

Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen

Mitteilungen Heft 98



Tagungsband des 13. Treffens junger WissenschaftlerInnen
an Wasserbauinstituten

Mitteilung des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Heft 98

Tagungsband des 13. Treffens junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten

Impressum

Leibniz Universität Hannover

Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen

Nienburger Str. 4, D-30167 Hannover

Tel.: +49 511 762-2573

Fax.: +49 511 762-4002

Mail: sekretariat@fi.uni-hannover.de

URL: <http://www.fi.uni-hannover.de>

ISSN: 0340-0077

Eigenverlag des Franzius-Instituts, 2011

Nachdruck und Vervielfältigung des Heftes – auch auszugsweise – bedarf
der Genehmigung durch den Herausgeber und ist nur mit Quellenangabe gestattet.

Inhaltsverzeichnis

Tagungsband des 13. Treffens junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten	i
---	---

Vorwort des Tagungsteams

Das 13. JuWi-Treffen findet in diesem Jahr im hohen Norden am Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Leibniz Universität Hannover statt. Otto Franzius (1877-1936) ist als Gründer der Versuchsanstalt für Grund- und Wasserbau Namensgeber des Instituts und wird für sein Wirken von der Universität als herausragende Persönlichkeit in deren Geschichte angesehen. Nach dem Leitbild der Leibniz Universität - Mit Wissen Zukunft gestalten! - wollen wir in den kommenden drei Tagen die Möglichkeit nutzen, uns auszutauschen, unser Wissen zu erweitern und dadurch unsere Zukunft nachhaltig verändern.

Ziel des JuWi-Treffens ist es bis heute geblieben, jungen Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftlern an deutschsprachigen Wasserbaulaboren eine Plattform für fachlichen Austausch in ungezwungener Atmosphäre zu bieten. Gerade vertiefte Gespräche nach den offiziellen Tagungspunkten sollen Anregungen für aktuell zu bearbeitende Projekte oder auch die eigene Promotion liefern. Durch eure Beiträge konnten wir einen vielfältigen und abwechslungsreichen Tagungsband erstellen, dessen Themenschwerpunkte sich von Projektstudien über physikalische und numerische Modellierung bis hin zur Auswertung von In-Situ-Messungen erstrecken.

Wir bedanken uns an dieser Stelle ganz herzlich bei allen Teilnehmern des 13. JuWi-Treffens für die ausgezeichneten Beiträge in diesem Tagungsband. Außerdem bei allen Mitarbeitern und Hiwis, die bei der Organisation mitgewirkt haben und für den reibungslosen Ablauf der Veranstaltung sorgten.

Hannover, August 2011

Benjamin Franz
Nils Kerpen
Knut Krämer
Jan Saalbach
Franziska Verworn
Mayumi Wilms
Anna Zorndt

Tagungsprogramm

Mittwoch, 03. August 2010

ab 13:00 Empfang und Registrierung
13:30 Begrüßung durch die Institutsleitung

Session 1: Numerische Modellierung I

Moderation: Anna Zorndt
13:45 *Stefan Haun*
3D numerische Modellierung einer Stauraumspülung - Vergleich physikalisches Modell und Natur
14:00 *Gabriele Harb*
Numerische Untersuchung zur Reduzierung der zunehmenden Stauraumverlandung im Stauraum KW Schönau
14:15 *Sarah-Christin Mietz*
Ermittlung der Strömungsverhältnisse im Wasserkörper einer Talsperre
14:30 *Tobias Liepert*
Lokale Netzverfeinerung (Wehrrücken der Kajbar-Tiefauslässe, Wasserkraftanlagen)
14:45 *Julien Barbier*
Die Vereinfachung der 3D-Simulation von Einlaufrechen an Wasserkraftwerken durch ein poröses Medium
15:00 Kaffeepause

Session 2: Projektstudien

Moderation: Nils Kerpen
15:15 *Kordula Schwarzwälder*
Einleitung von Mischwässern in Gewässer
15:30 *Michael Mett*
Das UNESCO-Welterbe und das Wasser
15:45 *Georg Heinz*
Energiespeicher - Das Potential von Pumpspeichern in Deutschland
16:00 *Christian Grimm*
Entwicklung eines anwendungsorientierten Risikoanalyseverfahrens für Hochwasserereignisse in Küstengebieten
16:15 Kaffeepause

Session 3: Physikalische Modellierung I

- Moderation: Nils Kerpen
- 16:30 *Florian Leo*
Ermittlung der Erosionsstabilität kohäsiver Bodenseesedimente
- 16:45 *Viktoria Berger*
Strukturwandel im Emscherraum - ideale Gegebenheiten für wasserbauliche Fragen
- 17:00 *Mayumi Wilms*
Kolkbildung und Dimensionierung des Kolkschutzes eines OWEA-Schwerkraftfundaments
- 17:15 Besichtigung der Wasserbauhalle
- ab 19:00 Grillen

Donnerstag, 04. August 2010

Session 1: Numerische Modellierung II

- Moderation: Jan Saalbach
- 09:45 *Matthias Kramer*
Gekoppelte Verkehrs- und Hydrauliksimulation zur Steuerung von Verkehr bei Evakuierungsmaßnahmen
- 10:00 *Marius Asenkerschbaumer*
Wirkungsanalyse zu möglichen gesteuerten Flutpoldern an der bayerischen Donau
- 10:15 *Daniel Skublics*
Beeinflussung des Hochwasserwellenablaufs im Bayerischen Einzugsgebiet der Donau
- 10:30 *Alexander Rötz*
Instationäre HN-Modellierung zur Abschätzung klimabedingter Folgen auf die Wasserwirtschaft in Nordhessen
- 10:45 Kaffeepause

Session 2: Physikalische Modellierung II

- Moderation: Mayumi Wilms
- 11:00 *Thomas Gschnitzer*
Hydraulischer Modellversuch – Einfluss der Linienführung auf das hydraulische Verhalten eines Grundablasses
- 11:15 *Sophia Stoebenau*
Hydraulischer Modellversuch Hochwasserrückhaltebecken Neuwürschnitz
- 11:30 *Wolfgang Richter*
Hydraulische Untersuchung einer Düsendrossel mit CFD-Simulationen und PIV-Messungen

11:45 Kaffeepause

Session 3: Numerische Modellierung III

Moderation: Knut Krämer

12:00 *Peter Riad*

Analytical and Numerical Approaches for the Hydraulic Design of Artificial Recharge

12:15 *Jie Yang*

Tidal beach dynamics: A fully integrated Approach

12:30 *Anna Zorndt*

Numerische Simulation von Hydrodynamik und Salztransport im Weserästuar

12:45 Mittagessen

Session 4: Küsteningenieurwesen

Moderation: Benjamin Franz

13:45 *Ulrich Floth*

Monitoring of psammitic nearshore bedforms, their evolution and role as benthic habitat

14:00 *Jan Saalbach*

Feldmessung und numerische Simulation des Sedimenteintrags in ein Hafenbecken zur Bewertung konstruktiver Maßnahmen

14:15 *Dennis Oberrecht*

Evaluation of Doppler-HF Radar Based Current Measurements off the South-West Coast of Australia

14:30 *Nils Kerpen*

Post-Tsunami Survey, Mentawai

14:45 Besichtigung des GWK

ab 17:00 Abendveranstaltung

Freitag, 05. August 2010

Facheskursion Hamburger Häfen und HafenCity

08:20 Treffen am Hauptbahnhof Hannover

11:00 Vorträge bei der Hamburg Port Authority (HPA) aus den Themenbereichen Hydrologie und Entwicklung

12:00 Mittagessen in der Kantine der HHLA

13:00 Rundgang durch die Speicherstadt / HafenCity

14:30 Barkassenfahrt durch den Hafen mit Erläuterungen zu aktuellen und geplanten Bauprojekten der HPA

ca. 16:30 Ende des offiziellen Programms

Poster

Während der gesamten Veranstaltungen wurden die folgenden Posterbeiträge im Foyer des Vortragsraumes ausgestellt.

Jingbo Hasubek

Process-based Modeling of marine turbidity currents

Sebastian Bader

Methodische Entwicklung einer Rechenreinigungstechnik

Inhaltsverzeichnis

3D numerische Modellierung einer Stauraumspülung - Vergleich physikalisches Modell und Natur <i>S. Haun, N.R.B. Olsen</i>	1
Numerische Untersuchung zur Reduzierung der zunehmenden Stauraumverlandung im Stauraum KW Schönau <i>G. Harb, S. Haun, J. Schneider</i>	9
Ermittlung der Strömungsverhältnisse im Wasserkörper einer Talsperre <i>S.-C. Mietz</i>	19
Lokale Netzverfeinerung <i>T. Liepert</i>	29
Die Vereinfachung der 3D-Simulation von Einlaufrechen an Wasserkraftwerken durch ein poröses Medium <i>J. Barbier</i>	41
Das UNESCO-Welterbe und das Wasser <i>M. Mett</i>	51
Energiespeicher - Das Potential von Pumpspeichern in Deutschland <i>G. Heinz</i>	63
Entwicklung eines anwendungsorientierten Risikoanalyse-verfahrens für Hochwasserereignisse in Küstengebieten <i>C. Grimm, D. Bachmann, N. P. Huber, H. Schüttrumpf</i>	71
Ermittlung der Erosionsstabilität kohäsiver Bodenseesedimente <i>F. Leo, S. Wieprecht</i>	79
Strukturwandel im Emscherraum - ideale Gegebenheiten für wasserbauliche Fragestellungen <i>V. Berger</i>	89
Gekoppelte Verkehrs- und Hydrauliksimulation zur Steuerung von Verkehr bei Evakuierungsmaßnahmen <i>M. Kramer, S. Wieprecht</i>	95

Wirkungsanalyse zu möglichen gesteuerten Flutpoldern an der bayerischen Donau <i>M. Asenkerschbaumer, D. Skublics, P. Rutschmann</i>	103
Beeinflussung des Hochwasserwellenablaufs im Bayerischen Einzugsgebiet der Donau <i>D. Skublics</i>	115
Instationäre HN-Modellierung zur Abschätzung klimabedingter Folgen auf die Wasserwirtschaft in Nordhessen <i>A. Rötz</i>	123
Hydraulischer Modellversuch - Einfluss der Linienführung auf das hydraulische Verhalten eines Grundablasses <i>T. Gschnitzer</i>	133
Hydraulischer Modellversuch Hochwasserrückhaltebecken Neuwürschnitz <i>S. Stoebenau</i>	143
Hydraulische Untersuchung einer Düsendrossel mit CFD-Simulationen und PIV-Messungen <i>W. Richter, W. Dobler</i>	151
Analytical and Numerical Approaches for the Hydraulic Design of Artificial Recharge Ponds in a Semi Arid Area <i>P.H. Riad, M.H. Billib, P.-W. Boochs, A.A. Hassan, M.A. Omar</i>	163
Tidal beach dynamics: A fully integrated approach <i>J. Yang, T. Graf</i>	177
Numerische Simulation von Hydrodynamik und Salztransport im Weserästuar <i>A. Zorndt</i>	185
Monitoring of psammitic nearshore bedforms, their evolution and role as benthic habitat <i>U. Floth, S. Forster, P. Fröhle</i>	195
Feldmessung und numerische Simulation des Sedimenteintrags in ein Hafenbecken zur Bewertung konstruktiver Maßnahmen <i>J. Saalbach, A. Zorndt</i>	203
Evaluation of Doppler-HF Radar Based Current Measurements off the South-West Coast of Australia <i>D. Oberrecht</i>	213

Methodische Entwicklung einer Rechenreinigungstechnik für Wasserkraftwerke mit horizontaler Einlaufebene <i>S. Bader</i>	227
Previously Published Issues	239

3D numerische Modellierung einer Stauraumspülung - Vergleich physikalisches Modell und Natur

Stefan Haun¹, Nils R. B. Olsen²

Kurzfassung

Eine kontrollierte Stauraumspülung ist eine Möglichkeit um die fortschreitende Stauraumverlandung einzudämmen bzw. zu stoppen. Um den Erfolg einer zukünftigen Stauraumspülung beurteilen zu können dienen neben physikalischen Modellen immer häufiger numerische Berechnungen. Um die bestehende Problematik bei der Modellierung von Stauraumspülungen aufzuzeigen, wurde die numerische Simulation eines physikalischen Modellversuchs mit denen eines Speichers mit komplexer Geometrie verglichen. Durch die Ergebnisse lässt sich anschaulich darstellen, dass der Modellversuch durchaus simuliert werden kann. Probleme zeigt jedoch die Modellierung eines Speichers im Naturmaßstab, wo die simulierten Ergebnisse in mehreren Bereichen von den Messungen abweichen.

Einleitung / Motivation

Durch den Bau von Absperrbauwerken in natürlichen Flüssen wird das dort vorherrschende Sedimentgleichgewicht gestört. Die Verminderung der Fließgeschwindigkeit und der Turbulenzen in diesem Abschnitt führt zu Ablagerungen im Speicher. Ein Volumenverlust des Stauraums sowie eine eventuelle Erhöhung des Hochwasserrisikos sind die Folge. Aufgrund des zunehmenden Volumenverlustes in diesen Spei-

¹ Dipl.-Ing., Department of Hydraulic and Environmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, stefan.haun@ntnu.no

² Prof. Dr.-Ing., Department of Hydraulic and Environmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, nils.r.olsen@ntnu.no

chern ist es notwendig technische Maßnahmen, wie zum Beispiel eine Stauraumspülung, zu setzen um entstehende Probleme in den Griff zu bekommen oder zu vermeiden [Morris & Fan 1998]. Bei einer Stauraumspülung wird der Wasserspiegel bei einer herannahenden Hochwasserwelle abgesenkt. Die so entstehenden Turbulenzen und die höheren Fließgeschwindigkeiten initiieren einen Erosionsprozess. Neben einer Analyse des dadurch gewonnen Speichervolumens sind sowohl eine wirtschaftliche Analyse (Kosten durch Entleeren des Speichers) als auch eine ökologische Betrachtung notwendig, um den Erfolg einer Stauraumspülung bewerten zu können. Ziel unserer Forschung ist es, dass 3D numerische Modelle mit Erfolg bei einer zukünftigen Entscheidungsfindung eingesetzt werden können.

Methodik / Ergebnisse

Grundlagen des numerischen Modells

Für die Berechnungen wurde das numerische Modell SSIIM 2 [Olsen 2009] verwendet. SSIIM 2 löst die Navier-Stokes Gleichungen in drei Dimensionen [Versteeg & Malalasekera 1995]. Die Diskretisierung erfolgt mittels Finite-Volumen Verfahren. Die Turbulenz wird mittels k - ϵ -Turbulenzmodell [Launder & Spalding 1972] und das Druckfeld mittels SIMPLE Methode [Patankar 1980] simuliert. Für die Berechnung des freien Wasserspiegels wird eine auf Bernoulli basierende Formel verwendet, was die Verwendung großer Zeitschritte und damit eine Simulation von längeren Perioden ermöglicht [Olsen & Haun 2010]. Der Sedimenttransport wird in SSIIM 2 in die beiden Bereiche Geschiebe- und Schwebstofftransport unterteilt. Der Schwebstofftransport wird durch die Lösung der Konvektions-Diffusionsgleichung berechnet, mit einer Randbedingung nach Van Rijn [Van Rijn 1984b]. Die Berechnung des Geschiebetransports erfolgt mittels empirischer Formel [Van Rijn 1984a]. Auftretende Sohlformen werden vom Programm ebenfalls berücksichtigt [Van Rijn 1984c]. In SSIIM 2 wird ein nicht orthogonales, unstrukturiertes und bewegliches Gitter eingesetzt, wodurch sich die Anzahl der Zellen während der Berechnung verändert.

Numerische Modellierung des physikalischen Modellversuchs

Das im westlichen Teil Nepals gelegene Kali Gandaki Flusskraftwerk wurde mit einer Kapazität von 144 MW, bei einem jährlichen durchschnittlichen Zulauf von $141 \text{ m}^3/\text{s}$, konzipiert. Das Speichervolumen beträgt rund 6.9 Millionen m^3 . Erste Untersuchungen ergaben, dass der Sedimenteintrag bei bis zu 60 Millionen Tonnen pro Jahr lie-

gen kann (vierfaches Speichervolumen), wobei der größte Teil während der Regenzeit eingetragen wird. Für die physikalische Modellstudie wurde ein Eintrag von 2000 Tonnen/km²/Jahr angenommen (Einzugsgebiet: 11,138 km³). Der physikalische Modellversuch wurde im Jahr 1994 im Norwegian Hydrotechnical Laboratory in Trondheim im Maßstab 1:50 durchgeführt. Das Modell wurde mit einer Länge von 12 m und einer Breite von 6 m gebaut (Abbildung 1, links).

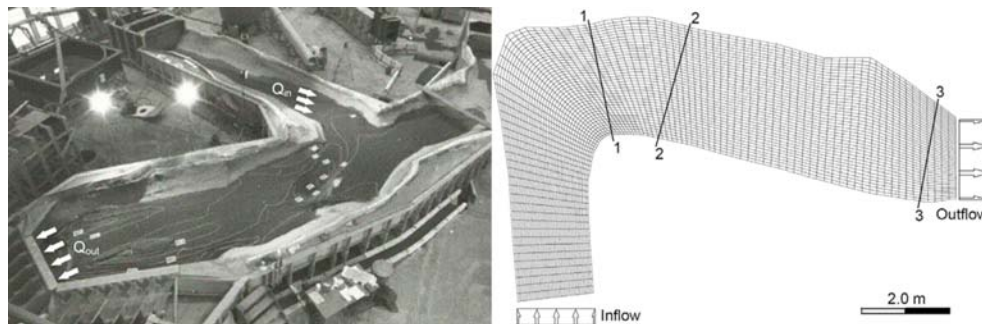


Abbildung 1 Physikalisches Modell des Kali Gandaki Speichers (links); Gitter für die numerische Berechnung inklusive gemessener Querschnitte (rechts)

Für die numerische Berechnung wurden diese Abmessungen übernommen. Ebenso wurde die bewegliche Sohle, bestehend aus vier abgestuften Korndurchmessern (0.35 - 3.3 mm) und ein konstanter Durchfluss von 28 l/s verwendet. In der numerischen Berechnung variiert die Anzahl der Zellen zwischen 22,256 (Beginn der Simulation) und 8,148 (Ende der Simulation) bei einem Zeitschritt von einer Sekunde. Während der Spülung wurde der Wasserspiegel von 0.27 m (simulierter maximaler Stau) auf 0.175 m (freier Durchfluss) abgesenkt. Nach 9000 Sekunden wurde der Versuch gestoppt, und die Sohlverformung in verschiedenen Querschnitten gemessen (Abbildung 1, rechts). Im physikalischen Modell wurden insgesamt 1.34 m³ erodiert, in der Numerik 1.31 m³. Ein Vergleich der gemessenen und berechneten Querschnitte ist in Abbildung 2 gegeben. Hierbei ist deutlich eine Kolkbildung im Bereich des Prallufers zu sehen, was auf eine richtige Berechnung der Sekundärströmung im Bogen deutet.

Numerische Modellierung eines Speichers im Naturmaßstab

Das im östlichen Teil Costa Ricas gelegene Angostura Kraftwerk wurde als Tagesspeicherkraftwerk mit einer Kapazität von 172 MW, bei einem jährlichen durchschnittlichen Zulauf von 120 m³/s, konzipiert. Das Speichervolumen beträgt rund 17 Millionen m³ (Abbildung 3). Prognosen ergaben einen Sedimenteintrag von rund 1.5 Millionen Tonnen pro Jahr, mit einem erhöhten Eintrag während der Regenzeit. Aufgrund

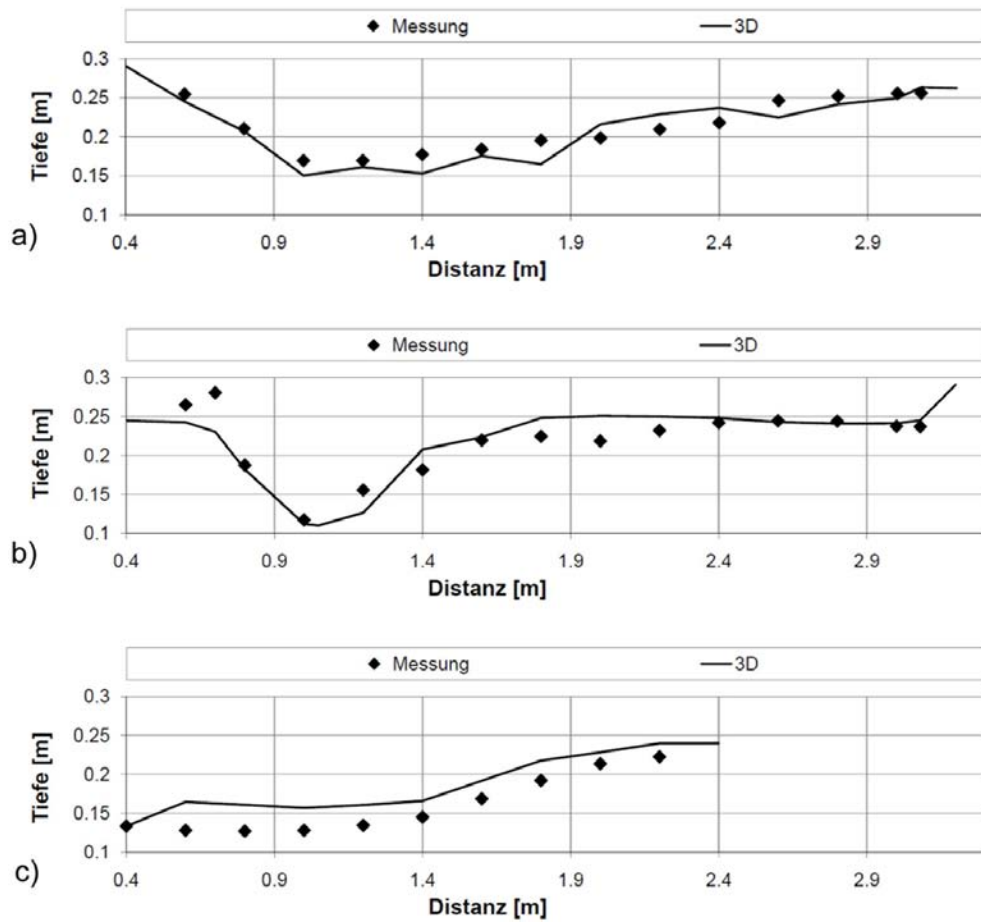


Abbildung 2 Sohlverformungen in den Querschnitten 1 (a), 2 (b) und 3 (c)

der Erkenntnisse der ersten Betriebsjahre wurde eine halbjährliche Spülung installiert.



Abbildung 3 Angostura Speicher während der Stauraumspülung, November 2010

Der berechnete Speichergewinn für die Novemberspülung 2009 ergab 349.000 m^3 . Bei der Spülung wurde der Wasserspiegel von 577 m.a.s.l. (Vollstau) auf 560 m.a.s.l. (Höhe Grundablass) abgesenkt, der freie Durchfluss wurde für 50 Stunden beibehalten. Für die Simulation wurde während der Spülung ein konstanter Wasserzulauf von $100 \text{ m}^3/\text{s}$ verwendet. Die Anzahl der Zellen variierte zwischen 13,715 (Beginn) und 18,338 (Ende) bei einem Zeitschritt von 60 Sekunden. Das Ergebnis der Spülung wird besonders durch die sehr kleinen Korndurchmesser im Speicher (0.01 - 1.0 mm) beeinflusst. Während der Simulation wurde ein Volumen von 316.000 m^3 ausgespült. Abbildung 4 zeigt links die gemessenen und rechts die mit SSIIM 2 simulierten Sohlveränderungen. Die numerische Simulation zeigt deutlich einen durch den Speicher verlaufenden Spülkanal. Die maximale Erosionstiefe von 2.6 m im numerischen Modell ist jedoch wesentlich geringer als die in der Natur gemessene (3.1 m). Des Weiteren zeigt die Sohlaufnahme großflächige Erosionszonen zwischen Insel und Wehr.

Zusammenfassung / Diskussion

Die Modellierung einer Stauraumspülung mittels eines 3D numerischen Programmes befindet sich zurzeit noch im Forschungsstadium. Die Ergebnisse der Simulation des Modellversuchs zeigen, dass gute Ergebnisse erzielt werden können. Sowohl das erodierte Gesamtvolumen als auch die gemessenen Verformungen in den gezeigten Querschnitten stimmen mit den Ergebnissen des physikalischen Modellversuchs überein. Unterschiede zwischen den gemessenen Sohlaufnahmen und der Simulation treten hingegen für die Modellierung des Speichers im Naturmaßstab auf. Dies ist den Vereinfachungen bzw. den vom Programm nicht berücksichtigten Gegebenheiten

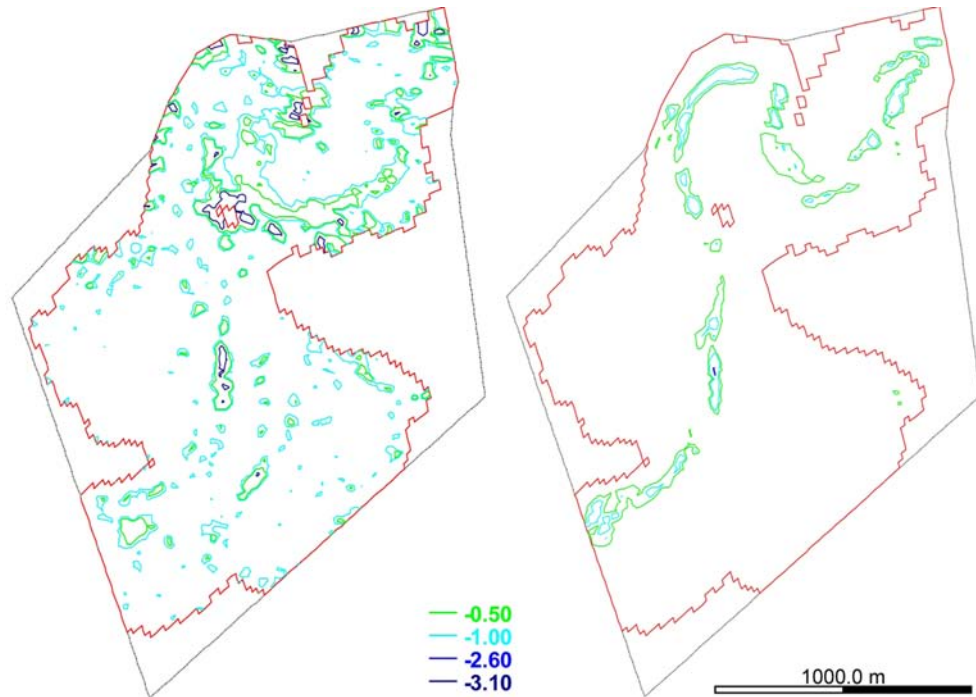


Abbildung 4 Höhenlinien der Sohlverformungen im Angostura Speicher in Meter, gemessen (links) und vom numerischen Programm berechnet (rechts)

ten zuzuschreiben. Ein Beispiel dafür sind Setzungen als Folge der Exfiltration durch das Absenken des Wasserspiegels. Des Weiteren erfolgt die Ablagerung von Sedimenten nicht gleichmäßig im Speicher. Eine genaue Ermittlung der Kornverteilungslinien für den Speicher ist daher unabdingbar. Vegetation im Speicher kann zur Sohlverfestigung durch Verwurzelung führen. Die Bestimmung solcher Inhomogenitäten der Sohle ist für große Speicher praktisch unmöglich. Rutschungen und Grundbrüche können während der Spülung kartiert werden, diese werden jedoch vom verwendeten 3D numerischen Programm im derzeitigen Entwicklungsstand (ohne bodenmechanisches Modul) kaum bis gar nicht berücksichtigt. Ein weiteres Problem ist die auftretende Kohäsion von Sedimenten mit geringer Korngröße. Diese kann in großen Speichern nur schwer in-situ ermittelt werden (eventuell punktuell mittels Vane Shear Testgerät). Das numerische Programm kann diese Ergebnisse jedoch nur mit einem konstanten Wert für die gesamte Sohle berücksichtigen. Hierdurch wird ersichtlich, dass der Schwerpunkt der zukünftigen Forschung für 3D numerische Modelle in der Weiterentwicklung der sedimentrelevanten Algorithmen liegt.

Literaturverzeichnis

- [Lauder & Spalding 1972] Launder, B.E.; Spalding, D.B.: *Lectures in mathematical models of turbulence*. Academic Press, London, 1972
- [Morris & Fan 1998] Morris, G.L.; Fan, J.: *Reservoir Sedimentation Handbook*. McGraw-Hill Book Company, New York, 1998
- [Olsen 2009] Olsen, N.R.B.: *A Three-Dimensional Numerical Model For Simulate Of Sediment Movements In Water Intakes With Multiblock Option*. Users's Manual, Department of Hydraulic and Environmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, Norway, 2009
- [Olsen & Haun 2010] Olsen, N.R.B.; Haun, S.: *Free surface algorithms for 3D numerical modelling of reservoir flushing*. in Dittrich et al. Preprints of the River Flow Conference 2010: Bundesanstalt für Wasserbau, pp. 1105-1110, Braunschweig, September 8 - September 10, 2010
- [Patankar 1980] Patankar, S.V.: *Numerical Heat Transfer and Fluid Flow*. McGraw-Hill Book Company, New York, 1980
- [Van Rijn 1984a] Van Rijn, L.C.: Sediment Transport. Part I: Bed load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(10), 1431-1456, 1984
- [Van Rijn 1984b] Van Rijn, L.C.: Sediment Transport. Part II: Suspended load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(11), 1613-1641, 1984
- [Van Rijn 1984c] Van Rijn, L.C.: Sediment Transport. Part III: Bed forms and alluvial roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(12), 1733-1754, 1984
- [Versteeg & Malalasekera 1995] Versteeg, H.K.; Malalasekera W.: *An introduction to Computational Fluid Dynamics, The Finite Volume Method*. Pearson Education Limited, Edinburgh, 1995

Numerische Untersuchung zur Reduzierung der zunehmenden Stauraumverlandung im Stauraum KW Schönau

Gabriele Harb¹, Stefan Haun², Josef Schneider³

Kurzfassung

In diesem Beitrag wird die Problematik der Stauraumverlandung am Beispiel des an der Enns in Österreich gelegenen KW Schönau diskutiert. Der Stauraum des KW Schönau verlandet vor allem bei Hochwasserereignissen massiv. Um diese Verlandungen zu reduzieren wurde ein "Soft-flushing"-Konzept entwickelt und sowohl im physikalischen Modellversuch als auch in einer numerischen Modellierung untersucht.

Einleitung

Der Bau von Staudämmen und Stauräumen beeinflusst das natürliche Gleichgewicht von Sedimentation und Erosion. In Stauräumen verringern sich die Fließgeschwindigkeiten und Turbulenzen, was zu einer Ablagerung von Feststoffen führt. Als Folge füllt sich der Stauraum mit Sediment und die ursprünglich geplante Nutzung des Stauraums wird beeinflusst bzw. eingeschränkt [Morris & Fan 1998].

¹ Dipl.-Ing., Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz, gabriele.harb@tugraz.at

² Dipl.-Ing., Department of Hydraulic and Environmental Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, stefan.haun@ntnu.no

³ Dipl.-Ing., Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz, josef.schneider@tugraz.at

Stauraumspülungen sind eine Möglichkeit zur Lösung dieses Problems. In Bereichen, in denen eine Stauraumspülung aus verschiedenen Gründen untersagt ist, kann eine Absenkung des Wasserspiegels im Stauraum auf die minimale Betriebshöhe die Sedimentation reduzieren, da durch die erhöhte Sohlschubspannungen der Sedimenttransport verstärkt wird. Dieses "Soft Flushing" ist eine Art des "Pressure Flushings", das bei Stauräumen von Flusskraftwerken mit relativ großem Zufluss im Vergleich zum Stauraumvolumen und relativ geringen Wassertiefen im Stauraum durchgeführt werden kann. Dabei wird, wie schon oben beschrieben, der Wasserspiegel im Rahmen der Betriebsordnung bei höheren Durchflüssen abgesenkt und dadurch die Fließgeschwindigkeiten und die Turbulenzen erhöht.

Hintergrund des Projekts

Das Kraftwerk Schönau wurde zwischen 1969 und 1972 an der Enns in Oberösterreich errichtet. Das Kraftwerk besteht aus einer dreiteiligen Wehranlage mit Segmenten und aufgesetzter Klappe. Das Krafthaus mit den 2 Kaplan turbinen ist am Innenbogen der Flusskrümmung angeordnet (Abbildung 1). Es ist nach einer kurzen freien Fließstrecke das erste Kraftwerk einer Kraftwerkskette von 10 Kraftwerken an der Enns in Oberösterreich. Aufgrund des Hochwasserrisikos in der flussabwärts gelegenen Stadt Steyr gibt es keine Spülgenehmigung für das Kraftwerk um zusätzlichen Sedimenteintrag in das Stadtgebiet zu vermeiden. Seit 1991 dürfen aber Stauraumspülungen in den Oberliegerkraftwerken, welche in der Steiermark liegen, durchgeführt werden. Seitdem hat sich die Verlandungssituation drastisch verschlechtert.

Im Falle von Hochwasserereignissen wird feines Sediment vermischt mit Totholz an den Turbineneinläufen am Innenbogen der Flusskrümmung abgelagert. Dadurch steigt der Rechenruck, was zu einer Abschaltung der Turbinen führt.

Physikalischer Modellversuch

Der physikalische Modellversuch wurde von 2008 bis 2010 im Wasserbaulabor der TU Graz durchgeführt. Im Modell wurde das Kraftwerk mit einer ca. 570 m langen Oberwassertrecke und einer ca. 380 m langen Unterwassertrecke im Maßstab 1:40 abgebildet. Abbildung 2 links zeigt eine Übersicht über den Modellversuch mit Blick Richtung Oberwasser. Abbildung 2 rechts zeigt eine typische Verlandungssituation nach einem einjährigen Hochwasser im Modellversuch.

Aufgrund der feinen Sieblinie des Sediments in der Natur ($d_{90} = 0,9$ mm und $d_{50} = 0,25$ mm) wurde im physikalischen Modellversuch Kunststoffgranulat zur Modellierung der Verlandung verwendet.

Numerische Modellierung

Die 3D-numerische Modellierung wurde mit SSIIM 2 [Olsen 2009] durchgeführt. SSIIM 2 verwendet ein nicht-orthogonales, adaptives und unstrukturiertes Grid. Dadurch ist eine Anpassung des Grids an die Wassertiefe und eine Veränderung der Form des Grids während der Berechnung möglich. In diesem Fall wurden am Beginn der Berechnung ca. 78.000 Zellen mit einer maximalen Zellgröße von ca. 5×5 m verwendet, wobei max. 10 Zellen in der Vertikalen verwendet wurden. Am Ende der Berechnung wurde durch die Absenkung des Wasserspiegels im Stauraum die Anzahl der Zellen auf etwa 50.000 reduziert. SSIIM 2 verwendet die Kontinuität und die RANS-Gleichungen für die Berechnung der Fließgeschwindigkeiten in allen drei Richtungen. Bei den Berechnungen ist das k- ϵ Turbulenzmodell nach [Rodi 1980] und die Wandrauhigkeit nach [Schlichting 1979] verwendet worden. Für die Diskretisierung wird die Control-Volume-Method zusammen mit dem Power-Law-Scheme [Olsen 2009] verwendet. Weiters wird die SIMPLE-Method von [Patankar 1980] zur Berechnung des Druckfeldes verwendet. Der Geschiebe- und Schwebstofftransport wurde mit den empirischen Formeln von Van Rijn [Van Rijn 1984a] & [Van Rijn 1984b] berechnet.

Das numerische Modell wurde anschließend mit ADCP-Naturmessungen kalibriert. Für die Rauigkeiten im Stauraum wurde ein konstanter Wert verwendet.

Ergebnisse der numerischen Modellierung

Die Geschwindigkeitsprofile aus dem numerischen Modell wurden mit den gemessenen ADV-Geschwindigkeitsprofilen aus dem Modellversuch verglichen (Abbildung 3).

Die Geschwindigkeitsverteilungen in den Profilen zeigen eine gute Übereinstimmung. In diesem Fall überschätzt das numerische Modell die höheren Geschwindigkeiten in der Mitte des Profils und unterschätzt die niedrigeren Geschwindigkeiten im Bereich der Ufer verglichen mit den gemessenen Geschwindigkeitsprofilen. Die Geschwindigkeitsverteilung über den Querschnitt gesehen wird aber gut wiedergegeben. Das numerische Modell reproduziert auch die Sekundärströmungen im

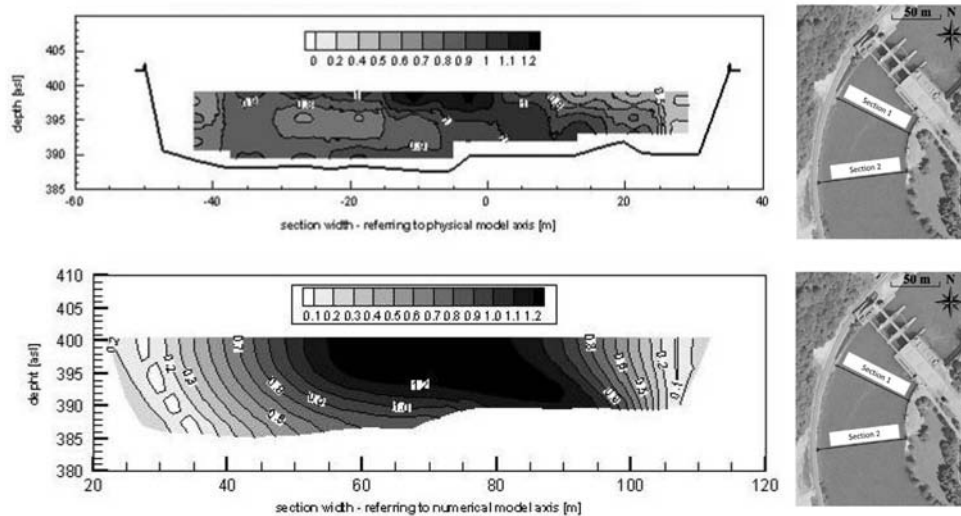


Abbildung 3 Vergleich der Geschwindigkeitsprofile aus dem Modellversuch (oben) und dem numerischen Modell (unten) in [m/s]

Bereich der Flusskrümmung. Abbildung 4 zeigt die unterschiedlichen Fließrichtungen an der Oberfläche (dunkelgrau) und an der Flusssohle (hellgrau) bei einem 10-jährigen Hochwasserereignis.

Untersuchung der Sohlschubspannungen

Abbildung 5 zeigt auf der linken Seite die berechneten Sohlschubspannungen bei der "Soft-Flushing"-Variante mit einem Durchfluss von $1.000 \text{ m}^3/\text{s}$ und einer Absenkung des Wasserspiegels um 2,5 m. Auf der rechten Seite sind im Vergleich dazu die Sohlschubspannungen bei einem HQ10 ($1.350 \text{ m}^3/\text{s}$) und Stauziel dargestellt.

