen diejenigen Zellflächen, die den Bewegtkörper repräsentieren, resp. ihre beschreibenden Randknoten der neu berechneten Objektposition. Interne Gitterknoten gleichen wiederum durch ihre Bewegung gemäß einer definierten Funktion die Randknotenbewegung aus, um im Rahmen der automatisierten Gitterbewegung die Anforderungen an die Gitterqualität und Gittervalidität sicherzustellen (Jasak und Tuković, 2006). Allerdings wirkt sich die Deformation des numerischen Gitters mit zunehmender Verformung unvermeidbar auf die Qualität der Zellen und Stabilität der numerischen Lösung aus, worin auch der wesentliche Nachteil dieser Methode in Bezug auf die Modellierung von Schleusungsprozessen begründet ist. Aufgrund des mitunter sehr geringen Abstands zwischen Schiffsrumpf und Kammerwand/-sohle ist das verformbare Gittergebiet klein in Relation zum angestrebten Bewegungsumfang, sodass schnell ein nicht mehr funktionsfähiger Verzerrungszustand des Berechnungsgitters erreicht wird. Dennoch ist die Deforming-Mesh-

Methode durch ihre Robustheit und Simplizität, auch in Bezug auf das Preprocessing das Mittel der Wahl für die Simulation von Schleusungsvorgängen an Schleusen mit geringer Hubhöhe. Die Anwendung der Deforming-Mesh-Methode im Rahmen numerischer Untersuchungen des Füllvorgangs der Nord-Ostsee-Kanal-Schleuse Kiel-Holtenau wurde in Thorenz und Anke (2013) beschrieben.

3. Schleusungsprozess unter Einbeziehung von Topologieänderungen im Berechnungsgitter

Für die Simulation von Schleusungsprozessen mit großer Hubhöhe ist es erforderlich die Limitierung der zuvor beschriebenen Methode zu überwinden. Dies bedeutet, dass die aus der Schiffsbewegung resultierende Gitterverzerrung für die gesamte Dauer des Schleusungsvorgangs auf ein numerisch verträgliches Maß beschränkt bleiben muss. Um diese Vorgabe zu realisieren, wurde in der BAW in Zusammenarbeit mit der WIKKI GmbH ein Konzept umgesetzt, das die Deforming-Mesh-Methode mit zwei weiteren Werkzeugen aus dem Bereich der dynamischen Gitterbehandlung kombiniert. Dabei handelt es sich zum einen um die Umsetzung von Topologieänderungen im Berechnungsgitter während der Laufzeit und zum anderen um die Verwendung eines „Sliding Interface“. Das Zusammenspiel dieser methodischen Erweiterungen ermöglicht es, gemäß vorgegebenen Kriterien ganze Zellschichten in das Gitter einzufügen oder zu entfernen, wodurch das Berechnungsgitter durch einen Wachstumsprozess in die Lage versetzt wird, der Hubbewegung des Schiffes zu folgen. Die Erweiterung des Bewegungsumfangs geht jedoch mit erhöhten Anforderungen an das Preprocessing einher. Der erste Schritt des Modellaufbaus ist die konventionelle Gittergenerierung, die der Schleusengeometrie und dem erwarteten Strömungsbild bestmöglich entsprechen soll. Im Anschluss werden weitere Gittermanipulationsschritte erforderlich, die eine Voraussetzung für die Anwendung der methodischen Erweiterungen sind. Es gilt, zunächst Zellflächen aus dem Gitter zu selektieren, die eine geschlossene Ebene unterhalb des Schiffsrumpfes bilden. Alle beteiligten Zellflächen sind anschließend derart zu verschieben, dass eine exakt horizontale Ebene entsteht. Diese entspricht später der Oberseite einer besonderen Zellschicht, die durch die vertikale Schiffsbewegung induziert wachsen oder schrumpfen kann. Bei Erreichen einer festgelegten Höhe dieser Zellschicht wird die horizontale Ebene zu einer neuen Zellschicht entfaltet, die erneut bis zum Erreichen ihrer maximalen Höhe wachsen kann, bevor sich der Prozess wiederholt. Das wachsende Gitterareal endet im vorderen Bereich der Schleusenammer zwischen Schleusentor und Schiffsbug. An dieser Stelle befindet sich ein sog. „Sliding Interface“, bei dessen Definition analog zu den bereits beschriebenen Selektionsmechanismen verfahren werden kann. Das Interface ermöglicht die relative Bewegung der einzelnen Gitteranteile zueinander. Die Problematik der dabei auftretenden nicht konformen Gitterflächen wird durch Interpolation der Feldgrößen am Interface überwunden. Beide Zellzonen grenzen einen statischen Gitterbereich von einem dynamischen Gitterbereich ab, der den Schiffsrumpf umgibt und über den Deforming-Mesh-Mechanismus kleinere Schwankungsbewegungen des schwimmenden Schiffes wiedergibt. Die maßgebende Vertikalbewegung wird dagegen durch das Gitterwachstum realisiert. Eine exemplarische Anwendung dieses Modellierungs-

schemas wird in Thorenz et al. (2017) beschrieben. Die Kehrseite der erweiterten Anwendbarkeit ist der erheblich gestiegene Komplexitätsgrad des Verfahrens. Für die Gebietszerlegung ist ein spezieller Algorithmus notwendig, damit es aufgrund der veränderlichen Zellenzahl im parallelen Rechenbetrieb nicht zu einer Dysbalance bei der Beaufschlagung der einzelnen Prozessoren kommt. Die Freiheitsgrade wurden auf die vertikale Translation und die nickende Rotation begrenzt. Neben merklich gesteigerten Rechenzeiten wurden im Testbetrieb auch Stabilitätsprobleme beobachtet, sodass das Konzept bei der Schleusenmodellierung möglicherweise zugunsten fortschrittlicherer Methoden nicht weiter verfolgt werden wird.

4. Ausblick

Die größte Flexibilität hinsichtlich der Objektbewegung bieten Overset-Mesh- oder Immersed-Boundary-Ansätze. Bei der Overset-Mesh-Methode werden körperangepasste Gitter für verschiedene Geometrie Komponenten erzeugt und anschließend durch Überlagerung zu einem gemeinsamen Modellgebiet zusammengeführt. Alle Gitter können sich relativ zueinander bewegen. Die Feldgrößen werden durch Interpolation zwischen den überlappenden Gitterbereichen ausgetauscht. Insbesondere für das räumlich eng begrenzte Modellgebiet der Schleusenkammer ist der Aspekt der Massenkonservativität kritisch zu prüfen. Die Immersed-Boundary-Methode erreicht den höchsten Grad der Gitterunabhängigkeit. Objekte „tauchen“ hierbei vollständig in das Gitter ein, indem die Flüsse in objektüberlappenden Gitterzellen durch externe Kräfte auf null gesetzt werden. Ob mit dieser Methode ein adäquates Kraftsignal für das Schiff generiert werden kann, ist noch aufzuzeigen. Alle beschriebenen Konzepte werden derzeit an der BAW bezüglich ihrer Eignung zur dreidimensionalen numerischen Simulation von Schleusungsvorgängen untersucht und weiterentwickelt.

Referenzen

- Devolder, B., Schmitt, P., Rauwoens, P., Elsaesser, B., Troch, P. (2015): A Review of the Implicit Motion Solver Algorithm in OpenFOAM® to Simulate a Heaving Buoy. Tagungsbeitrag zum *18th Numerical Towing Tank Symposium (NuTTS'15)*, Cortona, Italien.
- Jasak, H., Tuković, Ž. (2006): Automatic Mesh Motion for the Unstructured Finite Volume Method, *Transactions of FAMENA*, 30(2), S. 1–20.
- Thorenz, C., Anke, J. (2013): Evaluation of ship forces for a through-the-gate filling system. In: Rigo, P., Wolters, M.: *Proceedings, SMART Rivers Conference 2013*, 23.–27.09.2013, Maastrich/Liège, Belgien.
- Thorenz, C., Belzner, F., Hartung, T., Schulze, L. (2017): Numerische Methoden zur Simulation von Schleusenfüllprozessen. Kapitel 7, *BAWMitteilungen Nr. 100, Kompetenz für die Wasserstraßen – Heute und in Zukunft Forschungs- und Entwicklungsprojekte der BAW*, März 2017, Karlsruhe.

Numerische Untersuchungen der Hydro- und Morphodynamik im Isarmündungsgebiet

Lars Backhaus^{1*}

1. Einleitung

Die frei fließende Donau zwischen Straubing und Vilshofen stellt auf der transkontinentalen Verbindung zwischen Nordsee und dem Schwarzen Meer einen Engpass und nautisch anspruchsvollen Streckenabschnitt für die Binnenschifffahrt dar. Aufgrund des geplanten Donauausbaus war dieser Abschnitt in den vergangenen Jahrzehnten bereits Gegenstand zahlreicher Untersuchungen. Derzeit wird das Planfeststellungsverfahren für den Ausbau dieses Streckenabschnittes von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) durch ein hydrodynamisch-numerisches sowie ein Feststofftransportmodell begleitet. Ziel der Untersuchungen ist es, mithilfe des 2D-HN-Modells Aussagen über die Regelungswirkung der fortgeschrittenen technischen Planung bzw. der Kompensationsmaßnahmen treffen zu können. Das Feststofftransportmodell, auf das im Folgenden näher eingegangen wird, soll hingegen die mittel- bis langfristige Wirkung des Ausbaus auf die morphologische Entwicklung des Flussbettes aufzeigen. Hierbei stellt die Isarmündung mit dem hochdynamischen Schüttkegel (Abb. 1), der die Schifffahrt zuletzt während der Niedrigwasserphase im Jahr 2015 stark eingeschränkt hat, einen Untersuchungsschwerpunkt dar.



Abb. 1: Mündung der Isar (links, Blick stromaufwärts) in die Donau (rechts), Isarschüttkegel im Vordergrund (Aufnahme während der Niedrigwasserphase im Juli 2015)

¹ Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Flussbau, Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe, Deutschland, E-Mail: lars.backhaus@baw.de

2. Streckenanalyse

Grundlage eines jeden Feststofftransportmodells ist zunächst die umfassende Analyse der vorhandenen Naturdaten im Untersuchungsgebiet. Die umfangreiche Datengrundlage der hier betrachteten Abschnitte der Donau zwischen Deggendorf und Aicha (etwa 14 km) und der Unteren Isar zwischen Plattling und der Isarmündung (etwa 9 km) wurde hinsichtlich der Hydrologie, Hydromorphologie, Morphodynamik sowie Sedimentologie analysiert.

Bereits bei Betrachtung der mittleren Sohlgefälle wird deutlich, dass mit der Mündung der Isar in die Donau zwei Flüsse unterschiedlicher Charakteristik aufeinandertreffen, die nach ihrem Zusammenfluss einen weiteren, dritten markanten Flussabschnitt darstellen. So weist die Donau oberhalb der Isarmündung bei Do-km 2281,7 ein mittleres Sohlgefälle von 0,1 ‰ auf, während das Gefälle unterhalb der Mündung etwa 0,3 ‰ beträgt. Die Untere Isar weist hingegen ein deutlich größeres Gefälle von 0,75 ‰ auf, was mit entsprechend höheren Fließgeschwindigkeiten verbunden ist. Die morphologische Bedeutung des Geschiebeeintrags aus der Isar wird anhand des hochdynamischen Isarschüttkegels innerhalb der Donau deutlich, der sich über eine Länge von ca. 800 m erstreckt und z. T. in die Fahrrinne ragen kann. Das angrenzende Naturschutzgebiet mit seinen zahlreichen Altwässern führt bei hohen Abflüssen zu einer signifikanten Vergrößerung des Fließquerschnittes und hat somit ebenfalls Einfluss auf die Hydro- und Morphodynamik der Donau. Auch der Rückstauereffekt in Donau bzw. Isar, der je nach Volumen des Schüttkegels und Abflussanteilen zwischen Donau und Isar stark variieren kann, beeinflusst die hydro- und morphodynamischen Prozesse.

Das betrachtete Untersuchungsgebiet der Donau und Unteren Isar befindet sich zudem seit einigen Jahrzehnten nicht mehr in einem natürlichen Gleichgewicht. Bedingt durch die veränderten Gefälleverhältnisse seit Begradigung der Donau in den 50er Jahren des 19. Jahrhunderts bzw. der Isar in den 90er Jahren des 18. Jahrhunderts tiefen sich die Sohlen von Donau und Isar kontinuierlich ein. Morphologisch betrachtet wurden die Untere Isar und Donau zudem mit dem Bau der Staustufe Pielweichs (Inbetriebnahme 1995) bzw. der Staustufe Straubing (Inbetriebnahme 1995) nahezu vollständig von ihren jeweiligen oberstromigen, geschiebeführenden Abschnitten getrennt. Um dem hieraus resultierenden Geschiebedefizit in der Unteren Isar und in der Folge auch in der frei fließenden Donau entgegenzuwirken, wird seit 1999 durch eine jährliche Zugabe von Geschiebe in die Isar etwa acht Kilometer vor der Mündung versucht, sowohl die Sohle der Isar als auch der Donau zu stabilisieren. Als Zugabematerial wird u. a. Kies aus Unterhaltungsbaggerungen in der Donau verwendet. Der fluviale Isarschüttkegel dient in diesem Sedimentkreislauf als Kiesdepot, welches der Donau bei entsprechenden Abflüssen Material für den Geschiebetransport zur Verfügung stellt.

Somit stellt die Isarmündung nicht nur hinsichtlich der Hydrodynamik, sondern auch der Morphodynamik ein äußerst komplexes System mit zahlreichen Randbedingungen und anthropogenen Eingriffen dar. Aufgabe des Feststofftransportmodells ist daher zunächst, die natürlichen Umlagerungsprozesse abzubilden bzw. ihre Wirkungen so zu modellieren, dass mit der Natur vergleichbare Sohlagenentwicklungen simuliert werden können.

3. Feststofftransportmodell

Das zweidimensionale Feststofftransportmodell wurde auf Basis der durchgeführten Streckenanalyse und den daraus abgeleiteten Erkenntnissen aufgebaut. Die Simulationen werden mit der OpenSource-Software Telemac (www.opentelemac.org) durchgeführt, die von der BAW für flussbauliche Fragestellungen verwendet und kontinuierlich weiterentwickelt wird. Für die Berechnung der Hydrodynamik wird das Modul Telemac2D verwendet, während für die Simulation der Morphodynamik das Modul Sisyphé eingesetzt wird. Sämtliche anthropogenen Eingriffe wie die Zugabe von Geschiebeersatzmaterial und Umlagerungs- bzw. Entnahmebaggerungen werden mithilfe des Moduls Nestor berücksichtigt.

Die räumliche Auflösung des triangulierten Rechengitters orientierte sich zunächst an dem Rechengitter des zuvor aufgebauten 2D-HN-Modells, wurde im Anschluss jedoch noch an die Anforderungen für morphodynamische Simulationen angepasst. So beträgt die mittlere Elementkantenlänge in der Donau etwa 3-5 m, in der Isar etwa 6 m und auf dem Vorland etwa 5-15 m (s. Abb. 2). Insgesamt umfasst das Rechengitter etwa 340.000 Knoten, an denen sowohl sämtliche hydraulischen als auch morphodynamischen Parameter berechnet und ausgegeben werden.

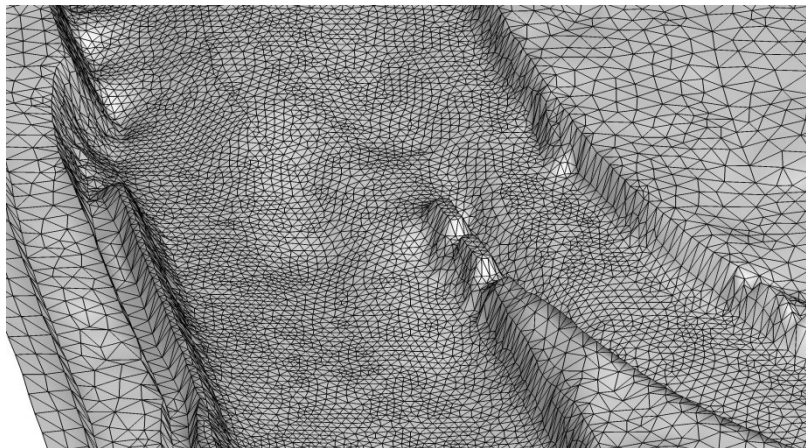


Abb. 2: Ausschnitt des Rechengitters an der Mündung der Isar (rechts) in die Donau (links)

Die modellierte Sohle umfasst drei Bodenschichten, welchen entsprechend der Sohlbeprobungen die zugehörigen Sieblinien zugewiesen wurden. Dabei wird das Sohlmaterial von insgesamt 12 Kornfraktionen abgebildet, deren Zusammensetzung im Modellgebiet aufgrund des unterschiedlichen anstehenden Sohlmaterials jedoch variiert. Dem Material der Geschiebezugabe wurden 8 weitere (Tracer-)Fraktionen zugeordnet, sodass eine direkte Verfolgbarkeit gewährleistet ist und die Ausbreitungsgeschwindigkeit bzw. das Ausbreitungsverhalten analysiert werden kann.