Aufgrund der relativ geringen Tiefe des Stauraums erhöhen sich durch die Absenkung des Wasserspiegels die Sohlschubspannungen im gesamten Stauraum.

Schlussfolgerungen

Die mittels 3D-numerischen Modell berechneten Geschwindigkeitsprofile stimmen mit den im physikalischen Modellversuch mittels ADV-Sonde gemessenen Geschwindigkeiten grundsätzlich gut überein. Das numerische Modell reproduziert auch die Sekundärströmungen, überschätzt allerdings die hohen Geschwindigkeiten und unterschätzt die niedrigen Geschwindigkeiten in einem geringen Ausmaß. Die Ursache

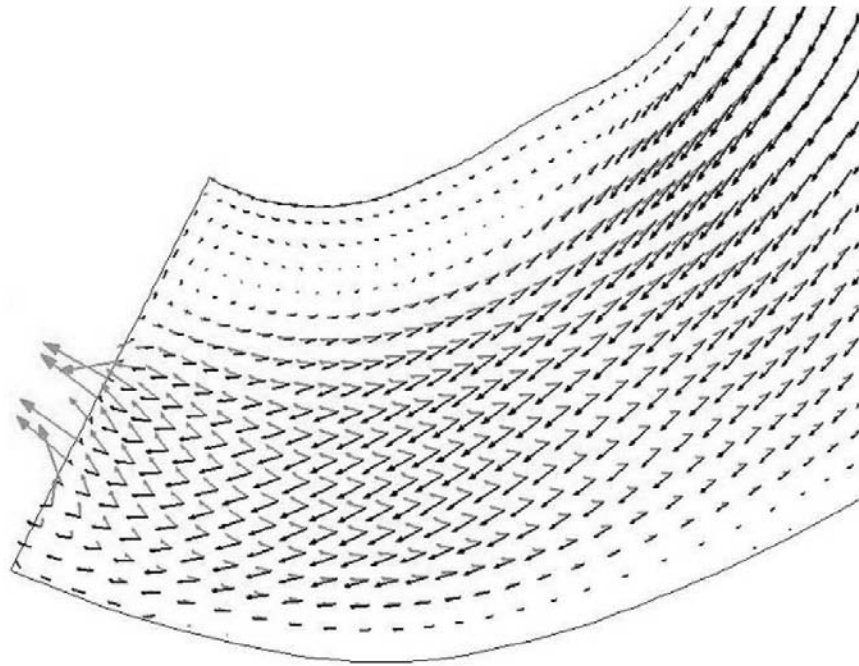


Abbildung 4 Sekundärströmungen im Bereich der Flusskrümmung – Oberflächenströmung (dunkelgrau) und Strömung an der Sohle (hellgrau)

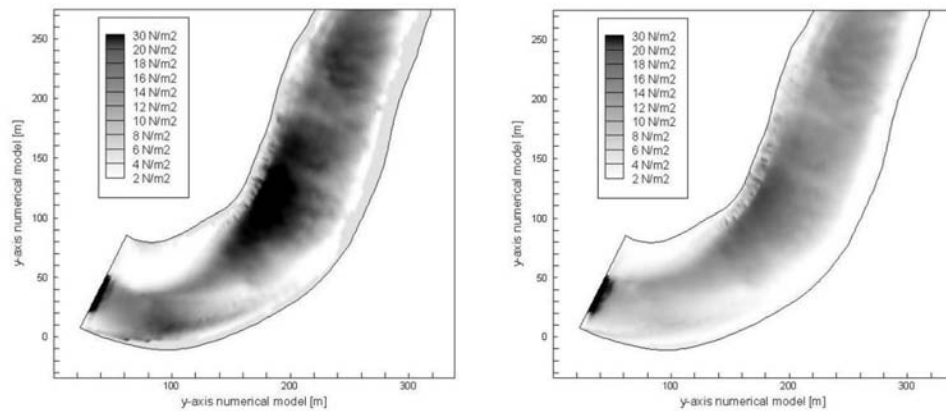


Abbildung 5 Sohlschubspannungen aus dem numerischen Modell [N/m²]; links: “Soft-Flushing“ mit 1.000 m³/s und 2,5 m Abstau; rechts: HQ10 mit Stauziel (Naturmaßstab)

für diesen Effekt könnten leichte Unterschiede in der Sohlgeometrie oder in der Wasserspiegellage zwischen numerischen Modell und Modellversuch sein. Eine andere Ursache könnte in der konstant gewählten Rauigkeit im numerischen Modell liegen. Auch das gewählte Turbulenzmodell ($k-\epsilon$) könnte einen Einfluss haben.

Die Untersuchungen zeigen, dass eine Absenkung des Wasserspiegels bei höheren Durchflüssen die Sohlschubspannungen im Stauraum deutlich erhöht. Daher kann durch die "Soft-Flushing"-Variante die Sedimentation im Stauraum bei Hochwasserereignissen reduziert und zusätzlich durch die erhöhte Sohlschubspannung Sediment mobilisiert werden.

Danksagung

Die präsentierten Untersuchungen wurden mit Unterstützung von DI Lettner und DI Zarfl von der Ennskraft AG und des Forschungsprojektes SEE Hydropower aus dem SEE Programm der EU durchgeführt.

Der Zweitautor wurde vom Research Council of Norway durch das RENERGI Programm unterstützt.

Literaturverzeichnis

- [Morris & Fan 1998] Morris G., Fan J.: *Reservoir Sedimentation Handbook*. McGraw-Hill Publishing Company, 1998
- [Olsen 2009] Olsen N.R.B.: *A Three-dimensional Numerical Model for Simulation of Sediment Movements in Water Intakes with Multiblock Option*. The Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, 2009
- [Patankar 1980] Patankar S.V.: *Numerical Heat Transfer and Fluid Flow*. McGraw-Hill Book Company, New York, 1980
- [Rodi 1980] Rodi W.: *Turbulence Models and Their Application in Hydraulics*. A. A. Balkema, Rotterdam, 1980
- [Schlichting 1979] Schlichting H.: *Boundary Layer Theorie*. McGraw-Hill, 1979
- [Van Rijn 1984a] Van Rijn L.C.: Sediment Transport. Part I: Bed load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(10), 1431-1456, 1984
- [Van Rijn 1984b] Van Rijn L.C.: Sediment Transport. Part II: Suspended load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(11), 1613-1641, 1984

Ermittlung der Strömungsverhältnisse im Wasserkörper einer Talsperre

Sarah-Christin Mietz¹

Kurzfassung

Die nördlich der Stadt Bautzen gelegene Talsperre Bautzen ist von jährlich auftretenden Microcystis-Massenentwicklungen geprägt. Eine Bilanzierung der Nährstoffkonzentrationen im Zufluss und Ablauf sowie interne Freisetzungsraten erklären die hohen Gesamt-Phosphorkonzentrationen nicht. Es wird davon ausgegangen, dass der komplexe Eutrophierungsprozess nicht nur durch chemisch-biologische Parameter bestimmt, sondern auch maßgeblich von physikalischen Komponenten gesteuert wird.

Im Rahmen einer Diplomarbeit [Mietz 2010] ist die Wirkungsweise meteorologischer und hydrodynamischer Prozesse beurteilt worden. Die hydrodynamischen Prozesse, die sich infolge von Zu- und Abflusszenarien ausbilden, wurden unter Benutzung des Programmes HYDRO_AS-2D zweidimensional simuliert. Eine ausgeprägte Hauptströmung stellt sich in der Talsperre nur im Hochwasserfall ein. Bei geringeren Zuflüssen ist keine derartige Komponente vorzufinden, was die Vermutung nahelegt, dass für beobachtete Verfrachtungseignisse eine weitere wichtige strömungsinduzierende Komponente berücksichtigt werden muss.

Die Bedeutung des Windes auf Vorgänge in der Talsperre wurde anhand analytischer Methoden hergeleitet und bewertet. Hierbei zeigt sich, dass besonders das Ostufer den Belastungen aus windinduzierten Wellen ausgesetzt ist. Die komplexen Verhältnisse in der Talsperre können mit den verwendeten Verfahren nicht detailliert wiedergeben werden und bedürfen einer vertieften, dreidimensionalen Untersuchung. Insgesamt ist aber festzustellen, dass hydrodynamische Prozesse einen großen Einfluss auf die Eutrophierung ausüben.

¹ Dipl.-Ing., Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden, sarah-christin.mietz@tu-dresden.de

Veranlassung

Die Gewässergüte der nördlich von Bautzen gelegenen Talsperre Bautzen (Abbildung 1) erfüllt wie 2/3 aller Flachseen in Deutschland (LAWA 2001) die Anforderungen der EG-Wasserrahmenrichtlinie nicht. Die Nährstoffgehalte innerhalb der Talsperre sind so hoch, dass in den Sommermonaten ausgeprägte Blaualgenmassenentwicklungen dominiert von *Microcystis*-Arten auftreten (siehe Abbildung 1). Damit besitzt die Talsperre keine Badewasserqualität und kann somit den Anforderungen der Tourismusindustrie nicht genügen.



Abbildung 1 Blaualgen in der Talsperre Bautzen im September 2009

Bei Seen, die so flach sind, dass bei stärkerem (oder gar schon mäßigem Wind) die obersten Sedimentschichten durch die Wellenturbulenz erodiert und im Wasserkörper suspendiert werden, entfällt auch die Rolle des Sedimentes als Nährstoffseneke. Daraus ergibt sich, dass polymiktische Flachseen, wie die Talsperre Bautzen, im Vergleich zu tiefen, thermisch geschichteten Seen unter vergleichbaren Randbedingungen intensiver und empfindlicher auf Nährstoffbelastungen reagieren. Die dem See zugeführten Nährstoffe können von den Phytoplanktern ohne oder mit nur geringem Verlust intensiver genutzt werden. Für die Talsperre Bautzen standen bisher besonders limnologische und limnochemische Fragestellungen im Mittelpunkt der Betrachtung. Strömungsbedingte Stofftransporte innerhalb des Talsperrenökosystems wurden dabei nicht berücksichtigt, obwohl die Talsperre Bautzen auf Grund ihrer stark

windexponierten Lage einen hohen Durchmischungsgrad aufweist. Die durchgeführte Strömungsanalyse setzt an diesem Punkt an. Stofftransportprozesse in flachen Seen sind zwar von einer Vielzahl Komponenten abhängig, Hauptströmungsinitiator der Talsperre Bautzen ist aber neben den Zu- und Abflussbedingungen der Wind.

Untersuchungsgebiet

Die Talsperre Bautzen befindet sich nördlich der Stadt Bautzen im oberen Spreetal. Die Talsperre wird von der Spree gespeist und ist nach DIN 19700-11 (2004) der TS-Klasse 1 zugeordnet. Die ursprünglich zur Brauchwasserversorgung der Kraftwerke Boxberg und Braunkohleverarbeitungsbetriebe errichtete Sperre dient heute dem Hochwasserschutz, der Niedrigwasseraufhöhung und der Wasserbereitstellung zur Flutung nahe gelegener Tagebaurestlöcher. Am Rande der Oberlausitz gelegen ist sie als bedeutsames Angelgewässer bekannt und erfüllt eine wichtige Funktion der Naherholung. Doch die immer wieder auftretenden sommerlichen Blaualgenmassenentwicklungen führen zu einem erhöhten Attraktivitätsverlust und einer zunehmenden Belastung von Flora und Fauna.

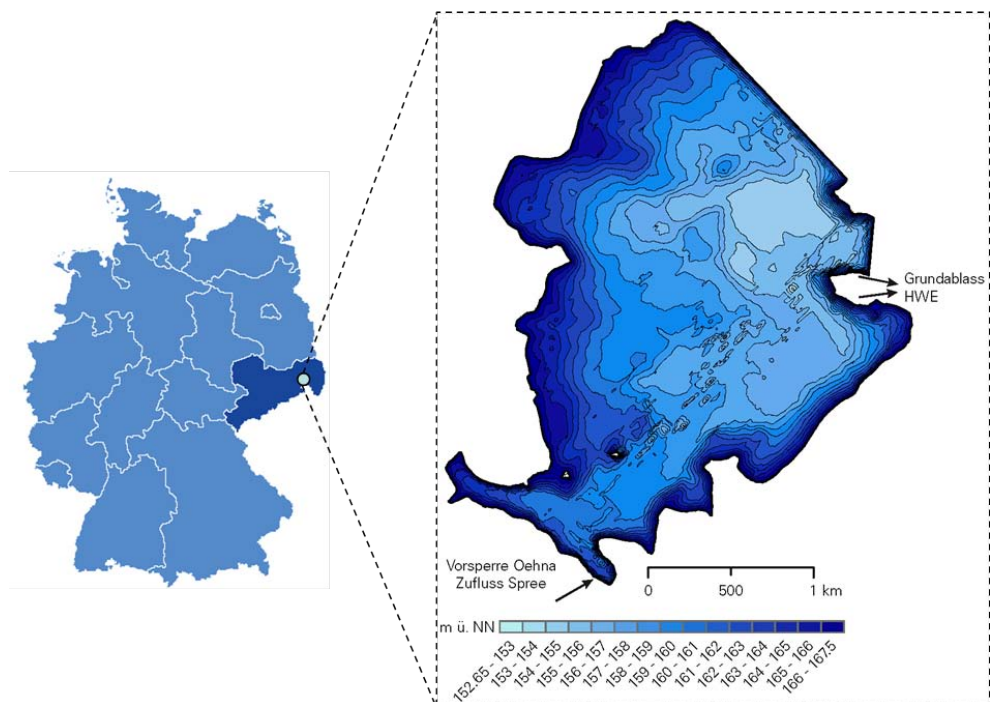


Abbildung 2 Lage und Isobathenkarte der Talsperre Bautzen

Seit 1980 wurden im Wasserkörper der Talsperre Restaurationsmaßnahmen im Sinne der Biomanipulation durchgeführt. Durch die gezielte Veränderung der Fischbiomasse wurden kurzzeitig Erfolge registriert [Benndorf 1995]. Es zeigte sich aber, dass der komplexe Eutrophierungsprozess mit dieser Methode langfristig nicht allein zu bekämpfen ist.

Methodik

In einem ersten Schritt wurden die physikalischen Grundlagen zur Quantifizierung von Strömungsprozessen in stehenden Binnengewässern herausgearbeitet und auf die Talsperre Bautzen bezogen. Eine detaillierte Analyse der Bauhistorie, Morphometrie, Windbelastung, Flora- und Faunabestände sowie der chemischen und trophischen Charakteristik der Talsperre lieferte erste Hinweise auf maßgebliche Belastungs- und Reaktionsgrößen.

Mit Hilfe eines zweidimensionalen Modells auf Basis des Programms Surface-Water Modeling System 8.0 (Fa. EMSI) unter Einbeziehung des Simulationsprogrammes HYDRO_AS-2D wurden die Strömungsereignisse bei mehreren Zuflussereignissen simuliert und ausgewertet. Zusätzlich fand entkoppelt von der numerischen Simulation eine durchgeführte Analyse der resultierenden Windereignisse statt.

Ergebnisse

Die Verfrachtung von Stoffen anhand der alleinigen Betrachtung des Zu- und Abflusses innerhalb des großen Wasserkörpers der Talsperre Bautzen gestaltet sich wegen des geringen Impulseintrages besonders im Größenbereich des mittleren jährlichen Zuflusses als relativ bedeutungslos. Erst bei einem Hochwasserereignis ergeben die Berechnungen insgesamt einen zirkulierenden Hauptstrom, der sich von der Vorsperre im Uhrzeigersinn zur HWE entwickelt und mit zunehmender Entfernung zur Vorsperre an Geschwindigkeit verliert (Abbildung 3).

Die numerischen Berechnungsergebnisse der geringen Zuflussszenarien weisen auf eine sehr schwach ausgeprägte Strömung hin, bei der sich keine Hauptströmung einstellt. Dies legt die vorab bereits erwähnte Vermutung nahe, dass für eine Verfrachtung innerhalb des Wasserkörpers eine weitere wichtige strömungsinduzierende Komponente berücksichtigt werden muss. Auf Grund ihrer windexponierten Lage bietet die Talsperre Bautzen eine große Angriffsfläche für die Kraftkomponente Wind. Da innerhalb des Berechnungsmoduls HYDRO_AS-2D während der Bearbei-

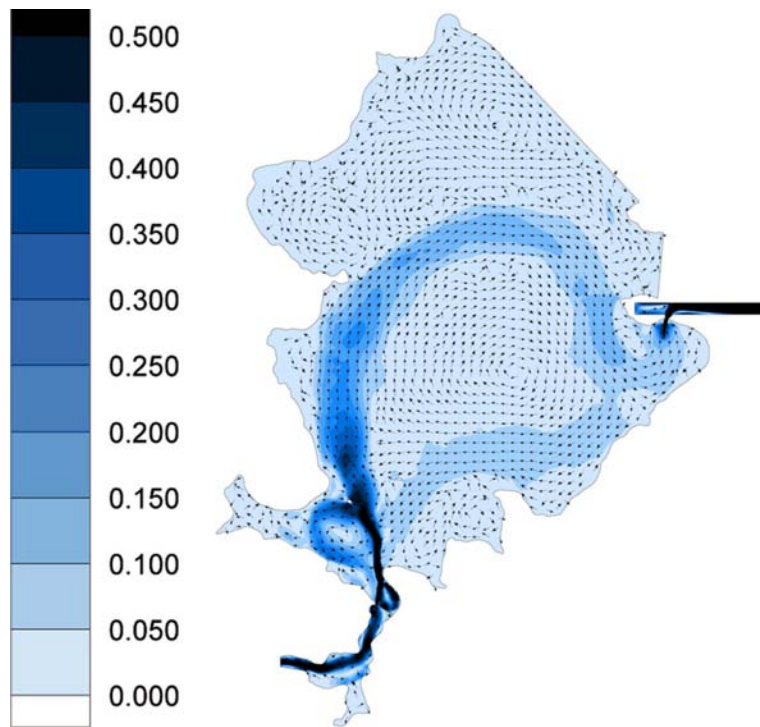


Abbildung 3 Ergebnis der Strömungssimulation (in m/s) infolge eines Hochwasserereignisses

tungszeit keine flächenhaft wirkende Spannungskomponente eingearbeitet werden konnte, musste ein alternativer Lösungsweg zur Beurteilung der windinduzierten Prozesse gefunden werden.

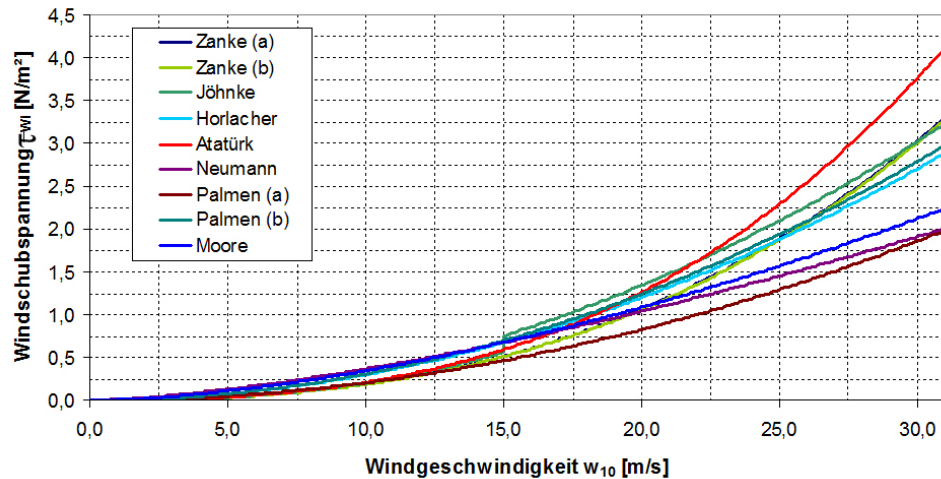


Abbildung 4 Windschubspannungen [N/m^2] in Abhängigkeit der Windgeschwindigkeit [m/s] und Theorie

Grundsätzlich treten an der Talsperre Bautzen die größten Windgeschwindigkeiten und Windschubspannungen (Abbildung 4) in den Sektoren auf, die im Vergleich die häufigste Auftretenswahrscheinlichkeit besitzen. Ungünstigerweise fallen für genau diese Sektoren die maximalen effektiven Längen an, so dass die auf Basis von empirischen Ansätzen ermittelten Wellenhöhen in den Sektoren untereinander stark variieren (Abbildung 5).

Eine beobachtete Mobilisierung von Partikel mit Korngrößen von bis zu 4,0 cm lässt sich mit der welleninduzierten Sohlschubspannung der Tiefwasserwellen nicht erklären. Davon ausgehend mussten die Verhältnisse an brechenden Wellen näher untersucht werden. Alle berechneten Wellen überschreiten die Grenzsteilheit im Tiefwasser nicht. Es findet also in den Bereichen großer Wassertiefen noch kein Wellenbrechen statt. Die Wellenparameter werden beim Einlaufen der Wellen in den Flachwasserbereich transformiert. Die Auswertung des Irribaren-Parameters für die vorhandenen Uferneigungen ergab das Auftreten von Schwallbrechern. Sturzbrecher, die im Aufschlagpunkt hohe Druckbeanspruchungen erzeugen, treten mit den vorherrschenden Wellenkennwerten bei bestimmten Uferneigungen auf. Am nördlichen Ostufer befinden sich Abschnitte, die solch eine Ufersteilheit aufweisen und durch Sturzbrecher belastet werden können.

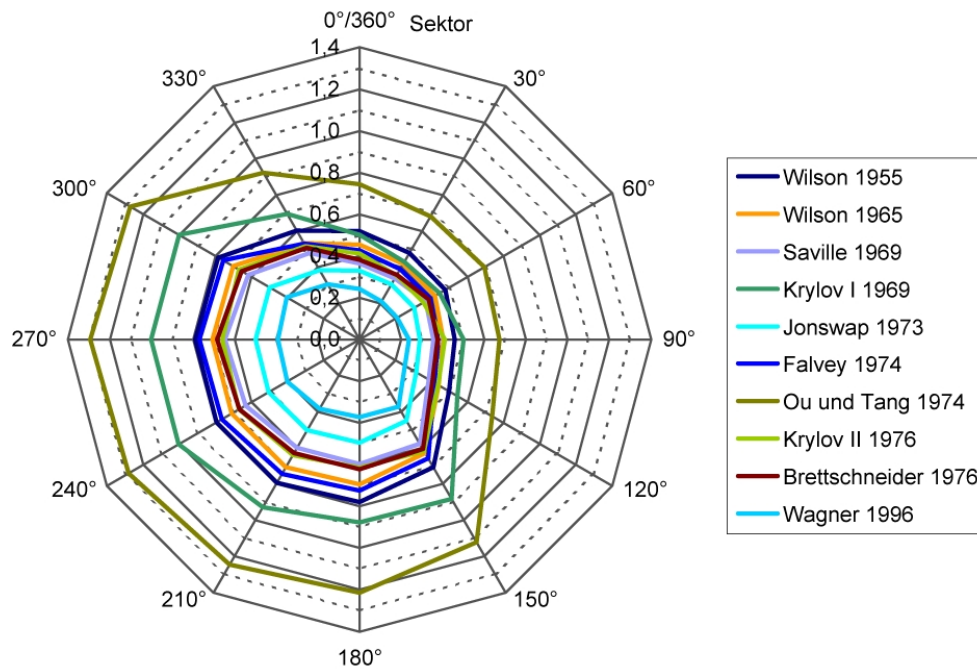


Abbildung 5 Mittlere Wellenhöhen [m] der verschiedenen Sektoren bei einem Windereignis von $T = 50$ a

Insgesamt zeigte sich, dass die Prozesse, die sich beim Übergang der Tiefwasserwellen in den Flachwasserbereich vollziehen, hauptsächlich an der Bewegung von Korngrößen der mobilisierten Gerölle in der Talsperre beteiligt sind. Dass dabei besonders das Ostufer maßgeblich von Wellenbelastungen betroffen ist, wurde anhand der Makrophytenkartierungen deutlich. Diese belegen, dass das Ostufer durch eine Makrophytenarmut, wie sie im Allgemeinen an luvseitigen Ufern vorzufinden ist, gekennzeichnet wird.

Abschließend kann festgestellt werden, dass hydrodynamische Prozesse in der Talsperre Bautzen einen großen Einfluss auf eine Vielzahl von biologischen Prozessen (z. B. Makrophytenverbreitung, Planktonverteilung, Detritusakkumulation usw.) und somit auf die Eutrophierung ausüben.

Ausblick

Bei der Erzeugung eines numerischen Modells, das zur Berechnung und Abbildung maßgeblicher Strömungen und Stofftransportprozesse innerhalb der Talsperre herangezogen werden soll, muss die Einflusskomponente Wind bei windexponierten

Standorten berücksichtigt werden. Zur umfassenden Simulation auftretender Strömungen in der Talsperre Bautzen eignet sich nur ein dreidimensionales Modell. In Abhängigkeit der Zielstellung ist hierbei eine Kopplung von Hydrodynamik- und Transportmodellen herzustellen, die einerseits die Modellierung von Wärmetransporten aber auch Suspensions- und Sedimenttransportberechnungen ermöglicht. Zur Kalibrierung und Validierung dieser Modelle sind umfassende Messdatensätze in Natura zu erheben. Aus wissenschaftlicher Sicht kann festgestellt werden, dass für die Erfassung und Quantifizierung der tatsächlichen Verhältnisse in Flachseen und flachen Talsperren noch ein großer Forschungsbedarf besteht.

Literaturverzeichnis

- [Benndorf 1995] Benndorf, J.: *Possibilities and limits for controlling eutrophication by bio-manipulation*. Int. Revue ges. Hydrobiol. 80, S. 519 - 534, 1995
- [LAWA 2001] Landesarbeitsgemeinschaft (LAWA): *Gewässerbewertung - stehende Gewässer*. Vorläufige Richtlinie für die Trophieklassifikation von Talsperren, Kulturbuch-Verlag GmbH, Berlin, 2001
- [Mietz 2010] Mietz, S.-Chr.: *Ermittlung der Strömungsverhältnisse im Wasserkörper einer Talsperre*. Diplomarbeit, unveröffentlicht, Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Dresden, 2010

Lokale Netzverfeinerung

Tobias Liepert¹

Kurzfassung/Abstract

Zu grob linearisierte Krümmungen liefern in numerischen Berechnungen auf strukturierten Rechteckgittern physikalisch unplausible Ergebnisse. Feiner aufgelöste Hindernisgeometrien zeigen kein solches Verhalten. Das vorgestellte Konzept der lokalen Netzverfeinerung ermöglicht im hydraulisch interessanten Teilbereich eine qualitative Verbesserung der numerischen Ergebnisse. Der Verfeinerungsprozess gekrümmter Geometrien in bestehenden Gittern gestaltet sich relativ simpel.

Motivation

Planung und Bau moderner Wasserkraftanlagen erfordern umfangreiche wasserbauliche Untersuchungen. Die Gewährleistung der Leistungsfähigkeit und Bauwerkssicherheit im Hochwasserfall ist eine der zentralen Aufgaben. Für die dazu notwendige Dimensionierung und Formgebung der Bauteile ist die Kenntnis des angreifenden Strömungsfelds Grundvoraussetzung. Zur dessen Bestimmung eignen sich sowohl physikalische Modellversuche als auch numerische Simulationen.

Für große Baumaßnahmen ist es heutzutage üblich beide Modellierungstechniken zu verwenden. Im Zusammenwirken gleichen sich Schwächen gegenseitig aus. Die Versuchsergebnisse aus dem physikalischen Modell dienen als Kalibrierungsparameter für die numerische Simulation. Umfangreiche Parametervariationen können im numerischen Modell einfach und schnell untersucht und das Endergebnis zur Sicherstellung der Richtigkeit im physikalischen Modell gegengeprüft werden.

Ein Vergleich zwischen den physikalischen Messungen und numerischen Simulationsergebnissen für die Druckverteilung auf dem Wehrrücken der Kajbar-Tiefauslässe

¹ M. Sc., Lehrstuhl für Wasserbau, Technische Universität München, liepert@tum.de

[Grünzner 2010] verdeutlicht den Unterschied der gemessenen und berechneten Werte. Im physikalischen Modellversuch stellt sich ein kontinuierlicher Druckverlauf über dem Wehrrücken ein, wohingegen die numerischen Berechnungen einzelne Druckspitzen ausgeben. Der Grund wird in einer zu groben Auflösung von Krümmungen der Simulationstopographie vermutet.

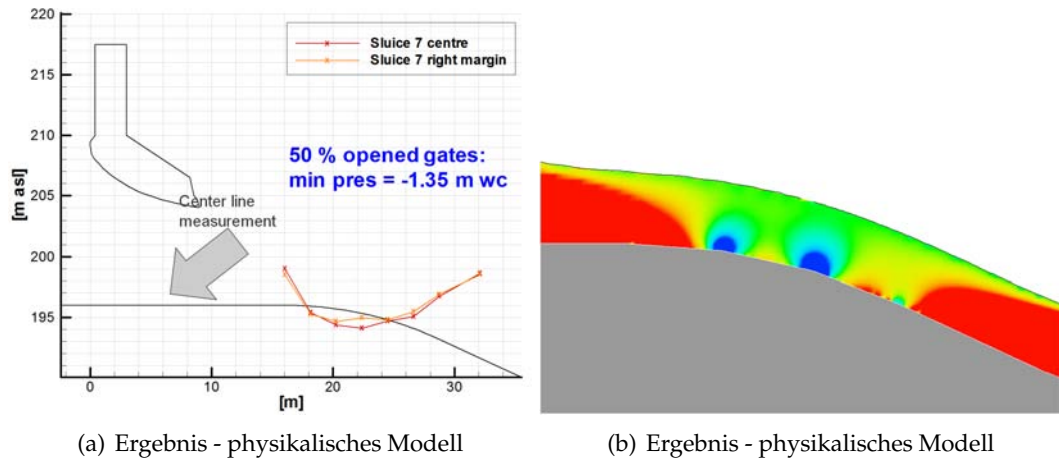


Abbildung 1 Vergleichsstudie [Grünzner 2010]

Eine wasserbauspezifische Aufbereitung der Simulationstopographie gestaltet sich mit gängigen CAD-Systemen sehr umständlich. CAD-Systeme nutzen zur Form- und Lagebeschreibung komplexe geometrische Modelle. Die CFD-Software Flow-3D ist jedoch nicht in der Lage diese oftmals proprietären Formate einzulesen. Zur Verfügung stehen lediglich standardisierte Schnittstellen. Die somit erforderliche Modellkonvertierung geht unweigerlich mit Informations- und Genauigkeitsverlusten einher. Für wasserbauliche Untersuchungen wäre es wünschenswert den interessanten Ausschnitt der Simulationstopographie feiner aufzulösen.

Methode

Die für das Verfahren notwendigen Einzelschritte des lokalen Verfeinerungsprozesses sollen an Hand eines Wehrrückens demonstriert werden. Ein Ausschnitt des zugehörigen Dreiecksnetzes ist in Abbildung 2 dargestellt, dort markiert der grau schraffierte Bereich die ausgewählte zu verfeinernde Teilfläche.

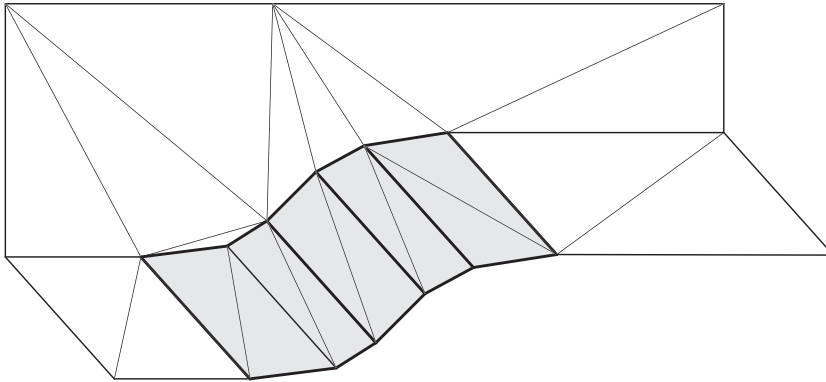


Abbildung 2 Wehrrücken - Ausschnitt Dreiecksnetz

Randpunkte und -kanten

Extrahiert aus der selektierten Fläche bilden die Randkanten und -punkte (Abbildung 3a) die Basis des Verfeinerungsalgorithmus. Die herausgefilterte Randstruktur ist im ersten Schritt auszurichten. Dabei wird beginnend von einer beliebigen Randkante sowohl die Reihenfolge als auch die Richtung der Kanten nacheinander bestimmt und bedarfsweise angepasst (Abbildung 3b). Der konzeptionierte Verfeinerungsalgorithmus basiert auf einem topologisch rechtwinkligen Viereck, in Folge dessen ist es zwingend erforderlich vier Eckpunkte festzulegen. Welche Randpunkte als Eckpunkte gelten ist durch einen Schwellwertparameter bestimmt. Im letzten Schritt der Randbehandlung wird die Polygonlinie an den gefundenen Eckpunkten aufgeschnitten (Abbildung 3c) und in vier Stränge geteilt. Die weitere Bearbeitung erfolgt strangweise.

Kurvenglättung

Die Linearisierung der Simulationstopographie im Austauschformat bedingt eine für Krümmungen approximative Darstellung. Die lokale Verfeinerung soll die Approximation der Krümmungen verbessern. Dies geschieht indem die Randstränge eine Kurvenanpassungsprozedur durchlaufen und so der Polygonzug in eine glatte Kurve überführt wird. Eine Kurvenanpassung ist mittels verschiedenster Methoden und Verfahren möglich. Der verwendete Ansatz der lokalen Interpolation wurde den maß-

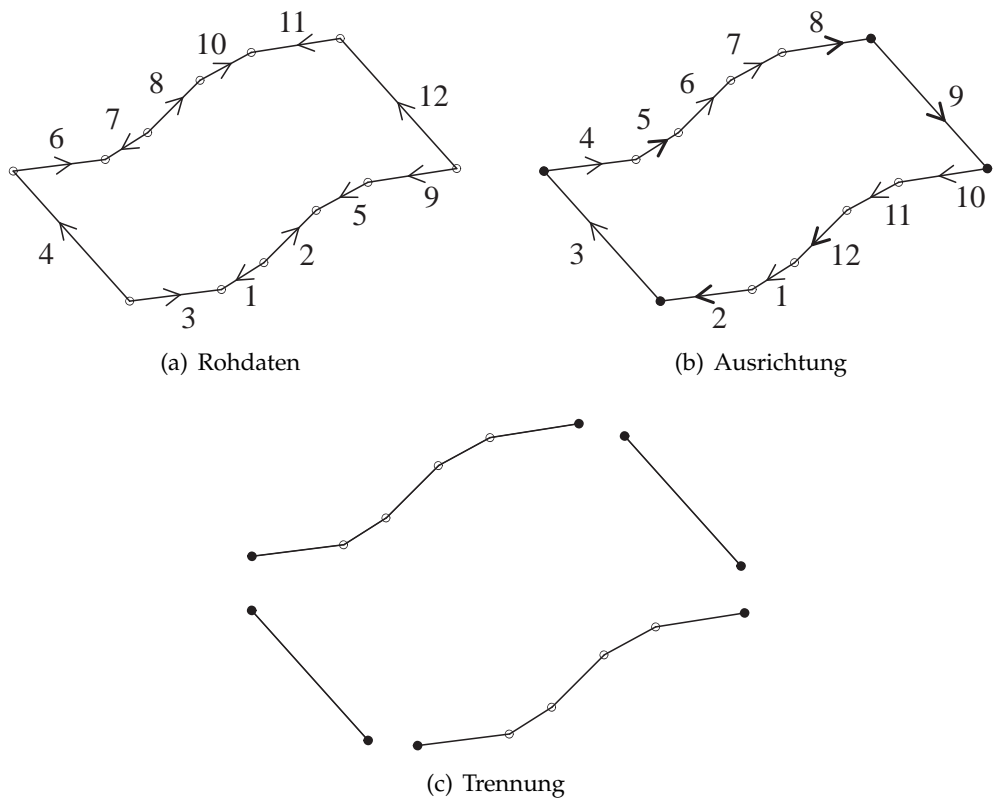


Abbildung 3 Wehrrücken - Randbehandlung

gebenden Anforderungen C1-Kontinuität und die Forderung, dass die Kontrollpunkte exakt auf der geglätteten Kurve liegen am besten gerecht.

Die lokale Interpolation

Die lokale Interpolation [Piegl & Tiller] vereinigt einzelne polynomiale oder rationale Kurvensegmente unter Sicherstellung der C1-Kontinuität. Als Kurvensegmente dienen kubische Bézier-Kurven. Diese benötigen zusätzlich zu den bereits bekannten Anfangs- und Endpunkten (Kontrollpunkte) zwei weitere interne Kontrollpunkte. In der Literatur finden sich mehrere Verfahren zur Bestimmung der internen Kontrollpunkte. Das zur Anwendung gebrachte Fünf-Punkt-Verfahren besitzt gegenüber einfacheren Verfahren den Vorteil, dass geradlinige Kurvenabschnitte als solche exakt abgebildet werden können.

Diskretisierung

Im letzten Arbeitsschritt sind die geglätteten Randkurven zu diskretisieren. Segmentweise werden gemäß den Benutzervorgaben beliebig viele Zwischenpunkte, die auf dem geglätteten Rand liegen, eingefügt. Der verfeinerte diskretisierte Rand (Abbildung 4b) zeigt im Vergleich zur kontinuierlichen Randbeschreibung (Abbildung 4a) kaum wahrnehmbare Unterschiede.

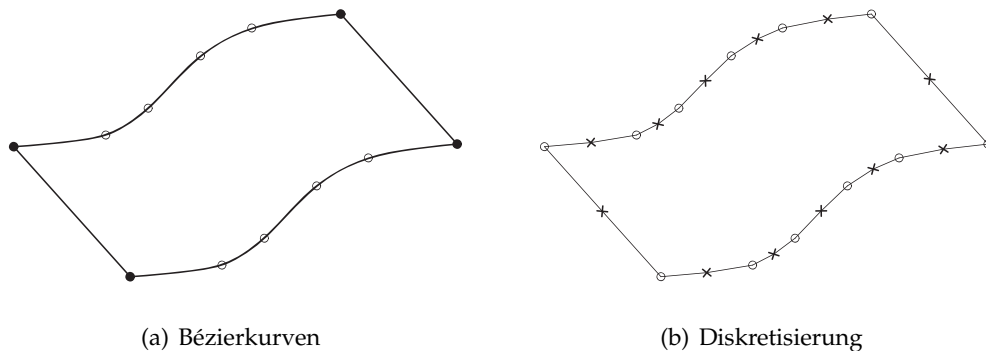


Abbildung 4 Wehrrücken - Glättungsvorgang

Netzverfeinerung und -anpassung

Bislang wurde ausschließlich der Rand der ausgewählten Teilfläche bearbeitet. Im nächsten Schritt ist das bestehende Dreiecksnetz an den verfeinerten Rand anzuglei-

chen. Dies bedeutet, dass das innenliegende Netz neu aufzubauen und die außenliegende Dreiecksvermaschung anzupassen ist. Die Innennetzanpassung basiert auf der Methode der Transfiniten Interpolation [Knupp & Steinberg 1993]. Eine räumliche Netzgenerierungsproblematik vereinfachte sich so zu einem ebenen Problem. Der Schlüssel dazu liegt in der Unterscheidung zwischen logischem und physikalischem Raum. Die Interpolation erfolgt im logischen Raum und wird anschließend mit Hilfe der zugehörigen parametrisierten Randfunktionen in den physikalischen Raum transformiert. Auf diese Weise werden neue Innenpunkte erzeugt, welche abschließend noch zu vernetzen sind.

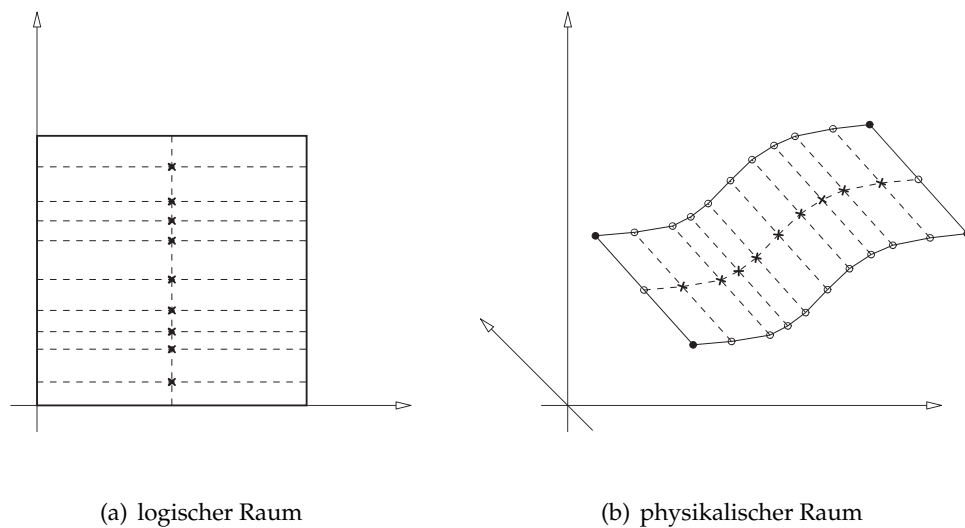


Abbildung 5 Wehrrücken - Transfinite Interpolation

Die Außennetzanpassung gestaltet sich deutlich einfacher. Bildlich gesprochen sind die anliegenden Dreiecke wie ein zu groß geratenes Tortenstück entsprechend der gewählten Verfeinerung zu zerteilen.

Ergebnisse

Wie eingangs gezeigt weichen die Messergebnisse am physikalischen Modell und die Berechnung des numerischen Modells bei der Untersuchung der Kajbar-Tiefauslässe deutlich voneinander ab. Welchen Einfluss eine lokale Netzverfeinerung auf die Qualität des numerischen Ergebnisses hat, wird im folgenden Abschnitt beleuchtet. Vorab werden einige programmspezifische Eigenheiten von Flow-3D erörtert.

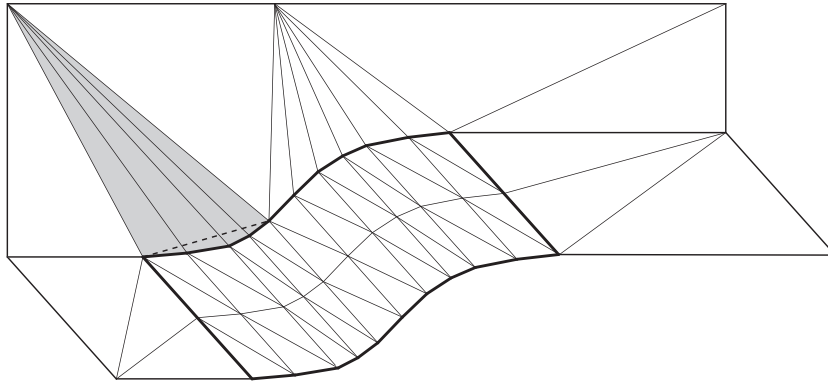


Abbildung 6 Wehrrücken - Netzeinbettung

Berechnungsnetz

Die Lösung der strömungsmechanischen Gleichungen erfolgt auf einem räumlich strukturierten Rechteckgitter. Mit dem Vorteil einer klar definierten Nachbarschaftstopologie ist es möglich den Berechnungsvorgang effizient auszuführen. Auf der anderen Seite sind jedoch Einbußen hinsichtlich der geometrischen Flexibilität hinzunehmen. Schräge Kanten oder Krümmungen in strukturierten Netzen exakt abzubilden bedarf einer extrem hohen Auflösung. Die für die Berechnung zur Verfügung stehenden Ressourcen sind so sehr schnell erschöpft.

Flow-3D begegnet diesem Problem mit dem sogenannten FAVOR-Algorithmus [Hirt 1985]. Die Grundidee der Fractional Area Volume Obstacle Representation Methode ist, den Randbereich der Hindernisgeometrie durch Zusatzinformationen genauer beschreiben zu können. Der von Hirt konzipierte Ansatz stützt sich gedanklich auf ein poröses Medium, indem einzelne Zellen sowohl aus Feststoff als auch aus Fluid bestehen können. Das Ergebnis des FAVOR-Algorithmus für einen Kreisquerschnitt verdeutlicht die Abbildungsqualität (Abbildung 7).

Die Qualität der Abbildung wird durch die Verwendung des FAVOR-Algorithmus zwar deutlich verbessert, trotzdem gibt es Konstellationen unter welchen dieses Verfahren ungünstig wirkt. So werden z.B. scharfe Kanten, die nicht auf Netzkanten liegen, gebrochen. Die Lage der Hindernisgeometrie relativ zu den Netzkanten ist von ergebnisrelevanter Bedeutung und muss vom Benutzer problemspezifisch angepasst werden.

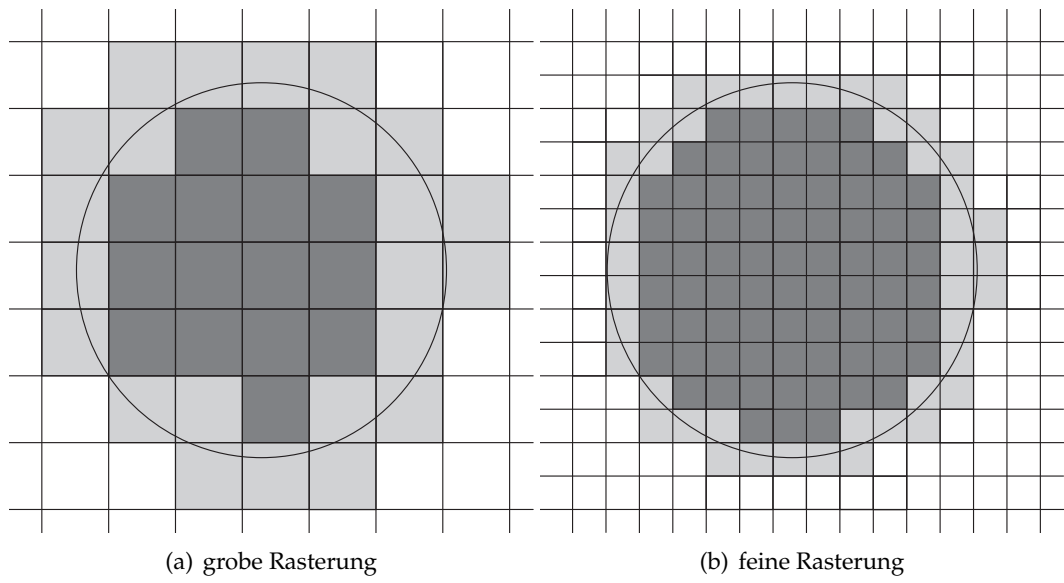


Abbildung 7 Kreisquerschnitt im Rechteckgitter

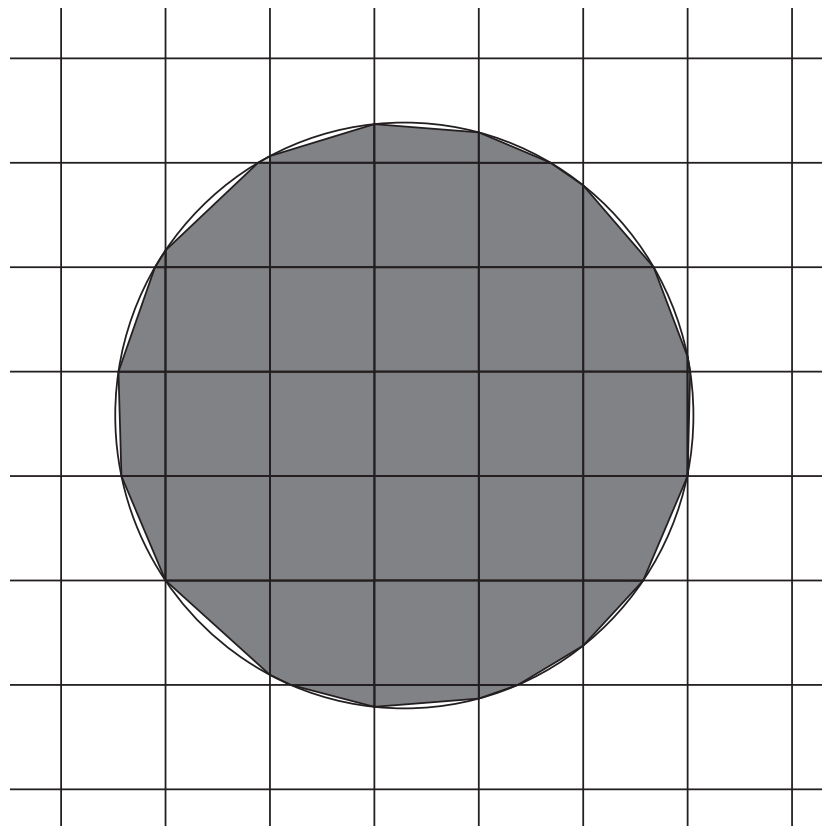


Abbildung 8 Kreisquerschnitt im Rechteckgitter mit FAVOR-Methode

Vergleichsrechnung

Um den Effekt der Modellglättung zu verifizieren, wird das eingangs erwähnte Beispiel der Vergleichsstudie aufgegriffen. Die Druckverteilung über den Wehrrücken zeigte in den numerischen Berechnungen unrealistische Druckspitzen, welche aus den Knicken in der Simulationsgeometrie resultierten. Die Anwendung der lokalen Verfeinerung ersetzte die markanten Knicke der gekrümmten Wehroberfläche durch eine Vielzahl betragsmäßig kleinerer Knicke. Das nach der Verfeinerung resultierende numerische Druckfeld gleicht dem im physikalischen Modell gemessenen (Vergleich: Abbildung 1a und 9d). Das vorgestellte Konzept der lokalen Netzverfeinerung ermöglicht mittels eines einfachen Verfahrens die Ergebnisqualität numerischer Berechnungen zu verbessern.

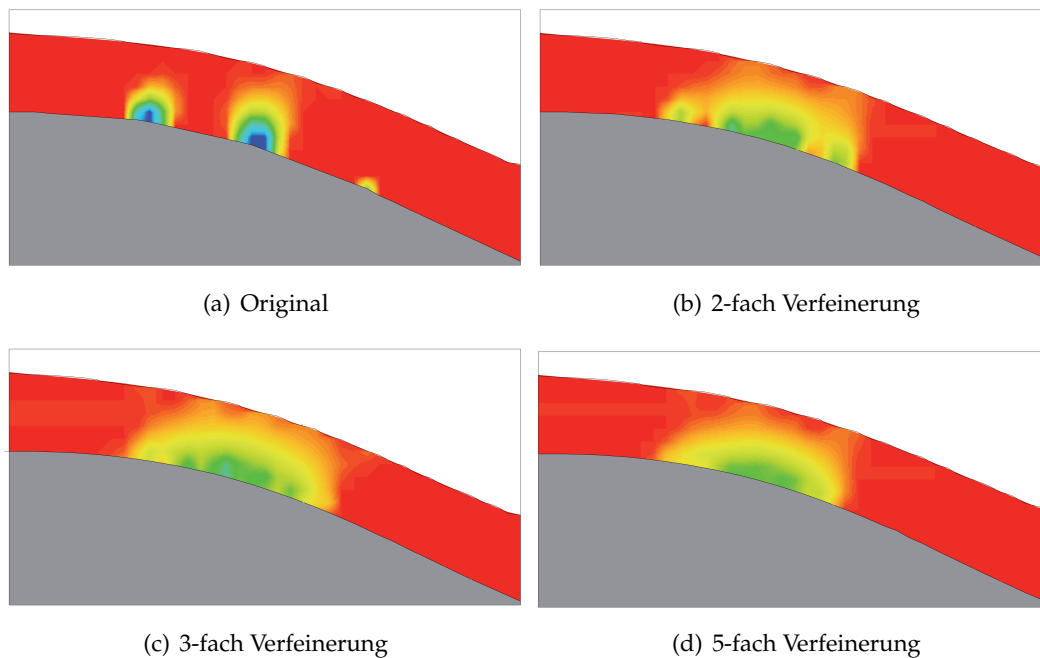


Abbildung 9 Qualitative Druckfelder für unterschiedliche Verfeinerungsgrade

Literaturverzeichnis

- [Grünzner 2010] Grünzner, M.: *Vergleichsstudie*. Interner Bericht, TU München, 2010
- [Hirt 1985] Hirt, C.W.: *A porosity technique for the definition of obstacles in rectangular cell meshes*. Proc. Fourth International Conf. Ship Hydro, 1985
- [Knupp & Steinberg 1993] Knupp, P.; Steinberg, S.: *The fundamentals of grid generation*. CRC, 1993
- [Liepert 2010] Liepert, T.: *Lokale Netzverfeinerung*. Master Thesis, TU München, 2010
- [Piegl & Tiller] Piegl, L.; Tiller, W.: *The NURBS book*. Springer Verlag, 1997

Die Vereinfachung der 3D-Simulation von Einlaufrechen an Wasserkraftwerken durch ein poröses Medium

Julien Barbier¹

Kurzfassung

Bei der Simulation von Wasserkraftanlagen kommt es zunehmend darauf an, alle baulichen und maschinellen Komponenten zu simulieren, die einen maßgeblichen Einfluss auf die Strömung haben. Einer dieser Komponenten ist der Feinrechen, der für den Fischschutz vor das Bauwerk gesetzt werden muss. Besonders bei schräger Anströmung ist hier nicht nur der Druckverlust von Bedeutung, sondern auch die Vergleichmäßigung der Strömung, die sich wiederum positiv auf den Gesamtwirkungsgrad auswirken kann, wenn hydraulische Verluste reduziert werden. Die Rechenstäbe verlangen jedoch eine hohe Netzauflösung, wenn sie nicht zu große numerische Fehler hervorrufen sollen. Am Lehrstuhl Wasserbau und Wasserwirtschaft sollen deswegen Versuche und Simulationen zur Abstraktion eines Rechen durchgeführt werden, ohne jedoch die Druckverluste und Strömungsgleichrichtung zu vernachlässigen. Ein erster Versuch stellt dabei die Beschreibung durch ein poröses Medium dar.

Motivation

Die zunehmende Leistungsfähigkeit von Hardware und Simulationssoftware erlaubt allmählich die Simulation gesamter Bauwerke. Die gleichzeitige Simulation aller Komponenten eines Wasserkraftwerks z.B. sollte es ermöglichen, in Zukunft eine Abwä-

¹ Dipl.-Ing., Lehrstuhl Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, j.barbier@bv.tu-muenchen.de

gung zwischen verschiedenen Optimierungen zu machen. So kann es von wirtschaftlichem Vorteil sein, mehr in die Verbesserung der Einlaufgeometrie zu investieren, als den Maschinennwirkungsgrad zu steigern.

Die Unterschiedlichen Strömungsphänomene sind im Wasserbau so zahlreich, dass es oft einer Kopplung unterschiedlicher Modelle bedarf. Weiterhin fehlt es an Erfahrungen, wie unterschiedliche Situationen zu modellieren sind [Gemny 2004]. Bei einem Wasserkraftwerk ist zum Beispiel der Übergang vom flachen Freispiegelabfluss auf den Druckabfluss im Leitwerk und der Turbine zu nennen. Auch der nachfolgende Übergang vom Saugschlauch zum Unterwasser kann schwierig zu modellieren sein.

Ziel der vorrangegangenen Diplomarbeit war es, als ein Beitrag zu einer Gesamtsimulation eines Kraftwerks die Modellierung der Einlaufrechens zu untersuchen. Es soll zukünftig möglich sein, das Schachtkraftwerk numerisch zu optimieren, um unterschiedliche Anordnungen bewerten zu können [Rutschmann et al. 2010].

Der Einfluss des Rechens auf die Strömung im Einlaufbereich ist in Abbildung 1 zu erkennen. Diese vorläufigen Simulationen sollten erörtern, ob ein Verzicht auf die Simulation der Rechenstäbe vertretbar wäre. Die Rechenstäbe mit einem lichten Abstand von 20 mm vergleichmäßigen die Strömung merklich, was vermutlich den Wirkungsgrad des Kraftwerks verbessern könnte.

Methode

Simulationen, die eine sehr große Bandbreite an Größen darstellen sollen, sind numerisch aufwendig und verlangen vom Anwender Erfahrung in der Netzerstellung, da sonst die Übergänge nur unzureichend modelliert sind [Barbier 2010]. So sind die Zellen in den Stabzwischenräumen um zwei Größenordnungen kleiner als in dem freien Zuströmungsbereich.

Eine Simulation mit einem auflösungsunabhängigen Netz (Abbildung 2), das nur den direkten Bereich des Schachts simuliert, benötigt so für eine stationäre Berechnung drei Wochen (5 Kerne) bis zur Konvergenz. Eine Vereinfachung der Simulation durch eine Abstrahierung der Rechens soll die Zellenanzahl und Simulationszeit erheblich reduzieren.

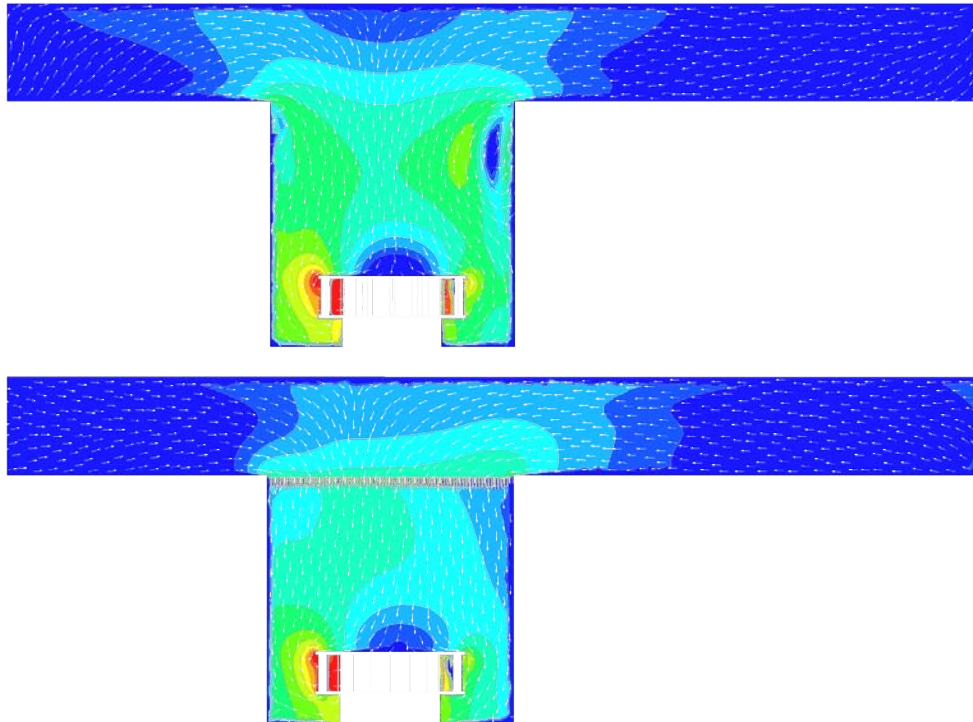


Abbildung 1 Vergleich der Strömung im Schacht infolge eines Feinrechens

Rechenverluste

Um den Rechen durch ein einfacheres Modell ersetzen zu können, müssen seinen Eigenschaften beschrieben werden. Schon Kirschmer [Kirschmer 1926] hat die Verluste, die durch die Durchströmung eines Rechens entstehen, analytisch quantifiziert. Nachteil dieser Methodik ist jedoch, dass nur bestimmte Rechenprofile durch einen Formbeiwert beschrieben sind, und dass nur bei bestimmten Zuströmrichtungen eine Aussage über den Einfluss der schrägen Anströmung gemacht werden kann. Alle Ansätze zur Beschreibung einer Schräganströmung gehen davon aus, dass diese homogen ist. Um ein Verklemmen von Geschiebe an dem horizontalen Rechen zu verhindern, wurde ein neues Rechenprofil entwickelt, das an der Oberseite seine breiteste Stelle hat und sich in Fließrichtung verjüngt (VRP). Um eine Aussage über die Verluste dieses neuen Profils zu machen, wurden Versuche durchgeführt, bei denen sowohl Rechteckprofile als auch die neuen Profile im Druckabfluss bei verschiedenen Geschwindigkeiten verglichen wurden. Die Messungen zu den Rechteckstäben sollten dabei als Eichungen zu den Versuchen von Kirschmer [Kirschmer 1926] und Meusburger [Meusburger 2002] dienen.

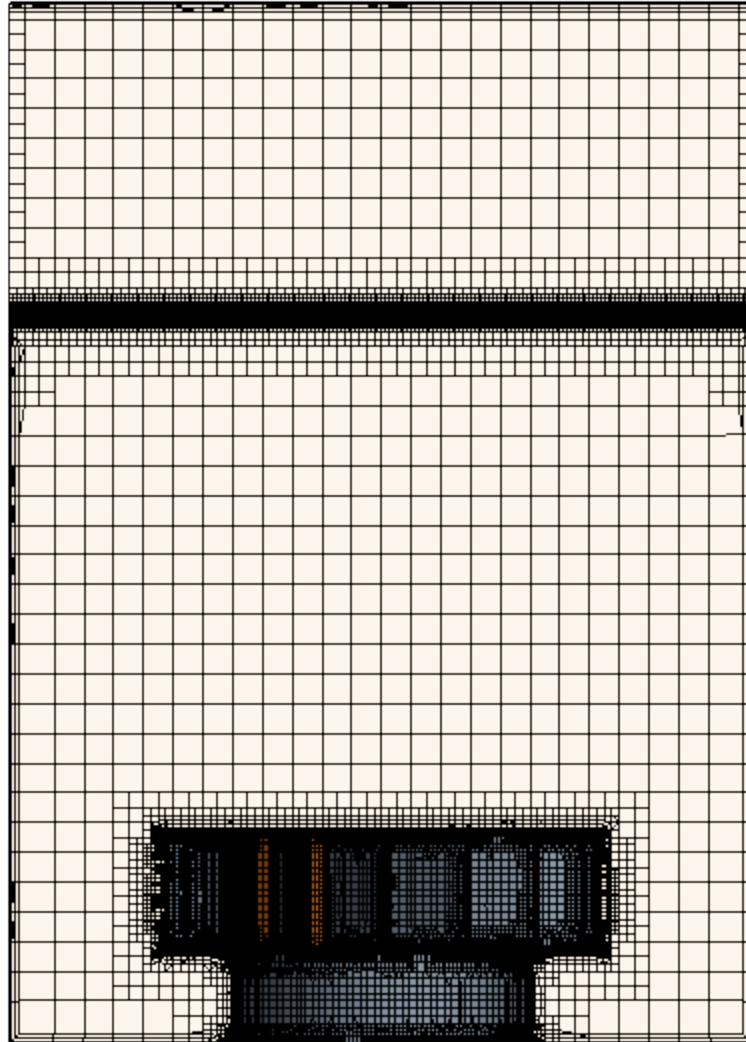


Abbildung 2 Schnitt durch das Berechnungsnetz, Schacht mit Feinrechen, Schachtbreite 2,50 m

Weiterhin wurden numerische Simulationen mit einem hohen Detaillierungsgrad im Bereich der Stäbe ausgeführt. Dies sollte es ermöglichen, in Zukunft auf Versuche bei neuen Rechengemetrien zu verzichten. Eine Netzunabhängigkeitsstudie in Star-CCM+ zeigte dabei, dass sehr feine Netze notwendig sind, um modellbedingte Fehler zu beheben. Abbildung 3 stellt ein Netz mit 5 Prismenschichten im Bereich der Rechenstäbe dar. Eine solche Auflösung ist bei einer Gesamtmodellierung nicht möglich, bei der knapp hundert lange Rechenstäbe vorhanden sein können.

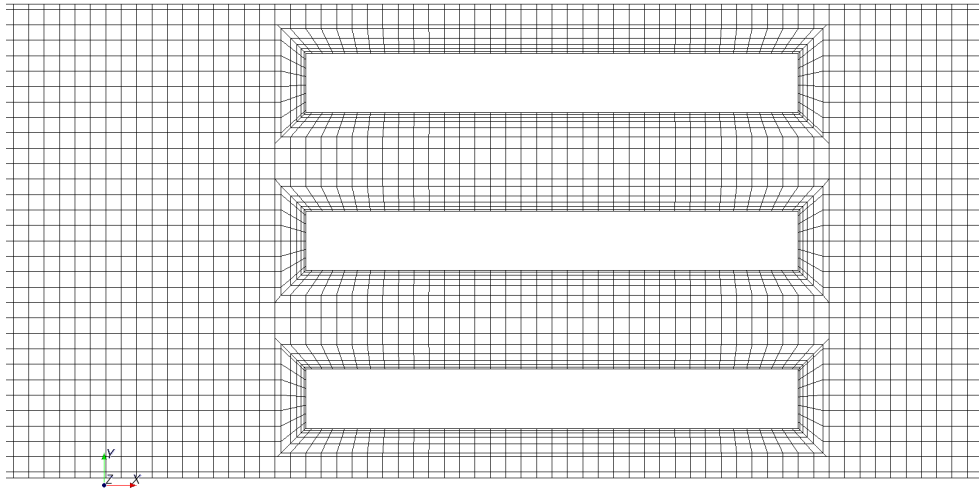


Abbildung 3 Netz für einen Rechtecksstab mit 5 Prismenschichten

Strömungsumlenkung

Wie in der Motivation erwähnt, haben die Rechenstäbe einen großen Einfluss auf die Fließrichtung. Dieser Einfluss kann sowohl positive als auch negative Folgen haben, muss aber erfasst werden, wenn das Modell belastbar sein soll. Auch für diesen Fall wurde der Versuchsaufbau benutzt. Es wurden für einen Anströmwinkel von 45° Messungen der Druckverluste durchgeführt, einerseits mit Rechenstäben der jeweiligen Profile vertikal und andererseits mit horizontalen Stäben. So sollte bei dem gleichen Verbauungsgrad der Einfluss der Umlenkung erfasst werden.

Auch numerisch wurde die Umlenkung der Strömung modelliert, um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse nachzuweisen. Wieder wurde die Netzunabhängigkeit untersucht, um die Mindestkriterien einer Modellierung zu erfassen. So kam es zu Netzen. Als diskretisierungsunabhängig erwiesen sich Netze, die für 16 Stäbe mit 1 m Vor- und Nachlauf 4 Millionen Zellen aufweisen.

Poröse Medien als Ersatz

Poröse Medien werden in der numerischen Strömungsmechanik durch einen Zusatzterm abgebildet, welcher als Impulssenke fungiert. Diese Senke kann ausgedrückt werden als [Fluent Inc. 2006]:

$$S_i = - \left(\frac{\nu}{c} v_i + C_2 \frac{2}{\alpha} \rho |v| v_i \right)$$

Hierbei stellt der linke Teil in der Klammer die viskosen Verluste dar, die bei laminarer Strömung maßgebend sind. Der rechte Teil beschreibt die Impulsverluste, die bei turbulenter Strömung maßgebend sind. $1/\alpha$ ist die Permeabilität und C_2 der Faktor für den Impulsverlust. Eine Vereinfachung durch die Vernachlässigung der viskosen Verluste, die hier keine Rolle spielen, ergibt für den Druckverlust in der x -Richtung dann:

$$\Delta p_x \approx \sum_{j=3}^3 C_{2xj} \Delta n_x \frac{1}{2} \rho v_j |v|$$

Eine Beziehung zwischen der Geschwindigkeit und dem Druckverlust kann aus Versuchsergebnissen oder aus Simulationen über eine quadratische Regression gebildet werden. Diese hat die Form:

$$\Delta p = av^2 - bv$$

Der quadratische Term ergibt sich somit zu:

$$a = C_2 \frac{1}{2} \rho \Delta n$$

Mit dieser verallgemeinerten Beziehung ist es möglich, die Druckverluste bei beliebigen Geschwindigkeiten zu modellieren, auch wenn die Strömungsgeschwindigkeiten stark heterogen sind. Dies liegt daran, dass die Druckverluste für jede Zelle mit der jeweiligen Geschwindigkeit berechnet werden.

Es ist weiterhin möglich, das poröse Medium als anisotrop zu beschreiben, indem für die jeweiligen Richtungskomponenten unterschiedliche Faktoren für die Impulsverluste gesetzt werden. In den Richtungen, in denen keine Strömung stattfinden soll, wird der Faktor um zwei Größenordnungen erhöht [Fluent Inc. 2006]. So können die Rechenstäbe auch in ihrer Lage beschrieben werden, damit die Umlenkungen berücksichtigt werden.

Ergebnisse

Rechenverluste

Die Ergebnisse der Verluste entsprechen bei gerader Anströmung der Rechteckstäbe bis auf die Messtoleranz den erwarteten Ergebnissen laut Kirschmer (Abbildung 4). So ist es dann auch möglich, die Ergebnisse für das sich verjüngende Rechenprofil zu verwenden. Die Messungen der Druckverluste für den 45°-Kanal müssen wegen inkonsistenter Ergebnisse nochmal durchgeführt werden.

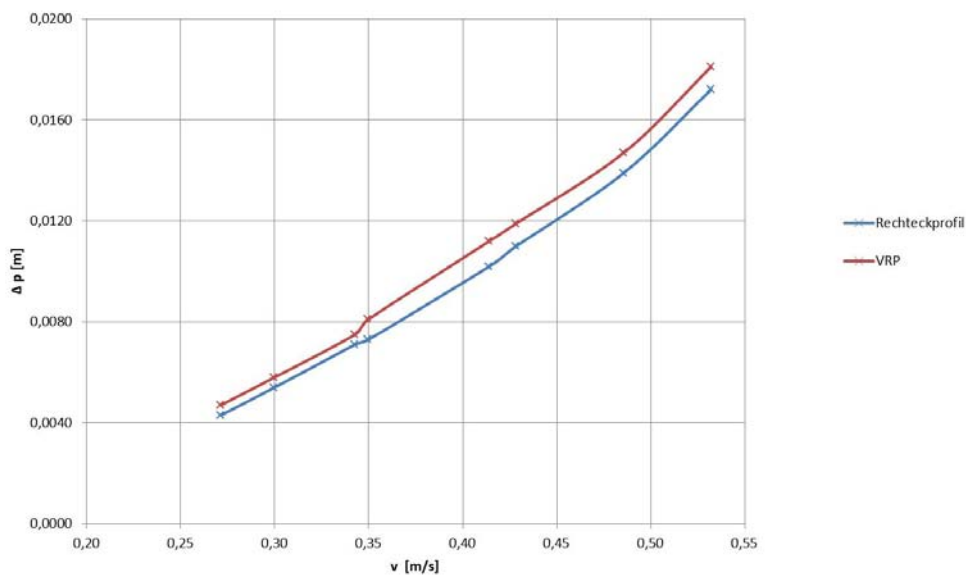


Abbildung 4 Experimentell ermittelte Druckverluste für zwei Rechenprofile

Die Netze für die Simulationen der Rechenstäbe konnten sehr hoch aufgelöst werden, sodass alle wichtigen numerischen Qualitätskriterien eingehalten werden konnten. Auch Simulationen mit LES brachten vergleichbare Ergebnisse. So sollte es in Zukunft möglich sein, die Verlustbeiwerte für unterschiedliche Profile numerisch zu ermitteln.

Eine Bestimmung der Parameter für die Beschreibung des Rechens als poröses Medium steht noch aus.

Umlenkung

Als zweites Kriterium für eine erfolgreiche Beschreibung des Rechens anhand eines porösen Mediums wurde die erfolgreiche Modellierung der Umlenkung defi-

niert. Durch eine Festlegung des Fließwiderstandes in Querrichtung, der in x- und y-Richtung um Größenordnungen höher ist, gelang es, die Strömung umzulenken, wie dies bei der Simulation mit Rechenstäben und in den Versuchen zu sehen war. Anstatt mit 4 Millionen Zellen konnte die Simulation mit 400.000 Zellen durchgeführt werden. Dies führte zu einer signifikanten Reduktion der Rechenzeiten.

Grafisch dargestellt sind diese Ergebnisse in Abbildung 5. Simulationen mit komplizierterer Zuströmung stehen noch aus, sind aber notwendig, um nachzuweisen, dass dieser Ansatz allgemeingültig ist.

In Abbildung 5 ist eine Gegenüberstellung der Simulation mit Rechenstäben und porösem Medium dargestellt. Simulationen mit heterogenen Zuströmungen des Rechen stehen noch aus, um nachzuweisen, dass dieser Ansatz allgemeingültig ist.

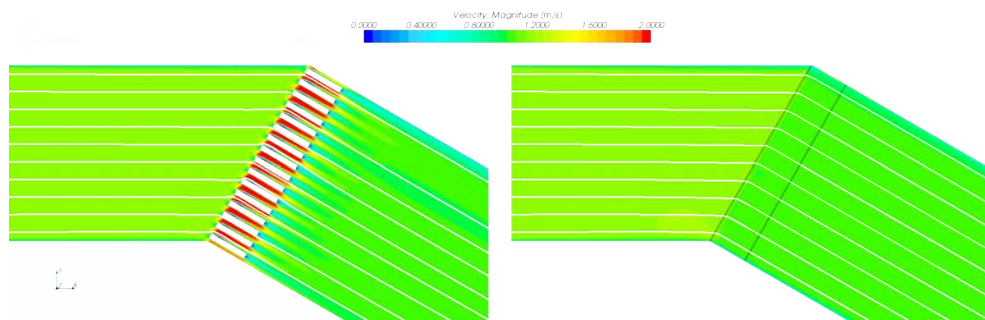


Abbildung 5 Vergleich der Simulationen mit Rechenstäben und porösem Medium

Zusammenfassung

Es wurden erste Versuche und Simulationen durchgeführt mit dem Ziel eine Methodik zur Abstraktion von Feinrechen in numerischen Simulationen zu entwickeln. Erste Ergebnisse deuten darauf hin, dass eine Implementierung von Rechenstrukturen als poröse Medien möglich ist. Zur erfolgreichen Modellierung ist es notwendig, dass insbesondere die geschwindigkeitsabhängigen Druckverluste und die Umlenkung der Strömung, welche durch den Rechen resultieren, korrekt abgebildet werden.

Literaturverzeichnis

- [Gemny 2004] Gemny, G. J. W.: *Erschließung der automatischen Strömungsoptimierung zur Lösung von Gestaltungsaufgaben im Wasserbau*. Dissertation, RWTH Aachen, 2004
- [Rutschmann et al. 2010] Rutschmann et al.: *Wasserkraftkonzept in vollständiger Unterwasseranordnung*. Technischer Bericht, Lehrstuhl Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, 2010
- [Barbier 2010] Barbier, J. E.: *Bewertung von numerischen Simulationen mit Verifikation an einem physikalischen Versuchsaufbau*. Diplomarbeit, Lehrstuhl Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, 2010
- [Kirschmer 1926] Kirschmer, O.: *Untersuchungen über den Gefälleverlust an Rechen*. Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der TH München, Vol.1, TH München, 1926
- [Meusburger 2002] Meusburger, H.: *Energieverluste an Einlaufrechen von Flusskraftwerken*. Mitteilungen, Versuchsanstalt für Wasserbau und Glaziologie, ETHZ Zürich, 2002
- [Fluent Inc. 2006] FLUENT Inc.: *Gebrauchsanweisung zu FLUENT*.

Das UNESCO-Welterbe und das Wasser

Michael Mett¹

Zusammenfassung

Das UNESCO-Welterbe umfasst die wichtigsten Kultur- und Naturdenkmäler auf unserem Planeten. Viele dieser Stätten stehen direkt im Zusammenhang mit dem Wasser, sei es als Teil eines Naturraumes, als Ressource oder Energielieferant. Ziel dieser Arbeit ist, die Welterbestätten auf ihre Verbindung zum Wasser hin zu untersuchen. Dazu wurden 37 Kategorien erstellt, in welche die seit 1978 aufgenommenen Welterbestätten einsortiert wurden. Weiterhin werden ausgewählte wasserrelevante Welterbestätten vorgestellt.

Einleitung

Die Kultur- und Naturdenkmäler der Erde sind durch Bevölkerungswachstum, Industrialisierung, Kriege, Klimawandel und den natürlichen Verfall bedroht. Die UNESCO (United Nations Educational, Scientific and Cultural Organisation) bietet mit dem Welterbe eine Instanz, in der die wichtigsten zivilisatorischen und naturräumlichen Denkmäler gelistet und unter Schutz gestellt werden.

Die Welterbeliste basiert auf dem Übereinkommen zum Schutz des Kultur- und Naturerbes der Welt. Diese sogenannte Welterbekonvention wurde 1972 auf der 17. Generalkonferenz der UNESCO in Paris verabschiedet und trat 1975 in Kraft. Die Grundidee der Welterbekonvention ist, dass „Teile des Kultur- oder Naturerbes von außergewöhnlicher universeller Bedeutung sind und daher als Bestandteil des Welterbes der ganzen Menschheit erhalten werden müssen.“ [Wikipedia]. Derzeit haben 187 Staaten diesen völkerrechtlichen Vertrag ratifiziert [UNESCO World Heritage Centre].

¹ Dipl.-Geol., Arbeitsbereich für Wasserbau, Universität Innsbruck, michael.mett@uibk.ac.at

Veranlassung für die Schaffung der Welterbekonvention war der Aufstau des Assuan-Stausees in Ägypten, der eine Vielzahl von einzigartigen, nubischen Kulturgütern bedrohte. In einer bis dato nie dagewesenen internationalen Hilfsaktion wurden Teile der Tempel von Abu Simbel und Philae abgetragen und auf einer höheren Geländestufe wiederaufgebaut. Nachfolgend erarbeitete die UNESCO gemeinsam mit ICOMOS (International Council on Monuments and Sites) und IUCN (International Union for Conservation of Nature and Natural Resources) die Welterbekonvention [Wikipedia].

Das UNESCO Welterbe umfasst im Jahre 2011 insgesamt 911 Stätten in 151 Ländern. Davon sind 704 als Naturdenkmäler und 180 als Naturerbe eingestuft. Weitere 27 Welterbestätten besitzen einen Doppelstatus als Kultur- und Naturerbe. Insgesamt 34 Welterbestätten befinden sich auf der „Roten Liste des gefährdeten Welterbes“ [UNESCO World Heritage Centre].