Für die hydraulische Kalibrierung des Modells wurden mehrere Wasserspiegelfixierungen und Geschwindigkeitsmessungen in Längs- und Querprofilen über das gesamte Abflussspektrum (NW bis HW 2013) verwendet. Da das Untersuchungsgebiet der Isarmündung einen starken Vegetationsbewuchs aufweist, wurde dieser Fließwiderstand mithilfe eines entsprechenden Rauheitsgesetzes berücksichtigt. Erst hierdurch können, insbesondere bei hohen Abflüssen, die Was-

serspiegellagen und die tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten hinreichend genau wiedergegeben werden.

Hinsichtlich der Abbildung von maßgebenden morphologischen Prozessen wird das Modell anhand der zeitlichen Entwicklung von mittleren Sohlhöhen, Transport-Abfluss-Beziehungen und Veränderungen im Sohlaufbau unter Berücksichtigung von Unterhaltungsmaßnahmen kalibriert. Die modellierte Geometrie und Sedimentologie wurden hierzu für den Zustand im Jahr 1994, also unmittelbar nach dem Bau der Staustufen, aufbereitet. Die durchgeführten instationären Simulationen umfassen zunächst den Zeitraum von 1994 bis 2005 und beinhalten die ab 1999 durchgeführten Geschiebezugabe in der Isar. Sobald die gewählten Kalibrierziele erreicht werden, wird eine Validierung anhand des Zeitraumes von 2005 bis 2015 durchgeführt. Somit ergibt sich ein Simulationszeitraum von insgesamt etwa 20 Jahren.

Mit den daran anschließenden Prognoserechnungen über ebenfalls 20 Jahre soll u. a. der morphologische Nachlauf nach Umsetzung des Donauausbaus abgeschätzt werden. Dabei wird die Belastbarkeit bzw. Aussagefähigkeit des numerischen Modells durch Modellunsicherheiten, aber auch durch mögliche Fehler der Eingangsdaten eingeschränkt. Daher werden bereits während der Kalibrierung verschiedene Sensitivitäten des Modelles überprüft und bspw. die Auswirkungen unterschiedlicher hydrologischer Randbedingungen auf die prognostizierten Entwicklungen analysiert.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Die Mündung der Isar in die Donau stellt sowohl hinsichtlich der hydrodynamischen als auch morphodynamischen Prozesse ein äußerst komplexes System dar. Eine Analyse sämtlicher vorhandener Naturdaten hat zusammen mit den Erkenntnissen aus einem 2D-HN-Modell zu einem erweiterten Verständnis der natürlichen Vorgänge geführt. Auf dieser Grundlage wurde ein zweidimensionales Feststofftransportmodell aufgebaut, welches für die Prognose der Auswirkungen auf die Flusssohle nach Umsetzung des geplanten Donauausbaus eingesetzt wird.

Um die Aussagefähigkeit und Prognosesicherheit des numerischen Modells zu erhöhen, befindet sich derzeit parallel ein gegenständliches Modell dieses Untersuchungsgebietes im Aufbau. Mithilfe dieses Modells im Maßstab 1:50 (nicht überhöht) sollen die charakteristischen morphodynamischen Prozesse insbesondere an und auf dem Isarschüttkegel abgebildet werden, welche durch das numerische Modell nur eingeschränkt simuliert werden können. Auf diese Weise soll eine gegenseitige Plausibilisierung der Modellergebnisse und ein weiterer Erkenntnisgewinn ermöglicht werden.

Darüber hinaus ergeben sich weitere Fragestellungen, die bisher in beiden Modellen nicht berücksichtigt werden. So stellt sich z. B. die Frage, welchen Anteil am Gesamttransport dem suspendierten Sand zuzuordnen ist. Hierzu sind vertiefte Untersuchungen und weitere Sensitivitätsanalysen vorgesehen.

Optimierungsansätze von Durchflussmessungen auf Basis systematischer Vergleiche zwischen Radar- und ADCP-Messungen

Fabian Netzel^{1}, Christoph Mudersbach¹, Marc Scheibel²*

1. Einleitung

Durchflussmessungen stellen die Grundlage für diverse wasserbauliche Aufgabenbereiche dar. Dazu zählen unter anderem der Bau- und Betrieb von Wehren, Talsperren, Wasserkraft- und Trinkwasseraufbereitungsanlagen sowie deren Bemessung. Weitergehend sind die Größen Wasserstand (w) und Durchfluss (Q) grundlegend für die Prognose von Hoch- und Niedrigwasserständen, zur Erstellung und Validierung von Schlüsselkurven und hydrodynamisch-numerischen Modellen (Morgenschweis, 2010). Eine möglichst fehlerfreie Erfassung und Auswertung dieser hydrometrischen Größen ist daher unabdingbar (CEN ISO/TS, 2007).

Zur Überprüfung von mittels Radar- und Acoustic Doppler Current Profiler-Technik (ADCP) aufgenommenen Messdaten wurden in Zusammenarbeit mit dem Wupperverband Messkampagnen an verschiedenen Pegelmessstellen durchgeführt. Dabei erfolgten zeitgleiche oder direkt aufeinanderfolgende Durchflussmessungen, deren Ergebnisdaten im Anschluss detailliert verglichen wurden. Ergänzend erfolgte eine Kombination der eingesetzten Messsysteme und unter Umständen eine Korrektur der einzelnen Verfahren (k -Wert-Anpassung, Korrektur des Querprofils).

2. Datengrundlage

Die Datengrundlage für die dargestellten Untersuchungen bilden Roh- und Ergebnisdaten von einer Messkampagne am Pegel Hummelsheim. Die Auswahl der Messstelle erfolgte aufgrund der örtlichen Gegebenheiten. So liegt am Pegel Hummelsheim eine unbefestigte naturnahe Sohle vor. Um weitergehend einen einheitlichen Vergleich der ADCP-Daten mit den parallel ausgeführten Radar-Messungen durchführen zu können, erfolgte eine Nachbearbeitung der ADCP-Daten mit der Software AGILA. Hierbei werden die gemessenen Querschnittsgrößen aus der Messüberfahrt auf einen aus der Hauptströmung berechneten Bezugsquerschnitt projiziert (Adler & Nicodemus, 2012). Weiter standen die vermessenen Pegelprofile der Messstellen als Datengrundlage zur Verfügung.

¹ Hochschule Bochum, Institut für Wasser und Umwelt, Lehrgebiet Wasserwesen, insb. Wasserbau und Hydromechanik (LWH) Lennerhofstraße 140, 44801 Bochum, Deutschland,
E-Mail: fabian.netzel@hs-bochum.de

² Wupperverband, Wassermengenwirtschaft und Hochwasserschutz, Wuppertal, Deutschland

3. Methodik

Zunächst erfolgte in vorangegangenen Untersuchungen ein systematischer Vergleich der hydro-metrischen Größen Wasserstand (w), Durchfluss (Q), durchflossene Querschnittsfläche (A) und mittlere Fließgeschwindigkeit (v_m). Hier wurden Abweichungen zwischen den Messsystemen und Messgrößen von bis zu 30 % festgestellt, die eine detaillierte Untersuchung bekräftigt haben. Somit wurde im Anschluss insbesondere die Geschwindigkeitsverteilung der mittleren Fließgeschwindigkeit (v_m -Verteilung) und der Oberflächenfließgeschwindigkeit (v_o -Verteilung) über den Messquerschnitt verglichen.

Analog zur durchgeführten Radarmessung wurde der Messquerschnitt zusätzlich in verschiedene Sektoren unterteilt. Für jeden dieser Sektoren erfolgte die Darstellung von $v_{m, \text{Sektor}}$ und $v_{o, \text{Sektor}}$. Für die ADCP-Messung wurden die Geschwindigkeitsgrößen entsprechend über die Breite des jeweiligen Sektors gemittelt.

Ergänzend zu den detaillierten Untersuchungen der Geschwindigkeitsverteilungen wurde das durchflossene Querprofil für jedes Messsystem visualisiert und verglichen. Abschließend erfolgte, je nach Abweichung der Systeme untereinander, eine Korrektur der k -Werte zur Umrechnung der gemessenen Oberflächenfließgeschwindigkeit in eine mittlere Fließgeschwindigkeit und der durchflossenen Querschnittsfläche für die Radar-Messung.

4. Ergebnisse

Aufgrund des begrenzten Umfangs werden nachfolgend beispielhaft die Ergebnisse der detaillierten Untersuchungen für den Pegel Hummelsheim dargestellt. Die nachfolgende Abb. 1 zeigt die Verteilung der mittleren Fließgeschwindigkeit v_m und Oberflächenfließgeschwindigkeit v_o für jede projizierte Messlotrechte aus den ADCP-Messungen und den Radar-Stationen.

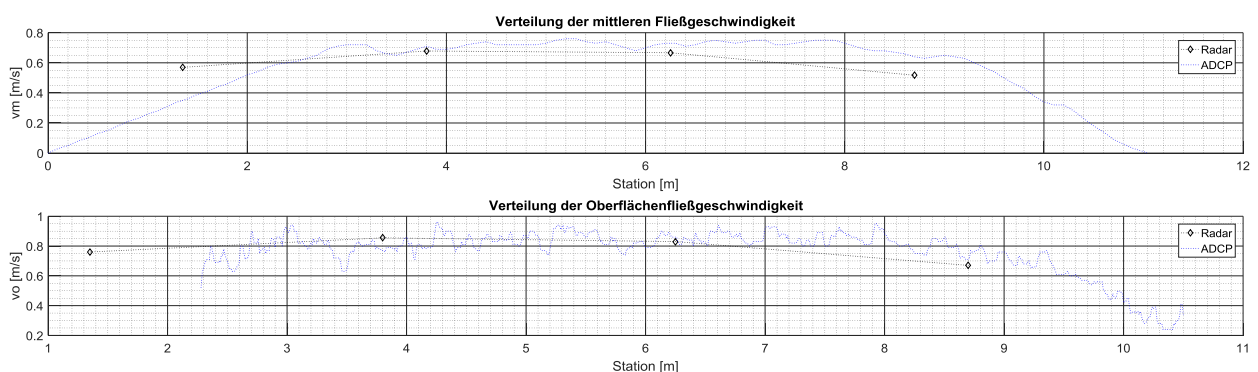


Abb. 1: Fließgeschwindigkeitsverteilung der Messlotrechten

Im Kernbereich (2,5–6,5 m) des Messquerschnitts stimmen die Geschwindigkeitswerte sehr gut überein, wohingegen sowohl für v_m als auch für v_o in den Randbereichen größere Abweichungen vorliegen.

Bezogen auf die Stationierung der Radar-Messung erfolgte eine Auswertung von $v_{m, Station}$ und $v_{o, Station}$ für die ADCP-Lotrechte. Abb. 2 zeigt vergleichend die Verteilung der Fließgeschwindigkeiten für die Radar- und ADCP-Messung.

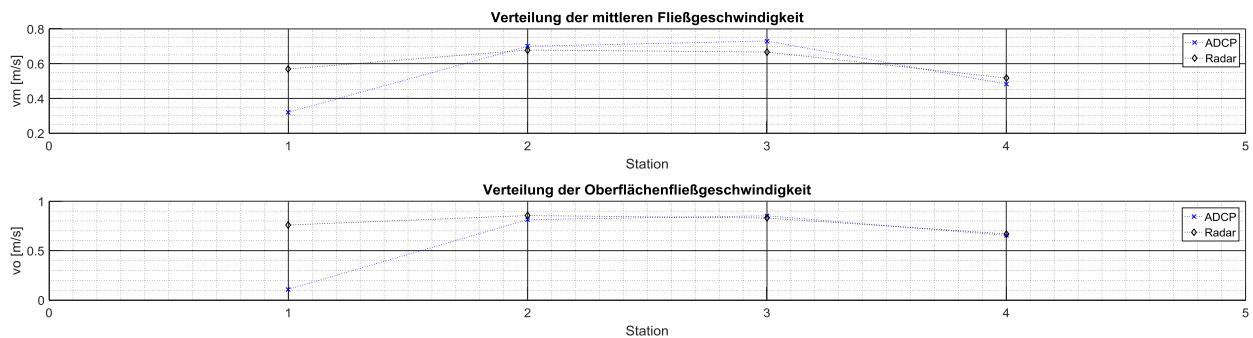


Abb. 2: Fließgeschwindigkeitsverteilung für Radar-Sektoren

Auffällig sind hier die starken Abweichungen im linken Randbereich (Station 1) des Messquerschnitts. Aufgrund der während der Messung vorliegenden geringen Wassertiefe konnten im Uferbereich erst ab einer Entfernung zum Wasserspiegelnullpunkt von 2,00 m Messwerte mit dem ADCP-System erfasst werden. Die Geschwindigkeitswerte im Randbereich werden über eine lineare Extrapolation aus den Messwerten des Kernbereiches bestimmt. Durch eine geringe gemessene mittlere Fließgeschwindigkeit in den ersten Lotrechten ergeben sich daher verfälschte, zum Ufer hin stark abnehmende Geschwindigkeitswerte für den extrapolierten Randbereich und damit die entsprechend großen Abweichungen zur Radar-Messung.

Ergänzend zu den Fließgeschwindigkeitsverteilungen wurden die Querprofile der Messsysteme miteinander verglichen. In Abb. 3 sind diese für die Radar- und ADCP-Messung dargestellt.

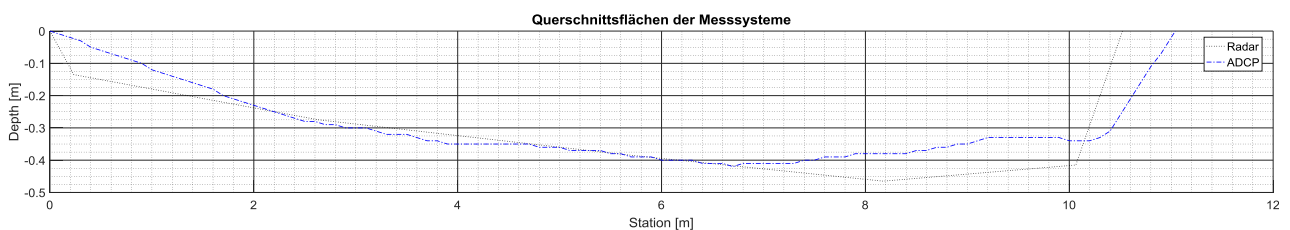


Abb. 3: Durchflossene Querprofile der Messsysteme

Sowohl in den Randbereichen als auch im Kernbereich des Messquerschnitts liegen starke Abweichungen zwischen dem in der Radar-Software hinterlegten und dem mittels ADCP aufgenommenen durchflossenen Querprofil vor. Diese lassen sich durch die naturnahe, sich verändernde Sohle im Messquerschnitt erklären.

Unter Berücksichtigung der dargestellten Untersuchungsergebnisse wurden die Daten der Messsysteme ergänzend eingesetzt. Für die Radar-Messung wurde dabei zunächst das profilierte Querprofil aus der ADCP-Messung übernommen und für die Auswertung hinterlegt. Sowohl für den Kernbereich (Station 2 und Station 3) und den rechten Randbereich (Station 4) wurden ergänzend dazu die k -Werte der Radar-Messung leicht erhöht und somit ebenfalls an die ADCP-

Messung angepasst. Abschließend erfolgte eine neue Auswertung der Radar-Messung für den Pegel Hummelsheim mit den optimierten Werten.

Ein erneuter systematischer Vergleich mit der ADCP-Messung zeigt, dass die Abweichungen der Radar-Messung durch die Anpassung korrigiert werden konnten.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge mehrerer Messkampagnen an verschiedenen Pegelmessstellen wurden in Zusammenarbeit mit dem Wupperverband Radar- und ADCP-Messungen zeitgleich oder direkt aufeinanderfolgend zur Durchflussmessung eingesetzt. Im Nachgang wurden die Rohdaten und ausgewerteten Messungen der verschiedenen Systeme miteinander verglichen und starke Abweichungen der Messsysteme untereinander festgestellt. Diese wurden durch eine Kombination der Durchflussmessungen korrigiert.

Aus den beispielhaft dargestellten Ergebnissen sowie den örtlichen Gegebenheiten am Pegel Hummelsheim lässt sich zusammenfassend die Empfehlung ableiten, insbesondere bei Pegelmessstellen mit unbefestigtem und sich möglicherweise änderndem Querprofil eine regelmäßige Überprüfung der Geometrie im Messquerschnitt und damit einhergehend eine Korrektur der verwendeten k-Werte durchzuführen. Die empfohlenen Überprüfungen und Korrekturen können sowohl für berührungslos abreitende Radar-Systeme, als auch für stationäre Systeme wie Ultraschalllaufzeitanlagen durchgeführt werden, bei denen keine direkte Erfassung des Messquerschnitts erfolgt. Weiter lässt sich aus den Ergebnissen der optimierten Radar-Messung ableiten, dass durch eine Kombination von mehreren Messverfahren eine deutliche Zunahme der Messgenauigkeit erzielt werden kann.