Methodik

Die Welterbe von jedem Jahr seit 1978 wurden in vier Hauptgruppen mit mehreren Kategorien unterteilt. Jede Kategorie wurde auf ihren Wasserbezug hin untersucht. Insgesamt wurden 37 Kategorien erstellt in die die Welterbe eingruppiert wurden (Tabelle 1). Die Ergebnisse wurden statistisch über den Zeitraum von 1978 bis 2010 ausgewertet.

Ergebnisse

In der Welterbeliste 2010 befinden sich 911 Stätten. Die Anzahl der jährlichen Einschreibungen in die Liste ist stark variabel und schwankt zwischen 7 Stück im Jahre 1989 und 61 im Jahre 2000 (Abbildung 1). Das Mittel liegt bei etwa 27,6 Neueinträgen jährlich.

Von den 911 Welterbestätten werden 609 Kulturgüter, 35 technologische Stätten, 52 vom Menschen geprägte Naturräume und 215 Naturdenkmäler unterschieden. Von allen betrachteten Welterbestätten besitzen 632 keinen maßgeblichen Wasserbezug. 159 besitzen einen mittleren und 103 besitzen einen starken Wasserbezug. 17 Welterbestätten werden wassertechnischen Werken der Menschen zugerechnet. Weitere Ergebnisse der Kategorisierung sind in Tabelle 2 und Abbildung 2 aufgelistet.

Von den 609 Kulturgütern entfallen die meisten auf Städte (142), Einzelbauwerke (67), kirchliche Bauwerke (79) und historisch/archäologische Stätten (108). Deren an-

Tabelle 1 Hauptgruppe und deren Kategorien

A) Kulturgüter	B) Technologie
1 Städte	24 Technik/Industrie
2 Städte mit Wasserbezug (m.W.)	25 Technik/Industrie m.W.
3 Hafenstädte	26 Wassertechnik
4 Montanstädte	27 Wissenschaft
5 Dörfer	
6 Bauwerke	
7 Bauwerke m. Wasser	C) Vom Menschen geprägte Naturräume
8 Kirchliche Bauwerke	28 Kulturlandschaften
9 Kirchliche Bauwerke m.W.	29 Kulturlandschaften m.W.
10 Schlösser/Gärten	30 Weinbaugebiete
11 Schlösser/Gärten m.W.	
12 Festungsanlagen/Burgen	
13 Festungsanlagen/Burgen m.W.	D) Naturdenkmäler
14 Bauwerke der Moderne	31 Naturdenkmäler
15 Bauwerke der Moderne m.W.	32 Naturdenkmäler m.W.
16 Historisch-/archäologische Stätten	33 Feuchtgebiet/Meer/Eis/Sinter
17 Historisch-/archäologische Stätten m.W.	34 Fossile/Geologie/Menschen
18 historische Hafenstädte	35 Naturdenkmäler Vulkane
19 Grabmale	36 Naturdenkmäler Vulkane m.W.
20 Mahnmale	37 Inseln/Küsten/Riffe
21 Kultstätten	
22 Kunst (Felsmalereien)	
23 Höhlen-/Felsenarchitektur	

Tabelle 2 Einteilung der Welterbe in Hauptgruppen und Wasserrelevanz

Hauptgruppen	Welterbe Gesamt	Kein Wasserbezug	Mittlerer Wasserbezug	Starker Wasserbezug	Wassertechnik Mensch
Kulturgüter	609	516	70	23	-
Technologie	35	18	-	-	17
Naturraum Mensch	52	33	19	-	-
Naturdenkmäler	215	65	70	80	-
<i>Summen</i>	<i>911</i>	<i>632</i>	<i>159</i>	<i>103</i>	<i>17</i>

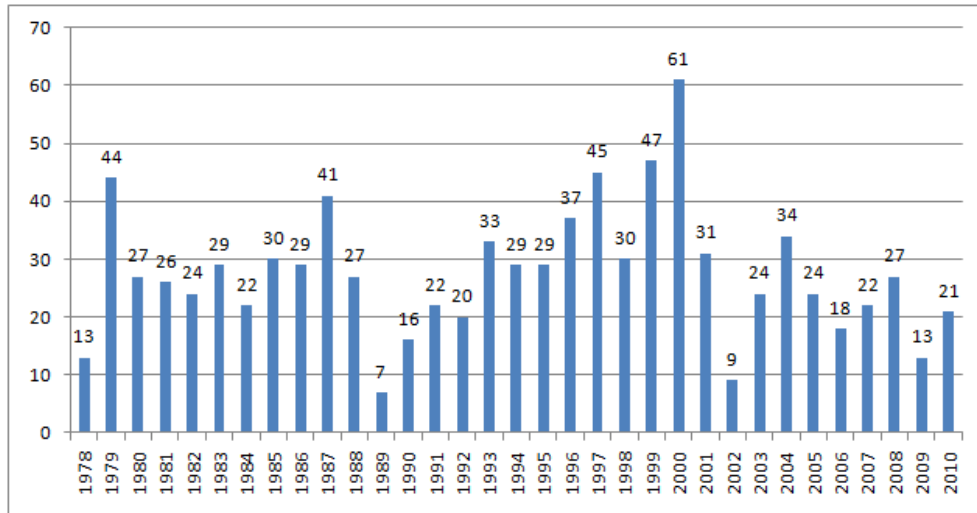


Abbildung 1 Anzahl der jährlichen Aufnahmen in die Welterbeliste

teilsmäßige Eintragungen gestalten sich relativ gleichmäßig über den Zeitraum 1978 bis 2010.

Geringere Anteile zwischen etwa 30 und 10 Stück fallen auf Hafenstädte, Schlösser/Gärten, Festungsanlagen/Burgen, Grabmale, Kultstätten, Felsmalereien und Höhlenarchitektur. Deren genaue Zahlen sind in Abbildung 2 aufgeführt. Eher untergeordnete Anteile zwischen 10 und zwei Stück entfallen auf z.B. Dörfer, Mahnmale und weiteres.

Technologische Welterbestätten sind z.B. Industrie/Technik-Monumente der Neuzeit (13), wissenschaftlich/technische Monumente (5) und wassertechnische Bauten (17). Die letzteren werden in Kapitel „Ausgewählte Beispiele“ vorgestellt.

Die vom Menschen geprägten Kulturlandschaften treten insgesamt 52-mal in der Welterbeliste auf. Davon besitzen 12 einen großen Wasserbezug, so z.B. die Reisterassen in den philippinischen Kordillieren (Eintrag 1995). Seit 1999 sind zudem sieben Weinbaugebiete in die Welterbeliste aufgenommen worden.

Bei den 215 Naturdenkmälern besitzen nur 65 Stätten keinen maßgeblichen Wasserbezug. In der Kategorie Feuchtgebiete/Meer/Eis/Sinterbildungen finden sich 42 Einträge. Inseln/Küsten/Riffe sind 38-fach vertreten. Die Eintragungen in die Liste der Naturdenkmäler ist gleichmäßig über den Zeitraum 1978 bis 2010 zu beobachten.

In Bezug auf relativ „junge Welterbe“ haben die Untersuchungen einen Trend bei der Eintragung in die Welterbeliste ergeben. Diese „jungen Welterbe“ umfassen überwiegend technische Monumente und moderne Bauwerke in der Zeitspanne 15 Jhd. bis heute. Hierunter fällt ein Großteil der Welterbe mit starkem Wasserbezug (siehe

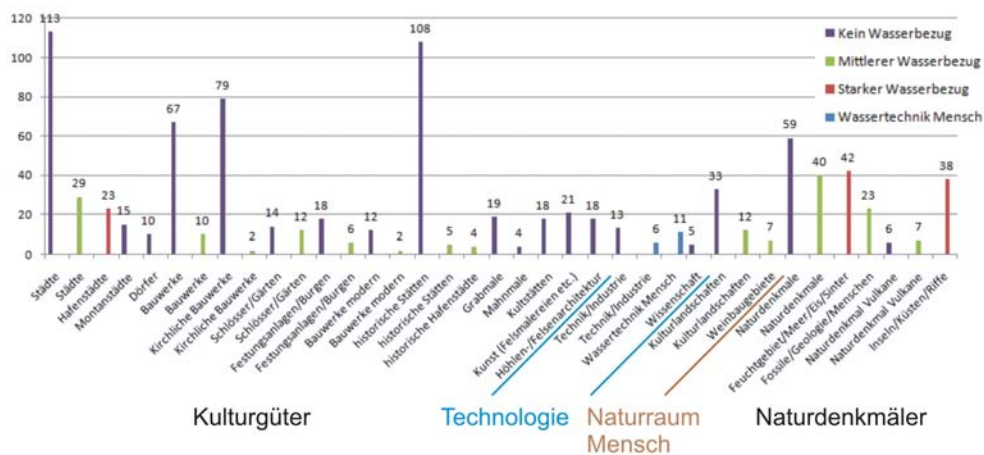


Abbildung 2 Anzahl der Welterbeeinträge für sämtliche 37 Kategorien der vier Hauptgruppen

auch Kapitel „Ausgewählte Beispiele“). Die Auswertung zeigt, dass Mitte der 1980iger Jahre sechs solcher Welterbe in die Liste aufgenommen wurden (Abbildung 3). Bis Mitte der 1990iger Jahre folgte eine Lücke. Seit 1995 werden kontinuierlich Welterbe aus Technik und Wissenschaft, insbesondere wasserrelevante Monumente gefördert.

Dies lässt die Vermutung zu, dass sich der Fokus der UNESCO in Richtung jüngerer und vor allem technikorientierterer Monumente verschoben haben könnte. Ein Grund hierfür mag auch darin liegen, dass technische Anlagen und Bauwerke der Industriellen Revolution besonderen Schutz bedürfen um erhalten zu bleiben. Dazu zählen insbesondere Anlagen aus der Pionierzeit der Hydraulik wie Schiffshebewerke, Schleusen und Brückenanlagen.

Eine ähnliche Entwicklung ist bei Kulturlandschaften mit Wasserbezug zu beobachten, die seit 1995 regelmäßig in der Welterbeliste vertreten sind. Weinbaugebiete werden gar erst seit 1999 in dieser Liste berücksichtigt.

Ausgewählte Beispiele

Die Studie ergab 17 herausragende, wasserbauliche/wassertechnische Welterbestätten, die in Tabelle 3 nach ihrem Einschreibungsjahr aufgelistet sind ([UNESCO 2011]).

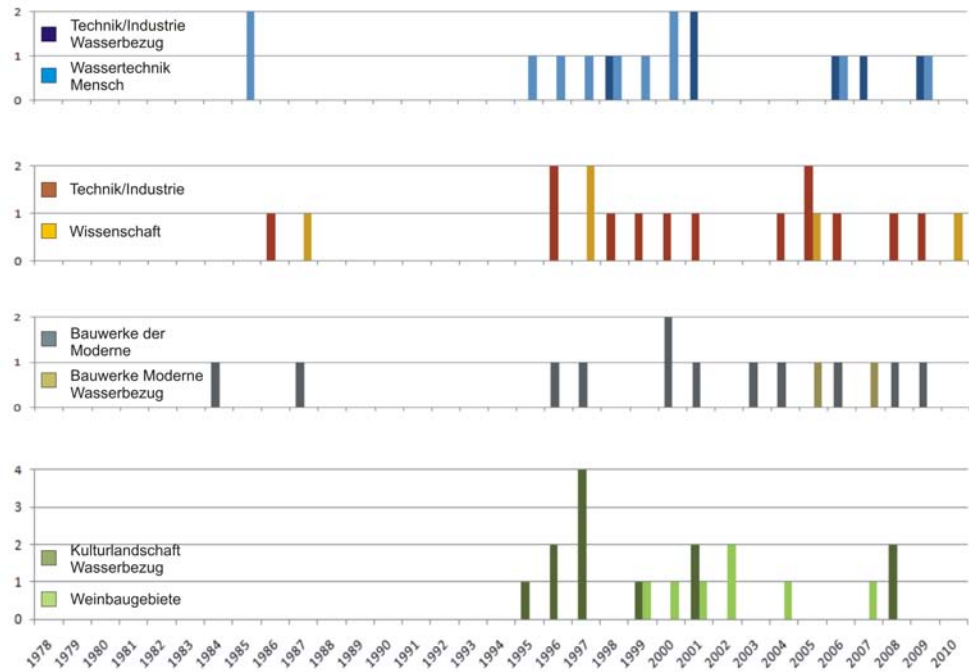


Abbildung 3 Gegenüberstellung von Neueinträgen in die Welterbeliste. Seit Mitte der 1990iger Jahre gibt es eine Häufung der Einträge von technischen Monumenten, Kulturlandschaften mit Wasserbezug und Weinanbaugebieten.

Tabelle 3 Einteilung der Welterbe in Hauptgruppen und Wasserrelevanz

1985	Frankreich	Römisches Aquädukt „Pont du Gard“
		Brücke mit drei Stockwerken, 50m hoch, 275m lang. 35 Bögen. 1.Jhd.
1985	Jordanien	Wüstenschloss „Qasr Amra“
		Wüstenschloss mit aufwändiger Brunnenanlage und Bad. 8. Jhd.
1995	Niederlande	Polderlandschaft Schokland
		Bemerkenswertes Beispiel für die Urbarmachung von Land im 15. Jhd.
1996	Frankreich	Canal du Midi
		320 km Wasserwege mit zahlreichen hydraulischen Bauwerken. 1694.
1997	Niederlande	Mühlenanlagen in Kinderdijk-Elshout
		Herausragender Beitrag der Niederländer zur Wassertechnik. Ab 1750.
1998	Belgien	Die vier Schiffshebwerke des „Canal du Centre“
		Höhepunkt des Ingenieursbaus. Hydraulische Hebewerke ab 1888.
1999	Niederlande	Beemster Polder
		Bemerkenswertes Beispiel für die Urbarmachung von Land im 17. Jhd.
2000	Spanien	Palmenhain von Elche
		Arabisches Bewässerungssystem aus dem 5. Jhd. v. Chr.
2000	China	Berg Qincheng und Bewässerungssystem von Dujiangyan
		Großes Bewässerungssystem aus dem 3. Jhd. v. Chr.
2001	GB	Industrielle Mustersiedlung New Lanark (Schottland)
		Mustersiedlung der Textilindustrie mit Wasserkraftnutzung. 1786.
2001	GB	Industriedorf Saltaire
		Gut erhaltenes Industriedorf mit Wasserkraftnutzung. 1851.
2006	Spanien	Biskaya-Brücke
		Weltweit erste Stahlbrücke mit Hängegondel. 1893.
2006	Oman	Aflaj-Bewässerungssystem
		Seit 2500 v.Chr. technisch aufwändige Kanäle im ariden Oman.
2007	Kanada	Rideau-Kanal
		Militärisch motivierter Schiffskanal für die ersten Dampfschiffe. 1832.
2007	Bosn./Herzig.	Mehmed-Pasa-Sokolovic-Brücke in Visegrad
		Wegweisende Brückenarchitektur in osmanischer Architektur. 1577.
2009	GB	Pontcycyllte-Aquädukt und Kanal
		Pionierarbeit der Ingenieurskunst der Industriellen Revolution. 1805.
2009	Iran	Historisches Hydrauliksystem von Shushtar
		Antikes Hydrauliksystem aus dem 5. Jhd. v. Chr.

Schlussbetrachtung

Welterbe mit Wasserbezug bilden einen großen und wichtigen Teil der Welterbeliste. Dies liegt sicher daran, dass Wasser ein prägender kultureller, naturräumlicher und landschaftsarchitektonischer Faktor auf unserer Erde ist.

Ohne Wasser ist ein Überleben nicht möglich: Wasserbauliche Monumente und hydraulische Bewässerungssysteme aus der Antike zeugen besonders in trockenen Regionen vom Kampf um das Element, so z.B. die Aflaj-Systeme im Oman.

Wasser ist Wohnraum: Viele der eindrucksvollsten Städte und Siedlungen sind auf das engste mit dem Wasser verbunden, so z.B. Venedig oder die Hansestädte der Ostsee. Große historische Hafenstädte wie Karthago hatten weltgeschichtliche Bedeutung und einige der ältesten Menschheitszeugnisse sind in sumpfigen Gebieten des Neusiedler Sees und den wasserreichen Gebieten um Sterkfontein zu finden.

Wasser ist Energie: Ob in den Wassermühlen antiker Städte oder den Wasserrädern der ersten Industriestädte - Wasser ist Lieferant für die benötigte Energie. Hiervon zeugen die montanhistorischen Wasserräder im Harz genauso wie die Turbinen in der Textilfabrik New Lanark.

Wasser ist Schutz: Wasserburgen und hydraulische Befestigungsanlagen erzählen von dem Bedürfnis der Menschen sich gegen Eindringlinge und Angreifer zu schützen. Ein junges Beispiel hierfür findet sich in den Festungsanlagen um Amsterdam aus der Zeit bis nach dem ersten Weltkrieg.

Wasser ist Ästhetik: Wasser kommt als gestalterisches Element in vielen der prunkvollsten Schlösser und Gartenanlagen wie z.B. dem Muskauer Park oder Schloss Versailles zum Einsatz.

Wasser ist Lebensraum: Ohne Zweifel ist Wasser in der Natur das wichtigste lebensspendende und landschaftsgestalterische Element. Wasser ist Naturraum in vielfältiger Weise - in Riffen, wie dem Great Barrier Reef, in Feuchtgebieten wie den Everglades, in Savannenregionen wie dem Niokolo-Koba Park und dem Wattenmeer der Nordsee. Wasser als Eis ist verantwortlich für die Gletscherlandschaften des Geirangerfjords. Wasser als Dampf bildet die blubbernden Geysirtöpfe des Yellowstone Nationalparks und Wasser stürzt tobend die mächtigen Flanken der Victoria-Fälle hinab.

So oder auf vielfältigste andere Weise sind 279 Welterbestätten mit dem Wasser verbunden. Die UNESCO unterstreicht die Wichtigkeit von Wasser als Lebensraum, Kulturgut und Lebensgrundlage. Sie betont damit aber auch die Bedeutung des Wassers als schützenswertes Gut.

Diese Sensibilisierung ist gerade wichtig in Anbetracht der Umweltzerstörungen und klimatischen Veränderungen, die die Lebensgrundlage aller Lebewesen verändern.

Hier ist das UNESCO Welterbe eine einzigartige Erfolgsgeschichte, denn die Welterbekonvention wird weltweit von so vielen Nationen geachtet und unterstützt wie keine andere Institution.

Literaturverzeichnis

[UNESCO 2011] UNESCO: *Das Welterbe - Die vollständige, von der Unesco autorisierte Darstellung der außergewöhnlichsten Stätten unserer Erde*. Frederking & Thaler, 1. Aufl., geb., 837 S., 2011

[UNESCO World Heritage Centre] UNESCO World Heritage Centre: Internetquelle, <http://whc.unesco.org/>, 01.06.2011.

[Wikipedia] Wikipedia: *Das Welterbe*. Internetquelle, <http://de.wikipedia.org/wiki/Welterbe>, 01.06.2011

Energiespeicher - Das Potential von Pumpspeichern in Deutschland

Georg Heinz¹

Kurzfassung

Mit zunehmendem Ausbau der Wind- und Solarenergie wird auch die Frage nach der Energiespeicherung unumgänglich. Neben der Bereitstellung von Regelleistung ist die Speicherung nun ein wichtiges Kriterium für die Zukunft der erneuerbaren Energien. Das Unglück von Fukushima hat die Diskussion über den Atomausstieg und somit den Ausbau alternativer Energieversorgung beschleunigt. Pumpspeicher haben sich zwar in Deutschland über Jahrzehnte hinweg entwickelt und bewährt, in der Debatte um die zukünftige Energiespeicherung im Inland spielten sie bislang allerdings nur eine geringe Rolle. Diese Arbeit will daher das Potential von Pumpspeichieranlagen in Deutschland zeigen. Und kommt dabei zu dem Schluss, dass das Potential noch nicht ausgeschöpft ist.

Motivation

In Deutschland sind derzeit bereits etwa 30 Pumpspeicherkraftwerke (PSKW) im Einsatz. Jedoch sind Pumpspeicher als Möglichkeit der Energiespeicherung in den vergangenen Jahren immer stärker aus dem Fokus der Diskussion geraten.

PSKW bieten derzeit eine effiziente Lösung der Energiespeicherung, besonders im Hinblick auf den Ausgleich kurz- und mittelfristiger Energieschwankungen im Bereich der Wind- und Solarenergie.

¹ Dipl.-Ing., LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau, Bergische Universität Wuppertal, heinz@uni-wuppertal.de

Diese Arbeit soll einen Beitrag zur Fragestellung der Energiespeicherung in Form von PSKW in Deutschland leisten und das mögliche Potential aufzeigen, das technisch und wirtschaftlich vorhanden ist.

Seit dem Störfall in Fukushima, Japan, Mitte März 2011, überschlagen sich in Deutschland die Ereignisse bezüglich des Atomausstiegs und der Frage nach nachhaltiger Energiegewinnung, ohne derzeit realistische Möglichkeiten der Energiespeicherung mit zu bedenken. Im Gespräch sind Druckluftspeicher, Batterien, Brennstoffzellen in Verbindung mit einer Umwandlung der Energie zu Wasserstoff und weiter zu Methan. All diese Verfahren sind derzeit entweder im Vergleich zu PSKW unwirtschaftlich oder nicht ausreichend in der Praxis erprobt, so dass 2022 die Energieversorgung ohne Vorhaltung von grundlastfähigen Kraftwerken nicht sichergestellt werden könnte. Auf der anderen Seite stehen die PSKW, welche seit Jahrzehnten erprobt sind, sich bewährt haben und den Umstieg beschleunigen könnten. Daher ist es notwendig neue Standorte für solche PSKW in Deutschland zu finden.

Überlegungen zum Pumpspeicherpotential in Deutschland

Allgemeines

Die wichtigsten technischen Eigenschaften zur Beurteilung von Energiespeichern sind: Speicherkapazität, Speicherleistung, Wirkungsgrad, Speicherverluste, Leistungsdichte, Leistungsgradient und Lebensdauer.

Darüber hinaus sind noch die erschließbaren Gesamtpotentiale, sowie die Kosten, und die lokale und globale Eingriffsintensität in die Natur zu betrachten.

Weiterhin ist zwischen zentralen und dezentralen Speichern zu unterscheiden.

Die deutschen Pumpspeicheranlagen besitzen derzeit eine Gesamtleistung von etwa 7 GW und sind durchschnittlich jeweils für vier bis sechs Volllaststunden pro Tag ausgelegt, woraus sich ein potentieller Energiespeicher von max. 35 GWh/d ergibt.

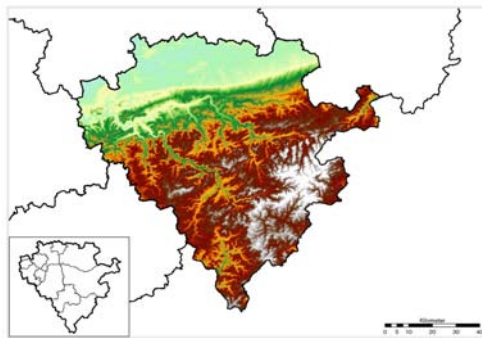
Wenige größere Anlagen besitzen eine Leistung von etwa 1 GW, die Mehrheit hat eine Leistung von 100 bis 300 MW. Die genutzte Fallhöhe und das Speichervolumen im Oberbecken variieren entsprechend stark. Die Oberbecken haben eine Größe zwischen 5 und 55 ha, die Fallhöhe liegt zwischen 100 und 600 m.

Die installierte Leistung hängt proportional von dem Faktor Durchfluss mal Fallhöhe ab. Der Durchfluss kann frei eingestellt werden und ist abhängig von dem möglichen Speichervolumen und der gewünschten Einsatzzeit. Das Speichervolumen in

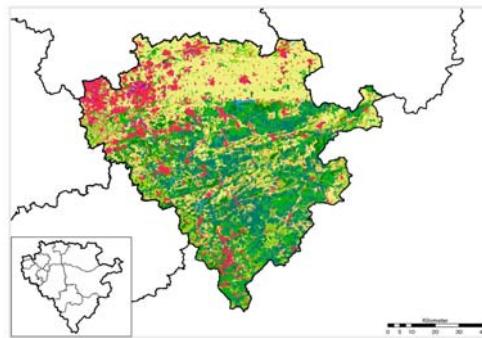
Verbindung mit der Fallhöhe ist entscheidend für die Größe der möglichen Energiespeicherung.

Bei der Suche nach potentiellen Standorten ist also zunächst zu entscheiden, ob nur nach Möglichkeiten für große Anlagen gesucht werden soll, oder ob nicht auch eine Mehrzahl kleinerer Anlagen das gewünschte Ergebnis liefern kann. Die spezifischen Kosten kleinerer Anlagen sind zwar höher, aber im Vergleich mit anderen Optionen unter bestimmten Bedingungen dennoch vorteilhaft. Zudem wird angenommen, dass sich kleinere Anlagen leichter realisieren lassen als sehr große.

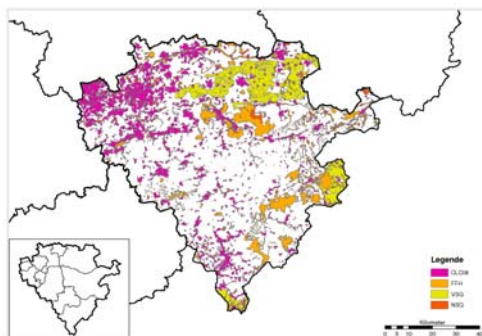
Bei der Suche nach geeigneten Standorten wird einleitend ein möglichst einfacher Ansatz verwendet werden. Die Suche soll GIS gestützt durchgeführt werden können. In einem ersten Schritt kommen nur allgemein verfügbare Daten zum Einsatz: das SRTM Höhenmodell der NASA (Abbildung 1a), die Landnutzungsdaten aus CORINE (Abbildung 1b) und die Schutzgebiete der EU (NATURA2000) (Abbildung 1c), die bei der Suche genau wie Siedlungsflächen ausgeklammert werden.



(a) DGM50 aus den SRTM-Daten



(b) Landnutzung aus den CORINE Daten



(c) Schutzgebiete (FFH, VSG, NSG) und Siedlungsflächen



(d) Topografische Karte (DTK500)

Abbildung 1 Allgemein verfügbare Daten

Die Kriterien können im GIS sukzessive verändert werden, so dass eine erste Einschätzung der Anzahl möglicher Standorte erarbeitet werden kann. Mit den oben genannten Datensätzen kann die Recherche europaweit erfolgen. In einem zweiten Auswertungsschritt ist es möglich die Höhenmodelle der einzelnen Länder und die ATKIS Daten für die Verschneidung und weitere Auswertung hinzuzufügen.

Für eine Pumpspeicheranlage werden zwei Flächen in relativer Nachbarschaft mit einem bestimmten Höhenunterschied benötigt. Im ersten Ansatz soll eine Mindestfallhöhe von 50 m gegeben sein, und die Standorte der Becken sollen nicht mehr als 5 km voneinander entfernt liegen. Hierbei handelt es sich um einen flächenorientierten Ansatz, der zunächst die Wirtschaftlichkeit (maximale Fallhöhe) nicht berücksichtigt. Eine Mindestgröße von 10 bis 20 ha soll vorgegeben sein, womit sich etwa 1 Mio. m³ Wasser speichern ließen. Die Leistung der kleinsten Anlagen läge somit bei 25 MW, der Energieinhalt bei 100 MWh.

Die Oberbecken sind auf Kuppen oder Terrassen zu suchen, die Unterbecken entsprechend in breiten Tälern, in tiefen Kerbtälern, oder auch auf tiefer liegenden Kuppen oder Terrassen. Auch größere gestaute Flüsse können als Unterbecken genutzt werden, ähnlich wie Talsperren.

Potential im Regierungsbezirk Arnsberg

Diese Studie soll sich auf Deutschland beschränken und hier beispielhaft das Potential für den Regierungsbezirk Arnsberg (NRW) aufzeigen. Der Regierungsbezirk Arnsberg wurde ausgewählt, weil dort mit dem Rothaargebirge ein kleines, aber dicht besiedeltes Mittelgebirge liegt. Außerdem bietet die im Norden liegende Soester Börde eine flache Ebene auf der die Algorithmen gut getestet werden können.

Auf einer Fläche von 8.000 km² liegen mehr als 15 größere Talsperren. Unter anderem die Möhne-, Sorpe-, Henne- und Biggetalsperre (alle Ruhrverband), die sich gegebenenfalls als Unterbecken eignen könnten.

Eine erste GIS-Analyse zeigte ein überraschendes Ergebnis. Unter Berücksichtigung von Siedlungs- und Schutzgebieten (FFH, VSG, NSG) ergeben sich etwa 500 Standorte für Kuppen- und Tallagen mit einer Fläche von bis zu 10 ha und etwa 100 Standorte mit einer Fläche von etwa 20 ha. Unter Berücksichtigung des Abstandkriteriums von 5 km und der minimalen Fallhöhe reduziert sich diese Anzahl auf 150 bzw. 50.

Es zeigte sich, dass durch eine Ungenauigkeit des CORINE Datensatzes in Bezug auf Streusiedlungen, die Bestimmung von Standorten in Tallagen und Kerbtälern erschwert ist. In einem weiteren Schritt wurden daher die Talsperren als potentielle Un-

terbecken angenommen. Hier konnten ca. 250 bzw. 100 in der Nähe von Talsperren gelegene Kuppen mit 10 bzw. 20 ha identifiziert werden (Abbildung 2). Die mittlere Fallhöhe liegt bei etwa 100 m, an einigen Stellen sogar bei 200-250 m. Umgerechnet in Leistung und Energiespeicher ergeben sich folgende Zahlen. Berücksichtigt man nur die Talsperren als Unterbecken, dann lassen sich etwa 15 GW Leistung installieren und 80 GWh Energie speichern. Die beanspruchte Fläche beträgt 2.000 bzw. 3.000 ha (20 bis 30 km²).

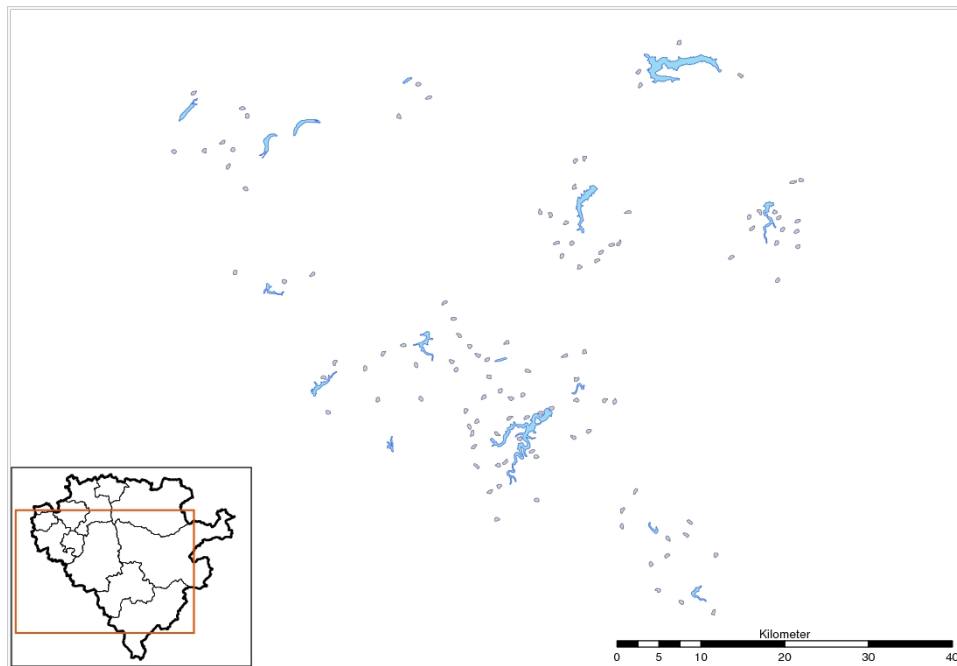


Abbildung 2 Kuppenlagen im 5 km Radius um Talsperren mit 20 ha

Fazit / Ausblick

Eine erste Analyse von möglichen Standorten für Pumpspeicher weist darauf hin, dass auch in NRW ein erhebliches Potential gegeben ist. Selbst wenn nur zehn Prozent der hier ermittelten Standorte bei einer detaillierten bautechnischen und wirtschaftlichen Betrachtung Bestand hätte, ließe sich damit ein Teil der Energie günstig in Deutschland speichern.

Die Flächeninanspruchnahme beliefe sich auf 100 km², was in Relation zu anderen angedachten Projekten, wie der Hochspannungs-Gleichstrom-Übertragungs-Trasse

nach Norwegen (ca. 1.000 km²) relativ gering erscheint. Eingriffe auch in dieser Größenordnung müssen im globalen Zusammenhang gesehen werden. Zunächst aber geht es um eine möglichst genaue Darstellung des Potentials solcher Optionen. Zu diesem Zweck ist es unbedingt notwendig diese Arbeit mit einem höheren Detaillierungsgrad und weiteren Kriterien für ganz Deutschland weiterzuführen.

Literaturverzeichnis

- [BMWI 2010] Bundesministeriums für Wirtschaft und Technologie: *A Energiedaten*. September 2010
- [dena 2005] Deutsche Energie-Agentur GmbH: *Dena-Netzstufe I - Planung für die Netzintegration von Windenergie in Deutschland an Land und Offshore bis zum Jahr 2020*. Köln, 2005
- [Dena 2008] Deutsche Energie-Agentur GmbH: *Dena-Netzstudie II - Integration Erneuerbarer Energien in die deutsche Stromversorgung im Zeitraum 2015-2020*. Köln, 2008
- [Dena 2008] Deutsche Energie-Agentur GmbH: *Kurzanalyse der Kraftwerks- und Netzplanung in Deutschland bis 2020*. Köln, 2008
- [Dena 2008] Deutsche Energie-Agentur GmbH: *dena NNE-Pumpspeicher - der Kraftwerks- und Netzplanung in Deutschland bis 2020*. Berlin, 2008
- [Dena 2010] Deutsche Energie-Agentur GmbH: *Analyse der Notwendigkeit des Ausbaus von Pumpspeicherwerken und anderen Stromspeichern zur Integration der erneuerbaren Energien*. Abschlussbericht an Schluchseewerk AG, 2010
- [FVEE 2010] Forschungsverbund erneuerbare Energien: *Forschen für das Zeitalter der erneuerbaren Energien*. Jubiläumstagung des FVEE, 11.- 12. Oktober 2010, Berlin, 2010
- [SRU 2010] Sachverständigenrat für Umweltfragen: *Nachhaltige Stromversorgung*. SRU Stellungnahme 15, Berlin, 2011
- [SRU 2011] Sachverständigenrat für Umweltfragen: *100 % erneuerbare Stromversorgung bis 2050*. Sondergutachten, Berlin, 2010
- [UBA 2009] Umweltbundesamt: *Klimaschutz und Versorgungssicherheit. Entwicklung einer nachhaltigen Stromversorgung*. Climate Change 13/09, Dessau-Roßlau, 2009
- [VDI 2008] VDE Energiespeicher 2008: *Energiespeicher in Stromversorgungssystemen mit hohem Anteil Erneuerbarer Energien*. 2008

Entwicklung eines anwendungsorientierten Risikoanalyseverfahrens für Hochwasserereignisse in Küstengebieten

Christian Grimm¹, Daniel Bachmann², Nils P. Huber³, Holger Schüttrumpf⁴

Einleitung

Das Europäische Parlament und der Rat der Europäischen Union haben am 23. Oktober 2007 „Die Richtlinie 2007/60/EG über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken“ erlassen. Ziel dieser Richtlinie ist es, die nachteiligen Folgen, die Hochwasser auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das kulturelle Erbe und wirtschaftliche Tätigkeit ausübt, zu verringern und das Management im Umgang mit den Hochwassergefahren zu verbessern [EU 2007]. Die Umsetzung der EG-Hochwasserrisikomanagementrichtlinie in das nationale deutsche Recht erfolgte durch die Bundesregierung am 1. März 2010 innerhalb einer Neufassung des Wasserhaushaltsgesetzes [BMU WHG 2009]). Danach müssen in Deutschland nicht nur für Flusseinzugsgebiete, sondern auch für die deutschen Küstengebiete Hochwassergefahren - und Hochwasserrisikokarten bis Dezember 2013 erstellt werden.

¹ Dipl.-Wirtsch.-Ing., Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, grimm@iww.rwth-aachen.de

² Dipl.-Ing., Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, bachmann@iww.rwth-aachen.de

³ Dr.-Ing., Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, huber@iww.rwth-aachen.de

⁴ Prof. Dr.-Ing., Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de

Motivation und Zielsetzung

Die EG-Hochwasserrisikomanagementrichtlinie ist insbesondere für die sturmflutgefährdeten Küstengebiete an der deutschen Nord- und Ostseeküste von großer Bedeutung. Insgesamt werden in Deutschland circa 12.000 km² niedrig liegende Küstengebiete mit 2,4 Millionen Einwohnern durch Küstenschutzanlagen vor Hochwasser geschützt.

Im Rahmen des KFKI/BMBF Verbundprojektes „HoRisK - Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum“ werden vom Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) der RWTH Aachen, dem Niedersächsischen Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz (NLWKN) sowie vom Institut für Umweltingenieurwesen, Fachgebiet Küstenwasserbau der Universität Rostock küstenschutzbezogene Ansätze und Methoden für eine anwendungsorientierte Risikoanalyse als Grundlage für die Erarbeitung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen entwickelt. Die entwickelten Ansätze und Methoden sollen am Beispiel ausgewählter typischer Küstenabschnitte in Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern angewendet werden. Ziel der entwickelten Methodik ist es, die Umsetzung der EG - Hochwasserrisikomanagementrichtlinie für den Küstenbereich an der deutschen Nord- und Ostseeküste wesentlich zu unterstützen.

Hochwasserrisikoanalyse mit ProMaIDes

Methodik der Hochwasserrisikoanalyse

Die Hochwasserrisikoanalyse ist ein systematisches Verfahren, um das Risiko eines Hochwasserereignisses zu quantifizieren, wobei für das Risiko eines Hochwasserereignisses gilt [Merz 2006]:

$$R = P(D) \bullet K(D)$$

mit

$R = \text{Risiko}$

$P = \text{Eintrittswahrscheinlichkeit}$

$K = \text{Konsequenz}$

$D = \text{Ereignis.}$

Für die Berechnung des Hochwasserrisikos wird die Hochwasserrisikoanalyse in die vier folgenden Basisanalysen unterteilt (Abbildung 1):

- die Gefährdungsanalyse: Die Hauptaufgabe der Gefährdungsanalyse ist aus den gegebenen Gefährdungen zum einen Belastungsgrößen auf die Küstenschutzbauwerke wie den Seegang, zum anderen Wasserstandsganglinien für das Untersuchungsgebiet zu generieren.
- die Zuverlässigkeitsanalyse: Innerhalb der Zuverlässigkeitsanalyse wird die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses der Küstenschutzbauwerke untersucht. Eingangsgrößen für eine Zuverlässigkeitsanalyse sind neben geometrischen und materialspezifischen Parametern Belastungsgrößen auf das Bauwerk wie der einwirkende Seegang.
- die hydrodynamische Analyse: Bei der hydrodynamischen Analyse erfolgt eine numerische Überflutungssimulation des Küstengebietes. Dazu werden die generierten Wasserstandsganglinien als Randbedingung angesetzt. Versagensereignisse von Küstenschutzbauwerken werden über eine Breschenbildung im Modell abgebildet. Ergebnis der hydrodynamischen Analyse sind Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten im Untersuchungsgebiet.
- die Analyse der Konsequenzen: Die berechneten Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten sind die Eingangsgrößen für die Analyse der Konsequenzen. In der Analyse der Konsequenz werden beispielsweise die ökonomischen Konsequenzen auf das Untersuchungsgebiet bestimmt.

Das Werkzeug ProMaIDes

Im Rahmen des Verbundprojektes HoRisK wird für die Hochwasserrisikoanalyse (Abbildung 1) das modular aufgebaute Entscheidungsunterstützungssystem ProMaIDes

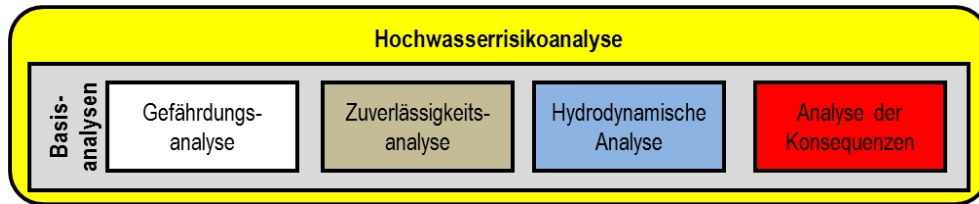


Abbildung 1 Basisanalysen und Hochwasserrisikoanalyse

(**Protection Measure against Inundation Decision support**) angewendet und weiterentwickelt. ProMaIDes ist ein am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen entwickeltes Werkzeug zur computerbasierten Unterstützung der Auswahl von Hochwasserschutzmaßnahmen [Schüttrumpf 2009], welches die Bearbeitung der Aufgaben des

- §73 Bewertung von Hochwasserrisiken,
- §74 Gefahrenkarten und Risikokarten sowie
- §75 Risikomanagementpläne

des Wasserhaushaltgesetzes [BMU WHG 2009] umfassend unterstützen kann. Durch den modularen Aufbau reichen die Möglichkeiten der Anwendung des Programmpakets ProMaIDes von

- einer hydrodynamischen Analyse zur Bestimmung von Überflutungsflächen,
- einer Kombination aus hydrodynamischer Analyse und Analyse der Konsequenzen zur Bestimmung von Gefahren- und Risikokarten,
- der Bestimmung der Zuverlässigkeit von Hochwasserschutzbauwerken,
- einer Analyse des Gebietsrisikos unter Berücksichtigung des Versagens von Hochwasserschutzbauwerken bis hin zu
- einer Entwicklung eines Hochwasserschutzkonzeptes auf Gebietsebene im Rahmen der Erstellung von Risikomanagementplänen.

Detaillierte Informationen über das Entscheidungsunterstützungssystem ProMaIDes und den theoretischen Grundlagen der implementierten Verfahren werden in [Bachmann 2011a] gegeben.

Forschung und Weiterentwicklungen im Rahmen des HoRisK-Projektes

Der Einsatz von ProMaIDes erfolgt bisher primär für die Entscheidungsunterstützung von Hochwasserschutzmaßnahmen im Binnenbereich [Bachmann et al. 2011b] & [Detrembleur et al. 2011]. Für die Anwendung von ProMaIDes im Küstenbereich bedarf es neben modelltechnischen Weiterentwicklungen ebenfalls Untersuchungen hinsichtlich der Hochwasserrisikoanalyse von Küstengebieten. Die Entwicklungen und der Forschungsbedarf beziehen sich auf:

- die Erweiterung der Typen von Hochwasserschutzbauwerken, wie Hochwasserschutzmauern, Dünen, Siele, Schleusen, Sperrwerke oder Deichscharten in einer Zuverlässigkeitsanalyse. In der bisherigen Hochwasserrisikoforschung für Küstengebiete wurde primär das Versagen von Deichen untersucht. Die Analyse eines Versagens von punktuellen Bauwerken innerhalb der Deichlinie sowie von Dünen und Hochwasserschutzmauern ist Gegenstand der aktuellen Forschung im HoRisK-Projekt.
- die Berücksichtigung des Salzwassereinflusses auf die Konsequenzen eines Hochwasserereignisses. Zusammen mit der Landwirtschaftskammer Niedersachsen werden die Konsequenzen für die Landwirtschaft durch das Überschwemmen der Küstengebiete mit salzhaltigem Meerwasser untersucht und Schadensfunktionen aufgestellt.
- die Integration von Versagensereignissen einer zweiten Deichlinie in die Hochwasserrisikoanalyse. Diese sind bisher im Binnenbereich und in Küstengebieten nicht berücksichtigt worden. An der deutschen Nordseeküste stellen Köge und Polder typische Systeme mit einer zweiten Deichlinie dar. Im Bereich der Ostsee sind typische Küstenschutzsysteme durch Düne - Hochwasserschutzwald - 2. Deichlinie gekennzeichnet.

Der oben aufgezeigte Forschungsbedarf sowie Weiterentwicklung von ProMaIDes sind schematisch in der Abbildung 2 dargestellt.

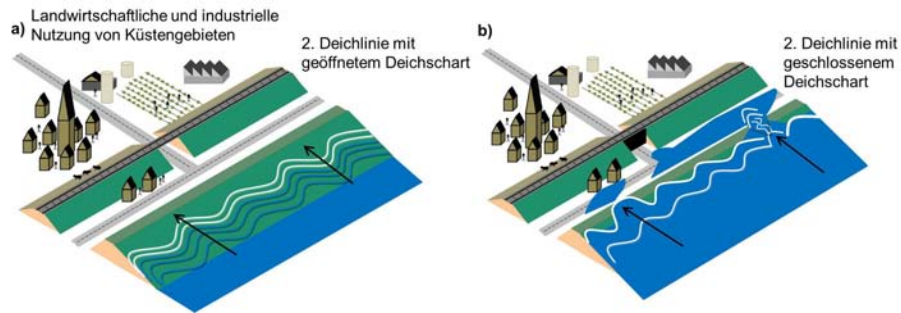


Abbildung 2 Typische Küstengebiet und Küstenschutzlinie an der deutschen Nordsee vor einem Hochwasserereignis a) und nach einem Hochwasserereignis b)

Anwendungen im Rahmen des HoRisK-Projektes

Das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen untersucht mit dem entwickelten Hochwasserrisikoanalyseverfahren innerhalb des Projektes HoRisK jeweils zwei Gebiete an der Nord- und Ostsee. Für die Nordsee wurden die schleswig-holsteinische Nordseeinsel Pellworm und das Gebiet um die Stadt Bismarck ausgewählt. Die Lübecker Bucht sowie die Ortschaft Markgrafenheide dienen als Untersuchungsgebiet an der Ostsee (Abbildung 3). Bei der Auswahl der Fokusgebiete wurde im Wesentlichen auf die Größe des Untersuchungsgebietes, die Datenverfügbarkeit, die primäre Landnutzung und eine typische Küstenschutzlinie geachtet. In [Grimm 2011] sind vorläufige Untersuchungsergebnisse für die Nordseeinsel Pellworm dargestellt.

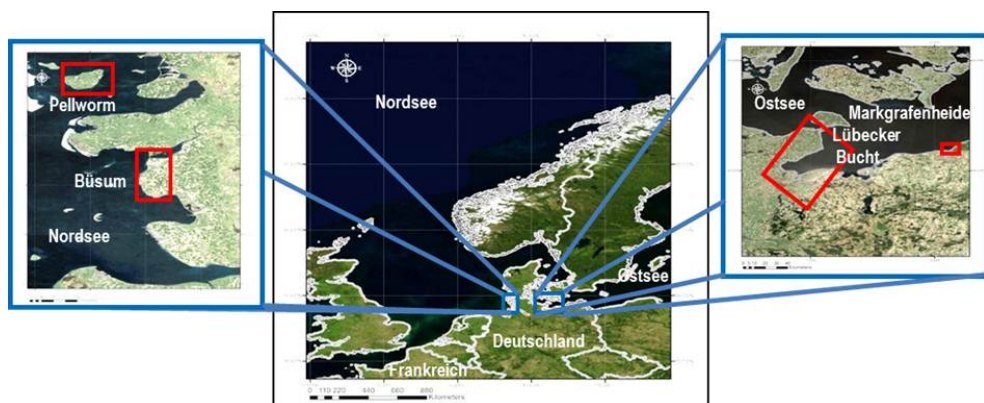


Abbildung 3 Fokusgebiete von HoRisK

Literaturverzeichnis

- [Bachmann 2011a] Bachmann, D.: *Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen*. Dissertation, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 2011 (in Bearbeitung)
- [Bachmann et al. 2011b] Bachmann, D.; Schneppe, F.; Jenning, S.; Huber, N.P.: *Zuverlässigkeitsbezogene Analyse der Emscherdeiche zur Erweiterung des D³-HOWIS-Systems*. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 2011 (unveröffentlicht)
- [BMU WHG 2009] BMU WHG: *Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz - WHG)*. http://www.bundesrecht.juris.de/bundesrecht/whg_2009/gesamt.pdf,
Letzter Zugriff am: 04.07.2011
- [Detrembleur et al. 2011] Detrembleur, S.; Dewals, B.; Fournier, M.; Becker, B.; Guilmin, E.; Moeskops, S.; Kufeld, M.; Archambeau, P.; de Kaiser, O.; Pontegnie, D.; Huber, N.P.; Vanneuville, W.; Buiteveld, H.; Schüttrumpf, H.; Piroton, M.: *Hydraulic Modelling of the Meuse. AMICE - Adaption of the Meuse to the Impacts of Climate Evolutions*. WP1 report-Action 6, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 2011 (unveröffentlicht)
- [EU 2007] EU: *Richtlinie über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken (2007/60/EG)*. Kommission der Europäischen Gemeinschaft, Brüssel, 2007
- [BMU 2011] BMU: http://www.bmu.de/files/pdfs/allgemein/application/pdf/hwrm_rl.pdf.
Letzter Zugriff am: 04.07.2011
- [Grimm 2011] Grimm, C.; Bachmann, D.; Schüttrumpf, H.: *Risk Management in Coastal Engineering - A Case Study in Northern Germany*. Proceedings 5th International Short Conference on Applied Coastal Research (SCACR), Aachen, 2011 (in Bearbeitung)

[Schüttrumpf 2009] Schüttrumpf, H.; Lennartz, G.; Hill, P. B.; Schumann, A.: *Entwicklung eines risikobasierten Entscheidungshilfesystems zur Identifikation von Schutzmaßnahmen bei extremen Hochwasserereignissen -REISE-*. Abschlussbericht, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 2009

[Merz 2006] Merz, B.: *Hochwasserrisiken - Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung*. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, ISBN 3-510-65220-7, Stuttgart, 2006

Ermittlung der Erosionsstabilität kohäsiver Bodenseesedimente

Florian Leo¹, Silke Wieprecht²

Kurzfassung

Für die Modellierung die Hydrodynamik und Morphodynamik eines Gewässers ist die Anpassung und Kalibrierung der Einflussparameter in einem numerischen Modell an das Untersuchungsgebiet essentiell. Der vorliegende Artikel behandelt die Ermittlung der notwendigen Erosionsparameter in einem 3D-Modell zur Abbildung der Flachwasserzone des Bodensees mit Hilfe des erweiterten SETEG-Systems des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart.

Motivation

Prähistorische Siedlungen an den Alpenseen

Beginnend in der Jungsteinzeit bis in die Spätbronzezeit (ca. 4200 bis 850 v.Chr.) wurden im nördlichen Alpenvorland immer wieder Moore und Seeufer als Siedlungsplätze ausgewählt. Am Bodensee sind über 100, am Zürichsee rund 75 ehemalige Siedlungsstandorte bekannt, die im Laufe der Jahrhunderte mehrfach besiedelt wurden.

Die Überreste der Siedlungen sind für die Archäologie von besonderer Bedeutung, da organisches Material als Zeuge der Aktivitäten der damaligen Zeit über die Jahrtausende noch immer hervorragend erhalten ist. Bei den Pfahlbausiedlungen am Bodensee und Zürichsee liegt das vor allem an dem wassergesättigten Umfeld, das den Luftsauerstoff ausschließt und außerdem zwischen den Pfählen Deckschichten aus

¹ Dipl.-Ing., Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, florian.leo@iws.uni-stuttgart.de

² Prof. Dr.-Ing., Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, silke.wieprecht@iws.uni-stuttgart.de

Seekreide und Sand, die die Fundstücke abdecken sedimentiert sind. Natürlicher Bewuchs schützt die abgelagerten Sedimentschichten ihrerseits vor Erosion.

Die Funde erlauben es die Lebensweisen der prähistorischen Menschen nachzuvollziehen und ökologische sowie klimatische Veränderungen über mehr als vier Jahrtausende nachzuweisen.

Viele Überreste der Pfahlbausiedlungen sind heute noch unerforscht. Seit jeher sind die verschiedenen Kulturschichten durch Erosion gefährdet und werden teilweise durch menschliche Eingriffe zerstört.

Im Jahr 2009 wurde deshalb das Projekt „Erosion und Denkmalschutz im Bodensee und Zürichsee“ (UED) ins Leben gerufen. Bis Ende 2011 wollen Archäologen und Seenforscher die Gründe für die Erosion untersuchen, ökologisch verträgliche Schutzmaßnahmen erproben und eine langfristige Überwachung der Unterwasserdenkmäler vorbereiten.

Der aktuelle Stand der Zerstörung wird an einer repräsentativen Anzahl ausgewählter Fundstätten am Bodensee und Zürichsee dokumentiert. Hier finden auch die Untersuchungen zu Sedimentumlagerungen, Wellendynamik und die Erprobung von Schutzmechanismen statt.

Untersuchungsgebiet Unteruhldingen-Stollenwiesen

Die Station Unteruhldingen-Stollenwiesen stellt im Rahmen des UED-Projekts eine archäologisch bedeutsame Fundstätte dar, die stark von Flächenerosion betroffen ist. Mit ihrer Nähe zu Ortschaft, Hafen und Fähranleger liegt die Station Unteruhldingen-Stollenwiesen im Konflikt einerseits den Bodensee touristisch zu nutzen und andererseits Unterwasserdenkmäler für die Forschung und Menschheit zu erhalten. Die Gefährdung des Pfahlfeldes wurde bereits früh erkannt. 1984 angebrachte Sägeschnitte an einzelnen Pfählen zeigen eine Erosion von über 50 cm an. Im März 2010 wurde ein Teil des Pfahlfelds auf einer Fläche von 810 m² mit rund 150 t Kies abgedeckt, um weitere Erosionen zu unterbinden. Das Gebiet der Station Unteruhldingen-Stollenwiesen wird deshalb vom Institut für Seenforschung (ISF) der Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz des Landes Baden-Württemberg (LUBW), u. a. mit dem Ziel ein hydrodynamisch-morphologisches Modell der Flachwasserzone zu erstellen, erfasst und beprobt. Anhand von meteorologischen Daten werden Strömungsfelder in der Flachwasserzone hydraulisch simuliert und der Sedimenttransport großräumig und lokal berechnet. Zur Kalibrierung des Sedimenttransportmoduls sind Sedimentkerne aus dem Bereich der Pfahlbauten am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart (IWS) mittels des SETEG-Systems (siehe Abschnitt „Das SETEG - und

SEDCIA - System“) auf ihre Erosionsstabilität untersucht worden. Es wurden hierzu 13 Kerne entnommen. Abbildung 1 zeigt das Untersuchungsgebiet mit den Entnahmestellen.

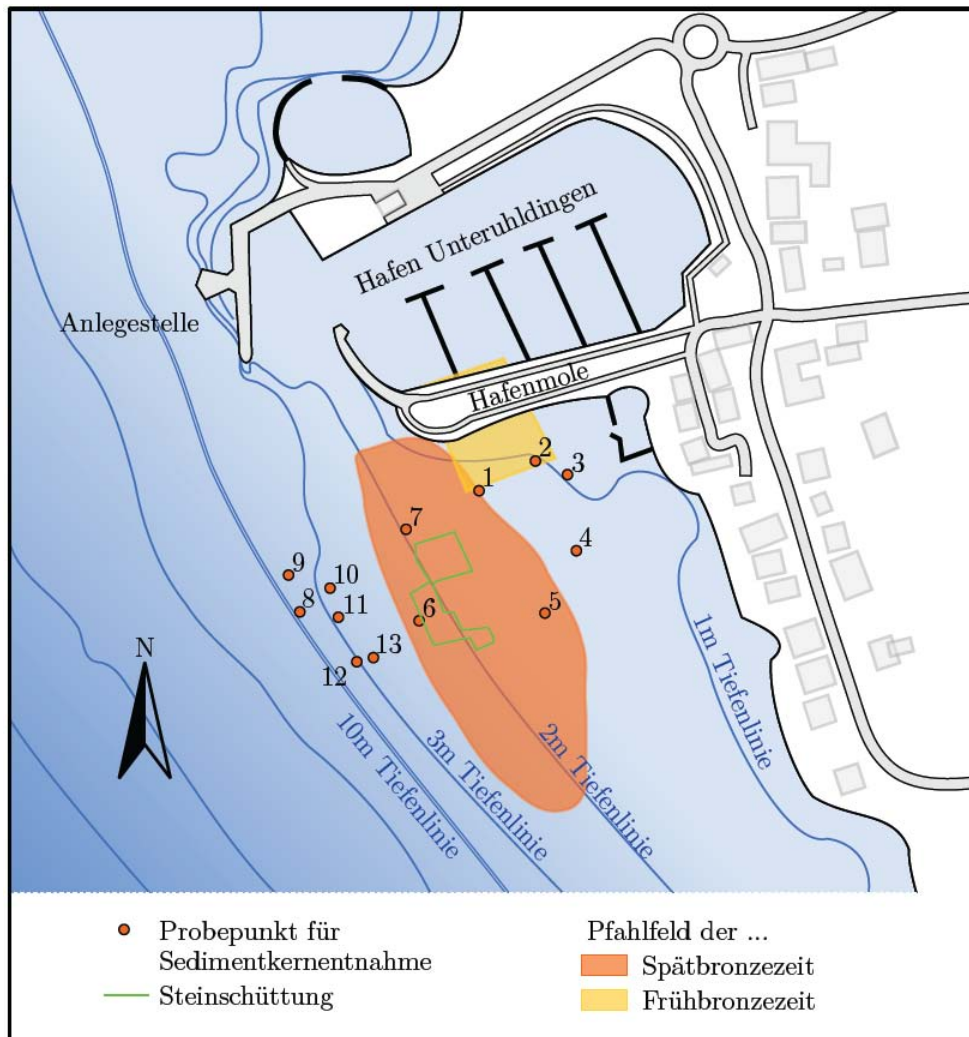


Abbildung 1 Untersuchungsgebiet Unteruhldingen Stollenwiesen

Methode

Das SETEG- und SEDCIA-System

Die Lagerungsbedingungen von Bodensedimenten spielen eine entscheidende Rolle für deren Zusammensetzung sowie chemischen und physikalischen Eigenschaften.

Um realistische Aussagen über die Erosionsstabilität treffen zu können, ist es notwendig, die Lagerung für eine Beprobung möglichst nicht zu stören. In-situ Messungen der kritischen Parameter [Hartmann 1997] erlauben es jedoch nur die obere Sedimentschicht zu prüfen. Lagerungsdichte und damit auch die kritische Schubspannung können in der Tiefe aufgrund von Konsolidierung jedoch Veränderungen unterworfen sein ([Krier 1987], [Haag & Westrich 2001]). Der am IWS entwickelte „Strömungskanal zur Ermittlung der tiefenabhängigen Erosionsstabilität von Gewässersedimenten“ (SETEG, [Kern et al. 1999]) erlaubt natürlich gelagerte Gewässersedimente tiefenabhängig auf ihr Erosionsverhalten zu untersuchen. Das System ermöglicht zudem eine schonende Probenentnahme, bei der die natürliche Lagerung der Sedimente für die weiteren Untersuchungen erhalten bleibt. Abbildung 2 zeigt schematisch den Aufbau des Versuchsstands des SETEG-Systems.

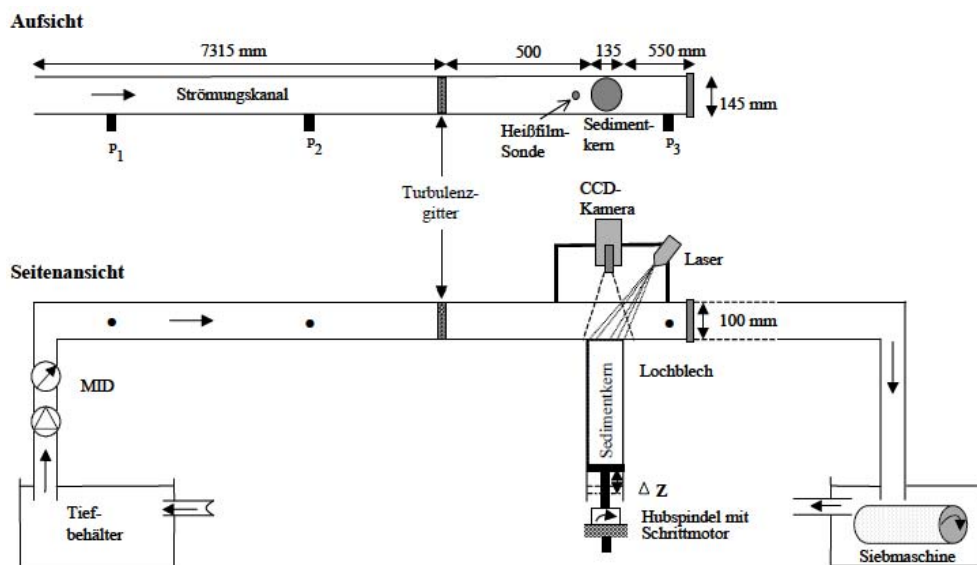


Abbildung 2 Schematische Darstellung des SETEG-Systems (Witt 2004)

Das „Sediment Erosion Rate Detection by Computerised Image Analyses“ (SEDCIA)-System stellt eine Erweiterung des SETEG - Systems dar. Es erlaubt eine einfache Erosionsratenermittlung mit reproduzierbaren Ergebnissen. Anhand einer Triangulation kann von einem Foto, das zum Zeitpunkt t_1 aufgenommen wird, und einem zweiten Foto zum Zeitpunkt t_2 auf das zwischenzeitlich erodierte Volumen geschlossen werden [Witt 2004].

Die Auswertungsmethode SAM

Eine Weiterentwicklung des SEDCIA - Systems ist die serielle Auswertungsmethode SAM [Leo 2011]. Basierend auf der Volumenberechnung von SEDCIA berechnet SAM aus einer längeren Reihenaufnahme der Sedimentoberfläche das erodierte Volumen in Abhängigkeit von der Zeit t zu einer konstanten Schubspannung τ_0 . Durch Differenzierung kann auf die Erosionsrate E^{τ_0} geschlossen werden.

$$E^{\tau_0} = \frac{dV_{erod.}(t)}{dt} \quad (1)$$

Da in der SETEG-Rinne mehrere Durchflüsse je Tiefenschritt vermessen werden, wird damit aus verschiedenen Schubspannungszuständen ($E^{\tau_1}, E^{\tau_2}, \dots, E^{\tau_n}$) auf die Erosionsrate $E(\tau)$ geschlossen.

Ergebnisse

Beschreibung der Sedimente

Die entnommenen Kerne sind stark gegliedert. Ihre Oberfläche weist zumeist eine bis zu 4 cm dicke Feinsandschicht auf. Danach folgt eine Schicht mit Seekreide, die unterschiedlich stark mit Feinsand durchmischt ist.

Einige Kerne haben einen Tonanteil von bis zu 15% vor. Der Wassergehalt kann bis zu 96% betragen. Nach den Auswertungen der Korngrößen befinden sich die Sedimentproben im Übergangsbereich von rolligem zu bindigem Material. Die hohen Wassergehalte der Böden lassen auf ein hohes Bindungsvermögen schließen, wie es sonst nur bei kohäsiven Sedimenten vorkommt.

Erosionsstabilität

Die aus den Kernuntersuchungen mit dem SETEG -, SEDCIA - System und SAM gewonnenen Daten dienen zur Kalibrierung der Erosionsgleichung des hydrodynamisch-morphologischen Modells. Die Erosionsrate für kohäsive Sedimente errechnet sich nach einer vereinfachten Form der probabilistischen Formel von [Partheniades 1965]:

$$E = M \begin{cases} \left(\frac{\tau_{cw}}{\tau_{krit}} - 1 \right) & \text{für } \tau_{cw} > \tau_{krit} \\ 0 & \text{für } \tau_{cw} \leq \tau_{krit} \end{cases} \quad (2)$$

mit
 E Erosionsrate in $\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$
 M zu bestimmender Erosionsparameter in $\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$
 τ_{cw} maximale Sohlschubspannung aus Strömung und Wellen in Pa
 τ_{krit} zu bestimmende kritische Schubspannung in Pa

Die Gleichung wird für jede definierte Sedimentfraktion berechnet, die als Schwebstoff transportiert wird. Der Erosionsparameter M stellt eine zeitabhängige Funktion aus Bodenparametern dar, der für jedes kohäsive Sediment verschieden ist. In der Praxis muss er anhand von Versuchen ermittelt werden.

Im Rahmen des vorliegenden Modells sind drei Sediment- oder Tiefenintervalle festgelegt, die geschichtet im Boden vorkommen. Für jeden dieser Bereiche wird die Erosionsgleichung $E(\tau)$ ermittelt. Die Einteilung erfolgt nach den in den entnommenen Proben am häufigsten auftretenden Grenzen der Sedimentschichten. Damit erstreckt sich

- das erste Intervall von 0 cm bis 5 cm,
- das zweite Intervall von 6 cm bis 15 cm und
- das dritte Tiefenintervall von 16 cm bis zum Ende eines Kerns.

Um in den jeweiligen Tiefenintervallen für das gesamte Untersuchungsgebiet einen repräsentativen Erosionsparameter zu bestimmen, wird die Erosionsrate über alle zehn untersuchten Kerne ermittelt. Tabelle 1 stellt die berechneten Erosionsparameter M dar.

Tabelle 1 Ermittelte Erosionsparameter je Tiefenbereich

Tiefenbereich in cm	Kritische Schubspannung in Pa	Erosionsparameter M in $\text{gcm}^{-2}\text{s}^{-1}$
0-5	0,50	2,53e-4
6-15	0,55	9,15e-5
16-45	0,66	2,81e-4

Die obere Schicht besteht bei allen Kernen aus Feinsand. Im mittleren Tiefenintervall mischen sich sandige und schluffige Fraktionen, was sich auch in der größeren Stabilität, d.h. geringeren Erosionsraten zeigt. Das dritte Tiefenintervall ist homogener als der mittlere Bereich und erreicht eine ähnliche Erosionsrate wie die obere

Schicht. Auch hier ist nach den Korngrößenverteilungen hauptsächlich Feinsand anzufinden.

Bewertung der Ergebnisse

Nach Metha [Metha 1988] variiert der Erosionsparameter M zwischen $1,6 * 10^{-6} \text{ g}/(\text{cm}^2\text{s}^1)$ und $1,38 * 10^4 \text{ g}/(\text{cm}^2\text{s}^1)$. Der aus den Versuchen ermittelte Wert für das schluffigen Material im mittleren Tiefenintervall von $M^{6-15} = 9,15 * 10^{-5} \text{ g}/(\text{cm}^2\text{s}^1)$ liegt genau in diesem Bereich.

Die anderen beiden Tiefenintervalle liegen mit $M^{0-5} = 2,53 * 10^{-4} \text{ g}/(\text{cm}^2\text{s}^1)$ und $M^{16-45} = 2,81 * 10^{-4} \text{ g}/(\text{cm}^2\text{s}^1)$ in einer ähnlichen Größenordnung. Da beide Tiefenintervalle vom Feinsand dominiert werden und nicht wie die Werte von Metha [Metha 1988] ausschließlich für kohäsives Sediment gelten, können sie als stimmig erachtet werden.

Literaturverzeichnis

- [Haag & Westrich 2001] Haag, I.; Bernhard W.: *Correlating Erosion Threshold and Physicochemical Properties of Natural Cohesive Sediment*. In: IAHR Congress, Beijing, 2001
- [Hartmann 1997] Hartmann, Sven: *Entwicklung einer Strategie zur in situ-Ermittlung der kritischen Erosionsgeschwindigkeit*. Diss. Neubiberg, 1997
- [Kern et al. 1999] Kern, U.; Haag, I.; Schürlein, V.; Holzwarth, M.; Westrich, B.: *Ein Strömungskanal zur Ermittlung der tiefenabhängigen Erosionsstabilität von Gewässersedimenten: das SETEG-System*. In: *Wasserwirtschaft* 89.2, S. 72-77, 1999
- [Krier 1987] Krier, Holger: *Zum Langzeit-Erosionsverhalten kohäsiver Fliessgewässersohlen*. Diss. Darmstadt: TH Darmstadt, 1987
- [Leo 2011] Leo, Florian: *Erosion kohäsiver Bodenseesedimente*. Diplomarbeit Stuttgart: Universität Stuttgart, 2011
- [Metha 1988] Metha, A.J.: *Laboratory Studies on Cohesive Sediment Deposition and Erosion*. In: *Physical processes in estuaries*. Hrsg. von Job Dronkers und Wim van Leussen. Berlin: Springer, 1988
- [Partheniades 1965] Partheniades, Emmanuel: *Erosion and deposition of cohesive soils*. In: *Proceedings of the American Society of Civil Engineers; Journal of the Hydraulics Division HY1*, S. 105-139, Januar 1965
- [Witt 2004] Witt, Oliver: *Erosionsstabilität von Gewässersedimenten mit Auswirkung auf den Stofftransport bei Hochwasser am Beispiel ausgewählter Stauhaltungen des Oberrheins*. Diss. Stuttgart: Universität Stuttgart, 2004

Strukturwandel im Emscherraum - ideale Gegebenheiten für wasserbauliche Fragestellungen

Viktoria Berger¹

Abstrakt

Im Emscherraum bieten sich ideale Gegebenheiten für wasserbauliche Fragestellungen. Das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Duisburg-Essen untersucht u.a. Einsatzmöglichkeiten für die s.g. kleine Wasserkraft zum alternativen Energie- und Lastmanagement. Ein weiterer Schwerpunkt liegt auf der Untersuchung morphodynamischer Prozesse in urbanen Gewässern und deren Auswirkungen auf die Biota.

Einführung

Das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Duisburg-Essen wurde im Oktober 2010 neu besetzt. Neben der Neuausrichtung der Lehre werden u.a. zwei Themenschwerpunkte bearbeitet, die so genannte "kleine Wasserkraft" und morphodynamische Prozesse in stark anthropogen beeinflussten Gewässern mit der entsprechenden Antwort der Biota.

Kleine Wasserkraft

Im Rahmen der aktuellen Diskussion um Strompreise, -verbrauch und -produktion ist dieses Thema erneut in den Vordergrund geraten. In verschiedenen Teilprojekten

¹ M. Sc., Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Universität Duisburg-Essen, viktoria.berger@uni-due.de

beschäftigt sich das Institut mit dem Nutzen von Kleinwasserkraftanlagen (<1MW [Gieseke & Mosonyi 2009]) unter verschiedenen Fragestellungen. Obwohl Deutschland klassischer Weise kein Wasserkraftland ist und das Wasserkraftpotential allgemein als ausgeschöpft gilt, können sich durch neue Techniken (z.B. Schachtkraftwerke [Technische Universität München 2010], moderne Wasserräder [Krüger 2010], Gravitationswasserwirbelkraftwerke [Zotlöterer 2011], Flusswasserkraftwerke [BINE Informationsdienst 2011]) und veränderte monetäre Randbedingungen (Stromkosten, Einspeisevergütung, etc.) neue Standorte für Kleinwasserkraftanlagen ergeben. Dieses wird zurzeit in einem Gewässerabschnitt des Wupperverbandes überprüft. Des Weiteren können diese Techniken auch auf Kläranlagen Anwendung finden; allerdings nicht nur zur reinen Stromproduktion sondern auch als aktives Strommanagement. Ziel jeder Kläranlage ist es, energieautark zu sein und möglichst Stromkosten einzusparen. Durch Nutzung des Faulgases kann ein Großteil des Strombedarfs gedeckt werden, doch auch Faulgasangebot und Strombedarf variieren, besonders bei Starkregenereignissen muss der Strombedarf durch die externe Stromversorgung gedeckt werden. Auf der anderen Seite müssen Faulgasüberschüsse bei geringem Strombedarf mittels Notfackel vernichtet werden. Untersucht wird, ob diese Diskrepanz durch den Einsatz von Pumpspeichertechnik gemildert werden kann. Hierzu werden topografische Randbedingungen und neue Techniken ausgewertet und gegenübergestellt um ein alternatives Energie- und Lastmanagement zu entwickeln.

Morphodynamische Prozesse in urbanen Gewässern und deren Auswirkungen auf die Biota

Die Renaturierung bzw. ökologische Verbesserung des Emschersystems ist zurzeit das größte Renaturierungsprojekt Europas. Nach der Umsetzung einer geordneten Abwasserableitung abseits der Emschergewässer sollen die Fließgewässer wieder in einen natürlichen oder naturnahen Zustand überführt werden. Zunächst müssen die anthropogenen Veränderungen (begradigte Flussläufe, BetonSohlschalen, etc.) zurückgebaut und eine, wenn möglich, naturnahe Flussentwicklung oder zumindest eine naturnahe Gewässerstruktur geschaffen werden. Bei diesen Prozessen/Maßnahmen können viele Rückschlüsse über die eigendynamische Entwicklung von Gewässermorphologie und Biota gezogen werden. Durch die getrennte Abwasserableitung wird sich das hydrologische Regime in den Gewässern maßgeblich verändern [Lehmann & Nestmann 2005]. Mit der Realisierung der Regenwasserbehandlung werden Starkregenereignisse und Regenwasserentlastungen zukünftig zu Stoßbelastun-

gen führen. Auch der Einfluss dieser zusätzlichen Stressoren hat Einfluss auf die Morphodynamik und somit die Biota [MUNLV 2000]. In Zusammenarbeit mit der Fakultät für Biologie werden die Zusammenhänge von hydromorphologischen Veränderungen und Wiederbesiedlung untersucht. Hydraulik und Morphologie fungieren hierbei als Schlüsselbedingungen [Elosegi et al. 2010]. Durch Durchflussmessungen, Transekten und Begehungen sollen die eigendynamischen Entwicklungen eines neu geschaffenen Korridors aufgenommen und später den biologischen Veränderungen gegenübergestellt werden. Zeitgleich werden dieselben Entwicklungen in einem von Abwasser und großen Durchflüssen befreiten Abschnitt zur Verifizierung untersucht. Vergleiche von Hydromorphologie, Wasserqualität und Biozönose sollen wichtige Erkenntnisse über die eigendynamische Gewässerentwicklung und die Erfolge von Renaturierungsmaßnahmen gewonnen werden. Diese Erkenntnisse sollen in Handlungsempfehlungen für zukünftige Renaturierungsmaßnahmen weitergeführt werden. Zusätzlich werden Ökosystemdienstleistungen betrachtet. Durch die ökologische Verbesserung des Emschersystems können auch mehr und bessere Ökosystemdienstleistungen garantiert werden. Naturnahe Flussläufe, eine verbesserte Wasserqualität und biologisch reaktivierte Fluss- und Auenbereiche verbessern neben den ökologischen Aspekten auch nicht in naturwissenschaftlichen Parametern messbare Faktoren wie beispielsweise den Naherholungswert [De Groot et al. 2002]. Somit wird auch der sozioökonomische Wert dieses Generationenprojektes betrachtet.

Weiteres Vorgehen

Die hier erwähnten Projekte werden weiter verfolgt. Es wird eine Beurteilung der kleinen Wasserkraft im aktuellen energiewirtschaftlichen Kontext erfolgen. Auch die Untersuchung der morphodynamischen Prozesse urbaner Gewässer wird fortgesetzt. Des Weiteren werden erste Ergebnisse genutzt um Zusammenhänge zwischen Hydromorphologie und Entwicklung der Biota aufzuzeigen, zu belegen und im Weiteren genauer zu untersuchen.

Literaturverzeichnis

- [Giesecke & Mosonyi 2009] Giesecke, J.; Mosonyi, E.: *Wasserkraftanlagen: Planung, Bau und Betrieb*. 5. aktualisierte und erweiterte Auflage, neu bearb. von Giesecke, J. und Heimerl, S., Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 2009
- [Technische Universität München 2010] Technische Universität München: *Strömung im Schacht - ein Wasserkraftwerk für Nebenan*. Pressemitteilung, München, 2010
- [Krüger 2010] Krüger, R.: *Wasser auf neue Mühlen*. Energiespektrum 08/2010
- [Zotlöterer 2011] Zotlöterer, F.: *Das Gravitationswasserwirbelkraftwerk*. <http://www.watervortex.net/?Wasserwirbeltechnik>, 2011
- [BINE Informationsdienst 2011] BINE Informationsdienst: *Das Flusswasserkraftwerk aus dem Mittelstand*. Leistungsschau industrieller Forschungsförderung, Berlin, 08.06.2011
- [Lehmann & Nestmann 2005] Lehmann, B.; Nestmann, F.: *Empfehlungen zur naturnahen Gewässerentwicklung im urbanen Raum - unter Berücksichtigung der Hochwassersicherheit*. Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe mit Theodor-Rehbock-Wasserbaulaboratorium, Band, 230; Selbstverlag, Karlsruhe, 2005
- [MUNLV 2000] Ministerium für Klimaschutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen: *Gewässergütebericht 2000: 30 Jahre Biologische Gewässerüberwachung in Nordrhein-Westfalen*. Sonderbericht; Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen, Essen, 2000
- [Elosegi et al. 2010] Elosegi, A.; Díez, J.; Mutz, M.: *Effects of hydromorphological integrity on biodiversity and functioning of river ecosystems*. *Hydrobiologia* 657 (1), S. 199-215, 2010
- [De Groot et al. 2002] De Groot, Rudolf S.; Wilson, Matthew A.; Boumans, Roelof M.J.: *A typology for the classification, description and valuation of ecosystem functions, goods and services*. *Ecological Economics* 41, S. 393-408, 2002

Gekoppelte Verkehrs- und Hydrauliksimulation zur Steuerung von Verkehr bei Evakuierungsmaßnahmen

Matthias Kramer¹, Silke Wieprecht²

Kurzfassung

Das Ziel des im Rahmen des Programms der Bundesregierung „Forschung für die zivile Sicherheit“ vom Bundesministerium für Bildung und Forschung geförderten Verbundprojektes EvaSim (FKN 13N10595) liegt darin, einen Beitrag zur Verbesserung des Krisenmanagements in Extremsituationen zu leisten. Dies wird durch die Kopplung einer hydraulischen Simulation (Hochwasser- bzw. Flutwellenausbreitung) mit der Simulation und Optimierung von Verkehrsabläufen gewährleistet.