In weiteren Untersuchungen sollen alternative Kombinationsmöglichkeiten der eingesetzten Messverfahren zur Durchflussmessung überprüft und ausgewertet werden sowie eine Qualitätsbewertung der einzelnen Verfahren erfolgen.

Referenzen

- Adler, M., Nicodemus, U. (2012): Benutzerhandbuch, AGILA 7, Programm zum Auswerten und Archivieren von ADCP-Messungen, Koblenz, Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG), 2012.
- CEN ISO/TS 25377:2007: Leitfaden zu Messunsicherheiten in der Hydrometrie (HUG), Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN, Berlin, Beuth Verlag, 2008.
- Morgenschweis, G. (2010): Hydrometrie, Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen, Heidelberg, Springer Verlag, doi: 10.1007/978-3-642-05390-0.

Untersuchungen mittels TOMO-PTV über den Bewegungsbeginn eines Steines hervorgerufen durch einen Störkörper

Johannes Schobesberger^{1}*

1. Einleitung und Zielsetzung

Die genaue Beschreibung des Bewegungsbeginns von Steinen und Sedimenten gibt der Hydraulik und der Hydrodynamik immer noch Probleme auf. In vielen bekannten deterministischen Ansätzen zur Bestimmung des Sedimenttransportes, wie jenen von Smart und Jäggi oder Meyer-Peter-Müller werden gemittelte hydraulische Eingangsgrößen (eindimensionale mittlere Fließgeschwindigkeiten) verwendet. Hierbei werden jedoch die tatsächlichen auf einen Stein bzw. ein Sedimentkorn wirkenden Geschwindigkeiten bei deren Bewegungsbeginn nicht betrachtet und weitere Störfaktoren in der Strömung finden keine Berücksichtigung. Ziel der Arbeit ist es den Bewegungsbeginn eines einzelnen Steines hervorgerufen durch einen Störkörper zu untersuchen. Die Hypothese, dass hinter einem Störkörper, wie zum Beispiel einem runden Brückenpfeiler, Sedimente durch Turbulenzen in Bewegung versetzt werden, soll geprüft werden. In der Natur und auch unter Laborzuständen kann oft beobachtet werden, dass in unbeeinflussten Fließbereichen keine Sedimentbewegungen stattfinden. Erst durch Turbulenzen, verursacht durch den Störkörper, beginnt der Sedimenttransport trotz gleicher Strömungszustände (Wasserspiegel und Durchfluss). Um den Einfluss einer zylindrischen Störung zu beziffern, wurden Versuche mit vier unterschiedlichen Störungsdurchmessern auf den Bewegungsbeginn eines einzelnen Steines mittels zeitaufgelöster Partikel Tracking Velocimetry (4D PTV Shake the Box) untersucht und mit dem unbeeinflussten Bewegungsbeginn des Steines verglichen.

2. Methodik

Alle Versuche fanden in einer Rinne (glatte Sohle) mit einer Länge und Breite von 15 m zu 0,33 m und einer Neigung von 0 ‰ statt. In der Mitte der Rinne und des ausgewiesenen Messbereiches wurde die Störung montiert und der Stein 12 cm nach der Störung positioniert. Der Durchmesser des Steines beträgt in seiner Längsachse 3,1 cm und in der Querachse 2,9 cm. Der Durchfluss wurde langsam gesteigert bis der Stein seinen Bewegungsbeginn hatte. Um nahezu stationäre Zustände zu gewährleisten wurde nach jedem Steigerungsschritt des Durchflusses abgewartet, bis der Wasserspiegel unverändert blieb. Die Unterwasserregulierung (Rückstauklappe) befand sich während allen Versuchsdurchgängen auf derselben Einstellung. Die durchgeführten Messungen sind in Tab. 1 dargestellt.

¹ Universität für Bodenkultur, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau, Muthgasse 18, 1190 Wien, Österreich, E-Mail: johannes.schobesberger@boku.ac.at

Tab. 1: Zusammenfassung der Versuche und deren Eingangsgrößen

| Versuche | Stein | Störung [d_s in cm] | Q [l/s] | H [cm] | Bewegung |
|----------|-------|------------------------|-----------|----------|----------|
| 1.Set | Ja | Nein | 22.6 | 15 | Ja |
| 2.Set | Ja | 1.2 | 22.2 | 15 | Ja |
| 3.Set | Ja | Nein | 22.2 | 15 | Nein |
| 4.Set | Ja | 2 | 21.7 | 15 | Ja |
| 5.Set | Ja | Nein | 21.7 | 15 | Nein |
| 6.Set | Ja | 2.5 | 18.4 | 15 | Ja |
| 7.Set | Ja | Nein | 18.4 | 15 | Nein |
| 8.Set | Ja | 3.2 | 19.8 | 15 | Ja |
| 9.Set | Ja | Nein | 19.8 | 15 | Nein |

Um berührungslos dreidimensionale Geschwindigkeiten bei Bewegungsbeginn des Steins zu messen, wurden zeitaufgelöste Messungen mittels vierdimensionalen Partikel Tracking Velocimetry (4D-PTV, Shake the Box oder STB) durchgeführt. Dabei kamen ein Laser (LDY PIV Laser) mit Volumenoptik und vier Highspeed Kameras (Imager Pro HS 4M CMOS) in linearer Konfiguration zum Einsatz (Abb. 1).



Abb. 1: Versuchsaufbau und Darstellung des Messsystems (linkes Bild – Frontansicht; rechtes Bild – Draufsicht)

In den internen Wasserkreislauf der Versuchsrinne wurden Seedingpartikel ($d = 50 \mu\text{m}$) aus Polyamid zugegeben. Diese Partikel bewegen sich mit der Strömung und werden durch den Laser, der zu einem Volumen ($X/Y/Z$ entspricht $12 \text{ cm}/6 \text{ cm}/15 \text{ cm}$) aufgefächert war, beleuchtet. Das reflektierte Licht der Partikel wird mit den Kameras aufgenommen und durch die synchrone Belichtung (Frequenz von $0,8 \text{ kHz}$) des Lasers und der Bildaufnahme der Kameras kann der Zeitbezug und somit die Geschwindigkeit der Partikel im Raum ($X/Y/Z$) durch Verwendung des Shake The Box (STB) Algorithmus bestimmt werden. Prinzipiell kann bei der Auswertung zwischen tomografischer Partikel Image Velocimetry (Tomo-PIV) und Partikel Tracking Velocimetry (3D-PTV) unterschieden werden. Bei Tomo-PIV Auswertungen wird das gesamte Volumen rekonstruiert wodurch hohe räumlich Auflösungen im Gegensatz zu 3D-PTV Auswertungen, bei denen nur die Partikelbewegung ausgewertet wird, erzielt werden. Jedoch werden bei der TOMO-PIV Auswertung auch Geschwindigkeiten an der Stelle des Steins berechnet, die nicht der Realität entsprechen. Dies ist bei Partikel-Tracking Methoden nicht der Fall, da hier nur die Par-

tikel verfolgt werden. Im Vergleich zu herkömmlichen dreidimensionalen Partikel Tracking Methoden, die hinsichtlich ihrer räumlichen Auflösung durch die Verwendung von geringer Seedingdichte begrenzt sind, ist Shake the Box (TOMO-PTV) mit Seedingdichten bis zu 0.05 ppp vergleichbar in der räumlichen Auflösung mit tomografische PIV Methoden (Schanz, 2013). Dieser Algorithmus basiert auf der „Lagrangian partikel tracking“ Methode die durch die Bewegung der Partikel ihre Trajektorien (Bahnlinien) bestimmt. STB nützt die Vorhersage der dreidimensionalen Partikelposition für den folgenden Zeitschritt der Bildserie um die Trajektorie der Partikel zu rekonstruieren. Dies kann durch die Extrapolation von bereits bekannten Trajektorien auf den nächsten Zeitschritt (nächstes Bild) erreicht werden. Die vorhergesagte Partikelposition wird im Anschluss mittels iterativem Bildkorrelationsverfahren korrigiert. Dabei werden die Partikelpositionen zweier Zeitschritte solange verschoben (shake) bis diese übereinstimmen (Wieneke, 2013). Bei den Messungen (Set 1-Set 9) wurde mit einer Frequenz von 0,8 kHz über eine Zeitdauer von 6,6 Sekunden gemessen. Dadurch ergeben sich pro Messung 5315 Bilder.

3. Zusammenfassung und erste Ergebnisse

Die folgende Abb. 2 beschreibt den Zusammenhang des Störungsdurchmesser und den Bewegungsbeginn des Steines. Es ist zu erkennen, dass je größer der Störungsdurchmesser ist, der Stein bei geringeren Durchfluss in Bewegung versetzt wird. So war der Bewegungsbeginn des Steines ohne Störung bei 22,6 l/s und bei einem Störungsdurchmesser von 2,5 cm bei 18,4 l/s. Durch die Auswertung der Versuche mittels STB konnte festgestellt werden, dass bei den Störungsdurchmessern von 1,2 cm bis 2,5 cm der Stein durch die Wirbelablösungen (Karmansche Wirbelstraßen) der Störung in Bewegung versetzt wurde. Dabei entstehen Felder mit erhöhten Fließgeschwindigkeiten im Vergleich zur mittleren Geschwindigkeit. Anhand der Vektorbilder wurde ersichtlich, dass der Stein bei $d_s = 2,5$ cm im Strömungsschatten der Störung liegt und daher erst bei größeren Durchflüssen (19,8 l/s) in Bewegung versetzt wird. Bis jetzt kann festgehalten werden, dass zwischen dem Vergleich der Messergebnisse und jener der theoretischen Berechnung, die Ablösefrequenz sowie die Größe der Ablösung, erzeugt durch die zylindrische Störung, einen Einfluss auf den Bewegungsbeginn des Steines hat.

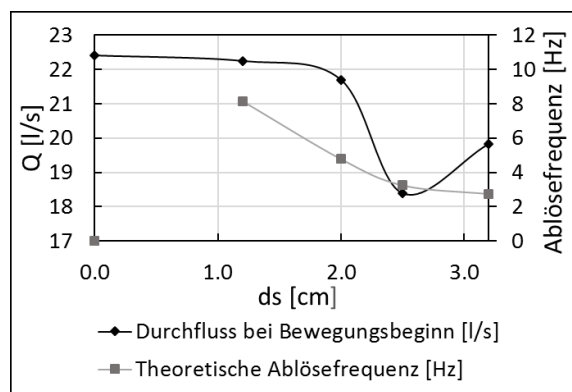


Abb. 2: Darstellung des Einflusses der verschiedenen Störungsdurchmesser sowie der erzeugten Ablösefrequenz auf den Bewegungsbeginn des Steins

Im linken Bild (Abb. 3) sind die Geschwindigkeiten aus Set 1 (circa 0,5–0,6 m/s) zum Zeitpunkt des Bewegungsbeginns des Steines dargestellt. In der Mitte ist zum Vergleich das herrschende Geschwindigkeitsfeld von Set 6 bei Bewegungsbeginn des Steines angeordnet. Deutlich erkennbar sind die erhöhten Geschwindigkeiten in den Ablösungen, erzeugt durch die Störung, die den Stein in Bewegung versetzen. In den Ablösungen herrschen wie bei Set 1 Geschwindigkeiten von circa 0,5 – 0,6 m/s. Im rechten Bild sind die Geschwindigkeiten aus Set 7 dargestellt. Dieses ist im Setting bis auf die fehlende Störung identisch mit Set 6. Vergleicht man die Geschwindigkeiten von Set 6 und Set 7 wird ersichtlich, dass in Set 7 die Geschwindigkeiten zwischen 0,35 und 0,45 m/s liegen und somit geringer sind als in den Ablösungen und der Stein nicht in Bewegung versetzt wird.

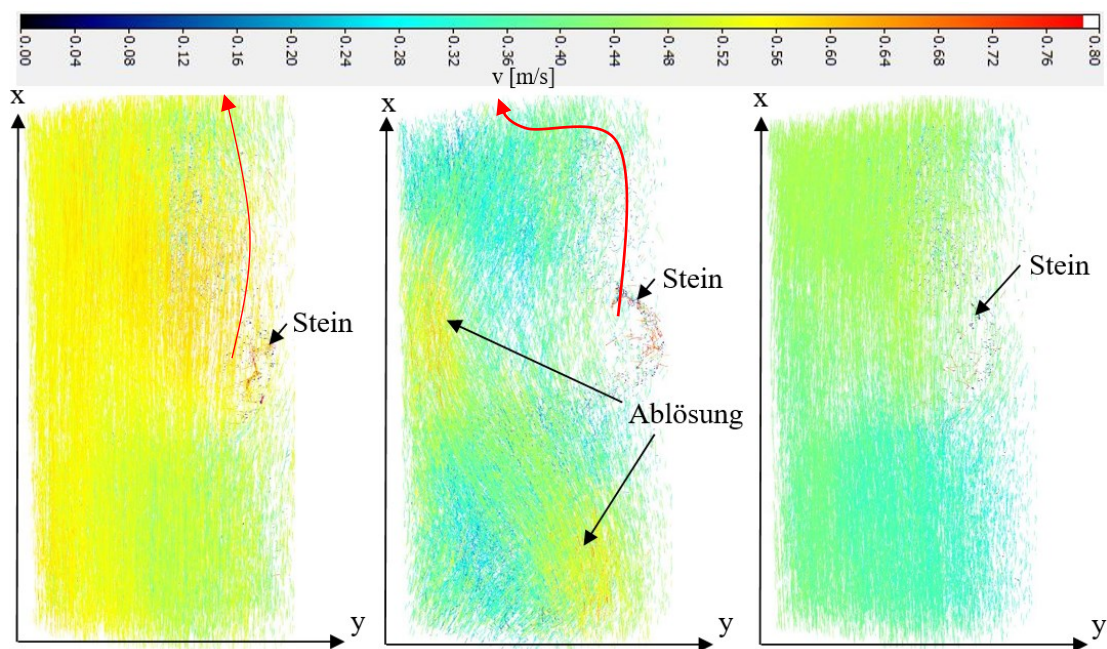


Abb. 3: STB-Geschwindigkeitsfeld in Draufsicht. Links für Set 1 ($Q = 22,6$ l/s ohne Störung); Mitte für Set 6 ($Q = 18,4$ l/s mit Störung $d_s = 2,5$ cm), Rechts für Set 7 ($Q = 18,4$ l/s ohne Störung)

In Zukunft liegt der Fokus vor allem auf der genauen Analyse der gemessenen Ablösefrequenzen. Des Weiteren werden die Ablösegrößen, die vom Störungsdurchmesser abhängen, dargestellt und ihr Einfluss auf den Bewegungsbeginn untersucht.

Referenzen

- Schanz, D., Schröder, A., Gesemann, S., Michaelis, D., Wieneke, B. (2013): Shake The Box: A highly efficient and accurate Tomographic Particle Tracking Velocimetry (TOMO-PTV) method using prediction of particle positions, *10th Int. Symp. on PIV*, Delft, The Netherlands 1–3 July 2013.
- Wieneke, B. (2013): Iterative reconstruction of volumetric particle distribution, *Meas. Sci. Technol.*, 24 024008, doi: 10.1088/0957-0233/24/2/024008.

2D-HN-Simulation des vertikalen Wachstums von Halligen während Land unter

Stefan Mehlhase^{1}, Arne Arns¹, Jürgen Jensen¹*

1. Hintergrund und Motivation

Die Halligen an der Westküste Schleswig-Holsteins stellen eine weltweit einmalige Küstenlandschaft dar. Die Halligflächen ragen nur wenige Meter aus dem Meer. Im Gegensatz zu den nordfriesischen Inseln, die sich durch Deiche und Dünen vor Sturmflutereignissen und steigenden Wasserständen schützen, ereilt die Halligen mehrmals im Jahr das sogenannte „Land unter“. Während „Land unter“ befindet sich der Großteil einer Hallig unterhalb des Wasserspiegels. Lediglich die Warften, künstlich aufgeschüttete Siedlungshügel, ragen indessen aus der Nordsee hervor und schützen die Einwohner vor den Gewalten der Sturmfluten.

Die Halligen unterlagen in ihrer flächigen Ausdehnung einer steten Veränderung. Hauptsächlich abhängig von sturmflutinduzierter Erosion und Akkumulation, überwog meist die Erosion, vor allem an den Halligkanten. Um diesem kontinuierlichen Rückgang der Halligen zu begegnen, werden die Halligkanten seit der Mitte des 19. Jhd. durch steinerne Deckwerke und niedrige Dämme gesichert, wodurch sich der Verlauf der Halligkante bis heute nur noch minimal in seiner Lage verändert hat.