Das Verbundprojekt wird vom Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft (LWW) der Universität Stuttgart koordiniert. Die Lehrstühle für Hydrologie und Geohydrologie (LHG), Verkehrsplanung und Verkehrstechnik (VuV) sowie für Technik- und Umweltsoziologie (ZIRN) sind in der Bearbeitung diverser Arbeitspakete eingebunden. Als Forschungspartner aus der Wirtschaft treten das Ingenieurbüro Aquasoli und die DHI-WASY GmbH auf. Um eine Umsetzung in die Praxis zu gewährleisten, sind das Regierungspräsidium Karlsruhe, das Landratsamt Calw und die Stadt Altensteig als Endnutzer und Anwender beteiligt.

Am Beispiel der realen Untersuchungsgebiete Nagold im Schwarzwald und Bad Reichenhall in den bayrischen Alpen werden durch die Anwendung der Simulation und deren Optimierung Evakuierungsszenarien für den Notfall erstellt. Das Verfahren soll soweit entwickelt werden, dass es nach Abschluss des Forschungsprojektes für die Generierung von Evakuierungsplänen in Extremsituationen auch an anderen Standorten zur Verfügung steht.

¹ Dipl.-Ing., Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, matthias.kramer@iws.uni-stuttgart.de

² Prof. Dr.-Ing., Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, silke.wieprecht@iws.uni-stuttgart.de

Methode und Ergebnisse

Da die Simulationsmodelle verschiedener Fachgebiete auf unterschiedlichen Prozessen, Grunddaten und Lösungsstrategien aufbauen, stellt die Verknüpfung dieser Modelle mit dem Ziel einer Optimierung von Evakuierungsstrategien eine Herausforderung dar.

Es ergeben sich Anforderungen an die gemeinsame Datenbasis, die Schnittstellen zwischen den bislang eigenständigen Fachlösungen sowie die räumliche und zeitliche Auflösung der zwischen den Modellen zu übergebenden Simulationsergebnisse. Die nachfolgende Grafik verdeutlicht die Struktur des Verbundprojektes sowie die Schnittstellen der verschiedenen Arbeitspakete (AP) des Forschungsvorhabens.

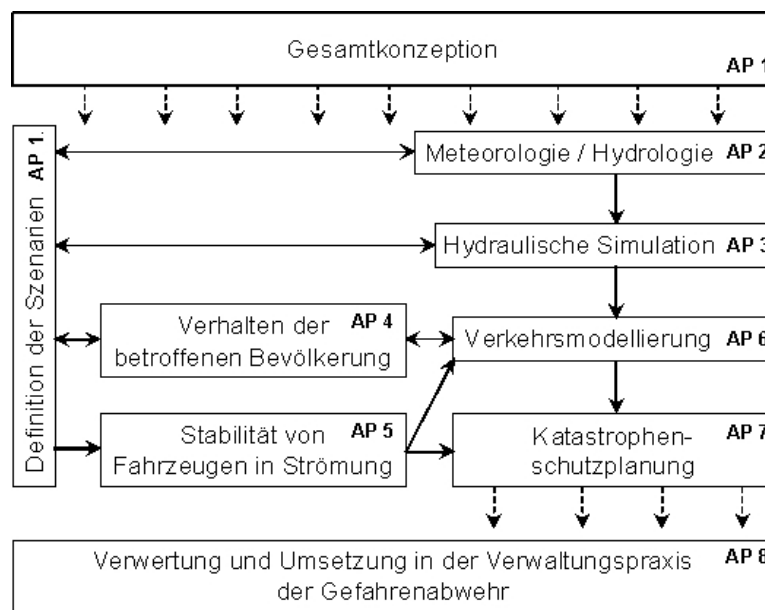


Abbildung 1 Arbeitsplan des Forschungsvorhabens EvaSim.

Szenarien / Hydraulische Lastfälle

Als Szenario wird in dem Untersuchungsgebiet Bad Reichenhall ein kurzzeitiges Starkregenereignis zugrunde gelegt, das an die vergangenen HW-Ereignisse angelehnt ist, jedoch in der Spitze in größeren Abflüssen resultiert. Da das Projektgebiet Bad Reichenhall ein relativ kleinräumiges Einzugsgebiet umfasst, ist bei extremen Regenereignissen damit zu rechnen, dass die sich der Abfluss aufgrund des Niederschlags sehr schnell erhöht.

Für das zweite Untersuchungsgebiet der Nagold im Bereich der Talsperre Erzgrube werden zwei hydraulische Lastfälle definiert. Das erste Szenario berücksichtigt extreme Niederschlagsereignisse in Verbindung mit einem bereits gefüllten Rückhalteraum der Talsperre, was zu einer vollen Beaufschlagung der Hochwasserentlastung führt. Das zweite Szenario beschreibt eine Überströmung des Damms, was eine Brechenbildung und damit ein Teilversagen der Talsperre zur Folge hat.

Meteorologie / Hydrologie

Im Untersuchungsgebiet Bad Reichenhall wurde eine Kompaktwetterstation installiert, die Daten zu Niederschlag, Temperatur, Luftfeuchte und -druck aufzeichnet. Die Messungen an diesem Standort sollen die räumlichen Niederschlagsberechnungen in Bad Reichenhall verbessern. Durch den Vergleich mit den Wetterdaten des umliegenden Gebirges, können damit topographisch bedingte Unterschiede von Niederschlagsmengen zwischen Berg und Tal aufgezeichnet werden.

An der Gondel der Seilbahn „Predigtstuhlbahn“ ist eine Messstation für Luftdruck, relative Luftfeuchte und Temperatur eingebaut. Auf diese Weise werden Daten zur vertikalen atmosphärischen Schichtung gewonnen, um daraus Stabilitätsindizes abzuleiten, die eine Aussage über die Auftrittswahrscheinlichkeit von konvektiven Niederschlagsereignissen zulassen.

Die Stabilitätsindizes können so zu einer Verbesserung der Vorhersage von kleinräumigen Niederschlagsereignissen beitragen, so dass Starkregenereignisse früher identifiziert werden. Damit wird die Prognosesicherheit verbessert und die Vorwarnzeit für eventuelle Hochwasserschutz-, bzw. Katastrophenschutzmaßnahmen verlängert [Herma et al. 2011].

Verhalten der Bevölkerung

Die Wahrnehmung einer Evakuierungsaufforderung ist ein komplexer Informationsverarbeitungsprozess. Ob die Evakuierungsaufforderung befolgt wird, hängt vom individuellen Hören, Verstehen, Glauben und Personalisieren der Warnung ab.

Im Rahmen der soziologischen Untersuchungen sollen Leitfragen beantwortet werden, um mit diesen Angaben das Verkehrsflussmodell zu optimieren sowie das Kommunikations- und Anweisungsverhalten der Krisenstäbe bzw. der Katastrophenschutzbehörden im Einsatzfall zu verbessern. Folgende Fragen werden dabei untersucht:

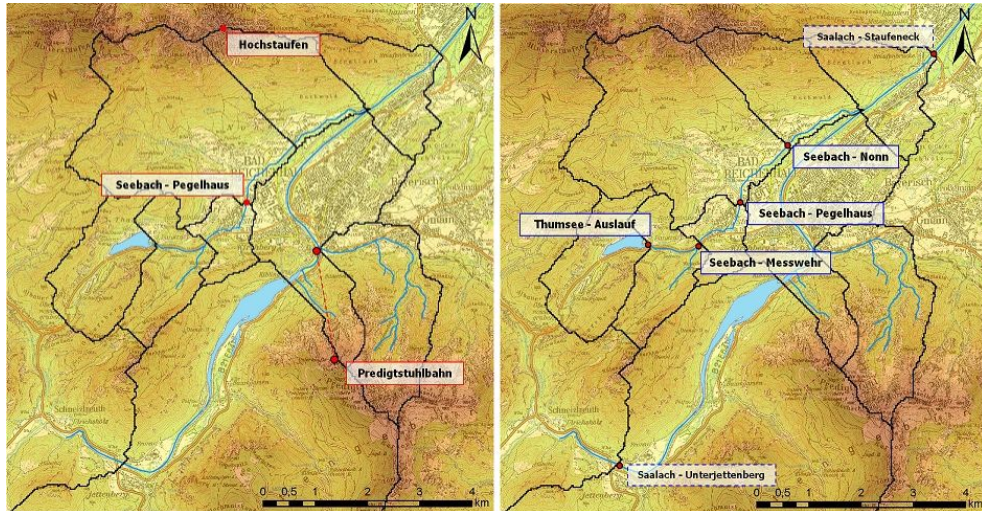


Abbildung 2 Standorte der meteorologischen (l.) und hydrologische Messtechnik (r.) im UG Bad Reichenhall.

- Was passiert in der Zeit zwischen der Evakuierungsaufforderung und der Evakuierung selbst (z. B. welche nächsten Verhaltensschritte unternehmen die Bürgerinnen und Bürger nach dem Hören der Evakuierungsaufforderung)?
- Wohin würde die Bevölkerung evakuieren?
- Welche Unterschiede können im Evakuierungsverhalten und in den Evakuierungsplänen hinsichtlich soziodemographischer Variablen festgestellt werden?
- Welchen Informationsübermittlern würde vertraut werden, welchen nicht? Was sind alternative Informationsübermittler?

Mit den Informationen soll zusätzlich eine Computersimulation (agentenbasierte Simulation) über das Verhalten der Bürgerinnen und Bürger im Falle einer Evakuierungsaufforderung durchgeführt werden [Sellke et al. 2011].

Fahrzeugstabilität in Strömung

Für die Steuerung des Verkehrs im Katastrophenfall ist es von entscheidender Bedeutung zu wissen, bis zu welchen Grenzwerten Kraft- und Rettungsfahrzeuge gefahrlos auch bereits überflutete Straßen noch passieren können. Die verwendeten Stabilitätskriterien sind Ergebnisse physikalischer Modellversuche, die in einer Strömungsrinne an der Versuchsanstalt für Wasserbau der Universität Stuttgart durchgeführt werden.

Auf ein in der Strömung befindliches Fahrzeug wirkt eine Vielzahl von Kräften. Der Kraftwirkung liegen verschiedene Einflussgrößen zugrunde, die wechselseitig voneinander abhängen. Im Rahmen der Stabilitätsuntersuchung werden maßgebliche Parameter für die Fahrzeugstabilität in Strömungen identifiziert. Hierbei handelt es sich aus hydraulischer Sicht um die Wassertiefe, die Fließgeschwindigkeit und den Anströmwinkel. Die Parameter werden für die modellierten Zeitschritte aus den Berechnungsergebnissen des hydraulischen Modells ausgelesen und anhand der entwickelten Stabilitätsgrenzen in einen binären Befahrbarkeitsstatus überführt. Hieraus können Rückschlüsse für die Evakuierungsplanung gezogen werden. Abbildung 3 zeigt die kritische Fließgeschwindigkeit für ein Personenkraftfahrzeug als Funktion von Wassertiefe und Anströmwinkel.

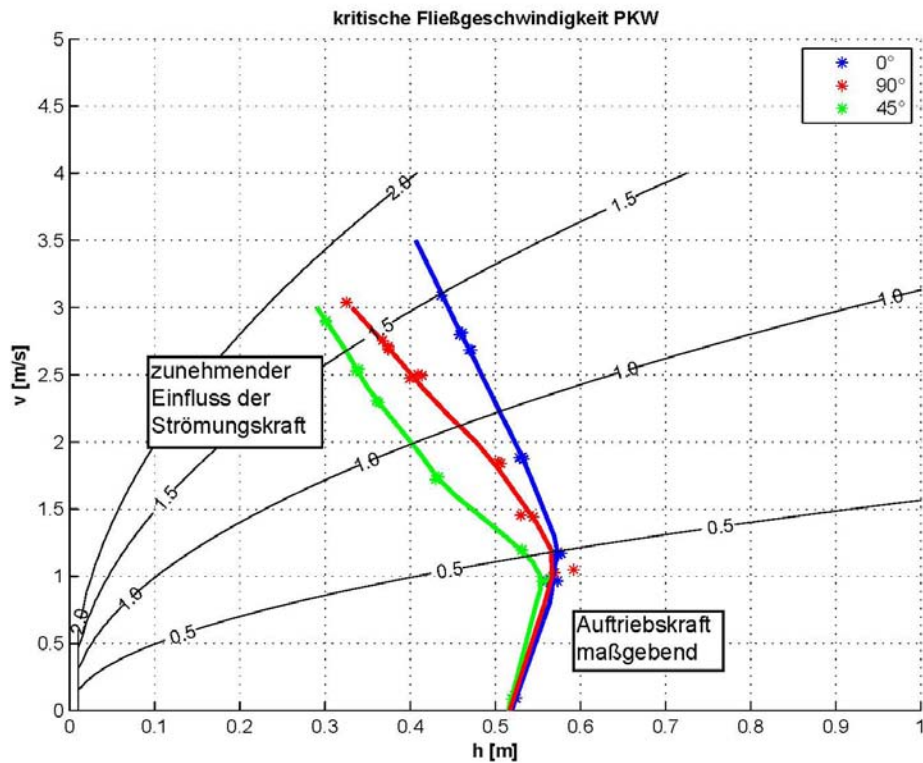


Abbildung 3 Kritische Fließgeschwindigkeit für einen Pkw als Funktion von Wassertiefe und Anströmwinkel.

Verkehrsmodellierung

Anhand der im vorherigen Abschnitt genannten Parameter aus der hydraulischen Simulation kann der Befahrbarkeitsstatus für jede einzelne Straße im Verkehrsmodell zu jedem Zeitpunkt berechnet werden. Der berechnete Befahrbarkeitsstatus wird in das Verkehrsmodell übertragen, wobei die Straßen ggf. mit dem Status „nicht befahrbar“ in der Verkehrsmodellierung gesperrt werden.

Das Evakuierungsmodell wird im Rahmen von EvaSim genutzt, um verschiedene Evakuierungsszenarien zu testen, zu vergleichen und zu bewerten. Auf diese Weise werden optimierte Evakuierungsstrategien herausgearbeitet. Diese Strategien erhält man durch die Variation der folgenden Einflussgrößen und Variablen:

- Verteilung und Anzahl der Fluchtpunkte / Evakuierungsstellen
- Informationsgrad der zu Evakuierenden
- Abfahrtszeit der zu Evakuierenden

Als Ergebnis der Simulation erhält man Werte für den Zeitbedarf einer Evakuierung, über eventuelle Engstellen im Verkehrsnetz und über die Zahl der Personen, die nicht rechtzeitig evakuiert werden können. Basierend auf den Ergebnissen kann das Routenwahlverhalten so verändert werden, dass der Fluchtwegeplan unter den gegebenen Randbedingungen (Lage der Gebäude, Struktur der Verkehrswege, Zeit bis zur Überflutung) eine optimale Evakuierung ermöglicht [Immisch & Friedrich 2011].

Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsprojektes EvaSim wird ein Verfahren zur Optimierung des Evakuierungsprozesses bei Extremereignissen entwickelt. Die zugrunde liegende Methode wird mit dem Ziel einer allgemeingültigen Anwendbarkeit in den Projektgebieten Nagold und Bad Reichenhall erarbeitet. Die Herausforderung des interdisziplinären Forschungsprojektes besteht in der Verknüpfung von Simulationsmodellen verschiedener Fachbereiche, insbesondere auch der Einbindung von soziologischen Untersuchungen. Die Schnittstellen zwischen den Modellen sind programmiert, abschließende Ergebnisse sind gegen Ende der Projektlaufzeit (Mai 2012) zu erwarten.

Literaturverzeichnis

- [Herma et al. 2011] Herma, F.; Seidel, J.; Bárdossy, A.: *Zwischenbericht EvaSim*. Institut für Wasserbau, Lehrstuhl für Hydrologie und Geohydrologie, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2011
- [Sellke et al. 2011] Sellke, P.; Kuhn, R.; Renn, O.: *Zwischenbericht EvaSim*. Interdisziplinärer Forschungsschwerpunkt Risiko und Nachhaltige Technikentwicklung, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2011
- [Immisch & Friedrich 2011] Immisch, K.; Friedrich, M.: *Zwischenbericht EvaSim*. Institut für Straßen- und Verkehrswesen, Lehrstuhl für Verkehrsplanung und Verkehrsleittechnik, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2011

Wirkungsanalyse zu möglichen gesteuerten Flutpoldern an der bayerischen Donau

Marius Asenkerschbaumer¹, Daniel Skublics², Peter Rutschmann³

Abstract

Selective reactivation of retention spaces in flood plains represents a powerful tool in terms of sustainable flood protection. In case of extreme floods, controlled bypass retention basins are much more effective than natural overflow. The combination and optimization of measures offers a high potential.

The Bavarian Danube River is subdivided into three parts of extensive lowlands, where some natural floodplains are still present. By comparing historically flooded areas with today's land use and settlements additional reactivatable retention space was detected. An effect analysis of possible controlled retention basins should prove where they are necessary and on the other hand where they operate most effectively.

To analyze the effect of controlled retention spaces, two-dimensional numerical simulations were carried out. Using different hydrological flood events, possible basin locations were compared to each other and evaluated for the extent of their impact.

Furthermore, the targeted combination of several individual retention basins by themselves, or other hydraulic structures like weirs in barrages, can lead to a far more rewarding outcome. Therefore additional investigations for the optimization of various operational scenarios were performed.

¹ Dipl.-Ing., Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, m.asenkerschbaumer@bv.tu-muenchen.de

² Dipl.-Ing., Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, d.skublics@bv.tu-muenchen.de

³ Prof. Dr.-Ing., Lehrstuhlinhaber, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, p.rutschmann@bv.tu-muenchen.de

Introduction

Due to the recent floods in Bavaria flood protection measures are in the focus of public attention. Besides flood protection dikes and reservoirs, flood retention in the flood plains contributes a lot to a sustainable protection concept. Hard to realize however are controlled bypass retention basins. Near-nature or renaturation measures by contrast are overrated in their effects.

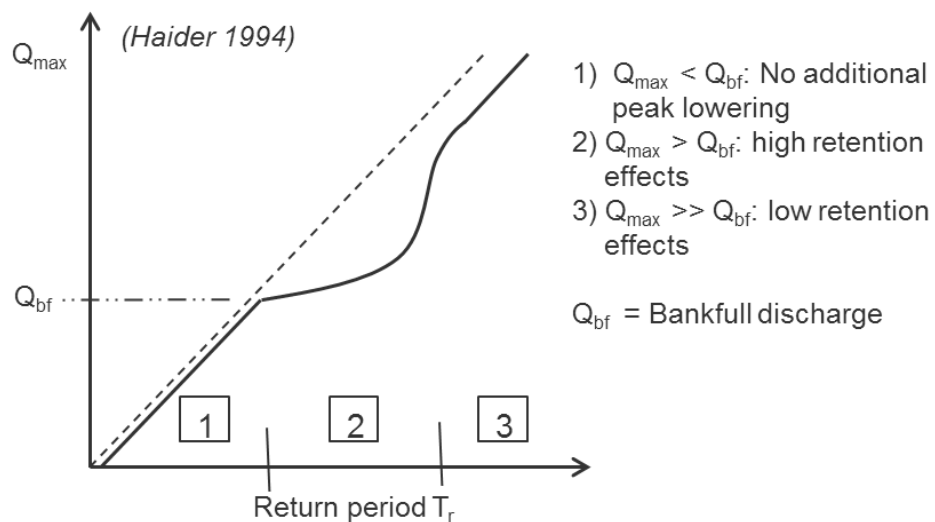


Figure 1 Schematic retention effect depending on Q_{\max}/Q_{bf} [Haider 1994]

This is mainly because these measures are valued using hydrological or 1d hydrodynamic models [Marenbach 2002]. Basic research or investigations using 2d hydrodynamic computation come to the conclusion, that the effect of uncontrolled flood retention decreases strongly while flood increases [Fischer 2008] & [Haider 1994]. Figure 1 clarifies this context.

Most river sections in Bavaria are already protected against high flood events. Therefore it only makes sense to use reactivated retention space in a controlled manner.

Flood retention at the Bavarian Danube

There are still few, quite natural retention spaces along the Bavarian Danube.

An important one is the so-called 'Riedstrom'. Its effect is clearly visible even for huge flood events. When discharge exceeds approximately $750 \text{ m}^3/\text{s}$, overflowing into the 'Riedstrom' starts.

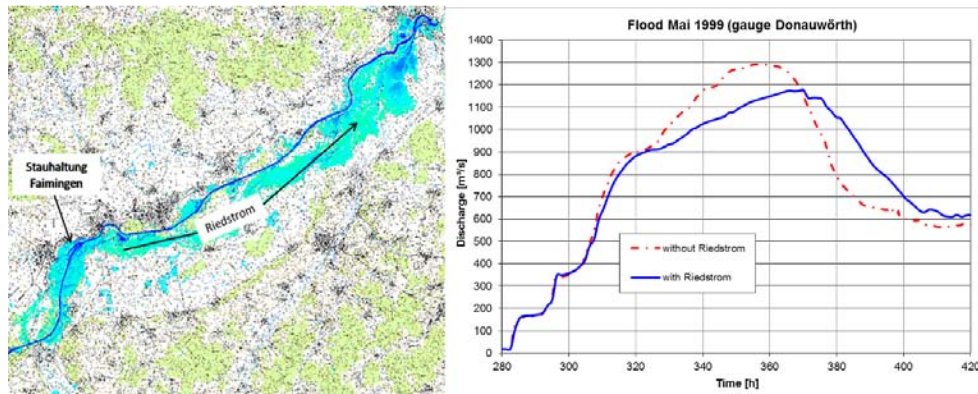


Figure 2 Inundation and effect of the 'Riedstrom'

Part of the discharge now flows over 25 km within the floodplain, hydraulically mainly detached from the main channel. This causes a shift and a reduction of the flood peak (see Figure 2).

The question is now, if huge retention space has per se a benefit on flood peaks. Investigations of Skublics and Rutschmann [Skublics et al. 2009] & [Rutschmann et al. 2010] however show that a historic scenario of the Bavarian Danube, with an additional retention volume of 330 M m^3 over 270 km river reach cannot reduce the flood peak decisively. By comparing the historical inundated areas with today's land use, reactivatable retention space can be detected however (see Figure 3).

According to the results of the historic scenario several auspicious, so far unexploited locations were identified roughly. Some of those locations were excluded from further investigations in the first place, as they proved to be unconvertible due to technical or official reasons. In the end 15 possible sites along the Bavarian Danube with particular volumes ranging from 5 to 40 million m^3 were set for pursuing investigations.

In a second step the actual area of each possible retention basin was calculated, delimited whether naturally by topographic boundaries or anthropogenic land-use. Furthermore the maximum fill-height for each polder was determined in coordina-

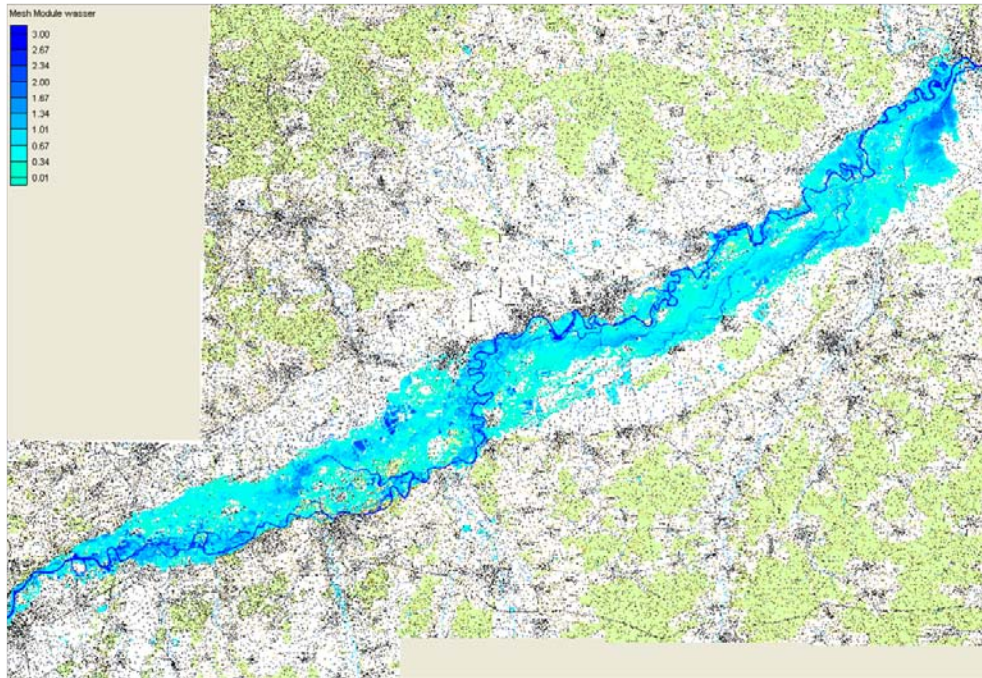


Figure 3 Historically inundated area with today's topographic map

tion with the competent water management office. By multiplying the area with the maximal height, the usable volume of each polder could be assessed.

The superior goal of all the performed investigations is to locate the most lucrative polder sites along the Bavarian Danube and save them as measures henceforth necessary due to the climate change.

Controlled bypass retention

To ensure the most effective operation of these last remaining retention basins, all of the spots are simulated to be equipped with controllable intakes. Managed properly, a controlled inflow into the polder provides the maximal reduction of peak discharge during a flood event by cutting the flood wave horizontally (Figure 4). This may result in noticeably lower water levels in downstream cities.

In practice during a flood event controlled bypass retention works with the following principles:

- Calculation/prediction of the expected hydrograph next to the intake of the flood polder,

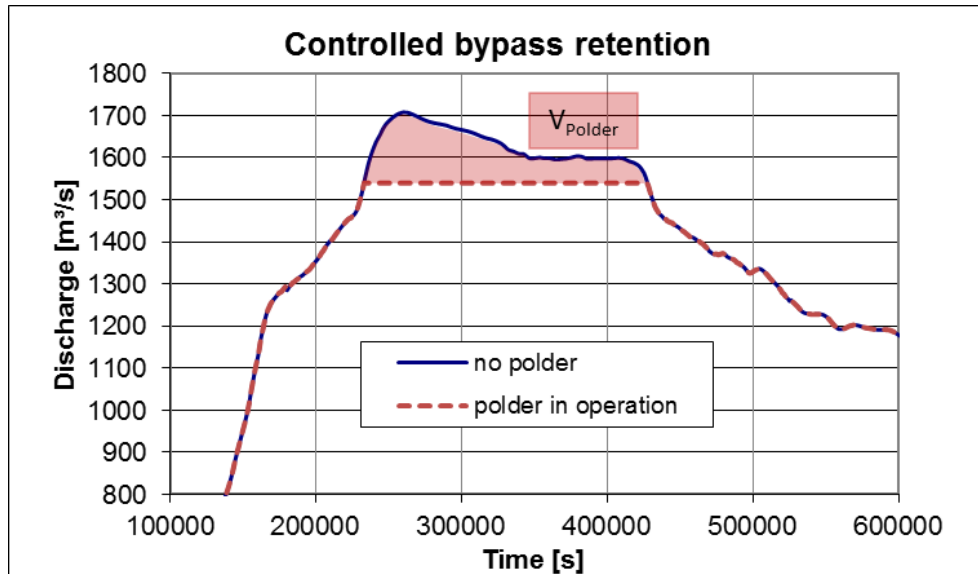


Figure 4 Optimal operated flood polder

- calculation of the target discharge/target water level to open the intake,
- continuous controlling of the opening of the intake.

Information about the expected hydrograph is usually gained by weather or flood forecasts. An effective operation of a controlled flood polder stands and falls with the quality of the flood prediction.

Assuming a 100 per cent correct prediction of the hydrograph, at least in the static state there's one target discharge to open the intake. Ideally the integral over the discharge into the flood polder after opening the gate corresponds to the maximum of the polder volume (see also Figure 4).

Former investigations show that due to the filling of the flood polder the energy line locally steepens, resulting in a changing shape of the hydrograph, compared to the 'static state' [Fischer 2008].

As a rule of thumb the actual target discharge to open the intake has to be increased for about 20 to 30 per cent of the difference 'peak discharge minus theoretic target discharge', to achieve an horizontal capping with the available retention volume.

To provide an optimal filling of the polder, the inflow rate has to be controlled continuously resulting in a continuing adjustment of the gate position.

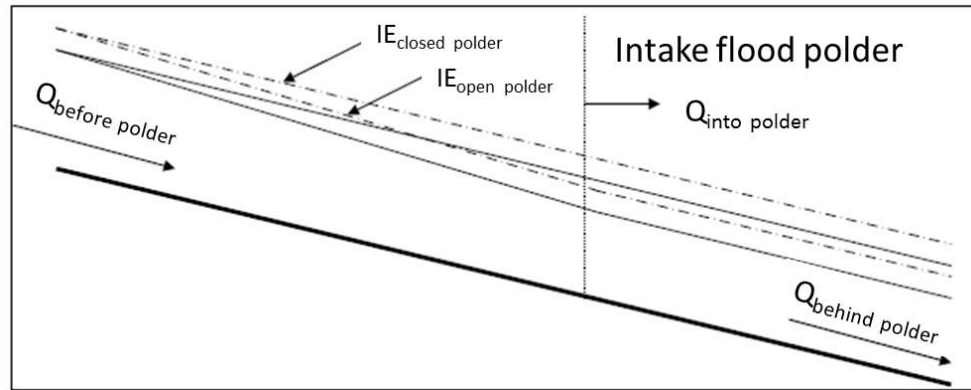


Figure 5 Steepening of the energy line due to the intake of the flood polder [Fischer 2008]

Methods

To analyze the effect of the different controlled flood polders, two-dimensional hydrodynamic simulations were carried out. Therefore the area under investigation was modeled with the 'Surface-water modeling Solution' (SMS) based on cross sections of the river bed and airborne laser scanning data of the foreland. All numerical simulations were performed with the flow model 'Hydro AS 2D'.

For the effect analysis different hydrologic scenarios were formed. The basic idea was to work with occurred flood events to ensure that the results can be transferred to reality usefully. For each of the three different model sections containing the 15 possible flood polder locations, a different, for that special passage decisive and characteristic flood event was chosen. To allow the comparative effect analysis of polders situated in different model sections with different hydrologic scenarios, the flood events uniformly were trimmed to an event with a probability of about one per cent.

In a first step, the particular hydrologic scenarios were simulated with all polder inlets closed. Based on these results, the hydrographs of the actual state were determined right next to the intake of the flood polders (see also Figure 6, element 'A'). This step corresponds to the flood forecasting mentioned above. Considering a confessed retention volume, the actual target discharge to open the intake was derived for every single flood polder.

In a second step the individual polders were integrated to the particular numerical model. Therefore the necessary boundary conditions were installed and the flood polder area was delimited from the rest of the model, to exclude uncontrolled inflow into the basin. Figure 6 shows the essential elements of a controlled flood polder

simulated with SMS/Hydro As 2D. The desired inflow to the basin is operated by a control gauge next to the inlet (B). For this reason the target discharge had to be transformed to a corresponding target water level at first. Finally, when the water level reaches the target, nodestring 'C' extracts just as much water from the flow to keep the target, simulating a moveable gate. At the same time nodestring 'D' releases the same amount of water into the delimited flood polder. When the water level falls under the target, the polder finally closes again.

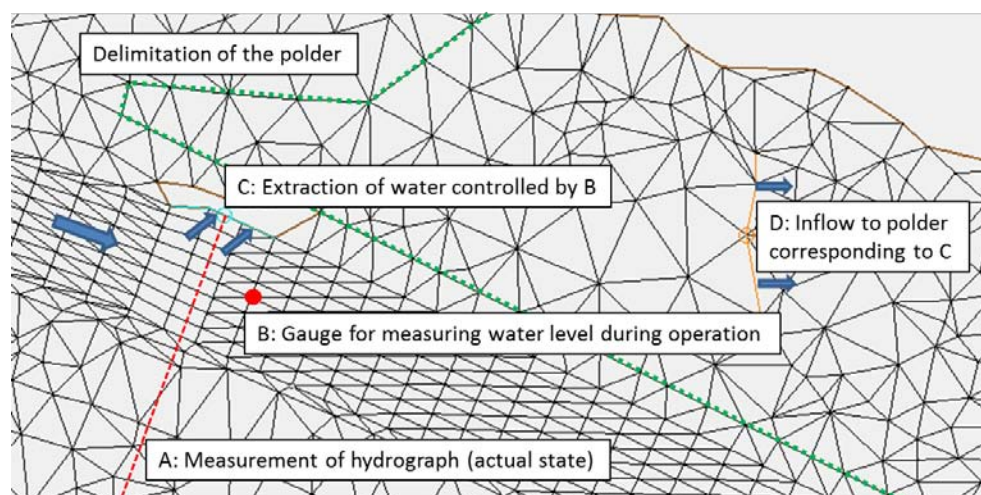


Figure 6 Elements for the simulation of controlled bypass retention with Hydro As 2D

After a simulation was done, the quality of the polder operation had to be checked. When the integral of the polder inflow was significant bigger or smaller than the actual basin volume, the target water level had not been set properly and the simulation had to be repeated with an adjusted target. Furthermore the achievement of a horizontal capping of the flood wave downstream the inlet had to be checked after every simulation. Several investigations showed that the position of the control gauge plays an important role for the optimal operation of the flood polder (Figure 7).

If the control gauge is placed along the section in the middle of the inlet (see also 'A', Figure 6, the polder takes too little discharge at the flood peak and too much at the decline (Figure 7, gauge 1). The reason for this might be too strong direct influence of the intake on the water level at the gauge. If the gauge is located far away upstream (in this example about 500 m), the polder takes too much at the peak and too little when the flood wave declines (Figure 7, gauge 2). This effect may be founded in the fact that the gauge is almost out of the sphere of the inlet. Therefore the polder tries to reach the target water level by extracting more and more discharge - with low effect especially

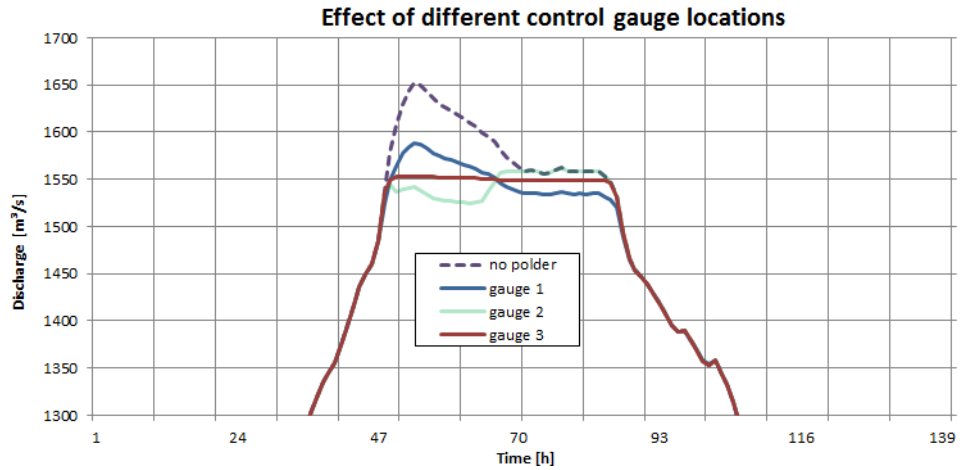


Figure 7 Effect of different control gauge locations on the operation of the flood polder

while the flood wave increases. Finally the best position for the control gauge was found to be right beneath the inlet (see also 'B', Figure 6). As shown in Figure 7 (gauge 3), the flood wave can be cut horizontally. Furthermore the investigations showed that polders located next to areas with big amounts of discharge in the forelands or floodplains could not be operated in an optimal manner. One reason may be the fact that the discharge flowing over floodplains probably cannot be 'sucked in' by the polder as easy as the discharge in the main river bed. The more the amount of the discharge flowing on the plains, the less the amount in the direct sphere of the flood polder.

In the opposite the bigger controlled retention basins generally seem 'easy to operate' and a horizontal capping could always be achieved. Furthermore the obvious fact that polders which are also naturally flooded in the actual state simulations proved to be optimized easier than the rest.

Outcomes

The so far evaluated results are presented exemplarily by one possible flood polder which provides a useable retention volume of about 20 million m³. With the optimal operation of this polder the peak discharge in the main channel can be reduced by 6%, measured 1000 m downstream the inlet.

Concerning the downstream gauges this peak reduction increases while flowing downstream (Figure 8). At gauge 'A' (about 30 km downstream the inlet) the peak discharge can be reduced by 160 m³/s from 2280 m³/s to 2120 m³/s (about 7% related

to the actual state). Further down at gauge 'B' (about 40 km downstream) there's still a noticeable reduction of about $150 \text{ m}^3/\text{s}$ (6,5%). Finally at gauge 'C', over 80 km downstream the polder the flood wave can still be reduced by $70 \text{ m}^3/\text{s}$.

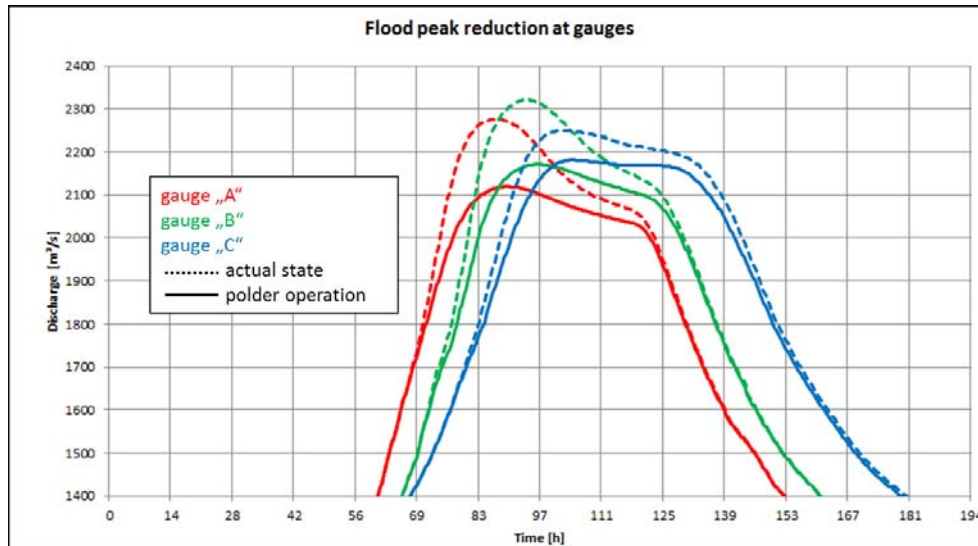


Figure 8 Flood peak reduction at the gauges in the area under investigation

Another method of evaluation was to compare the maxima of the water levels along the main river of the actual state with the individual polders in operation. Related to the chosen example the average reduction of the maximal water level right downstream the inlet comes to about 10 cm. Remarkable is the fact that the maximal reduction of the water level (almost 30 cm) occurs about 18 km downstream the polder, just after a hydro power plant. Also exceptional is the fact that the reduction constantly remains pretty high at an average of about 12 cm at a downstream distance from 50 km to even 90 km. The upcoming simulations will show where the influence of the polder actually ends.

Conclusion and perspective

For the determination of additional reactivatable retention spaces along the Bavarian Danube different two-dimensional hydrodynamic simulations were performed. In a first step a historic scenario was simulated firstly to prove that uncontrolled retention is not the best way to reduce the peak discharge during serious flood events, and secondly to locate possible sites for controlled flood polders. In the next phase determined polders were optimized in their operation according to a characteristic

hydrologic scenario. Thereby it appeared that the location of the control gauge for the inlet, as well as the useable retention volume and eventual adjacent flood plains can influence an optimal operation. Finally the effects of the optimal operated polders were checked according to the possible reduction of the peak discharge and the maximal water levels along the main river. In conclusion one can say that we are just at the beginning of the investigations in controlled retention basins along the Bavarian Danube. The next steps will be to determine

- which polders prove to be most effective concerning their volume and maybe derive a rule thumb for the most auspicious polder site,
- where the positive influence of the particular polders actually ends,
- how the combination of a number of polders can lead to positive impacts in the trans-regional scale.

Bibliography

- [Fischer 2008] Fischer M.: *Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern. Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch-numerischer Modellierung*. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Nr. 119, Technische Universität München, München, 2008
- [Haider 1994] Haider St.: *Die Retentionswirkung von Vorlandüberflutungen und ihre Abschätzung (The damping effects of floodplain inundation and their estimation)*. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 46 (7/8), 1994
- [Marenbach 2002] Marenbach B.: *Der Beitrag naturnaher Retentionsmassnahmen in den Talauen zur Hochwasserdämpfung*. Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, Berichte 13, Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern, 2002
- [Skublics et al. 2009] Skublics D., Fischer M., Rutschmann P.: *Numerical investigation on natural flood retention at the Bavarian Danube*. 33rd International Association of Hydraulic Engineering & Research (IAHR), Congress, Vancouver, Canada, 9. - 14. August 2009
- [Rutschmann et al. 2010] Rutschmann P., Skublics D.: *Hochwasserdynamik in Auen*. Internationales Symposium 'Auen und Hochwasser', Ingolstadt, 10. - 11. Februar 2010

Beeinflussung des Hochwasserwellenablaufs im Bayerischen Einzugsgebiet der Donau

Daniel Skublics¹

Kurzfassung

Unterschiedlichste Interessen beeinflussen unsere Flusslandschaften. Neben Landnutzung und Siedlungsdruck spielen Schifffahrtswege, Wasserkraftnutzung und der Hochwasserschutz eine wichtige Rolle. Die Verwirklichung von Hochwasserschutzmaßnahmen durch Hochwasserrückhalt stößt dabei auf Grund von Flächennutzungskonflikten schnell an Grenzen und muss daher entsprechend begründbar sein.

Um den Einfluss verschiedener Maßnahmen zu untersuchen und um den Hochwasserwellenablauf an der Bayerischen Donau adäquat zu beschreiben, wurden 270 km Flusstrecke durch 2d-hydrodynamische Modelle abgebildet. Berechnungen an einem historischen Szenario zeigen, wie natürlicher Hochwasserrückhalt funktioniert und wo seine Grenzen liegen. Ersichtlich wird aber auch in welchen Bereichen eine Reaktivierung von Rückhalteflächen möglich bzw. sinnvoll wäre.

Neben der Betrachtung der Bayerischen Donau und der dort vorhandenen und möglichen Retentionsmaßnahmen, wird der Blickwinkel auf das gesamte Bayerische Donaueinzugsgebiet und alle vorhandenen Speichermöglichkeiten erweitert.

Die Beschreibung der Hochwasserentstehung und des Wellenablaufs kann hier nicht mehr ausschließlich hydrodynamisch erfolgen. Durch die Hinzunahme von hydrologischen Modellen und deren Kombination mit 2d-Hydrodynamik in den größeren Flussläufen kann der Wellenablauf eines Hochwasserereignisses detailliert beschrieben werden. Damit wird es möglich, die Wirkung aller rückhaltenden, steuerbaren

¹ Dipl.-Ing., Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, d.skublics@bv.tum.de

Hochwasserschutzmaßnahmen zu beschreiben und ggf. zu optimieren. Die Überführung in ein schnelles, operationell einsetzbares Modell stellt dabei eine besondere Herausforderung dar.

Dieser Beitrag gibt einen Einblick in ein noch in den Anfängen befindliches Forschungsprojekt.

Hochwasserrückhalt / Hochwasserretention

Hochwasserretention ist definiert als: 'die Abminderung und Verzögerung einer Abflussschwelle in Folge der Rückhaltewirkung natürlicher Gegebenheiten oder künstlicher Maßnahmen' [Marenbach 2002].

Natürlicher Hochwasserrückhalt

Bei Überschreiten des bordvollen Abflusses und Aktivierung von Rückhaltewolumen im Vorland setzt ein natürlicher Retentionseffekt ein. Dieser Prozess macht es bei der großräumigen Analyse von Hochwasserereignissen schwer, den Ablauf und die Verformung von Hochwasserwellen zu beschreiben. Die bei flussgebietsweiten Betrachtungen zumeist eingesetzten hydrologischen und manchmal auch 1d - hydrodynamischen Modelle können aber diese Retentionseffekte nicht direkt abbilden. Im Gegensatz zu einer 2d-hydrodynamischen Betrachtung bei der Vorlandüberflutungen realitätsnah wiedergegeben werden, behilft man sich hier einer Modellierung mittels Speicher- bzw. Rauigkeitskoeffizienten.

Natürlicher Hochwasserrückhalt hat in der Regel lediglich eine abflussverzögernde Wirkung auf die Hochwasserwelle. Die Scheitelreduktion ist dabei meist von untergeordneter Bedeutung [Haider 1994] & [Fischer 2010].

Bei extremen Hochwasserereignissen können selbst historische Zustände (vor den Flusskorrekturen) keine signifikante Reduktion der maximalen Durchflüsse bewirken. Untersuchungen von Skublics und Rutschmann [Skublics et al. 2009] zeigen, dass selbst ein zusätzlich zur Verfügung stehender Retentionsraum von 330 Mio. m³ über 270 Flusskilometer bei einem heutigen HQ100 keine Scheitelreduktion bewirkt (siehe Abbildung 1) [Skublics et al. 2009].

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigen aber auch wo heute noch die Möglichkeit besteht Retentionsraum zu reaktivieren. Um diese Flächen allerdings wirksam einzusetzen sollten sie in einer Art steuerbar (z.B. als Flutpolder) ausgeführt werden [Fischer 2008].

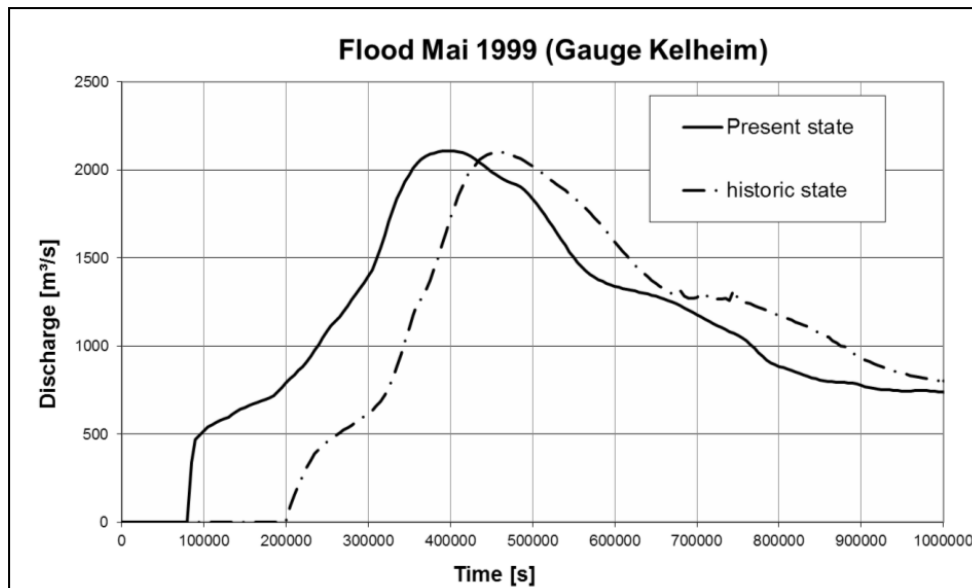


Figure 1 Vergleich des historischen Szenarions mit dem Ist-Zustand

künstlicher / steuerbarer Hochwasserrückhalt

Im Bayerischen Einzugsgebiet der Donau stehen neben den geplanten (steuerbaren) Flutpoldern bereits mehrere steuerbare Anlagen zur Verfügung, mit denen ein gezielter Hochwasserrückhalt und damit die Möglichkeit der Beeinflussung des Hochwasserwellenablaufes möglich ist. Neben den Speichern sind dies auch größere Staustufen und Stauketten an denen eine gezielte Manipulation der Hochwasserwelle möglich ist.

Die bisherigen Steuervorgaben dieser Anlagen zielen allerdings i.d.R. auf ein lokales Hochwasserschutzziel hin. In der folgenden Abbildung ist die Wirkung eines solchen Speichers während eines Hochwasserereignisses zu sehen [Rutschmann 2009].

Die starke räumliche Inhomogenität der Hochwasserintensität im Einzugsgebiet der Donau lässt aber vermuten, dass durch eine überregionale Steuerung mancher Anlagen noch weitere Kapazitäten ausgeschöpft werden können.

Methode

Um den Hochwasserwellenablauf im Einzugsgebiet zu beschreiben und um zu untersuchen welche Speicher eine überregionale Wirkung aufweisen, werden im Rahmen

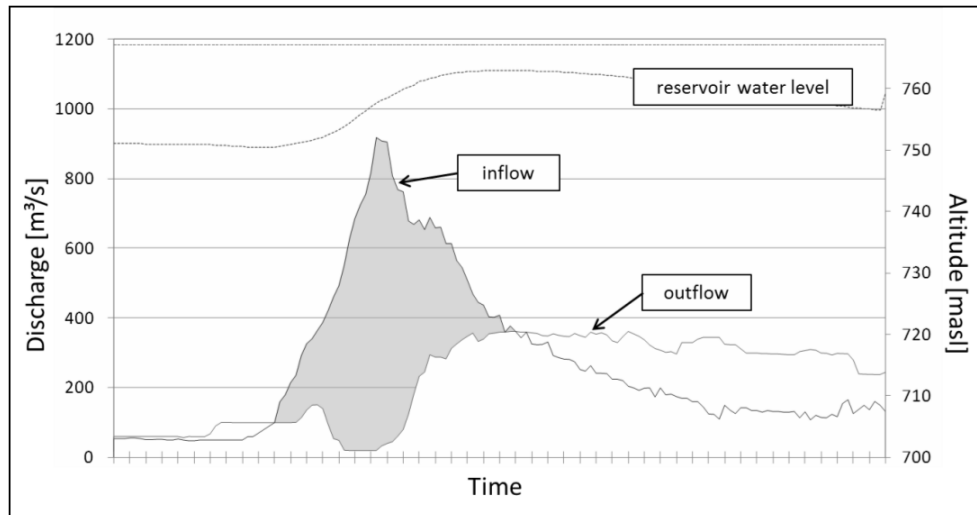


Figure 2 Hochwasserrückhalteeffekt eines großen Speichers

dieses Forschungsprojektes 2d-hydrodynamische und hydrologische Modelle flussgebietsweit gekoppelt.

Die hydrodynamischen Modelle dazu stammen von früheren Forschungsvorhaben des Lehrstuhls an der Donau, aus Sonderuntersuchungen zu den staatlichen Wasserspeichern des Landesamtes für Umwelt (LfU) und aus der Überflutungsgebietskartierung. Daher ist die Güte, Aktualität und die Genauigkeit der Modelle sehr inhomogen. Während die Modelle entlang der Donau dafür ausgelegt sind Hochwasserwellenausbreitung über größere Flussabschnitte hinweg (im Mittel ca. 100 Fkm) gut abzubilden, liegt die Priorität der Überflutungsgebietsmodelle in der detaillierten Abbildung von im Hochwasserfall überschwemmten Gebieten. Daher sind sie räumlich meist sehr hoch aufgelöst. Diese Überflutungsgebietsmodelle erstrecken sich dabei in der Regel über nicht mehr als 10-20 Fkm und sind auf die Abbildung exakter Wasserstände bei stationären Durchflüssen entsprechender Jährlichkeiten geeicht.

Die angesprochenen Inhomogenitäten gilt es auszugleichen. Daneben ist es ebenfalls elementar, die Berechnungsgeschwindigkeiten zu erhöhen.

Hierzu wurden bereits einige Abschnitte der Modelle vereinfacht und ausgedünnt.

Dabei wird vor allem darauf geachtet, dass die geometrische Abbildung der hydraulisch wirksamen Strukturen so gut wie möglich erhalten bleibt, gleichzeitig aber deutlich weniger Knoten und Elemente benötigt werden (siehe Abbildung 3).

Ebenfalls einen großen Einfluss auf die Berechnungsgeschwindigkeiten hat neben der Anzahl auch die Größe der Berechnungselemente. Da es sich beim numerischen Lösungsverfahren um ein explizites Schema handelt, muss das CFL (Courant-Friedrichs-

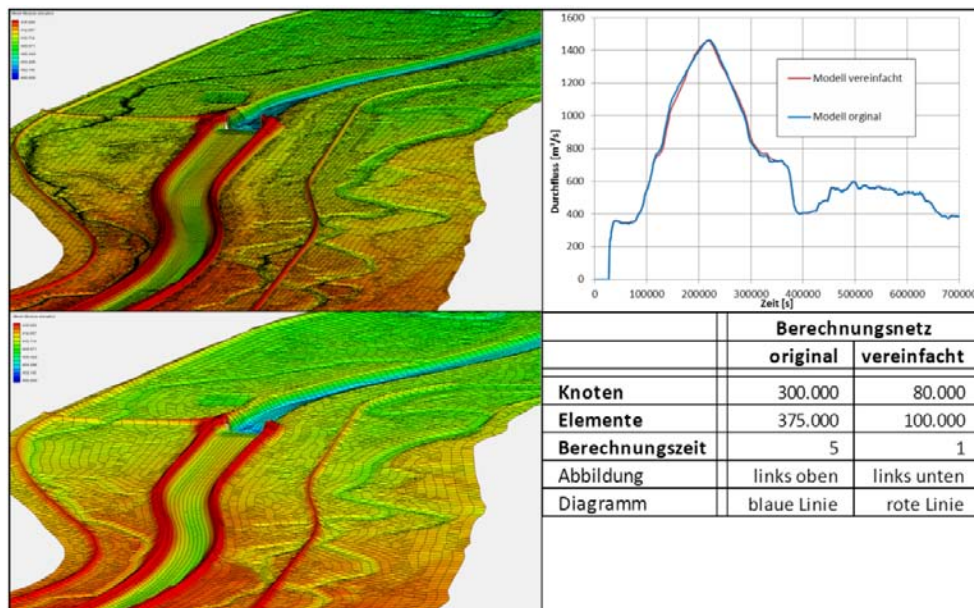


Figure 3 Auswirkungen der Modellvereinfachungen und Homogenisierung

Lewy) - Kriterium eingehalten werden. Dies hat zur Folge, dass bei kleinen Berechnungselementen der Berechnungsschritt ebenfalls kleiner wird und sich somit die Berechnungsdauer verlängert.

Durch diese Bearbeitungen wird eine Grundlage für zahlreiche Ereignisberechnungen in einer hohen Qualität geschaffen.

Zusammenfassung und Ausblick

Das Hochwassergeschehen in unseren größeren Flussgebieten wird stark durch natürlichen und künstlichen Hochwasserrückhalt geprägt. Um diese Vorgänge adäquat zu beschreiben braucht es geeignete Modell bzw. die Kombination mehrerer Modellansätze. Die Optimierung steuerbarer Speicher hinsichtlich der Hochwasserwellenbeeinflussung birgt ein großes Potential.

Dieses Potential wird nach Berechnung der Referenzfälle (Ist-Zustand) durch eine Wirkungsanalyse der einzelnen Speicher quantifiziert. Anschließend sollen auch die Unsicherheiten in der Niederschlagsprognose in die Betrachtungen mit einfließen. Dazu wird allerdings der Übergang zu einem schnelleren, nicht deterministischen Modellansatz nötig sein.

Fernziel wird sein, das Modell einzugsgebietsweit und operationell einsetzen zu können.

Bibliography

- [Fischer 2008] Fischer, M.: *Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern. Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch-numerischer Modellierung*. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Nr. 119, Technische Universität München, 2008
- [Fischer 2010] Fischer, M.: *Wirkung von Hochwasserschutzmaßnahmen in Auenbereichen*. Internationales Symposium "Auen und Hochwasser". 10. - 11. Februar 2010, Ingolstadt
- [Haider 1994] Haider, St.: *Die Retentionswirkung von Vorlandüberflutungen und ihre Abschätzung*. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 46 (7/8), 1994
- [Marenbach 2002] Marenbach, B.: *Der Beitrag naturnaher Retentionsmassnahmen in den Talauen zur Hochwasserdämpfung*. Wasserbau und Wasserwirtschaft, Berichte 13, Universität Kaiserslautern, 2002
- [Schwaller & Tölle 2004] Schwaller, G., Tölle, U.: *Einfluss von Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss*. Materialien Nr. 122, Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, 2004
- [Skublics et al. 2009] Skublics D., Fischer M., Rutschmann P.: *Numerical investigation on natural flood retention at the Bavarian Danube*. 33rd International Association of Hydraulic Engineering & Research (IAHR) Congress. 9 - 14 August 2009, Vancouver, Canada, 2009
- [Rutschmann 2009] Rutschmann, P.: *Untersuchung der Wirkung von Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren in Bayern auf den Hochwasserschutz und auf den Niedrigwasserabfluss*. Unveröffentlicht, 2009

Instationäre HN-Modellierung zur Abschätzung klimabedingter Folgen auf die Wasserwirtschaft in Nordhessen

Alexander Rötz¹

Kurzfassung - Abstract

Im Rahmen des Forschungsvorhabens 'Klimawandel zukunftsfähig gestalten (KLIMZUG) Nordhessen' werden im Teilprojekt 'Klimawandel in Nordhessen - Folgen und Anpassungsmöglichkeiten für die Wasserwirtschaft am Beispiel von Eder und Fulda' die Auswirkungen eines geänderten Wasserhaushaltes durch den Klimawandel auf wasserwirtschaftliche Fragestellungen quantitativ erfasst und Empfehlungen für Anpassungsstrategien erarbeitet. Grundlagen der Untersuchungen bilden GIS-basierte hydrodynamisch-numerische Verfahren zur Simulation von Strömungsvorgängen in Kopplung mit Steuerungsmodulen zum Betrieb von Stauanlagen.

Einleitung

Das vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderte Verbundprojekt KLIMZUG - Nordhessen besteht aus 27 Teilprojekten verschiedener Fachdisziplinen und unterteilt sich in die Handlungsfelder Szenarien, Ressourcen, Energie, Verkehr, Tourismus & Gesundheit sowie Gesellschaft. Das dem Handlungsfeld Ressourcen zugeordnete Teilprojekt R2 'Klimawandel in Nordhessen - Folgen und Anpassungsmöglichkeiten für die Wasserwirtschaft am Beispiel von Eder und Fulda' zielt darauf ab, die Auswirkungen eines geänderten Wasserhaushaltes durch den Klimawandel quantitativ zu erfassen und daraus geeignete Anpassungsstrategien abzuleiten.

¹ Dipl.-Ing., Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, Fachbereich Bauingenieur- und Umweltingenieurwesen, Universität Kassel, a.roetz@uni-kassel.de

Bisherige Untersuchungen zeigen auf, dass der Klimawandel zu geänderten Niederschlagsverhalten und Temperaturen führt. Für Nordhessen wird erwartet, dass die Sommerniederschläge in Abhängigkeit der Örtlichkeit teilweise zu- und teilweise abnehmen können. Bei den Winterniederschlägen gehen die Szenarien einheitlich von einer bis zu 30 %igen Zunahme aus. Verbunden mit Temperaturanstiegen zeichnen sich vermehrt extreme Wettersituationen wie Sturm-, Hochwasser- und Niedrigwasserereignisse ab, die letztendlich zu einem geänderten Wasserhaushalt führen. Zusammenfassend lassen sich aus wasserwirtschaftlicher Sicht Änderungen bezüglich Hoch- und Niedrigwasser sowie ein geänderter Jahresgang im Abflussverhalten erwarten [HLUG 2006] & [HLUG 2008].

Die Hochwasserproblematik spielt in der Region Nordhessen eine wesentliche Rolle, insbesondere im Winter und Frühjahr treten an der Fulda mit ihren Nebengewässern immer wieder Extremereignisse auf. Zusätzlich liegen bereits heute durch extreme Niedrigwassersituationen starke Beeinträchtigungen der Schifffahrt an der Oberweser vor. Dabei kommt der Edertalsperre aufgrund ihrer Steuerungsfunktion für die Untere Eder, Untere Fulda und Oberweser aus wasserwirtschaftlicher Sicht eine besondere Bedeutung zu, da sie sowohl der Niedrigwassererhöhung der Oberweser dient, als auch dem Hochwasserschutz, der Wasserkraftnutzung und dem Tourismus.

Grundlage der Untersuchungen bilden GIS-basierte hydrodynamisch - numerische Verfahren zur Simulation von Strömungsvorgängen in Kopplung mit Steuerungsmodulen zum Betrieb von Stauanlagen. Dabei werden Anpassungsstrategien mit Fokus auf stärkeren Wasserrückhalt durch geänderte Flächennutzungen, auf angepassten Betrieb wasserbaulicher Anlagen zur besseren Nutzung des Wasserdargebots und auf eingeschränkte Nutzung gefährdeter Bereiche von Fließgewässern und Talaue untersucht.

Methodische Vorgehensweise

Modellgebiet

Für dieses Forschungsvorhaben wurde als Untersuchungsgebiet in der Region Nordhessen das 6.947 km² große Einzugsgebiet der Fulda mit ihren größeren Nebengewässern Eder, Schwalm, Haune und Losse gewählt. Besonderer Bedeutung kommt hierbei dem Unterstrom des Edersees gelegenen etwa 44 km langen Gewässerabschnitt der Unteren Eder und der rund 45 km lange Abschnitt der Unteren Fulda zu (Abbildung 1). Die Eder weist in diesem Bereich ein mittleres Gefälle von etwa 1,2 ‰,

die Fulda von rund 0,5 % auf. Der Mittelwasserabfluss der Fulda am Zusammenfluss mit der Werra zur Weser in Hann. Münden beträgt rund $Q = 67 \text{ m}^3/\text{s}$. Das Modellgebiet ist charakterisiert durch eine Vielzahl von Brücken, Wehranlagen (beweglich und unbeweglich), seitlichen Zuflüssen und innerstädtischen Bereichen.

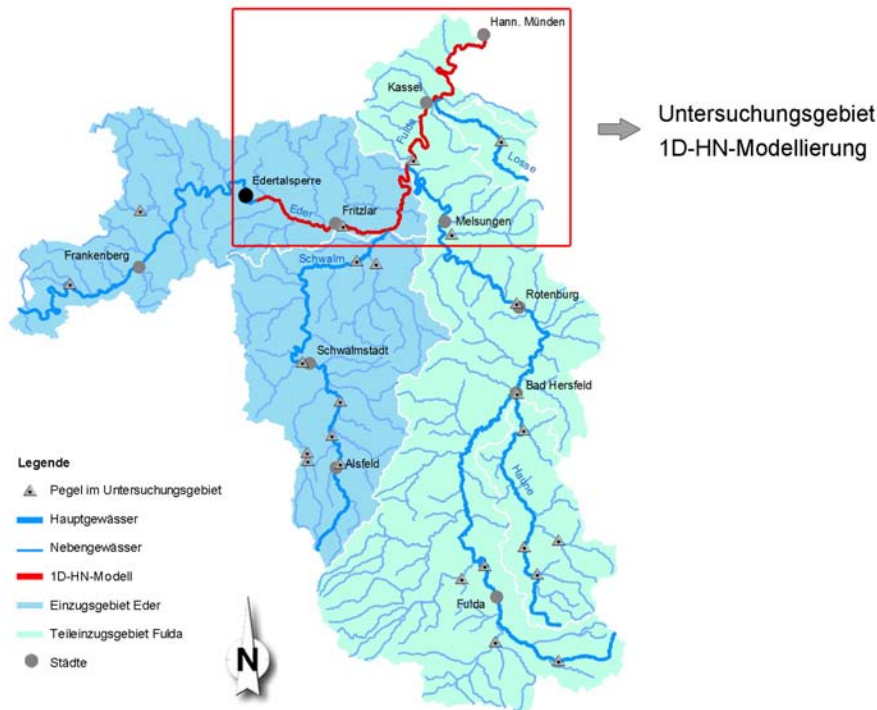


Figure 1 Einzugsgebiet der Fulda und Gewässerstrecke der 1D-HN-Modellierung

Erstellung eines digitalen Geländemodells

Für die unterhalb des Edersees gelegene Gewässerstrecke von Eder und Fulda wurde ein hochaufgelöstes digitales Geländemodell (DGM) erstellt. Dieses dient als Grundlage für HN-Modellierungen sowie die Ermittlung von Ergebnissen mit Raumbezug.

Zu diesem Zweck wurden die zur Verfügung stehenden topografischen Informationen über GIS-basierte Interpolationsverfahren miteinander verknüpft (Abbildung 2). Auf diese Weise können die für die HN-Modellierung und die Berechnung von Überflutungsflächen relevanten Geometrien wie beispielsweise das Querprofil eines Gewässers, der Uferlinienverlauf, eine Hochwasserschutzanlage oder auch eine Anhöhe im Vorland über charakteristische Höhenlinien bzw. Bruchkanten exakt beschrieben werden. Dazu wurden sowohl Daten aus Luftbildphotogrammetrie oder

Laserscanning als auch Höhenangaben, die auf lokalen, terrestrischen Vermessungen mittels Nivellier, Tachymeter oder GPS beruhen, berücksichtigt.

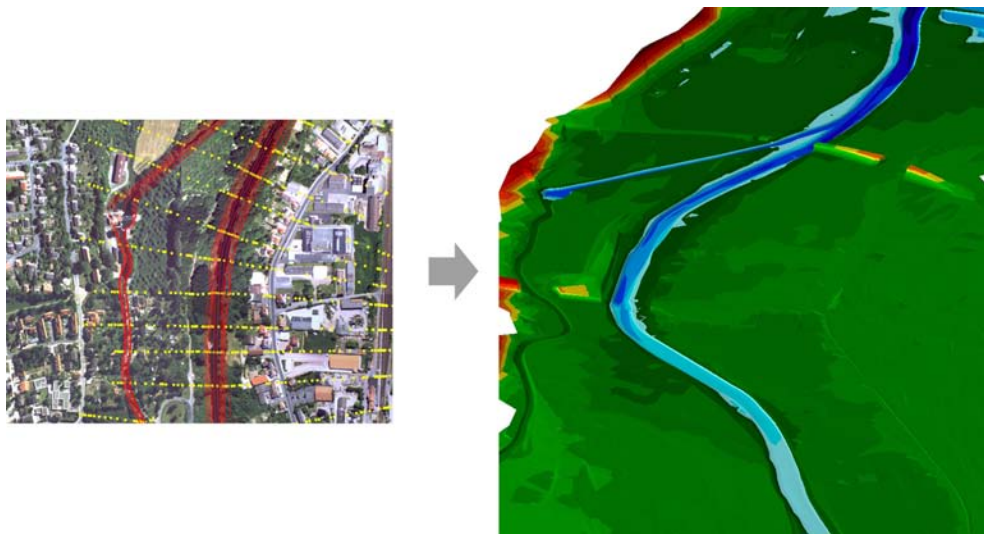


Figure 2 Eingangsdaten und dreidimensionale Ansicht des DGM (beispielhafter Ausschnitt)

HN-Modellierung

Das eindimensionale HN-Modell dient der Berechnung von Wasserspiegellagen, Wellenabläufen und Überflutungsflächen für unterschiedlichste Abflussereignisse. Es liefert somit Aussagen über die Hochwassergefährdung und die Abflussverhältnisse in Trockenperioden sowie Hinweise zur Optimierung des Betriebes der wasserwirtschaftlichen Anlagen. Im Rahmen dieser Untersuchung wurde das 1D-HN-Verfahren CARIMA/CASCADE eingesetzt, welches die eindimensionalen Saint - Venant - Gleichungen mittels eines Finite-Differenzen-Verfahrens nach Preissmann löst.

Die Erstellung des 1D-HN-Modells erfolgt in mehreren Schritten mit ausführlicher Plausibilitätskontrolle der Zwischenergebnisse. Als Datengrundlage dienen die Querprofile aus dem Retentionskataster Hessen (RKH) mit Höheninformationen zur Gewässersohle sowie den angrenzenden Vorländern. Die Querprofilaten inklusive Rauheiten, Querprofilabstände sowie Aufteilung des Querprofils zwischen Flussschlauch und Vorland wurden in das erforderliche Modellformat konvertiert, für Voruntersuchungen in Einzelmodelle der Stauhaltungen unterteilt und darauf aufbauend zu einem insgesamt 89 km langen Kettenmodell zusammengeführt. Zur Berücksichtigung der Retentionswirkung durch die Vorländer wurden in dem Modellsystem Reten-

tionszellen integriert. Der Füll- bzw. Entleerungsvorgang dieses Retentionsraumes wird über eine vom Wasserstand abhängige Oberflächenfunktion abgebildet. Die Flächen der Retentionsräume wurden auf Basis der Überschwemmungsgebiete statistischer Hochwasserereignisse mit dem dazugehörigen Wasserstand abgeschätzt.

Bei der Ermittlung charakteristischer Abflüsse als Ausgangsgrößen hydrologischer Prozesse wird auf das bestehende Niederschlags-Abfluss-Modell für das Einzugsgebiet der Fulda an der Universität Braunschweig sowie auf die im Rahmen der Projekte INKLIM 2012 und INKLIM 2012 Baustein II plus durchgeführten Untersuchungen des Hessischen Landesamtes für Umwelt und Geologie (HLUG) zurückgegriffen.

Vorläufige Ergebnisse - Ist-Zustand

Mit dem aufgebauten HN-Modell wurden zur Plausibilisierung sowie zur Analyse der aktuellen Hoch- und Niedrigwassersituation zunächst stationäre Berechnungen für verschiedene Abflusszustände durchgeführt. In den nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 3, Abbildung 4) sind für einen beispielhaften Abschnitt der Unteren Eder die Ergebnisse der berechneten Wasserspiegellagen und mittleren Fließgeschwindigkeiten für das HQ100 sowie den Niedrigwasserereignissen $MNQ = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ und $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ dargestellt. Die im Modellgebiet vorhandenen Stauanlagen sind im Niedrigwasserbereich durch einen signifikanten Sprung der Wasserspiegel im Längsschnittverlauf deutlich zu erkennen. Die für das HQ100 berechneten Wasserspiegellagen wurden eingehend analysiert und mit den vorhandenen offiziellen Ergebnissen aus vorangegangenen Untersuchungen verglichen.

Zur Ermittlung der Überschwemmungsflächen und Wassertiefen wurden die berechneten Wasserspiegellagen den jeweiligen Querprofilen im GIS-Projekt zugeordnet. Das aus den Linien gleicher Wasserstände berechnete Raster der Wasseroberfläche diente zusammen mit dem erstellten DGM zur Differenzenbildung. Das hieraus resultierende und in Abbildung 5 beispielhaft abgebildete Differenzraster enthält für die überschwemmten Gebiete die zu erwartenden Wassertiefen.

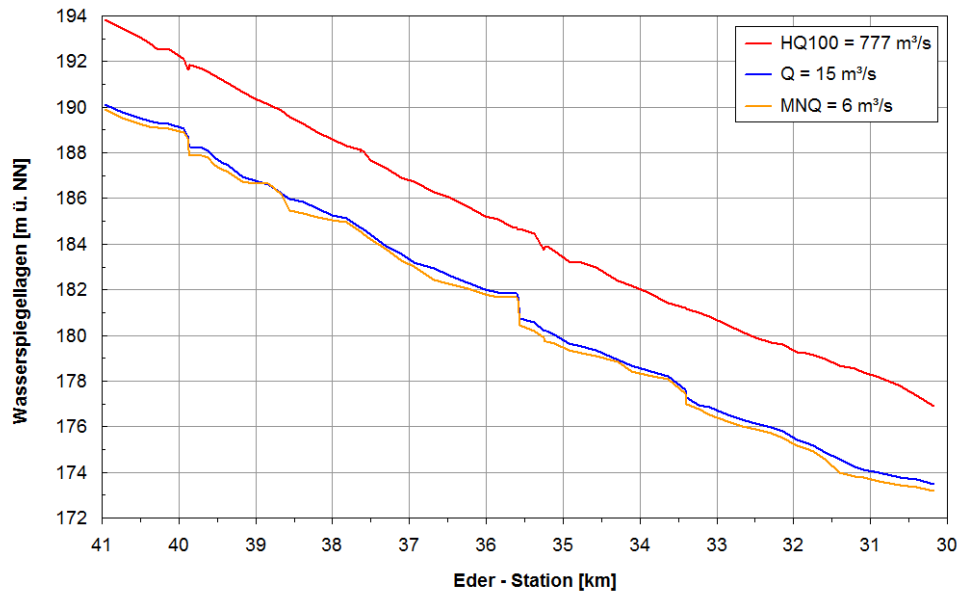


Figure 3 Wasserspiegellagen für unterschiedliche Abflüsse (beispielhafter Ausschnitt)

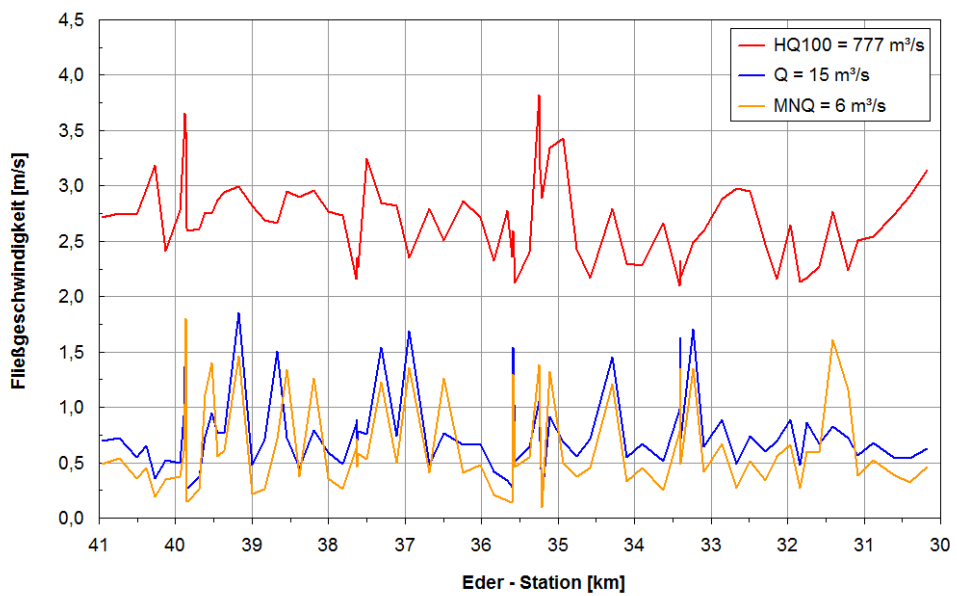


Figure 4 Mittlere Fließgeschwindigkeiten im Flussquerschnitt für unterschiedliche Abflüsse (beispielhafter Ausschnitt)

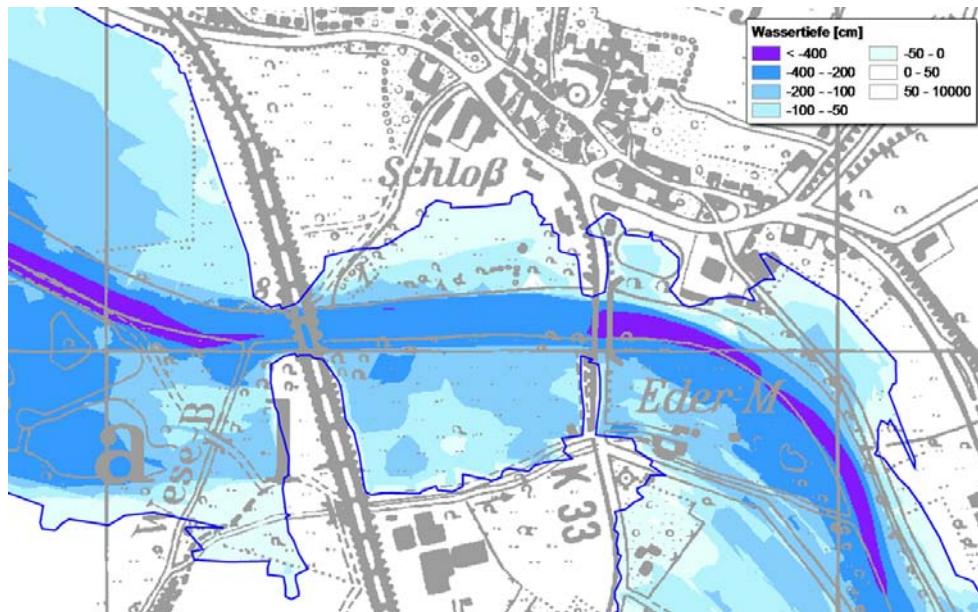


Figure 5 Wassertiefen und Überschwemmungsgebietsgrenzen für das HQ100 des Istzustandes (beispielhafter Ausschnitt)

Ausblick

Im Zuge der weiteren Projektbearbeitung werden für ausgewählte Hoch- und Niedrigwasserszenarien instationäre Berechnungen durchgeführt und die wasserwirtschaftlichen Auswirkungen mit Fokus auf die betriebliche Steuerung der Stauanlagen im Niedrigwasserfall analysiert. Die Bewirtschaftung der Stauanlagen richtet sich auf der einen Seite nach den hydrologischen und hydraulischen Randbedingungen und auf der anderen Seite auf der Erfüllung der verschiedenen Nutzungsanforderungen, wie bspw. Wasserkraft, Schifffahrt, Tourismus und Hochwasserschutz. Im nächsten Schritt wird das hydrodynamisch - numerische Verfahren mittels einer GIS - Fachschale gekoppelt. Dadurch wird ein flexibles Planungswerkzeug entwickelt, das es ermöglicht, vorausschauend und effizient auf mögliche Änderungen des Abflussregimes zu reagieren. Zudem unterstützen die einfache Handhabung und übersichtlichen Darstellungsmöglichkeiten eine umfangreiche Öffentlichkeitsinformation und -beteiligung.