Ein wichtiger positiver Aspekt des „Land unters“ ist die Tatsache, dass die Halligen mit jeder Überflutung geringfügig auf der Halligfläche wachsen. Durch erhöhte Wasserstände und welleninduzierte Strömung wird feines Sediment, welches sich innerhalb der Wassersäule in Schwebelage befindet, auf die Hallig geschwemmt. Im strömungsberuhigten Bereich hinter der Halligkante sinkt das feine Sediment ab und trägt zu einem vertikalen Aufwuchs der Halligoberfläche bei. Dadurch waren die Halligen gewissermaßen in der Lage, sich einem moderat anwachsenden Meeresspiegel anzupassen.

Allerdings belegen Erkenntnisse aus dem BMBF-Forschungsvorhaben Zukunft Hallig (Jensen et al., 2014; Karius et al., 2014) sowie globale und regionale Meeresspiegelprojektionen, dass der regionale Meeresspiegel (z. B. 2,6 mm/a am Pegel Wyk auf Föhr) momentan schneller steigt als der natürliche vertikale Aufwuchs der Halligen (z. B. Langeneß: $1,6 \pm 0,7$ mm/a). Die Verteilung des vertikalen Aufwuchses hängt des Weiteren stark von der jeweiligen Hallig als auch von der örtlichen Topographie ab (vgl. Abb. 1). Gleichzeitig ist mit einer Zunahme von extremen Wasserständen sowie größeren Wellenhöhen in Verbindung mit einem steigenden Basiswasserstand zu rechnen (Arns et al., 2017), wodurch die Häufigkeit der „Land unter“ zunehmen könnte.

¹ Universität Siegen, Forschungsinstitut Wasser und Umwelt, Paul-Bonatz-Straße 9-11, 57076 Siegen, Deutschland, E-Mail: stefan.mehlhase@uni-siegen.de

Damit die sedimentologischen Fragestellungen des Halligaufwuchses beschrieben und analysiert werden können, erfolgt im BMBF-Forschungsvorhaben „LivingCoastLab Halligen“ (LCL) die Modellierung des Sedimenttransports mit Hilfe eines 2D-HN-Modells. Zum Aufbau des Modells wird das Softwarepaket *MIKE by DHI* verwendet.

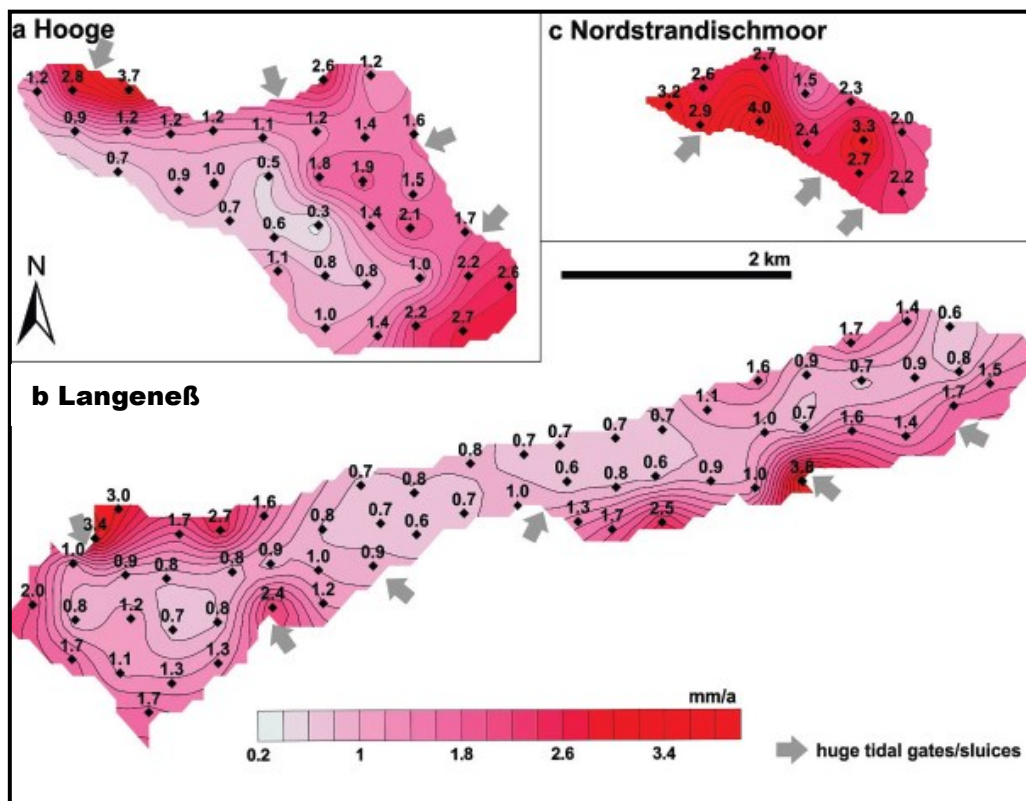


Abb. 1: Räumliche Verteilung der im Rahmen von „Zukunft Hallig“ ermittelten jährlichen Aufwuchsraten zwischen 1986 und 2011 auf den Halligen (a) Hooge, (b) Langeneß und (c) Nordstrandischmoor (Schindler et al., 2014)

2. 2D-hydrnumerisches Sedimenttransportmodell

Das Modellgebiet (siehe Abb. 2) umfasst die Hallig Langeneß einschließlich der umgebenden Wattfläche. Begrenzt wird das Modell im Norden durch die Insel Föhr, im Westen durch die Insel Amrum, im Süden durch die Hallig Hooge und im Osten durch die Halligen Gröde und Oland. Insgesamt weist das Modellgebiet eine Fläche von etwa 225 km² auf.

Der Modellaufbau erfolgt für das umgebende Watt auf Grundlage der AufMod-Bathymetrien (Heyer & Schrottke, 2013) und für den Halligkörper auf Grundlage eines, vom Landesbetrieb für Küsten- und Naturschutz Schleswig-Holstein zur Verfügung gestellten, hochaufgelösten digitalen Geländemodells (DGM1). MIKE21 FM erlaubt die Verwendung eines flexiblen Berechnungsgitters, bestehend aus Dreiecks- und Viereckselementen, wodurch eine optimale Berücksichtigung der komplexen Strukturen von Halligkante und -oberfläche, insbesondere der vielen Gräben, möglich ist (siehe Abb. 3).

Für die Generierung der hydraulischen Randbedingungen, bestehend aus Zeitreihen für Wasserstände und Wellenparameter, werden Ergebnisse eines bestehenden numerischen Modells der Nordsee verwendet. Das Nordseemodell wurde bereits im Rahmen von Zukunft Hallig am For-

schungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen aufgebaut und fand auch Verwendung zur Ermittlung von regionalisierten Extremwasserständen in der deutschen Bucht (Arns, 2014; Jensen & Arns, 2014).

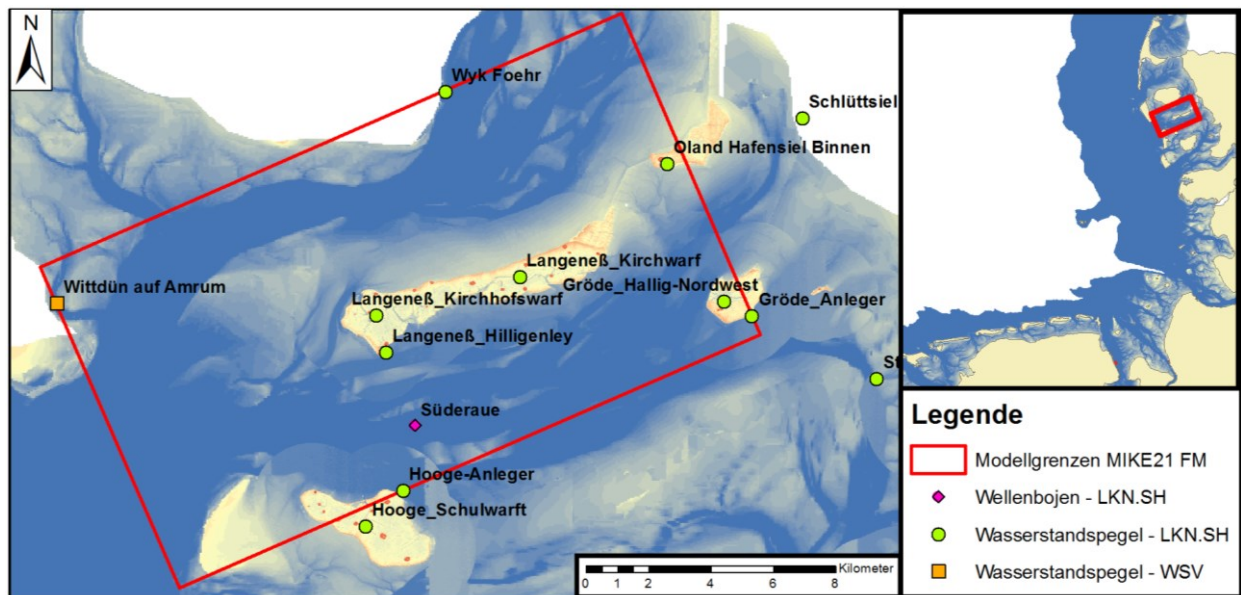


Abb. 2: Modellgebiet mit Lage von Pegeln und Wellenbojen

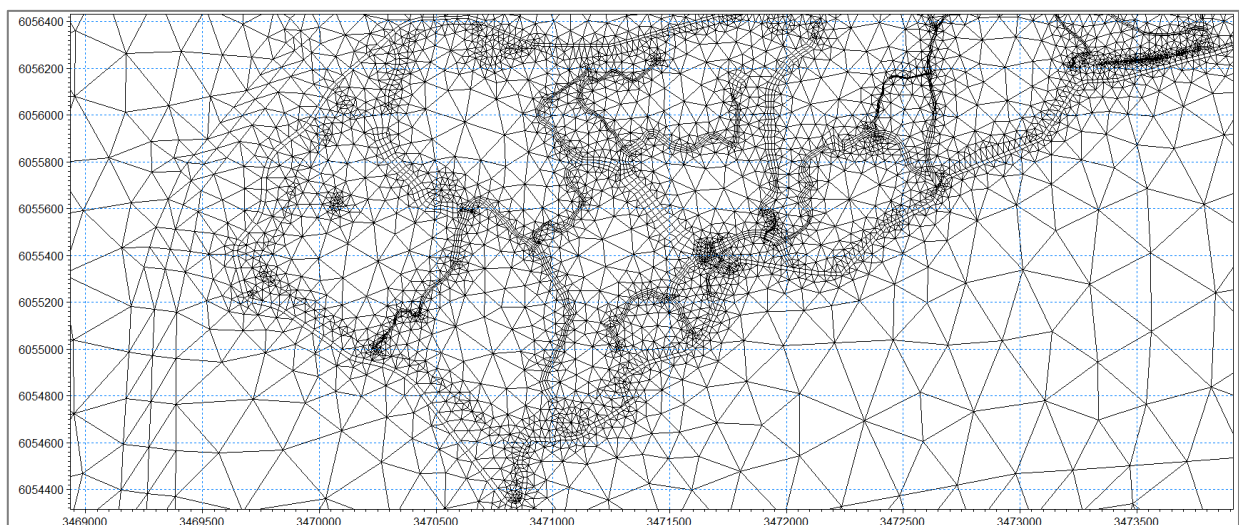


Abb. 3: Darstellung des Berechnungsgitters im Westen der Hallig Langeneß

Um den Einfluss der Halligvegetation auf den Sedimentationsprozess zu berücksichtigen, wird auf Erkenntnisse und Messungen des Instituts für Biologie und Umweltwissenschaften, Abteilung Landschaftsökologie der Universität Oldenburg zurückgegriffen, die in Form von raum- und jahreszeitbezogenen Rauigkeitsbeiwerten in die Berechnungen einfließen sollen. Zur Kalibrierung und Validierung des numerischen Modells werden während der Projektlaufzeit im Bereich der Hallig Langeneß Feldmessungen zur Bestimmung der Sedimentkonzentration in der Wassersäule als auch des Sedimentaufwuchses durch das Geowissenschaftliche Zentrum der Universität Göttingen durchgeführt. Mithilfe des numerischen Sedimenttransportmodells soll

ermittelt werden, von welchen Einflussgrößen (z. B. Wasserstand, Wellenparameter, Trübung) der Sedimenttransport auf die Hallig Langeneß beeinflusst wird und in welcher Abhängigkeit diese zueinander und untereinander stehen. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt in einem nächsten Schritt mit einem multiplen Regressionsmodell, in dem die unterschiedlichen abhängigen Einflussgrößen durch mehrere unabhängige Einflussvariablen beschrieben werden. Es wird analysiert, wie die Randbedingungen aktuell den Sedimenttransport in welchem Maße beeinflussen.

3. Ausblick

Auf Grundlage der ermittelten Abhängigkeiten zwischen diversen Einflussgrößen und der Sedimentakkumulation soll es möglich sein, das zukünftige Wachstum der Hallig Langeneß und im weiteren auch auf anderen Halligen, unter Berücksichtigung sich verändernder Randbedingungen, näherungsweise zu berechnen. Dadurch können für unterschiedliche klimatische Szenarien Handlungsstrategien entwickelt werden, die den Fortbestand der Halligen unterstützen.

Referenzen

- Arns, A. (2014): Regional to local assessment of extreme water levels: Methods and application to the northern part of the German North Sea coastline, *Mitteilungen des Forschungsinstituts Wasser und Umwelt der Universität Siegen*, Heft 7, Siegen, ISSN 1868-6613.
- Arns, A., Dangendorf, S., Jensen, J., Talke, S., Bender, J., Pattiaratchi, C. (2017): Sea-level rise induced amplification of coastal protection design heights, *Scientific reports* 7, S. 40171. doi: 10.1038/srep40171.
- Heyer, H., Schrottke, K. (2013): Aufbau von integrierten Modellsystemen zur Analyse der langfristigen Morphodynamik in der Deutschen Bucht, *AufMod: gemeinsamer Abschlussbericht für das Gesamtprojekt mit Beiträgen aus allen 7 Teilprojekten*. Unter Mitarbeit von Technische Informationsbibliothek Universitätsbibliothek Hannover.
- Jensen, J., Arns, A. (2014): BMBF/KFKI-Projekt ZukunftHallig: Entwicklung von nachhaltigen Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien für die Halligen. *Abschlussbericht, ZukunftHallig A*, 01.12.2010–30.11.2013.
- Karius, V., Schindler, M., Deicke, M., von Eynatten, H. (2014): BMBF/KFKI-Projekt ZukunftHallig: Entwicklung von nachhaltigen Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien für die Halligen. *Abschlussbericht, ZukunftHallig D*, 01.12.2010–30.11.2013.
- Schindler, M., Karius, V., Arns, A., Deicke, M., v. Eynatten, H. (2014): Measuring sediment deposition and accretion on anthropogenic marshland – Part II. The adaptation capacity of the North Frisian Halligen to sea level rise, *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 151, S. 246–255, doi: 10.1016/j.ecss.2014.08.027.

Spatial Intergradation of Constructed Wetlands into Urban Systems in Arid Regions to Deal with Water Scarcity

*Adnan Habibipourzare¹**

Abstract

Using the example of the metropolitan area of Tehran, Iran, this study investigates the spatial integration of Constructed Wetlands (CWs) into the both urban water system and urban master plan in order to generate an adaptation scenario to deal with water scarcity. To this end, first, the optimum land requirement for applying CWs was calculated. Second, based on criteria of land use, topography, wastewater availability, reuse options, health and social-cultural concerns, a framework was developed for recognizing suitable land to apply CWs. The results showed that urban green spaces in Tehran could meet their total water demand through dedicating approximately six percent of their total surface to CWs. Furthermore, it showed that urban green spaces larger than five hectares located outside of neighborhoods, urban valleys, and the linear green spaces alongside urban highways, could be suitable sites to use CWs. It was concluded that since CWs are green landscape themselves and provide alternative water resources for urban green space irrigation, they can be engaged to decentralize urban wastewater systems.

1. Backgrounds and relevance

Nearly 40% of world's population inhabits arid and semi-arid regions (Koohafkan & Stewart, 2008) and the quality of urban life in these regions highly depends on the inter-regional transferring of water and over-extracting groundwater resources. Unlike cities in non-arid climate, urban green infrastructures in arid and semi-arid climates cannot rely on rainfall for the irrigation. Therefore, a considerable share of supplied urban water is consumed for irrigation of urban green landscapes. For example, annual water demand of green spaces in Tehran is approximately 200 million cubic meters which is about 18% of the entire Tehran metropolitan water consumption. In the absence of reliable rainfall in arid and semi-arid urban areas, domestic wastewater is the only reliable alternative untapped water resource (UN-WWDR, 2017). Nevertheless, transferring the treated wastewater from conventional centralized treatment plants which are usually located outside of the cities' boundaries and distributing it among the green infrastructures inside a metropolitan area such as Tehran (700 km²) is not acceptable from economic and technical viewpoints. Since urban green infrastructures consume a considerable volume of supplied urban water and as they spread across urban areas, decentralized sewage and treatment systems which are able to collect, treat and reuse treated wastewater at or near the wastewater generation point

¹ Universität Duisburg-Essen, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (WaWi), Universitätsstraße 15, 45141 Essen, Deutschland, E-Mail: adnan.habibipourzare@uni-due.de

(Massoud et al., 2009), has the advantage of producing added value. The added value of using alternative water resource for irrigation of green infrastructures have never been considered in non-arid climate.

Natural systems such as Constructed Wetlands are recognized as a decentralized treatment systems globally (Capodaglio, 2017) and are able to treat domestic wastewater through a combination of physical, biological and chemical processes (Greenway, 2004). Implementation of CWs in arid regions is feasible (EPA, 2000) and treated wastewater can be reused for outdoor purposes such as irrigation of urban green infrastructures (DWA, 2008). CWs are not only able to treat domestic wastewater but also constitute green landscapes themselves and contribute to citizens' health and city's attractiveness which could be another added value generated in arid urban areas. However, there are some limitations for using CWs in large cities due to health concerns, social-cultural acceptance, and land availability in urban areas. Therefore, any spatial strategy to overcome the barriers and limitations of integrating CWs into urban land use would contribute to generating adaptive scenarios to current water scarcity in arid and semi-arid urban areas at the current situation.

This study aims to develop a spatial water-land nexus approach to integrated management of urban green and blue infrastructures using CWs for domestic wastewater treatment in arid and semi-arid climate. Furthermore, in order to generate adaptive scenarios to deal with water scarcity, it aims to develop a framework to overcome the limitations of engaging CWs in large cities such as land availability, health, and social-cultural concerns.

2. Material and methods

This study was conducted by estimating the land requirement for CWs and a GIS-based spatial analysis in order to prioritize suitable areas based on wastewater availability, health, and social-cultural concerns. Land requirement for vertical constructed wetlands was calculated using equation proposed by Kickuth (UN-HABITAT, 2008) and wastewater quality data. The mean water loss through CWs was considered as 29% (Albalawneh et al., 2016) and the average water demand for irrigation of urban green spaces was considered as 1.5 [m³/y] per square meter (ABFA, 2010).

Public urban green infrastructures in Tehran are categorized as urban green spaces, forest parks, river valleys, linear green space alongside urban highways, and trees along streets and pavement. Moreover, urban green spaces are categorized into five types based on scale and citizens' access: community parks, neighborhood parks, district parks, regional parks, and city-wide parks (Management and Planning Organization of Iran, 2010). Since CWs receive wastewater from the sewer network in a controlled way and the overflows of CWs can either run back to the sewer network or to the combined sewer overflow (CSO) system; therefore, there is no risk of overflow of CWs into green spaces. Nonetheless, here a framework was developed for identifying urban green infrastructures suitable for applying CWs with more social-cultural acceptance and fewer health concerns. It was argued, there is an inverse relationship between the sphere of influence, scale, and access to the facilities on one hand and health risk and social-cultural concerns on the

other. For example, applying CWs to a community park with easier access, i.e. where a 9-year old child can reach on foot from the furthest point in the community, has lower social-cultural acceptance compared to a regional park that is reachable only by a vehicle. In this context, a sphere of influence describes the spatial extent of the impact of an urban green space on its surrounding environment. Impacts can be positive or negative. Accordingly, based on the criteria of scale, the sphere of influence, and level of access, the suitable sites for applying CWs were identified and results were discussed.

3. Results and conclusion

Spatial analyses demonstrated that many of urban green infrastructures in Tehran have been surrounded by residential areas and can receive domestic wastewater from domestic sources. So, any decentralized and cost effective option such as CWs could link Blue and green infrastructures of the city. The daily wastewater treatment potential of CWs was calculated as 76 l/m² which could serve to irrigate approximately 18 m² green spaces in Tehran. In other words, the urban green spaces in Tehran could meet their total water demand through dedicating approximately six percent of their total surface to CWs.

Furthermore, the result of identifying suitable sites to satisfy the health and social-cultural concerns of applying CWs showed that urban green spaces smaller than 50,000 m² with an easy access and with a sphere of influence of fewer than 2,000 m including community parks and district parks in Tehran are not suitable for CWs. On the contrary, forest parks, river valleys, linear green space along highways, and urban green spaces larger than 50,000 m² in the district, regional and city-wide scales and with a sphere of influence of more than 2,000 m are recommended for applying CWs.

Since CWs can be applied at different scales, and as urban parks and green areas are spread across Tehran from neighborhood to city-wide scales, it was concluded that CWs can be engaged to decentralize urban wastewater treatment systems while contributing to the improvement of quality and quantity of green spaces. Furthermore, it was concluded that integrating natural wastewater treatment systems such as CWs into both green and blue infrastructure of the city can be an adaptation strategy to current water scarcity while enhancing the resilience of Tehran to cope with climate change impacts and increasing water demand.

Acknowledgement

This research was supported by DAAD-BMBF "Sustainable Water Management" ("Nachhaltiges Wassermanagement", NaWaM) programme.

References

- Albalawneh, A., Chang, T.-K., Chou, C.-S., Naoum, S. (2016): Efficiency of a Horizontal Sub-Surface Flow Constructed Wetland Treatment System in an Arid Area, *Water*, 5 02, pp. 1–14.
- ABFA (2010): Separating urban green space irrigation sources from urban water systems, http://swest.tpww.ir/abfa_content/media/image/2015/01/32742_orig.pdf [Online].
- Capodaglio, A.G. (2017): Integrated, Decentralized Wastewater Management for Resource Recovery in Rural and Peri-Urban Areas, *Resources*, pp. 1–20.
- DWA (2008): Treatment Steps for Water Reuse, Hennef, Germany: German Association for Water, Wastewater and Waste (DWA).
- EPA (2000): Guiding Principles for Constructed Treatment Wetlands: Providing for Water Quality and Wildlife Habitat, Washington, DC: s.n.
- Greenway, M. (2004): Constructed Wetlands for Water Pollution Control – Processes, Parameters and Performance, *Developments in Chemical Engineering and Mineral Processing*, pp. 491–504.
- Koohafkan, P., Stewart, B. (2008): Water and cereals in drylands. London: FAO & Earthscan.
- Management and Planning Organization of Iran (2010): Urban green spaces standards, Tehran: Management and Planning Organization of Iran.
- Massoud, M.A., Tarhini, A., Nasr, J.A. (2009): Decentralized approaches to wastewater treatment and management: Applicability in developing countries. *Journal of Environmental Management*, pp. 652–659.
- UN-HABITAT (2008): Constructed Wetlands Manual, s.l.:UN-HABITAT Water for Asian Cities Programme Nepal, Kathmandu.
- UN-WWDR (2017): The United Nations World Water Development Report, Paris: UNESCO.

Treibgutrückhalt in Mittelgebirgsregionen

Michael Eiden^{1}*

1. Hintergrund

Neben großen Wassermengen stellt der verstärkte Eintrag und der intensiviertere Transport von Fest- und Schwimmstoffen den Hauptgrund für Schäden bei Starkregenereignissen und Flusshochwasser dar. Durch Verklausungen an hydraulischen Engstellen kann es zu Ufererosion, Bauwerksunterspülung, Hangrutschungen sowie der Ausbildung völlig neuer Gewässerläufe - insbesondere auf Schwemmkegeln mit entsprechenden Flur- und Gebäudeschäden – kommen (Patt & Jüpner, 2013). Daher sind das Abfangen von Treibgut vor Ortschaften sowie die Waldbewirtschaftung und Gewässerunterhaltung im Einzugsgebiet wichtige Teilaspekte der Überflutungsvorsorge.

In Auswertung eines Starkregenereignisses im Donnersbergkreis am 20.09.2014 wurden für das Landesamt für Umwelt des Landes Rheinland-Pfalz Maßnahmen zum Treibgutrückhalt auf ihre Eignung im Mittelgebirgsbereich untersucht. Neben technischen Schutzmaßnahmen zum Treibgutrückhalt wurden außerdem Maßnahmen des Treibgutmanagements im Einzugsgebiet sowie bereits bestehende Anlagen hinsichtlich ihrer Bemessung analysiert.

2. Maßnahmen zum Treibgutrückhalt

Schutzmaßnahmen zum Treibgutrückhalt werden in der wasserbaulichen Praxis vor allem bei Gewässern mit hoher Strömungsenergie eingesetzt. Für die Wildbachverbauung existiert daher u. a. die DIN 19663 „Wildbachverbauung: Begriffe, Planung und Bau“, in der sowohl der Geschiebe- als auch der Treibgutrückhalt durch verschiedene Bauwerke beschrieben wird. Im Mittelgebirge beruht der Stand der Technik bezüglich vorbeugender und schützender Maßnahmen zur Treibgutproblematik vor allem auf Versuchsreihen mit physikalischen Modellen und nur geringen Erfahrungen aus in der Praxis umgesetzten Vorhaben. Weder in DIN-Normen, noch im Regelwerk der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA) gibt es konkrete Vorgaben für technische Maßnahmen zum Treibgutrückhalt.

Maßnahmen gegen Treibgut in Fließgewässern dienen der Verringerung des Verklausungsrisikos und somit indirekt dem Schutz vor Überflutung. Unterschieden werden technische Maßnahmen, die den Rückhalt oder den Weitertransport von Treibgut beeinflussen, und nichttechnische Maßnahmen, welche sich hauptsächlich auf die Pflege der Vegetation an den Ufern eines Gewässers und rechtliche Festlegungen beziehen. Meist stellt Treibgut kein Problem für die Sicherheit dar, sofern es ungehindert das Fließgewässer durchfließen kann. Wenn sich Treibgut jedoch an uner-

¹ Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, Paul-Ehrlich-Straße, Gebäude 14, 67663 Kaiserslautern, Deutschland, E-Mail: michael.eiden@bauing.uni-kl.de

wünschten Stellen im Gewässerbett anhäuft und beginnt den Fließquerschnitt zu verengen, kann es zur Gefahr werden. Hierbei sind vorsorgliche Unterhaltungs- und Planungsmaßnahmen den baulichen Schutzmaßnahmen vorzuziehen. Bauliche Maßnahmen sollten lediglich eine unterstützende Funktion ausüben. So wird auch der Rückhalt und die Entfernung von Treibgut aus Aspekten der Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Ökologie auf ein absolut notwendiges Maß beschränkt und dem Weitertransport (Ableitung), wo es möglich ist, Vorrang gegeben. Für jeden Gewässerabschnitt ist abzuwägen, in welchem Maß Treibgut aus Sicherheitsgründen entfernt wird und wo es aus ökologischen Gründen im Gewässer verbleiben kann (vgl. Overney & Bezzola, 2008).

Zu den technischen Maßnahmen zählen vor allem Rückhaltesysteme, wie zum Beispiel V-Rechen (Abb. 1), die den Weitertransport von angeströmtem Holz in den Unterlauf des Fließgewässers unterbinden sollen. Solche V-Rechen wurden u. a. von KNAUSS an der Versuchsanstalt Oberrach der TU München im Rahmen von Modellversuchen für den Lainbach in Oberbayern entwickelt (Hartlieb, 2015). Ein Vorteil der V-Anordnung ist die erhöhte Sicherheit gegen das Ausbrechen des Rechens ins Unterwasser durch die zusätzliche Stabilisierung des Bauwerks infolge der ersten eingetriebenen Hölzer. Diese bilden Brücken zwischen den einzelnen Säulen und werden somit selbst zu Rechenelementen. Durch eine weniger dichte Verkläuserung entlang der vorderen Rechenelemente und gleichzeitig längerer Rechenlinie für den Wasseraustritt im Vergleich zu geradlinig angeordneten Rechen, wird eine geringere Aufstauhöhe des Wassers erzielt (Lange & Bezzola, 2006).



Abb. 1: V-Rechen als Treibgutfang (Quelle: Eiden, 2016)

3. Möglichkeiten und Grenzen von Maßnahmen des Treibgutrückhaltes im Mittelgebirgsbereich

Der Rückhalt von Treibgut ist bisher im Flachland, aber auch im Mittelgebirgsbereich eher die Ausnahme. Infolge der aktuellen Hochwasserereignisse, die in Rheinland-Pfalz vor allem durch Starkniederschläge verursacht wurden, stellt sich immer drängender die Frage, welche grundsätzlichen Möglichkeiten der Verhinderung dieser Schäden sowohl effektiv als auch wirtschaftlich umgesetzt werden können. Dabei stehen bei wissenschaftlichen Untersuchungen vorrangig Fließgewässertypen im Mittelgebirgsbereich von Rheinland-Pfalz im Fokus der Betrachtung, die sich durch Ihre Geomorphologie und das transportierte Sediment teils erheblich von Fließgewässern im alpinen Raum unterscheiden.

Es ist festzustellen, dass eine eindeutige Präferenzierung einer einzelnen Lösungsvariante schwer zu begründen ist und immer die regionalspezifische Situation, wie z. B. Art und Menge des anfallenden Treibgutes, Transportbedingungen für das Treibgut, aber auch die Größe und Eigenschaften des Gewässereinzugsgebietes wesentliche Einflussfaktoren darstellen. Diese Faktoren werden überlagert von den Nutzungen „potentiellen Treibgutes“, wie z. B. Brennholz, welches häufig nicht hochwasserangepasst in Gewässernähe aufbewahrt wird. Eine Quantifizierung dieser Faktoren ist jedoch häufig nur mit großem Aufwand möglich.

Besonders geeignet für den Einsatz im Mittelgebirgsbereich sind V-Rechen, die in den meisten Gewässern aufgrund der Topographie deutlich besser umgesetzt werden können als andere bauliche Ausführungen.

Technische Maßnahmen zum Rückhalt des Treibgutes finden bevorzugt Anwendung in Fließgewässern mit stark bewaldetem Einzugsgebiet, in denen große Treibgutmengen anfallen. Da die Bauwerke im Gewässerquerschnitt errichtet werden und das Hochwasser diese durchströmen muss, wird kontinuierlich Treibgut ab einer bestimmten Größe zurückgehalten. Sie besitzen eine hohe Funktionssicherheit und eignen sich daher besonders zum Schutz von verklausungsgefährdeten Bereichen mit hohem Schadenspotential, wie zum Beispiel Siedlungsgebieten.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Aus der Darstellung und Analyse unterschiedlicher Schutzmaßnahmen gegen Treibgut in Fließgewässern ergibt sich eine sinnvolle Unterscheidung in technische und nichttechnische Maßnahmen.

Da bisher nur wenige technische Anlagen zum Treibgutrückhalt im Mittelgebirgs- oder im Flachland gebaut worden sind, existieren nur sehr wenige Daten zu ihrer tatsächlichen Belastung im Hochwasserfall; ebenso wenig kann für eine fundierte Bemessung auf technische Regelwerke zurückgegriffen werden. Es erscheint daher zielführend, neue Anlagen als Pilotanlagen auszuführen und mit einem wissenschaftlich fundierten Langzeitmonitoring zu begleiten sowie die bisherigen Erfahrungen einzelner Betreiber in einer „Erfahrungsdatenbank“ zu sammeln. Erste Vorhaben für die Installation von V-Rechen zum Treibgutrückhalt in ausgewählten Gewässerabschnitten befinden sich in Rheinland-Pfalz derzeit in der Umsetzung.

Ein weiterer Schwerpunkt aktueller Untersuchungen ist der Rückhalt von Sedimenten und Geschiebe, die besonders bei Starkregenereignissen eine sehr große Rolle spielen. Möglichkeiten des Geschiebe- und Sedimentrückhaltes im Mittelgebirge sowie die Kombination mit Maßnahmen der Treibgutrückhaltung werden derzeit untersucht.

Nichttechnische Maßnahmen verfolgen generell das Ziel das Treibgutaufkommen im Fließgewässer zu reduzieren, was durch eine angepasste Gewässerunterhaltung und Bewirtschaftung gewässernaher Gebiete erreicht werden kann. Dabei müssen die gesetzlichen Vorgaben des Wasserhaushaltsgesetzes (WHG) und landesspezifischen Regelungen der Landeswassergesetze genauso wie ökologische Aspekte und Hochwasserschutz Gesichtspunkte berücksichtigt werden. Weiterhin spielt die Information der Bevölkerung über die hochwasserangepasste Lagerung von im Hochwasserfall potentiell abschwemmbar Materialien wie Brennholz und Grünschnitt in Zukunft eine zentrale Rolle, da diese Stoffe bei den Starkregenereignissen in Rheinland-Pfalz vielfältig zu Verkläunungen geführt haben.

Sowohl die technischen als auch die nichttechnischen Maßnahmen müssen vom Träger der Unterhaltungslast als Daueraufgaben angesehen und wahrgenommen werden, wozu vor allem die regelmäßige Gewässerunterhaltung und die Wartung und Räumung der technischen Schutzanlagen gehört.

Referenzen

- Hartlieb, A. (2015): Schwemmholz in Fließgewässern – Gefahren und Lösungsmöglichkeiten, *Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München Band 133*, ISBN 978-3-943683-09-7.
- Lange, D., Bezzola, G.R. (2006): Schwemmholz: Probleme und Lösungsansätze, *VAW-Mitteilungen Nr. 188*, Hrsg. Minor, ISSN 0374-0056.
- Overney, O., Bezzola, G.R. (2008): Schwemmholz: Strategien und Perspektiven, *VAW-Mitteilungen Nr. 207*, Hrsg. Minor, Intl. Symp. Neue Anforderungen an den Wasserbau, Zürich, S. 475–485, ISSN 0374-0056.
- Patt, H., Jüpner, R. (2013): Hochwasser-Handbuch, 2. Auflage, Springer Verlag, ISBN 978-3-642-28191-4.

Stabilisierung überströmbarer Erddeiche mittels qualifizierter Bodenverbesserung

*Sirko Lehmann¹**

1. Grundlagen zur qualifizierten Bodenverbesserung

Unter Bodenverbesserung versteht man im Bereich der Geotechnik und des Verkehrswegebau das Mischen eines anstehenden Bodenmaterials mit Bindemitteln. Mithilfe dieser Verbesserung kann die Tragfähigkeit eines Bodens erhöht und ein andernfalls notwendiger Bodenaustausch verhindert werden. Im Erd- und Verkehrswegebau wird diese Technik z. B. bei Bahndämmen bereits seit Jahren angewendet. Ziel des Forschungs- und Entwicklungsprojektes ist es, diese Technologie auch für den Wasserbau, speziell für den Erddamm/-deichbau einzusetzen. Im vorliegenden Fall wird dabei ein Mischbinder aus Zement und Kalk mit einem Altdeichbaustoff (sandiger Schluff; saSi) vermengt und anschließend durch Über- und Durchströmung hydraulisch belastet.

2. Laborversuche zur Erosionsstabilität steiler qualifiziert verbesserter Deichquerschnitte

Das wasserbauliche Forschungslabor der TU Darmstadt beinhaltet unter anderem eine Versuchsrinne, deren Größe den Einbau eines Deichausschnittes möglich macht. Im Detail sind nachfolgend technischen Daten der Rinne angegeben:

- 30 m lang, mittig davon 7,15 m verglast / Beobachtungsraum
- 0,75 m breit
- 2,9 m tief, in den Hallenboden versenkt, mit und ohne Abdeckung nutzbar
- Pumpenleistung: 600 l/s bis 1000 l/s

In diese Rinne wird eines mit 7 m% Mischbindemittel (30 % Kalk und 70 % Zement) veredeltes Deichausschnittsmodell eingebaut. Die Kubatur des Modells ist wie folgt:

- 1,95 m hoch
- 1,5 m breite Krone (2,7 % geneigt)
- 1:1,5 gebösch
- in 0,15 m Schichten eingebracht und verdichtet

¹ TU Darmstadt, Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik, Franziska-Braun-Straße 7, 64287 Darmstadt, Deutschland, E-Mail: s.lehmann@wb.tu-darmstadt.de

Abb. 1 zeigt den eingebauten Deichkörper bei einem Überströmversuch im Tiefgerinne.

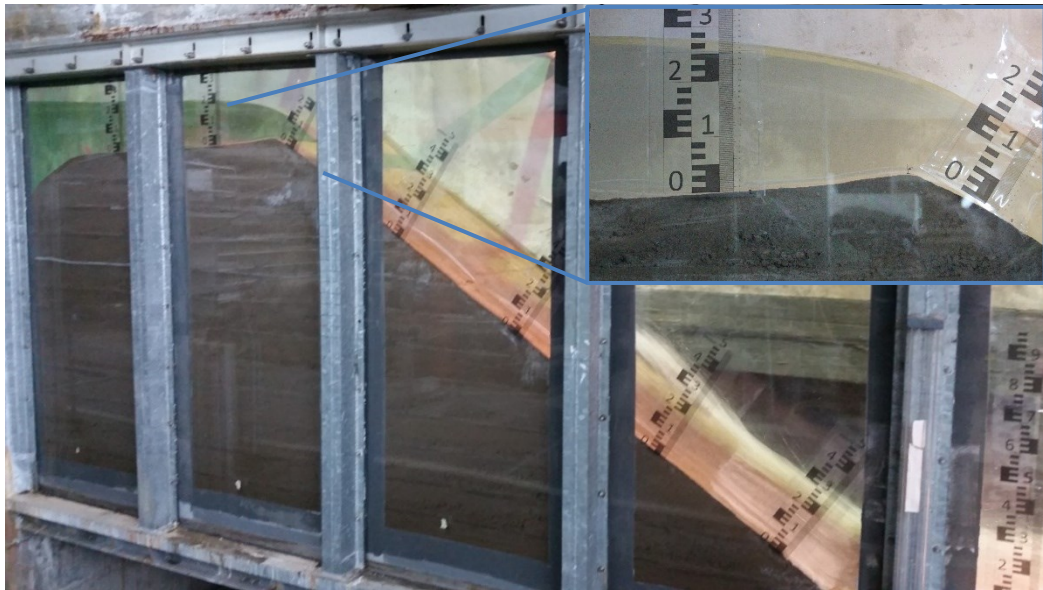


Abb. 1: Überströmter Deich im Tiefgerinne der TU Darmstadt.

Im vergangenen Winter wurden erste Versuchsreihen von Überströmversuchen an dem Modell durchgeführt (Scholand, 2017). Dabei wurden die Randbedingungen „Durchströmung“ und „landseitiger Wechselsprung“ sowie die „Überströmintensität“ variiert. Tab. 1 zeigt die Intensitäten und jeweilige Belastungsdauern der Versuche. Die Randbedingung für Versuchsblock 1.X war ein möglichst nicht durchströmter Deichquerschnitt. Für Versuchsblock 2.X wurde im Vorfeld der Versuche eine Durchströmung durch ein drei Tage langes Einstauen simuliert. Die Versuche 3.X wurden mit einem landseitigen Wechselsprung gefahren.

Tab. 1: Versuchsdaten (gerundet); 1.X – nicht durchströmt, 2.X – durchströmt, 3.X – Wechselsprung

| ID | Q [l/s] | q [l/s m] | τ [N/m ²] | t [min] |
|-----|-----------|-------------|----------------------------|-----------|
| 1.1 | 63 | 84 | 120 | 120 |
| 1.2 | 87 | 116 | 144 | 120 |
| 1.3 | 114 | 152 | 168 | 120 |
| 1.4 | 143 | 190 | 192 | 120 |
| 1.5 | 212 | 282 | 240 | 120 |
| 1.6 | 291 | 388 | 288 | 120 |
| 2.1 | 114 | 152 | 168 | 120 |
| 2.2 | 212 | 283 | 240 | 120 |
| 2.3 | 291 | 388 | 288 | 483 |
| 2.4 | 481 | 641 | 384 | 118 |
| 3.1 | 212 | 283 | 240 | 120 |
| 3.2 | 291 | 388 | 288 | 120 |
| 3.3 | 481 | 641 | 384 | 120 |



Abb. 2: Detailansicht der Böschung nach 1.1 (links) und 3.3 (rechts)

Abb. 2 zeigt die Veränderung der Böschung an einer ausgewählten baubedingten Initialfuge auf Höhe des Deichfußes. Mit bloßem Auge sieht man an der Böschung keinerlei Veränderung, im Bereich des Übergangs zur Sohle/Berme bildete sich im Laufe der Versuche eine kleine Pfütze aus, welche jedoch geringe Ausmaße aufweist. In Verbindung mit den in Tab. 1 dargestellten hohen Belastungen während der Versuche zeigen die Ergebnisse eine hohe Widerstandsfähigkeit des qualifiziert verbesserten Deichquerschnitts. Daraus folgt, dass ein in dieser Art erbauter oder sanierter Deich selbst einer Überströmung dauerhaft standhält, womit die Eignung des Materials für den Deichbau bereits jetzt bestätigt ist.

3. Geplante naturmaßstäbliche Versuche

In Kooperation mit Praxispartnern und dem Regierungspräsidium Darmstadt ist geplant, den großen Forschungsdeich auf dem Gelände der Deichmeisterrei in Biebesheim für weiterführende Versuche zu nutzen (Lehmann et al., 2015). Der Forschungsdeich liegt in einem wasserdichten Spundwandkasten ($L/B/H$: 60/17,5/3,5 m). Mittels einer Pumpe (Nennleistung 4,7 m³/s) lässt sich eine großräumliche Deichdurch- und -überströmung simulieren (Abb. 3).



Abb. 3: Impression des Forschungsdeiches in Biebesheim (ca. 10 m breite Überströmstrecke mit unterschiedlicher Maht)

Gegenstand der anvisierten Versuche ist es, einen Teil des naturmaßstäblichen Forschungsdeiches zementstabilisiert aufzubauen. Dabei können verschiedene Aufbauten sowie Sanierungsmöglichkeiten und homogene Querschnitte realisiert werden. Ein genaues Konzept hierzu befindet sich zur Fassung dieses Beitrages in Bearbeitung, weswegen hier nicht detaillierter darauf eingegangen wird.

Mit Hilfe des Versuchsdeiches soll der Einfluss der gegebenen Randbedingungen in der Tiefrinne verifiziert und Effekte von Flora und Fauna sowie Witterungen (wie Frost-Tau-Wechsel) untersucht und dokumentiert werden.

4. Zusammenfassung

Im vorgestellten Forschungs- und Entwicklungskonzept geht es darum, die in der Ingenieurpraxis andernorts bereits bekannte qualifizierte Bodenverbesserung für den Deichbau zu erschließen. Bereits jetzt verweisen Merkblätter zum Deichbau auf die Möglichkeit, mit Hilfe von Kalk die Festigkeit zu erhöhen (DWA-M 507-1, 2011, S. 63). Vielerorts wird aufgrund von unzureichenden Informationen jedoch davor zurückgeschreckt, eine solche Technologie zu verwenden (LfU, 2003).

Ziel ist es dem planenden und dem prüfenden Ingenieur gleichermaßen gesicherte Daten geben zu können, um eine solche Technologie neben Spezialtiefbauarbeiten für den Deichbau zu erschließen und so z. B. im urbanen Raum eine potentiell kostengünstigere Alternative zur Verfügung zu haben.

Referenzen

- Bieberstein, A., Bielitz, E., Buschhütter, E., Haselsteiner, R., Karst, K., Pohl, R. (2011): Merkblatt DWA-M 507-1, *Deiche an Fließgewässern Teil1: Planung, Bau und Betrieb*, 22. überarbeitete Auflage, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., ISBN 978-3-941897-76-2.
- Lehmann, B., Saenger, N., Wiesemann, J.-U., von Harten, M., Lehmann, S., Bindernagel, R. (2015): Durchführung und wissenschaftliche Ergebnisauswertung eines Überströmversuches zur Ermittlung der Erosionsresistenz und Standsicherheit eines mit Gras bewachsenen Deichkörpers, *Forschungsbericht*, Technische Universität Darmstadt.
- LfU (2016): Hydraulik naturnaher Fließgewässer, *Teil 3 - Rauheits- und Widerstandsbeiwerte für Fließgewässer in Baden-Württemberg*, Bd. 78, Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU), ISSN 1436-7882, S. 71–74.
- Scholand, D. (2017): Beurteilung der Erosionssicherheit eines mit qualifiziert verbessertem Bodenmaterial gebauten Flussdeiches anhand eines wasserbaulichen Laborversuchs an einem Ausschnittmodell, *Masterthesis*.

Experimental analysis of the effect of bed forms on natural levees formation

Andrea Rodler^{1}, Till Branß¹, Francisco Núñez-González¹, Andreas Dittrich¹*

1. Introduction

A natural levee is a narrow elevated structure of sediments along river banks, located on the edge between the main channel and the floodplain. This type of fluvial deposits can be commonly found in compound channels, on braided and sinuous river systems (Brierley et al., 1997). Because of their location the levees act as natural embankments, strongly influencing flow routing and overbank transfer of sediments.

Despite the evident importance of natural levees for the morphology and flooding in alluvial channels, detailed knowledge about the governing processes for their development and subsistence is still lacking. Referring to the available literature, the formation of levees occurs during overbank flows and is influenced by several factors related to the complex flow interactions between channel and floodplain.

This work reports preliminary results of an ongoing experimental project to study the formation of natural levees in a sediment recirculating flume. Experiments performed in an initial stage of the study (Branß et al., 2016) showed that bed forms may have a strong influence on the depositional processes over the floodplain. In line with these observations, the aim of the present work is to analyze in detail the bed configurations at the main channel, in order to identify correlations between bed form characteristics and natural levees.

2. Experimental setup

The experiments are carried out in a 30 m long tilting flume at the hydraulics laboratory of the Leichtweiß-Institut für Wasserbau of the Technical University Braunschweig. The cross section of the straight flume was adapted to contain a main channel and a floodplain, within a trapezoidal compound channel (Fig. 1a). In order to simulate the presence of vegetation the floodplain is covered with artificial grass. To ensure suspended sediment transport in the main channel, light weight polystyrene granulate ($D_s = 2.06 \text{ mm}$, $\rho_s = 1.058 \text{ kg/m}^3$) is used to simulate natural sediment. The temporal evolution of the bed elevation in the main channel is measured in two cross-sections with a distance of 80 cm, employing 16 ultrasonic sensors fixed with a metal frame, as shown in Fig. 1b. In particular the probes have been arranged with a transversal spacing of 8 cm and numbered starting from the tilted embankment.

¹ Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Beethovenstraße 51A, 38106 Braunschweig, Deutschland, E-Mail: rodler.and@gmail.com

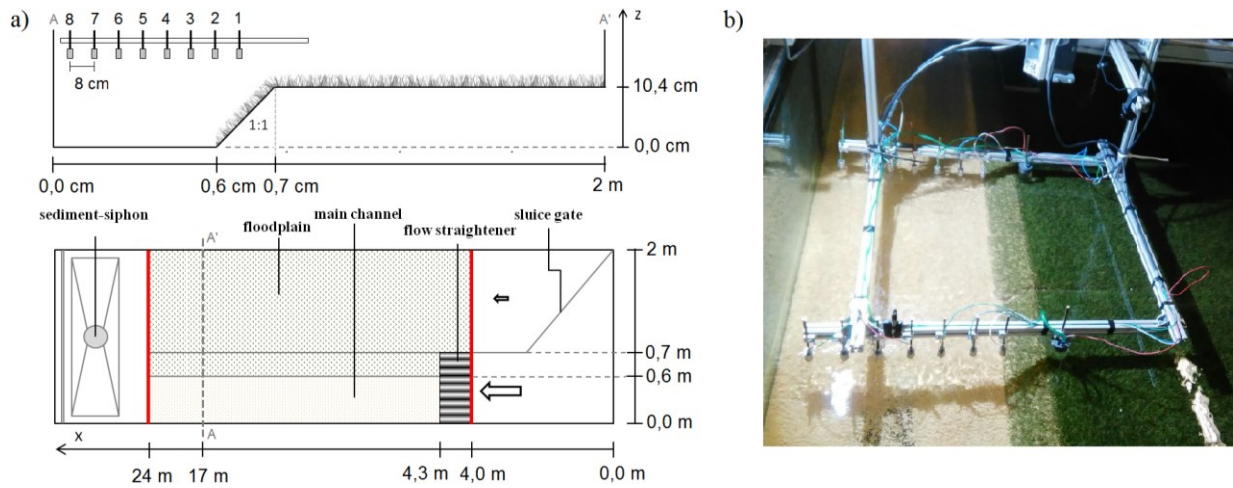


Fig. 1: a) Cross-section and plan view of the experimental setup; b) Ultrasonic sensors arrangement

Simultaneously a high definition camera, mounted between the two cross sections over the floodplain area, acquires images every 5 seconds and allows to monitor the lateral development of the levee on the floodplain edge.

3. Preprocessing and analysis of bed elevation data

High concentration of suspended sediment implies a considerable contamination of the data measured by the ultrasonic sensors. Therefore it is necessary to “filter” the original signal in order to obtain an accurate representation of the bed form profiles (Fig. 2).

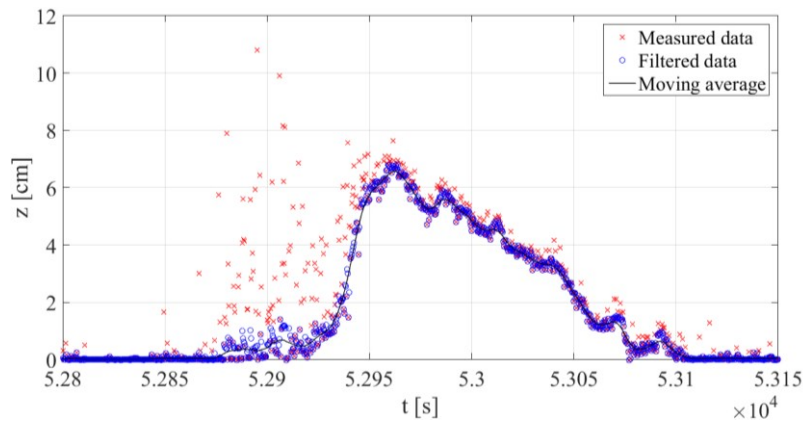


Fig. 2: Measured and filtered data. Example of a zone with high rate of suspended particles.

The adopted filtering routine consists in the application of a moving average, the removal of the data above a fixed threshold and the replacement of the gaps by assigning the values obtained by a linear interpolation between the previous and the successive points. The filtering parameters have been chosen arbitrarily and optimized by visual inspections of the filtered data.

Subsequently analysis of the bed forms data has been carried out according to previous studies (Nikora et al., 2005, Friedrich, 2010). In particular, a continuous approach was chosen, considering the bed elevation series as random signals in the temporal domain. Under this hypothesis statistical properties, as the mean μ [cm] (Fig. 3a) and the standard deviation σ [cm] (Fig. 3b),

have been determined, since these are commonly considered descriptors of the average bed form height.

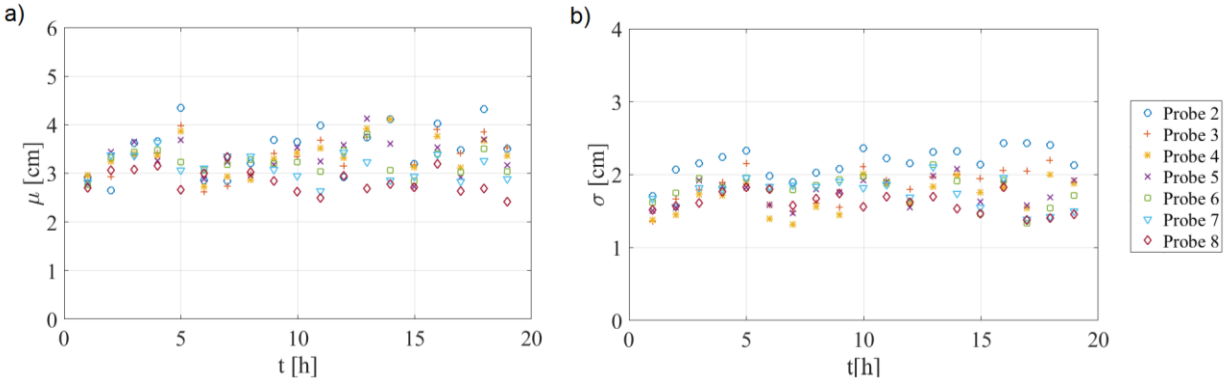


Fig. 3: a) Mean μ and b) standard deviation σ calculated for the downstream probes and with temporal steps equal to 1 hour.

The distribution parameters μ and σ , evaluated for time intervals of 1 hour, show an initial development of the bed forms during the first 5 hours, with an increase of the average bed level and bed form height. Besides, considering the arrangement of the probes, higher bed form heights are located close to the inclined bank side. This effect could enhance the transfer of sediment from the main channel to the floodplain.

Investigation of the kinematic properties of the bed forms has been carried out through the estimation of their mean migration velocity v_{bs} [cm/s], evaluated for time intervals of 1 hour, as shown in Fig. 4b. The elapsing time between the passage of bed forms, from the upstream to the downstream cross section, has been estimated through the analysis of the cross correlation function between the two corresponding signals (Fig. 4a).

During the first phase of the test can be observed a decrease of the migration velocity. As shown in the contour plots of Fig. 5, this decrease is mainly due to the development of longer and more distant bed forms. The temporal development of the levees has been monitored by image processing techniques. Through the application of a brightness threshold it is possible to detect the granular material on the top of the floodplain and calculate the percentage of area covered by this deposit. In Fig. 5 are shown the results in correlation with the contour plots of the bed form elevations.

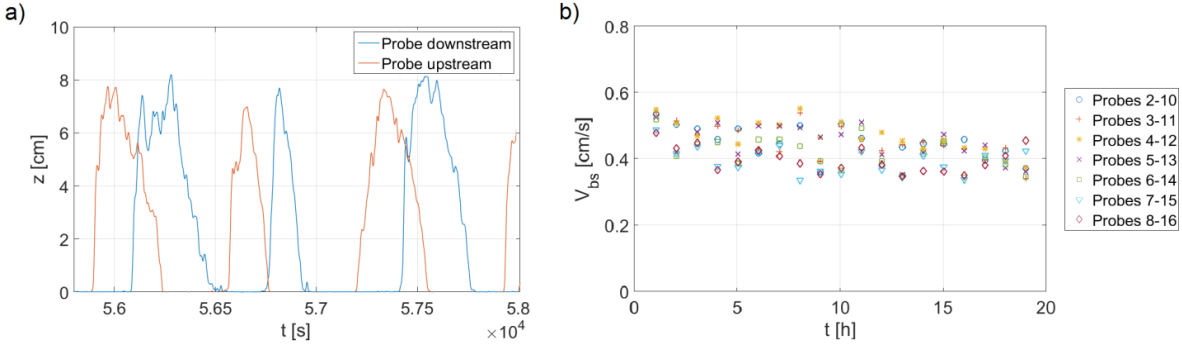


Fig. 4: a) Signals for the upstream and downstream probes and b) bed forms migration velocity.

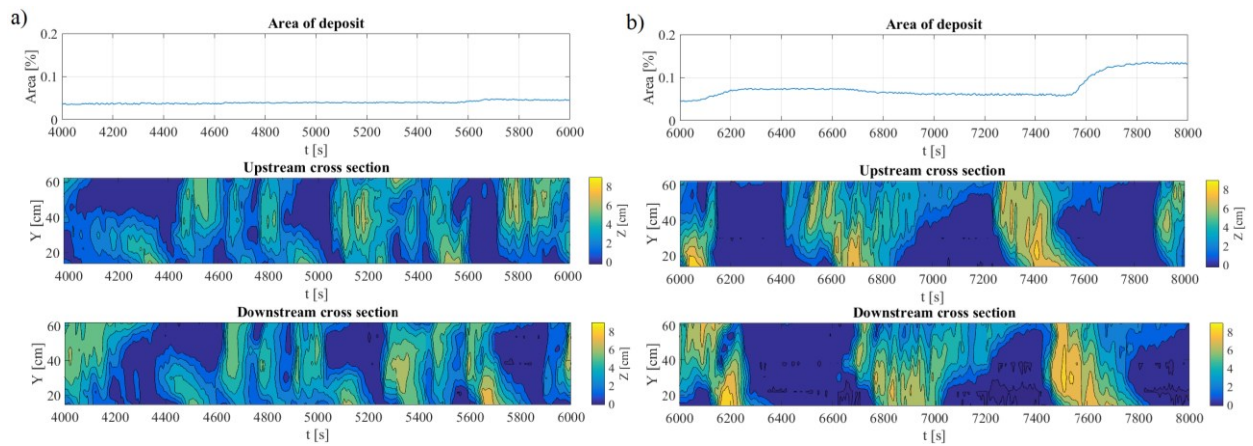


Fig. 5: Percentage of area covered by the deposit compared with bed form contour plots, for two successive time intervals: a) 4000-6000 s, b) 6000-8000 s

The presence of low and not completely developed bed forms (Fig. 5a), does not considerably affect the deposit on the floodplain. Instead an increase of sedimentation is evident during the passage of higher and completely developed bed forms (Fig. 5b).

4. Conclusions

The filtered data obtained by the 16 ultrasonic sensors provided accurate measurements of the bed form profiles, allowing statistical analysis of their geometrical characteristics. The evaluation of the deposit on the floodplain by image processing techniques is potentially less accurate. Nevertheless it allows to get reliable information regarding the levee development.

Bed elevation data analysis combined with the observed sedimentation on the floodplain confirm the existence of a relation between the levee formation and the characteristics of the bed forms. In particular, the dune height has a key role in the process of overbank sediment transfer. Besides, the spatial configuration of the bed forms seems to have an important influence on the process. Further and more specific measurements will be required to identify the role of this feature on levee formation processes.

References

- Branß, T., Dittrich, A., Núñez-González, F. (2016): Reproducing natural levee formation in an experimental flume, *River Flow 2016*, 1122-1128, CRC Press, ISBN 978-1-138-02913-2.
- Brierley, G.J., Ferguson, R.J., Woolfe, K.J. (1997): What is a fluvial levee?, *Sedimentary Geology*, 114, 1-9, Elsevier, doi: 10.1016/S0037-0738(97)00114-0.
- Friedrich, H. (2010): Evaluation of statistical analysis techniques for developing bedforms recorded in 3D, *JMST*, 23 (6), pp. 882–887, doi: 10.6119/JMST-015-0610-5.
- Nikora, V., and Goring, D. (2005): Martian topography: Scaling, craters, and high-order statistics, *Mathematical Geology*, 37(4), pp. 337–355, doi: 10.1007/s11004-005-5952-4.

Welleninduzierte Belastungen auf hydraulisch gebundene Deckwerke: kleinmaßstäbliche Laborversuche

Volker Kühling¹, Moritz Kreyenschulte²*

1. Einführung

Deckwerke werden häufig als Schutz von Deichen in Küstengebieten und Ästuaren genutzt. Sie schützen den Deich vor den angreifenden Kräften aus windinduzierten Wellen oder Schiffswellen sowie Kräften, die aus den Einwirkungen von Strömungen und Eis hervorgerufen werden. Im Allgemeinen hängt die Stabilität des Deckwerks von den obengenannten Belastungen und des Widerstands (Materialeigenschaften) ab. Unter dem Aspekt des Klimawandels und der größer werdenden Schiffe steigen die hydraulischen Einwirkungen. Hierdurch werden alternative Ansätze zur Bemessung von Deckwerken erforderlich.

In den Regelwerken EAK (2007) und CEM (2008) existieren zu hydraulisch gebundenen Deckwerken bisher keine Regelungen. Der Hauptfokus des BMBF-KFKI-Projektes *HYGEDE* liegt daher auf der Untersuchung der relevanten Prozesse bei der Interaktion von wind-induzierten Wellen, hydraulisch gebundenen Deckwerken und ihrer Gründung.

2. Modellaufbau

Im Rahmen des Verbundprojektes wurden kleinmaßstäbliche Versuche im Wellenkanal des Leichtweiß-Institut für Wasserbau (LWI) durchgeführt, ebenso wie verschiedene Versuche am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) in Aachen zur Stabilität und strukturellen Integrität eines hydraulisch gebundenen Deckwerks. Die abgeschlossenen Vorversuche dienen insbesondere der Optimierung der Messtechnik und des Modellaufbaus sowie im Allgemeinen zur Verbesserung des Verständnisses der hydrodynamischen Prozesse. Mit den Ergebnissen dieser Vorversuche werden weitere großmaßstäbliche Versuche im Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrum Küste (FZK) vorbereitet und durchgeführt. Weitere wichtige Vorarbeiten wurden bereits von Oumeraci et al. (2010) mit Modellversuchen zu unterschiedlichen Aufbauten und Deckschichtmaterialien durchgeführt.

Für die kleinmaßstäblichen Vorversuche am LWI wurde ein Modell eines Deckwerks erstellt, dessen Aufbau in Abb. 1 schematisch dargestellt ist und dessen Position im Wellenkanal des LWI in Abb. 2 ersichtlich wird. Das Modell besteht aus einem Sandkern mit einer Körnung 0/2 mm und einem $d_{50} = 0,24$ mm (Ungleichförmigkeit $U = d_{60}/d_{10} = 2,36$ [-]) gegründet. Nach-

¹ Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau (LWI), Abteilung für Hydromechanik und Küsteningenieurwesen, Beethovenstr. 51A, 38106 Braunschweig, Deutschland, E-Mail: v.kuehling@tu-braunschweig.de

² RWTH Aachen University, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW), Aachen, Deutschland

einander wurden zwei alternative Filteraufbauten unter der gleichen hydraulisch gebundenen Deckschicht getestet: (i) mit geotextilem Filter ohne Kornfilter und (ii) ein granularer Filter (Kies) auf einem geotextilen Filter. Die Filterschicht hatte eine Schichtdicke von $d_f = 5$ cm. Die 8 cm dicke Deckschicht bestand aus Bruchsteinmaterial, ca. 16–63 mm mit einem $d_{50} = 39$ mm ($U = d_{60}/d_{10} = 1,41$ [-]), welches mit Mörtel, bestehend aus Sand, Zement und Wasser, vergossen wurde. Es wurden zwei verschiedene Durchlässigkeiten ($k_f = 0$ mm/s und 20 mm/s) der Deckschicht hergestellt, woraus sich vier verschiedenen Modellkonfigurationen ergeben. Alle vier Konfigurationen wurden mit den gleichen Wellenbedingungen belastet:

Die Wellenhöhen variieren von $H_{m0} = 0,14$ – $0,20$ m und die Wellenperioden von $T_{m-1,0} = 1,0$ – $6,2$ s, resultierend in Wellensteilheiten von $s = 0,005$ – $0,05$ [-] jeweils in einer Wassertiefe von $h = 0,70$ m, womit die Wellenbelastungen in einer großen Bandbreite untersucht werden.

Mit Hilfe von Wellenpegeln wurden die einlaufenden Wellenparameter aufgenommen und bestimmt. Die Wellenauf- und rücklaufhöhen sind in der Deckschicht über parallel liegende Wellenauflaufpegel gemessen worden. Wie in Abb. 1 dargestellt, sind im Modell insgesamt 24 Druckmessdosen eingesetzt. Diese dienen an der Oberseite der Aufnahme von Druckschlagbelastungen und an der Unterseite des geotextilen Filters der Messung von Porenwasserdrücken. In Kombination dieser Druckmessdosen kann eine Auftriebsbelastung berechnet werden, welche dann in Koppelung mit einem vertikalen Bewegungsmessgerät ausgewertet werden kann. Dieses nimmt die vertikale Bewegung auf, die der Deckwerksaufbau unter Wellenbelastung macht. Des Weiteren sind Porendrucksensoren in den Sandkern hinein eingebracht, diese dienen der Messung der Entwicklung des inneren Wasserspiegels.

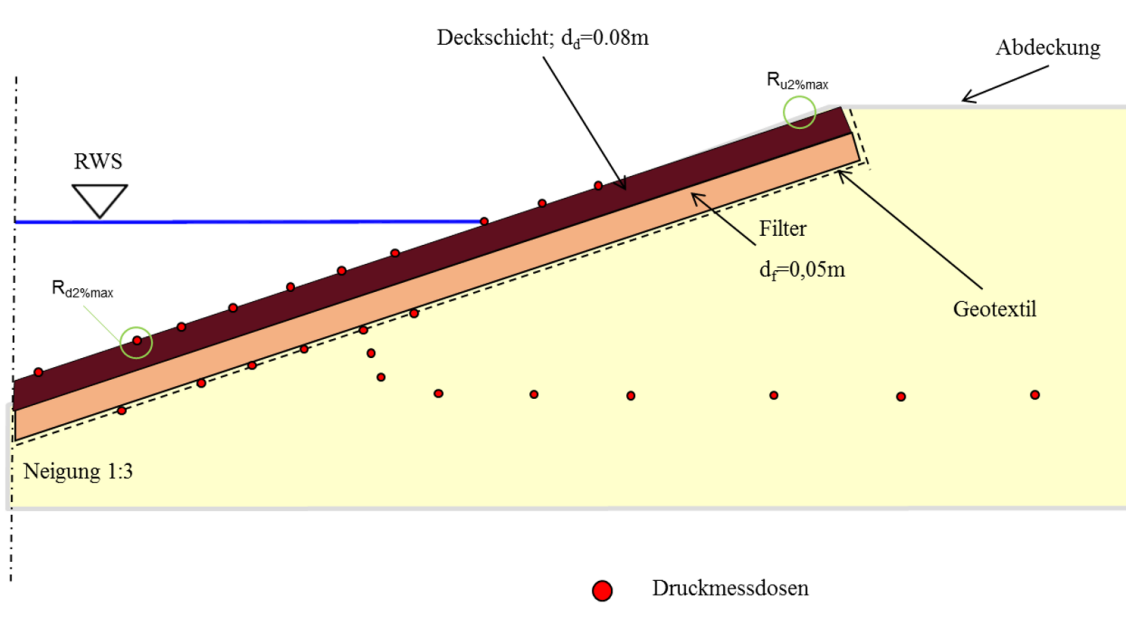


Abb. 1: Schema des Deckwerksaufbaus mit Druckmessdosen

Als Rücksicherung des Modellaufbaus dient ein Lochblech, welches zum einen den Sandkern stützt, aber des Weiteren einen Wasseraufstau aufgrund seiner Durchlässigkeit verhindert. Um Sandausspülungen zu verhindern, ist das Lochblech modellseitig mit einer Geotextilmatte gesichert. Wie in Abb. 1 zu sehen, ist der Sandkern länger gezogen als das Deckwerk, dies dient einer ungestörten Entwicklung des inneren Wasserspiegels. Um auch eventuell überlaufendes Wasser nicht die Messungen verfälschen zu lassen, ist der freiliegende Sandkern mit Metallblechen belegt und gesichert.

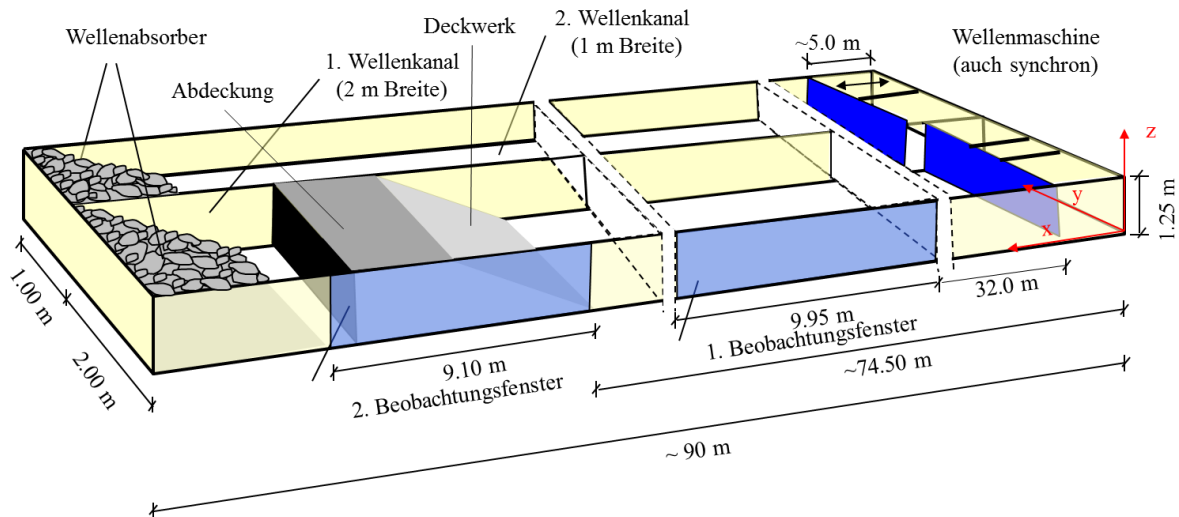


Abb. 2: Schematische Position des Modells im Wellenkanal des LWI

Der Deckwerksfuß ist mit einer horizontalen Weiterführung der Deckschicht ausgebildet. Diese ist für alle vier Konfigurationen teilvergossen (Durchlässigkeit $k_f = 20 \text{ mm/s}$), um keinen künstlichen Aufstau innerhalb des Bauwerks zu ermöglichen.

3. Erste Ergebnisse

Aus dem Laborexperimenten im Wellenkanal wurden folgende Ergebnisse erzielt:

- Wellenauflauf
- Wellenrücklauf
- Wellenreflexion
- Brandungsstau
- Drücke oberhalb des Deckwerks
- Porenwasserdrücke unterhalb des geotextilen Filters

Die Wellenauflaufhöhen sind mit den oben genannten Wellenauflaufpegeln aufgenommen worden, in Abb. 3 wird beispielhaft eine Validierung der Ergebnisse mittels Videoaufnahmen dargestellt.



Abb. 3: Optische Überprüfung der Wellenaufhöhen mittels Videoaufnahmen

4. Zusammenfassung

Die kleinmaßstäblichen Modellversuche im Rahmen des BMBF-KFKI-Forschungsprojekts *HYGEDE* wurden im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts mit dem beschriebenen Modell-aufbau realisiert, die Skalierung beträgt 1:7. Die Versuche sind abgeschlossen und erste Ergebnisse dieser kleinmaßstäblichen Modellversuche werden im Vortrag vorgestellt. Die kleinmaßstäblichen Versuche dienen der Vorbereitung großmaßstäblicher Versuche am Großen Wellenkanal in Hannover.

Förderung

Wir danken dem Bundesministerium für Bildung und Forschung für die finanzielle Förderung (Fördernummern 03KIS0110 und 03KIS0111).

Referenzen

- CEM (2008): Coastal Engineering Manual, Engineer Manual 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers.
- EAK (2007): Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzbauwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. und Hafentechnischen Gesellschaft e.V., *Die Küste*, 65, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co. Heide i. Holstein, ISBN 978-3-8042-1056-2.
- Oumeraci, H., Staal, T., Pfoertner, S., Ludwigs, G., Kudella, M. (2010): Hydraulic Performance, Wave Loading and Response of Elastocoast Revetments and their Foundation – A Large Scale Model Study, *LWI Report*, 988.

Vertical biomass distribution drives flow through vegetation: an experiment under unidirectional currents

Raúl Villanueva^{1*}, Miriam Vogt¹, Maike Paul², Torsten Schlurmann¹

1. Introduction

Seagrass ecosystems around the world are disappearing at a fast rate (Short & Wyllie-Echeverría, 1996). Seagrasses are one of the most wide-spread shallow marine habitats found in coastlines all around the globe (Green & Short, 2003); they in turn provide several ecosystem services, from reduction of hydrodynamic loading to habitat for fauna and sediment stabilization (Ondiviela et al., 2014). For this reason, restoration of seagrass ecosystems is a focus point on coastal management schemes as well as running and upcoming projects. Correspondingly, within the framework of the project *SeaArt: Long-term establishment of seagrass ecosystems through biodegradable artificial meadows*, the effect of artificial seagrass (ASG) on coastal hydrodynamics under controlled conditions is investigated. With very low success rates on restoration techniques until now (Fonseca et al., 1998), this new approach employing ASG should be able to provide the necessary conditions for seagrass regrowth (i.e. reduced hydrodynamic loading, corresponding to waves and flow, in order to allow sedimentation). See e.g. Tuya et al. (2017).

This study focuses specifically on current velocity and how it is affected by the presence of vegetation. Studies of velocity profiles under unidirectional currents have been used to investigate velocity changes along the profile as well as turbulence under the presence of vegetation (Paul & Gillis, 2015). Vegetation density proves to be one of the key parameters (Peterson et al., 2004), whereby drag drives turbulence on the canopy layer and vegetation displacement, thus dictating the changes on the velocity profile (Nepf, 2012). The next sections show how we tested ASG against a unidirectional flow in order to analyze the effect of the artificial elements on the velocity profile along a meadow.

2. Methodology

ASG was tested against a unidirectional current under controlled conditions; this was done in a 60 m long, 1x1 m (cross-section) track-flume. Four pumps create currents of up to 0.8 m/s. Following the objective of restoration, a low ASG density of S [shoots/m²] was chosen in order to provide space for light penetration, seed settlement and plant growth (Fig. 1). A constant density was chosen (i.e. the shoot distribution would remain constant throughout the experiments) and

¹ Leibniz Universität Hannover, Ludwig-Franzius-Institut für Wasserbau-, Ästuar- und Küsteningenieurwesen, Nienburgerstraße 4, 30167 Hannover, Deutschland, E-Mail: villanueva@lufi.uni-hannover.de

² Technische Universität Braunschweig, Institut für Geoökologie, Abteilung Landschaftsökologie & Umweltsystemanalyse, Braunschweig, Deutschland

4 different current velocities were tested: 0.05, 0.1, 0.2, and 0.3 m/s. A constant water depth H [m] of 0.6 was used. Two 1x1 m seagrass meadows were set up, wherein velocity profiles were measured in the middle of the flume (cross-sectional direction – y) utilizing a Nortek® ADV+ by measuring at a 25 Hz frequency at 10 points along the profile (see Fig. 1). The times and measuring pathways were done automatically by a process controller based on a script. Three velocity profiles were measured, one before the ASG meadows, one in a 40 cm gap in the middle, and the last one behind the ASG.

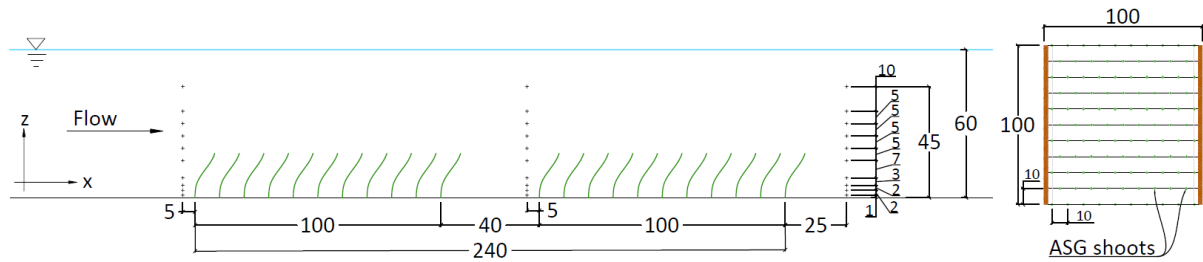


Fig. 1: Experimental set-up and measurement points. Left: Longitudinal cross-sectional view. Right: Top view of one patch.

In addition, the effect of biomass distribution was also to be tested. Hence, the same experiment was conducted for three different biomass distributions in the vertical direction. Biomass concentration and shoot density was, however, kept constant. The three distributions were as follows: Biomass constant throughout the leaf-length, biomass concentrated on upper half of the leaves and biomass concentrated on bottom half of the leaves (Fig. 2).

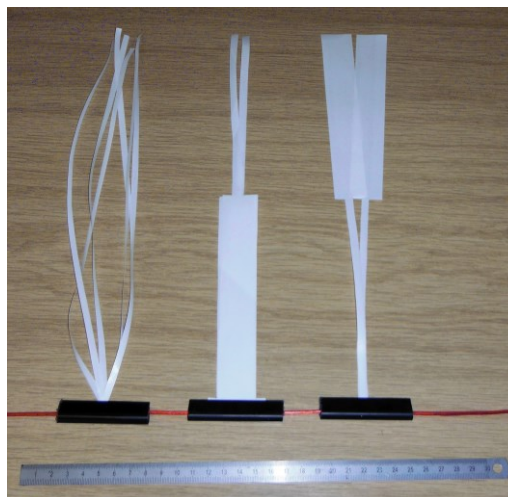


Fig. 2: Different vertical biomass distributions tested.

3. Results

The velocity profiles for each tested velocity and vertical biomass distribution were compared to the reference values measured with no vegetation under the same initial conditions. The results are presented in Fig. 3, showing a clear effect of the ASG on the velocity profile. Moreover, bi-

omass distribution also proved to be a relevant parameter as the effect changes significantly depending on this parameter. The velocity profile showed a slight increase in velocity on the above-canopy area (Fig. 3), while a more significant decrease on the areas within the canopy was clearly discernible (e.g. for 0.2 m/s around 15–45% decrease in velocity in the lower 15 cm compared to 11–16% increase in the upper 25 cm of the profiles, depending on vertical biomass concentration).

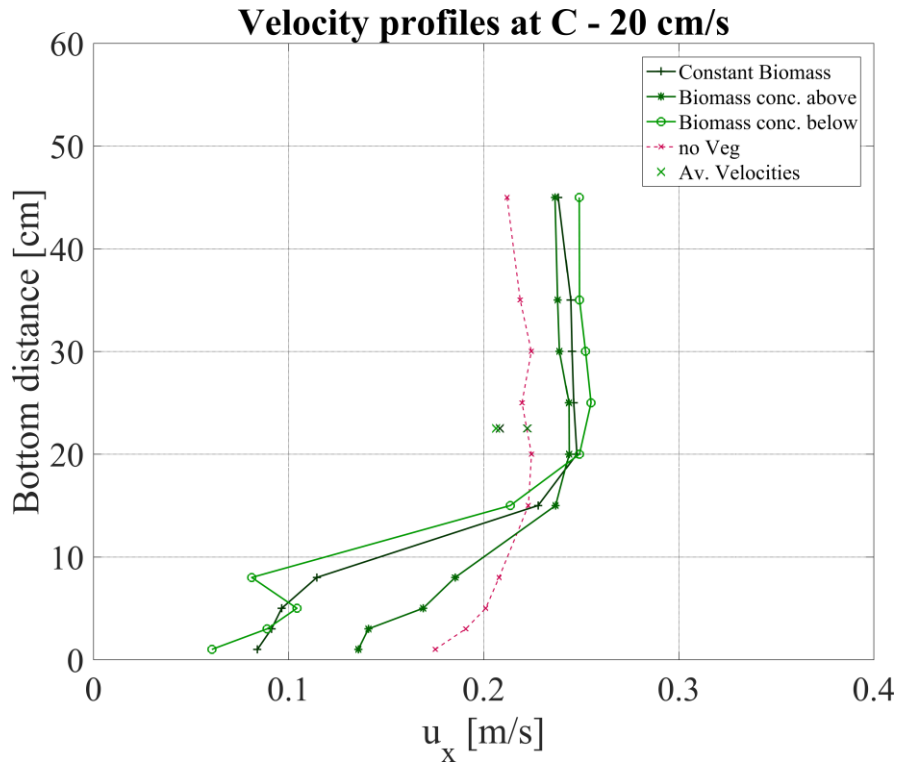


Fig. 3: Comparison of velocity profiles behind the meadows for each different biomass distribution

Turbulent Kinetic Energy (TKE) measurements were also analyzed, as well as the bending angles of the artificial elements by using a grid. The former showed poor results given the sampling frequency and the latter showed the development of bending and swaying motion of the plants with respect to the x -direction and the velocity. The angles (with 0° on the x -plane) decrease almost linearly with respect to the increase in velocity, as well as with the increase of the distance x within the meadow.

4. Summary

In the framework of the SeaArt project, experiments in which unidirectional currents at different velocities were used to load artificial seagrass were carried out. As expected, the velocity profile was affected by the presence of vegetation. More interestingly, changes in vertical biomass distribution appear to have a very meaningful role on the velocity distribution of the profile. The effect of the plants on the profile is relative to the bending angle they present, which in turn depends on the velocity and the mechanical properties of the plant (or chosen surrogate).

The results show the importance of seagrass meadows as ecosystem engineers. Further research on their wave and current attenuation properties are needed to quantify their impact on hydrodynamics. On the other hand, their mechanical properties play an important role, for which further tests are being prepared. Finally, the results above show the potential for sedimentation through reduced hydrodynamic conditions, thus enhancing the restoration capacities.

References

- Fonseca, M.S., Kenworthy, W.J., Thayer, G.W. (1998). Guidelines for the conservation and restoration of seagrasses in the United States and adjacent waters, Silver Spring (MD): NOAA Coastal Ocean Office, *Program Decision Analysis series no. 2*. <http://aquaticcommons.org/id/eprint/14649>.
- Green, E.P., Short, F.T. (2003): World atlas of seagrasses, Univ of California Press, ISBN 0-520-24047-2.
- Nepf, H.M. (2012): Flow and transport in regions with aquatic vegetation, *Annual Review of Fluid Mechanics*, 44, pp. 123–142, doi: 10.1146/annurev-fluid-120710-101048.
- Ondiviela, B., Losada, I.J., Lara, J.L., Maza, M., Galván, C., Bouma, T.J., van Belzen, J. (2014): The role of seagrasses in coastal protection in a changing climate, *Coastal Engineering*, 87, pp. 158–168, doi: 10.1016/j.coastaleng.2013.11.005.
- Paul, M., Gillis, L.G. (2015): Let it flow: how does an underlying current affect wave propagation over a natural seagrass meadow?, *Marine Ecology Progress Series*, 523, pp. 57–70, doi: 10.3354/meps11162.
- Peterson, C.H., Luettich Jr, R.A., Micheli, F., Skilleter, G.A. (2004): Attenuation of water flow inside seagrass canopies of differing structure, *Marine Ecology Progress Series*, 268, pp. 81–92, stable URL: <http://www.jstor.org/stable/24867608>.
- Short, F.T., Wyllie-Echeverria, S. (1996): Natural and human-induced disturbance of seagrasses, *Environmental conservation*, 23(01), pp. 17–27, doi: 10.1017/S0376892900038212.
- Tuya, F., Vila, F., Bergasa, O., Zarranz, M., Espino, F., Robaina, R.R. (2017): Artificial seagrass leaves shield transplanted seagrass seedlings and increase their survivorship, *Aquatic Botany*, 136, pp. 31–34, doi: 10.1016/j.aquabot.2016.09.001.

Herausgeber:
Forschungsinstitut Wasser und
Umwelt (fwu) der Universität Siegen
Paul-Bonatz-Straße 9-11
57076 Siegen