Bibliography

- [HLUG 2006] Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie: *Integriertes Klimaschutzprogramm - INKLIM 2012, Projektbaustein II, Klimawandel und Klimafolgen in Hessen, Abschlussbericht*, Wiesbaden, 2006
- [HLUG 2008] Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie: *INKLIM 2012 Baustein II plus, Klimafolgen in der Wasserwirtschaft (Oberflächengewässer), Untersuchung der Auswirkungen des Klimawandels auf Hochwasserscheitelabflüsse und Abflussverhalten im Lahngebiet und im hessischen Maingebiet*. Wiesbaden, 2008
- [HydrG 1996-2008] Hydrogeologie GmbH Ingenieurgesellschaft für Wasser - Boden - Umwelt (HGN): *Retentionskataster Hessen (RKH), Berichte zu den Flussgebieten Fulda, Eder, Schwalm, Haune und Losse*. Nordhausen, 1996-2008

Hydraulischer Modellversuch - Einfluss der Linienführung auf das hydraulische Verhalten eines Grundablasses

Thomas Gschnitzer¹

Zusammenfassung

Dieser Beitrag befasst sich mit physikalischen Modellversuchen zum Grundablass des Speichers Kühtai, welcher in Tirol von der TIWAG - Tiroler Wasserkraft AG errichtet wird. Drei verschiedene Geometrien der Anströmung zur Schieberkammer des Grundablasses werden im Zuge der Versuche betrachtet. Dabei wird die hydrostatische Druckverteilung sowohl ober- als auch unterstrom der Schieberkammer gemessen und verglichen. Besonderes Augenmerk gilt den Drücken im Bereich mit Freispiegelabfluss unterstrom der Schieberkammer. Dort treten bei allen drei Varianten asymmetrische Unterdrücke an der Sohle auf, welche zudem Kavitation hervorrufen können. Alle drei untersuchten Geometrien liefern ähnliche Tendenzen in der Druckverteilung.

Abstract

This article deals with model tests of the bottom outlet of the Kühtai reservoir in Tirol, which will be built by the TIWAG - Tiroler Wasserkraft AG. Three different alignments of the axis of the pressurized part of the bottom outlet are investigated. In the model test hydrostatic pressures in the pressurized and free flow part of the outlet structure are measured. Particular focus is set on the free surface flow area. In all of the three geometries appear asymmetric low pressures which can cause cavitation. The pressure distribution of all of the three geometries is similar.

¹ Dipl.-Ing., Institut für Infrastruktur, Universität Innsbruck, thomas.gschnitzer@uibk.ac.at

Motivation

Der Speicher Kühtai stellt eine Erweiterung der Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz der TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG dar. Durch das Pumpspeicherkraftwerk Kühtai 2 wird dieser Speicher mit dem bestehenden Speicher Finstertal verbunden. Der Grundablass des Speichers Kühtai stellt dabei eine wichtige Einrichtung zur Hochwassersicherheit dar.

Im Wasserbaulabor der Bau fakultät der Universität Innsbruck wurden Modellversuche zu den Betriebseinrichtungen des projektierten Speichers Kühtai durchgeführt. Im Zuge der Modellversuche wurden im Freispiegelbereich unterstrom der Schieberkammer des Grundablasses Unterdrücke an der Sohle gemessen, welche das Auftreten von Kavitation nicht mehr ausschließen ließen, zudem waren die Unterdrücke in Querschnitten nahe der Schützenkammer über die Sohle asymmetrisch verteilt. Daraus ergab sich für den Modellversuch dieses Beitrags die Fragestellung ob die Krümmung des Grundablasses im Zulauf zur Schieberkammer der Auslöser der Asymmetrien ist, und welche Auswirkungen andere Linienführungen des Zulaufes auf die Drucksituation im Freispiegelbereich haben.

Modell

Modellgeometrie

Drei Geometrien wurden untersucht (Abbildung 1), wobei die Referenz-Geometrie aus dem vorangegangenen Modellversuch zur Verfügung stand. Sie wurde im Stereolithographie Verfahren hergestellt. Bei dieser Geometrie besitzt der Grundablassstollen im Grundriss, sowie im Aufriss eine Krümmung welche sich vom Einlauf bis oberwasserseitig der Schieberkammer zieht. Der Querschnitt bleibt in der Krümmung unverändert.

Die erste Variante wurde aus Plexiglas und PVC gefertigt, wobei die Verbindungen geklebt und zusätzlich verschraubt wurden. Drücke von bis zu 0,8 bar im Modell erforderten diese Fertigung. Im Gegensatz zur Referenz-Geometrie besitzt die erste Variante im Grundriss keine Krümmung. Die Richtungsänderung zur Schieberkammer hin erfolgt über einen Knick am Grundablass einlauf. Der Einlauf wurde für die erste und zweite Variante im Vergleich zur Referenz-Geometrie vergrößert. Die Krümmung im Aufriss bleibt bestehen. Die Schieberkammer selbst bleibt für alle Geometrien erhalten.

In der zweiten Variante wurde auch die Krümmung im Aufriss entfernt. Die Anströmung zur Schieberkammer erfolgt deshalb im Auf- und Grundriss gerade. Diese Variante wurde im gleichen Verfahren wie Variante 1 gefertigt.

Der Maßstab des Modells betrug 1:20, wobei das Froude-Modell zur Berechnung der physikalischen Verhältnisse zur Anwendung kam.

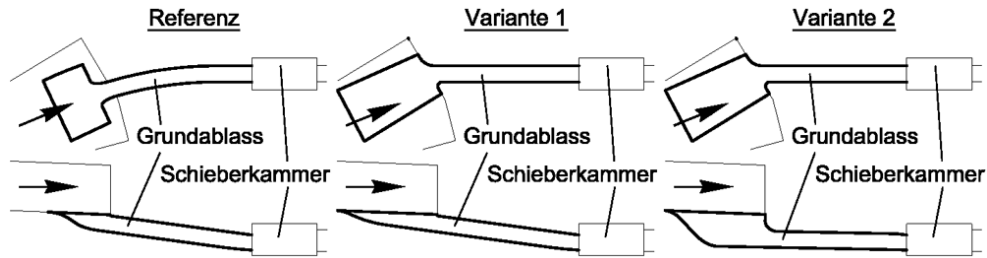


Abbildung 1 Geometrie der drei Varianten, jeweils im Grund- (oben) und Aufriss (unten)

Messanlage

Das Modell wurde mithilfe einer Hochdruckpumpe und einem Druckminderer mit dem jeweiligen Druck beaufschlagt. Der Durchfluss im System wurde mit einem induktiven Durchflussmesser bestimmt. Zur Bestimmung des statischen Drucks waren mehrere Komponenten notwendig.

Die Abnahme des statischen Drucks am Modell erfolgt über eine Drucksonde. Diese besteht aus einer zur Innenwand senkrechten Bohrung (Durchmesser 2 mm) und einem angeklebten Aufsatz. An diesem Aufsatz wird ein Verbindungsschlauch angeschlossen, der den Druck zur Ventilinsel überträgt (Abbildung 2). Diese besteht aus einer Ringleitung an dem jeder Messpunkt über ein Ventil angeschlossen ist. Des Weiteren ist an die Ringleitung ein Differenzdruckmessumformer angeschlossen, der die Druckdifferenz zum Umgebungsdruck bestimmt. Sein druckproportionales elektrisches Signal wird zu einer Messkarte und weiter zum Messcomputer geleitet. Bei einer Messung wird das jeweilige Ventil geöffnet, und in der Ringleitung und am Differenzdruckmessumformer stellt sich der am Messpunkt vorherrschende Druck ein. Am Messcomputer erfolgen die Steuerung der Anlage und die Durchführung der Messungen mithilfe der Software LabVIEW.

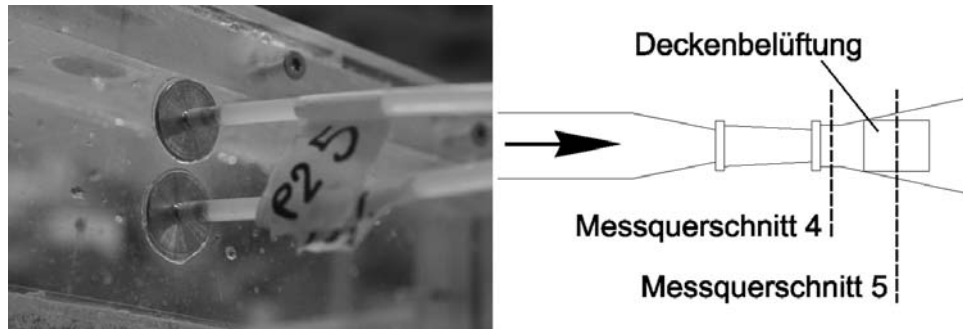


Abbildung 2 links: Druckmesspunkte, rechts: Grundriss Schieberkammer

Kavitation und Modellversuch

Grundsätzlich lässt sich Kavitation im Modell nur dann nachbilden, wenn die Kavitationszahl im Modell und Natur gleich groß sind. Dies ist aber nur durch die Ausbildung eines Kavitationskanals möglich. Dies ist ein wichtiger Aspekt, da sich bei Auftreten von Kavitation eine erhebliche Änderung der Strömung einstellen kann. Der Kavitationskanal ist dazu da, den Umgebungsdruck auf Modellmaßstab zu verkleinern [Kobus 1984].

Da diese aufwändige Konstruktion für den vorliegenden Modellversuch nicht in Frage kam, wird die Vorhersage einer Kavitationsgefährdung mit Hilfe der Bestimmung von Relativdrücken getätigt. Ein Vergleich der Relativdrücke ermöglicht das Auftreten von Kavitation abzuschätzen.

Der Druck 0 kN/m^2 ist absolut gesehen gleich dem Luftdruck. Daraus ergibt sich, dass sich auf einer Höhe von 2000 müNN (Höhe auf der sich die Schieberkammer des Grundablasses befindet) bei einem dort herrschendem durchschnittlichen Luftdruck von ca. 794 mbar und mit Wasser bei einer Temperatur von $5 \text{ }^\circ\text{C}$ mit einem Dampfdruck von 7,8 mbar bei einem Relativdruck von $-77,1 \text{ kN/m}^2$ Kavitationsgefahr einstellt. Der Relativdruck von $-77,1 \text{ kN/m}^2$ ist in den folgenden Diagrammen als durchgehende horizontale Linie eingezeichnet.

Versuchsprogramm

Für alle drei Geometrien wurden dasselbe Messdispositiv und dasselbe Versuchsprogramm angewendet. Es wurden Wasserstände vom Absenkziel von 2048 müNN bis zum Stauziel von 2140 müNN des Speichers untersucht. Die Sohle des Grundablasses im Bereich der Schieberkammer liegt auf ca. 2010 müNN. Die Fallhöhe bis zur Schieberkammer beträgt daher von 38 bis 130 m. Es wurden die Schieberöffnungsgrade

10, 25, 50, 75 und 100 % untersucht. Der Revisionsschieber wurde dabei ständig in der Position „100 % offen“ belassen. Das Messdisspositiv besteht aus fünf Messquerschnitten mit insgesamt 30 Messpunkte, von denen drei Querschnitte oberwasserseitig des Regelschiebers im Bereich des Abflusses unter Druck, und zwei Querschnitte unterwasserseitig des Regelschiebers im Bereich des Freispiegelabflusses angeordnet sind (Abbildung 2).

Ergebnisse

Schlüsselkurven

Bei gleichem Wasserstand und gleicher Schieberöffnung stellen sich für alle drei Varianten unterschiedlich große Abflüsse ein. Für Variante 1 und 2 ergeben sich durchgehend größere Durchflüsse als für die Referenzvariante. Bei einer Schieberöffnung von 100 % und Stauziel ist der Abfluss der Variante 1 um 5,4 % und der Variante 2 um 4,9 % größer als der der Referenzvariante. Da bei 100 % Öffnung eine mögliche Fehlstellung des Schiebers keinen Einfluss auf den Durchfluss haben kann, sind die Ursachen der Differenzen weiter oberstrom zu suchen. Einfluss auf den Durchfluss hat zum einen der Querschnitt welcher für die Referenz um -0,6 % in Breite und Höhe von den anderen beiden Varianten abweicht, und zum anderen die Einlaufgeometrie des Grundablasses, welche für alle drei Varianten unterschiedlich ist.

Relativdrücke

Auf die Ergebnisse für die beiden Querschnitte im Freispiegelabschnitt unterstrom des Regelschiebers wird im Folgendem eingegangen.

Aus Abbildung 3, Messquerschnitt 4 geht deutlich hervor, dass für Variante 1 und 2 durchgehend kleinere Relativdrücke als für die Referenzgeometrie auftreten, was seine Ursachen in den Geometrieänderungen hat, welche im Abschnitt „Schlüsselkurven“ erwähnt sind. Für alle drei Geometrien ergeben sich bei gleicher Schieberöffnung ähnliche Tendenzen. Ungünstigster Schieberöffnungsgrad ist jeweils 10 % gefolgt von 100 %. Bei 10 % Schieberöffnungsgrad und Stauziel ergeben sich für alle drei Geometrien, in der Mitte der Sohle Unterdrücke, bei welchen sich Kavitation einstellen kann. Die günstigsten Druckverhältnisse stellen sich für 50 % Öffnung ein. Im Messquerschnitt 4 wird die Asymmetrie zwischen linker und rechter Sohle deutlich. Im Schnitt sind für die Referenzgeometrie bei Stauziel die Drücke an der linken Sohle (P43) um 56 % größer als an der rechten Sohle (P44). Für Variante 1 und 2 ergeben sich

im Schnitt linksseitig Drücke welche um 134 % größer als die Drücke an der rechten Sohle sind. Große Druckdifferenzen zwischen der Mitte der Sohle und den Randbereichen ergeben sich für alle drei Geometrien bei 10 % Schieberöffnung, was auf die Einschnürung des Wasserstrahls zurückzuführen ist (Abbildung 4).

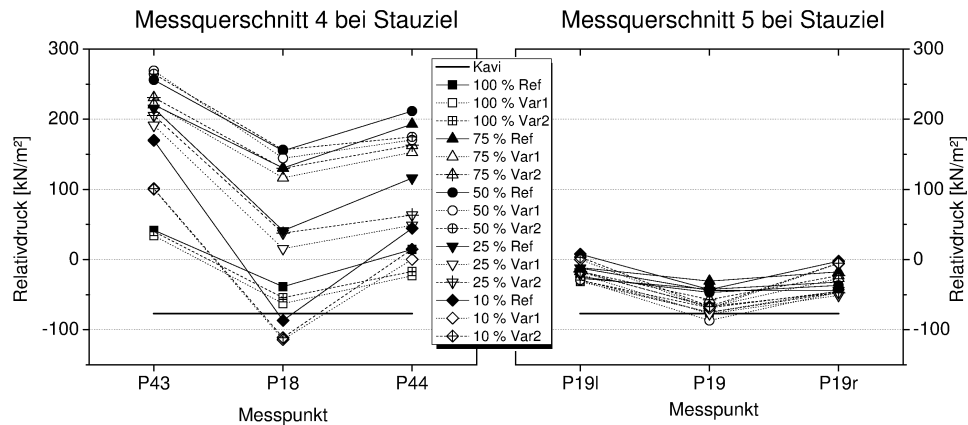


Abbildung 3 Messquerschnitte 4 und 5

Im Messquerschnitt 5, in dessen Bereich sich die Deckenbelüftung befindet (Abbildung 2, Abbildung 3), ergeben sich für alle drei Geometrien im Schnitt an der linken Sohle (P19l) um ca. 56 % größere Drücke als an der rechten (P19r). Vergleicht man den Messquerschnitt 4 mit dem Messquerschnitt 5 erkennt man, dass sich die Unterdrucksituation mit der Vergrößerung des Abstandes zum Regelschieber verändert bzw. verbessert. Große Unterdruckspitzen wie im Querschnitt 4 werden hier nicht mehr erreicht. Des Weiteren nimmt der Einfluss der Schieberöffnung auf die Relativdrücke von Messquerschnitt 4 zu Messquerschnitt 5 ab. Zu beachten ist, dass gerade der günstigste Schieberöffnungsgrad im Querschnitt 4, nämlich 50 %, im Querschnitt 5 zum ungünstigsten wird. Die Betrachtung mehrerer Querschnitte unterstrom des Regelschiebers ist deshalb anzuraten.

Obwohl in Variante 1 die Grundablassachse im Grundriss begradigt wurde, und in Variante 2 zusätzlich jene des Aufrisses, treten bei beiden ähnliche Asymmetrien im Freispiegelbereich wie für die Referenz auf.

Ein Grund für die Asymmetrien im Freispiegelbereich der Varianten 1 und 2 kann der Knick im Einlauf in den Grundablass sein. Die Richtungsänderung im Grundriss welche in der Referenzgeometrie über einen Bogen ausgeführt wird, geschieht bei den beiden Varianten abrupt über einen Knick. In Abbildung 4 wurde das bei Freispiegel-

abfluss im Druckabschnitt beobachtete Strömungsbild für die Variante 1 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass durch den asymmetrischen Einlauf die Strömung pendelt.

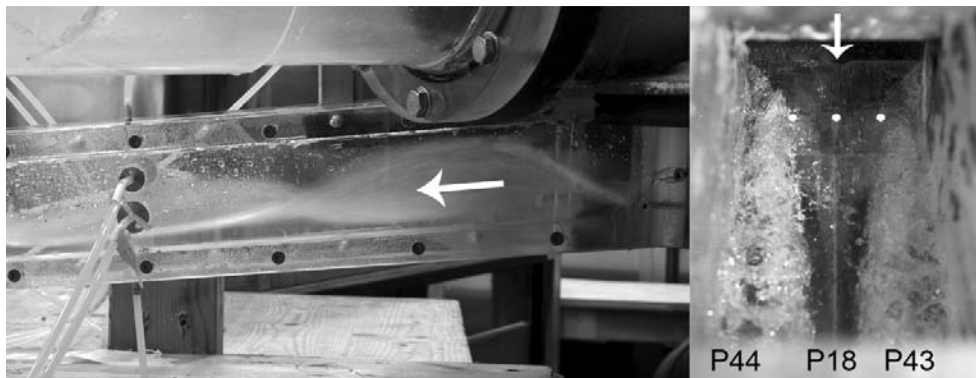


Abbildung 4 links: Pendelnde Strömung im Grundablass, rechts: Blick durch die Deckenbelüftung auf den eingeschnürten Wasserstrahl bei 10 % Schieberöffnung und Stauziel

Ausblick

Die Untersuchung auf Kavitationsgefährdung von Bauwerken spielt bei Anlagen bei welchen hohe Strömungsgeschwindigkeiten auftreten wie z.B. Grundablässe und Hochwasserentlastungsanlagen von Hochdruckanlagen eine wesentliche Rolle. Wichtige präventive Maßnahmen für gefährdete Grundablässe sind das Vorsehen einer Stahlpanzerung, die Belüftung des Wasserstrahls bei Übergang in den Freispiegelbereich und eine sorgfältige Ausführung. Im Betrieb sollen kritische Schieberstellungen so schnell wie möglich durchfahren werden. Da Grundablässe grundsätzlich nicht für den Dauerbetrieb vorgesehen sind, kann Kavitation im geringen Maße zugelassen werden, sofern keine Bereiche angegriffen werden welche für die Stabilität des Bauwerks relevant sind [Kramer 2004].

Literaturverzeichnis

[Kobus 1984] Kobus, H.: *Wasserbauliches Versuchswesen*. 2. Auflage, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin, 1984

[Kramer 2004] Kramer, K.: *Development of Aerated Chute Flow*. Mitteilungen 183, Eigenverlag der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETHZ, Zürich, 2004

Hydraulischer Modellversuch Hochwasserrückhaltebecken Neuwürschnitz

Sophia Stoebenau¹

Kurzfassung

Von September 2010 bis April 2011 wurde am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) der Technischen Universität Dresden im Auftrag der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) ein hydraulischer Modellversuch für das in Planung befindliche Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Neuwürschnitz durchgeführt. Bei dem untersuchten Bauwerk handelte es sich um ein ökologisch durchgängiges HRB mit einem Durchlassbauwerk nach dem Prinzip der „Öko-Schlucht“. Aus Gründen der Landschaftsästhetik und um den besonderen Randbedingungen gerecht zu werden, welche sich für die Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit ergeben, wurde für die Energieumwandlungsanlage die Sonderkonstruktion einer Tosmulde gewählt. Kernstück des Projektes war, neben der Ermittlung der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Betriebseinrichtungen, die Sicherstellung der Funktionsfähigkeit und gegebenenfalls die Optimierung der Tosmulde. Der Artikel stellt wesentliche Ergebnisse aus [Stamm et al. 2011] zusammen.

Motivation

Oberhalb der Stadt Oelsnitz/Erzgebirge (Sachsen, Deutschland), etwa 30 km südwestlich von Chemnitz gelegen (Abbildung 1), beabsichtigt die LTV den Bau eines gesteuerten HRB mit einem gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum von ca. 1 Mio. m³.

¹ Dipl.-Ing., Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden, Sophia.Stoebenau@tu-dresden.de

Das Absperrbauwerk soll als Steinschüttdamm mit Asphaltbetonkerndichtung mit einer Kronenlänge von etwa 500 m ausgebildet werden und eine Höhe von 14 m besitzen.

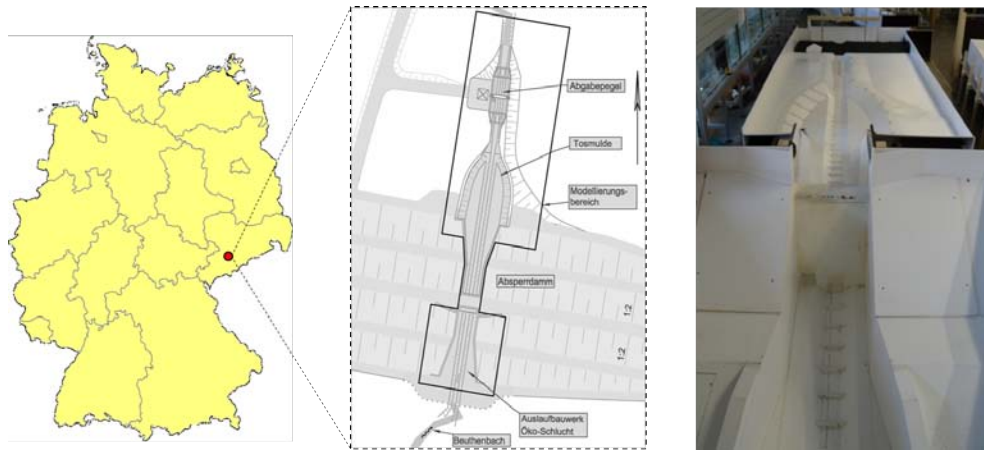


Abbildung 1 Lage (links), Grundriss Modellierungsbereich (mittig), Versuchsstand (rechts)

Abbildung 2 zeigt Details der ursprünglichen Planung. Im Einstaufall erfolgt die Regelung und Entleerung des Beckens durch zwei Betriebsauslässe, die in ein Massivbauwerk aus Stahlbeton im Bereich der Dammmitte integriert sind. Der untere Betriebsauslass liegt im Hauptgerinne auf der Gerinnesohle und stellt deshalb außerhalb der Hochwasserzeit (permanent geöffnet) die ungestörte Migration aquatischer Organismen und den Transport von Sedimenten sicher. Diese Kriterien werden durch die Europäische Wasserrahmenrichtlinie [EG-WRRL 2000] gefordert. Den oberen Abschluss der Stauwand bildet ein rundkroniger Überfall, der zur sicheren Ableitung extremer Hochwasser dient. Für die Energieumwandlung schließt sich dem Durchlass eine Tosmulde an, die im Hauptgerinne abschnittsweise eine maximale Sohlneigung von 5 % besitzt. Zudem werden für die Bildung eines Niedrigwassergerinnes wechselseitig Steine angeordnet.

Die EG-WRRL regt mit ihrer Forderung nach ökologischer Durchgängigkeit seit einigen Jahren die Entwicklung konstruktiver Lösungen an, mit denen ökologische und wasserbauliche Anforderungen in Einklang gebracht werden können. Bisher liegen insbesondere zu HRB mit einer Dammhöhe wie beim HRB Neuwürschnitz und höher wenige Erfahrungswerte vor.

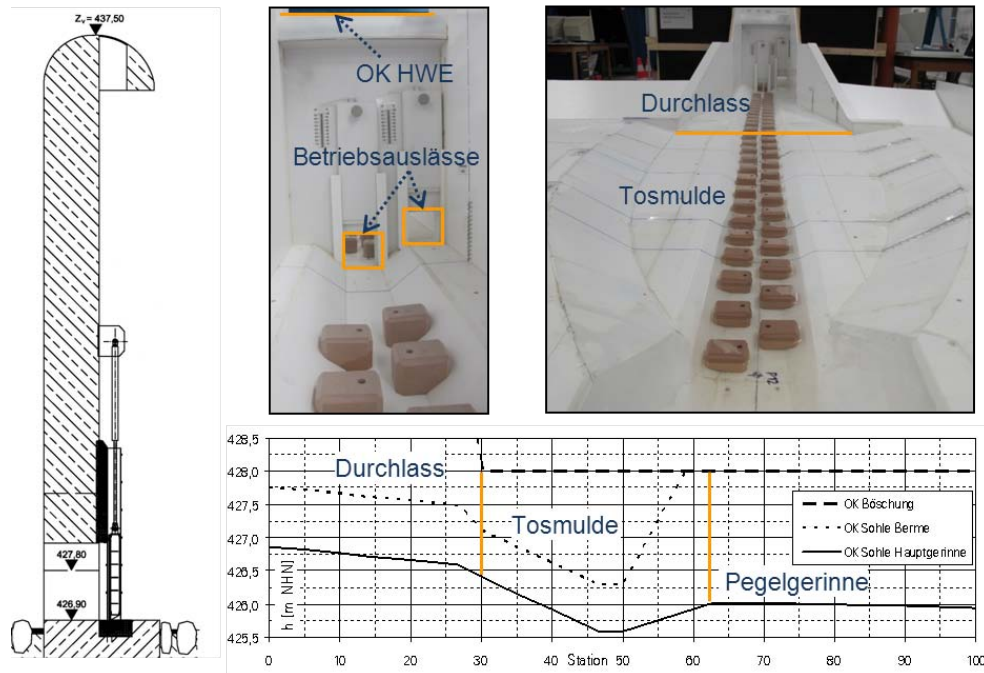


Abbildung 2 Ursprüngliche Planung: Querschnitt Stauwand (links), Modell Ansicht Stauwand (mittig oben), Höhenprofil (unten)

Methode

Im Zeitraum September 2010 bis April 2011 erfolgte im Hubert-Engels-Labor des IWD die Untersuchung an einem physikalischen Froude-Modell [Kobus 1984] im Maßstab 1:15. Ein Foto des Versuchsstands mit Blick von Oberwasser aus in Richtung Unterwasser ist in Abbildung 1 dargestellt. Dieser wurde von einem Nachauftragsnehmer für Modellbau errichtet, wobei die wasserumströmten Bereiche mit dem Material FOREX®-CLASSIC der Alcan Airex AG ausgebildet wurden. Grundlage für die Modellerstellung waren die Planungsunterlagen der Arbeitsgemeinschaft bestehend aus zwei ortsansässigen Ingenieurbüros.

Neben der Überprüfung der hydraulischen Leistungsfähigkeit aller Anlagenteile, wurden die drei Abflusszustände BHQ_1 , BHQ_2 und HQ_{max} untersucht, für die jeweils die Strömungseffekte (Foto- und Videodokumentation), Fließgeschwindigkeiten (Flügelmessung) und Wasserstände (Ultraschallsonden, Messpegel) aufgenommen wurden. Diese Ergebnisse erlaubten eine Bewertung der Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Stauanlage und gaben Hinweise auf die Belastungsgrößen einzelner Anlagenteile und damit auf deren konstruktive Ausbildung.

Ergebnisse

Im Rahmen der Untersuchungen des ursprünglichen Planungszustands wurde festgestellt, dass die hydraulische Leistungsfähigkeit der Betriebsauslässe und der Hochwasserentlastung (HWE) über den der Planung zugrunde gelegten Werten lag und damit eine Sicherheitsreserve bestand, die die Anlage im Hochwasserfall sicherer gestaltet. Die Energieumwandlung und die Ausbildung des Niedrigwassergerinnes wurden jedoch als noch nicht zufriedenstellend bewertet. Im Pegelgerinne unterstrom der Tosmulde kam es zu stark unruhigem Abfluss, wodurch eine zuverlässige Abflussmessung nicht zugesagt werden konnte. Zudem sorgte die Abrundung des HWE-Überfallprofils von 180° für eine Beaufschlagung der Betriebsauslässe infolge der fehlenden Strahlablösung, die es zu vermeiden galt. Verbesserungsvorschläge wurden mit dem Planer gemeinsam diskutiert und entwickelt. Als Resultat entstanden die in Abbildung 3 dargestellten Umbauten am Modell.

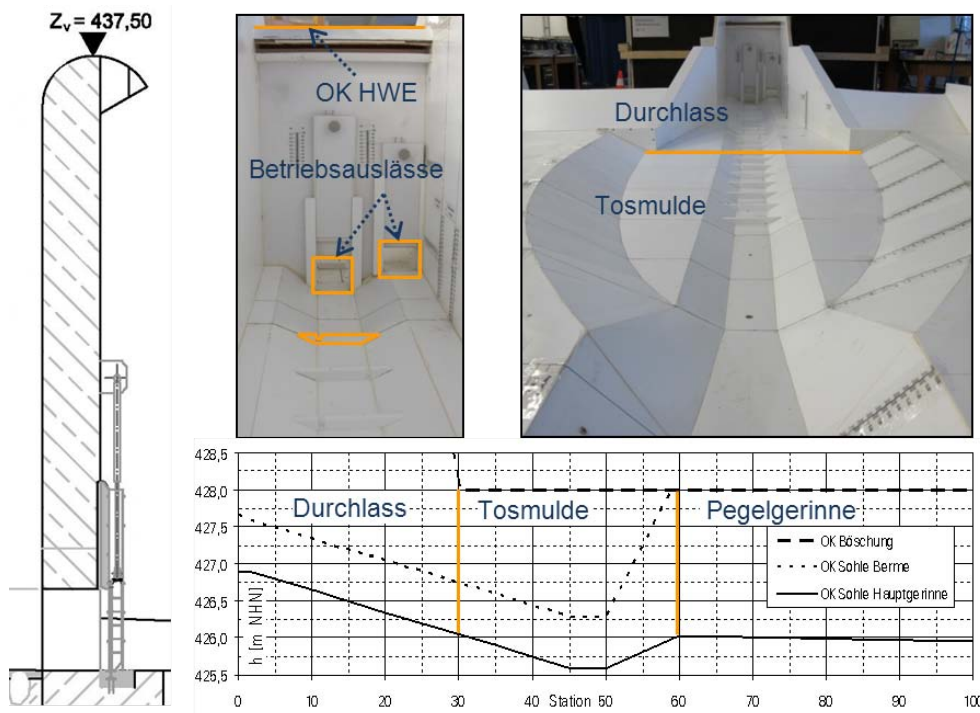


Abbildung 3 Umbau: Querschnitt Stauwand (links), Modell Ansicht Stauwand (mitig oben), Modell Unterwasserbereich (rechts oben), Höhenprofil (unten)

Im einzelnen waren dies:

- Einkürzung des Überfallprofils um 30°

- Ausbildung eines Raugerinnes mit Querriegeln und Schlitzpässen anstelle der wechselseitig angeordneten Steine
- Reduzierung des maximalen Sohlgefälles auf 3 %

Abbildung 4 zeigt ausgewählte Strömungssituationen im ursprünglichen Entwurf (oben) und im umgebauten Zustand (unten) als vergleichende Gegenüberstellung. Mit der Einkürzung des Überfallprofils der HWE wurde eine verbesserte Strahlführung erreicht, sodass der geschlossene Wurfstrahl mit Abstand zu den Betriebsauslässen auftraf. Dadurch erhöhte sich die Leistungsfähigkeit der Betriebsauslässe während der Lastfälle BHQ_1 und BHQ_2 noch einmal, da der Rückstauereffekt durch das Auftreffen des Wurfstrahls vermindert wurde. Die Ausbildung eines Raugerinnes mit Querriegeln und Schlitzpässen anstelle der wechselseitig angeordneten Steine verminderte deutlich den Strahlaufwurf an den ersten Einbauten hinter den Auslässen. Des Weiteren musste das maximale Längsgefälle auf 3 % reduziert werden, um diese Schlitzpasskonstruktion zu verwenden. Durch diese Veränderung wurde der Wechselsprung innerhalb der Tosmulde Richtung Oberwasser verschoben und bewirkte insgesamt eine intensivere Energieumwandlung in der Tosmulde. Durch ein stärker beruhigtes Strömungsbild innerhalb der Tosmulde kam es einerseits während des Lastfalls BHQ_1 nicht mehr zu einem Wasserübertritt an der linken Böschung der Tosmulde und andererseits zu einem gleichmäßigen Abfluss innerhalb des an die Tosmulde anschließenden Pegelgerinnes. Die in Abbildung 4 dargestellten Aufnahmen der Tosmulde zeigen die Situation im Lastfall BHQ_2 .

Zusammenfassung

Das geplante ökologisch durchgängige HRB Neuwürschnitz wurde am IWD als physikalisches Modell im Maßstab 1:15 nachgebildet. Untersuchungen an diesem Versuchsstand hatten das Ziel, die Planungen fortzuführen und gegebenenfalls die Betriebseinrichtungen zu verbessern. Neben der Ermittlung der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Betriebsauslässe und der HWE sollte die Funktionsfähigkeit der Tosmulde sichergestellt werden. Die Leistungsfähigkeit aller untersuchten Betriebseinrichtungen lag über den im Entwurf theoretisch ermittelten Werten. Die Ausbildung des Niedrigwassergerinnes und die Energieumwandlung in der Tosmulde konnten jedoch nicht als zufriedenstellend bewertet werden. Neben einem schwallartigen periodischen Wasserübertritt an den Böschungen der Tosmulde und einem stark turbulenten Abfluss im anschließenden Pegelgerinne, wurde infolge der Einbauten di-

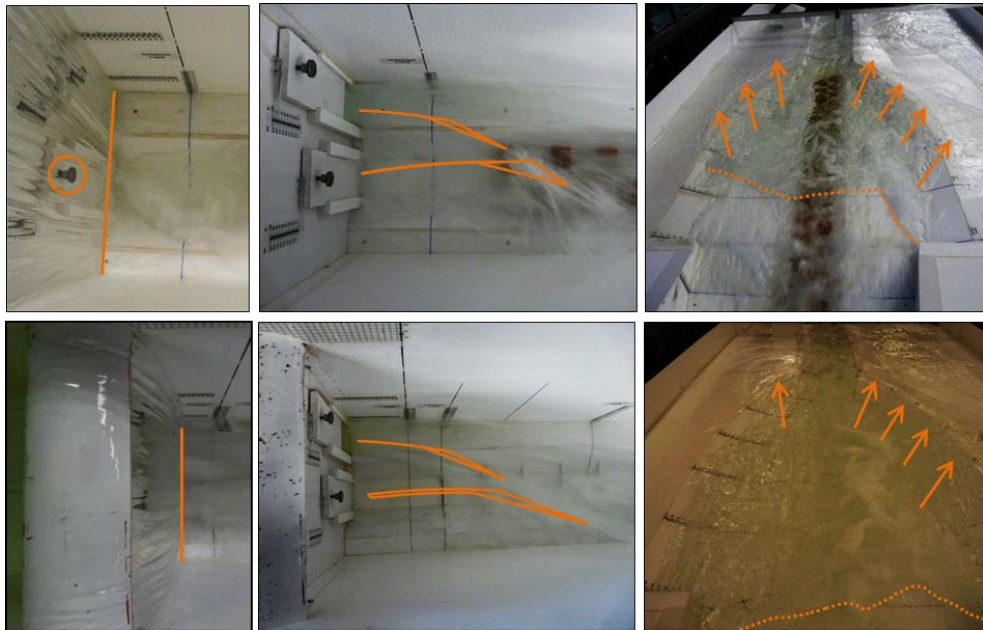


Abbildung 4 Vergleich ausgewählter Strömungssituationen im ursprünglichen Entwurf (oben) und im umgebauten Zustand (unten)

rekt hinter den Betriebsauslässe ein hoher Strahlwurf verzeichnet. Zudem kam es zu einer Beaufschlagung der Betriebsauslässe durch den geschlossenen Wurfstrahl der HWE. Die in Zusammenarbeit mit dem Planer entwickelte Modifikation der Konstruktion wurde durch einen Umbau des Modells realisiert und erfolgreich getestet. Die Anwendung eines Raugerinnes mit geschlitzten Querriegeln und die damit einhergehende Abflachung der Sohle erzielten die gewünschten Effekte. Die Einkürzung des Überfallprofils der HWE sorgte zusätzlich für die Vermeidung der Beaufschlagung der Betriebsauslässe und eine Erhöhung ihrer hydraulischen Leistungsfähigkeit.

Die Ergebnisse der hydraulischen Untersuchungen gingen in das Planfeststellungsverfahren der geplanten Anlage ein. Besichtigungstermine des Modellversuchs wurden von Vertretern der Stadt Oelsnitz sowie mehrerer Kindergartengruppen mit großem Interesse wahrgenommen. Dadurch führte der hydraulische Modellversuch nicht nur zu einer Verbesserung der geplanten Anlage, sondern erhöhte auch das Verständnis und förderte die Akzeptanz solcher Anlagen in der Bevölkerung.

Literaturverzeichnis

- [EG-WRRL 2000] EG-WRRL: 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik. Brüssel, 2000
- [Kobus 1984] Kobus, H.: *A DVWK Schriften 39, Wasserbauliches Versuchswesen*. Hamburg und Berlin, 1984
- [Stamm et al. 2011] Stamm, J.; Aigner, D.; Stoebenau, S.; Haufe, H.; Schröter, T.; Zimmermann, R.: *Forschungsbericht 2011/01 "Hydraulischer Modellversuch Hochwasserrückhaltebecken Neuwürschnitz"*. Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden, 2011 (unveröffentlicht)

Hydraulische Untersuchung einer Düsendrossel mit CFD-Simulationen und PIV-Messungen

Wolfgang Richter¹, Wolfgang Dobler²

Abstract

In case of hybrid modeling of a nozzle throttle for a surge chamber 3D - numerical simulations were undertaken to optimize loss coefficients. For verification purpose the nozzle throttle was physically tested to measure the loss coefficient. To compare the velocity profile of the CFD simulations with the flow patterns of the physical model test, PIV measurements (Particle Image Velocimetry) were undertaken. It was found that due to its small scale velocity distribution, PIV measurements can identify potential risks for damage on walls behind throttle components in surge chambers.

Kurzfassung

Für hybride Modellierung einer Düsendrossel eines Wasserschlosses wurden 3D - numerische Simulationen durchgeführt um die Verlustbeiwerte zu optimieren. Mittels eines physikalischen Modellversuchs mit Reynoldsähnlichkeit wurden diese hinsichtlich des Verlustbeiwerts verifiziert und verglichen. Um zusätzlich das Strömungsbild mit den 3D-numerischen Berechnungen vergleichen zu können und Hinweise auf Strömungsgeschwindigkeiten an der Wandung zu identifizieren, sind PIV (Particle Image Velocimetry) Messungen durchgeführt worden. Dabei konnten aufgrund der Analyse der transienten und kleinskaligen Geschwindigkeitsfelder der Mechanismus des eindringenden, und sich auflösenden Jets beobachtet werden

¹ Dipl.-Ing., Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft TU Graz, wolfgang.richter@tugraz.at

² Dipl.-Ing., Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft TU Graz, wolfgang.dobler@tugraz.at

Einleitung

Gedrosselte Kammerwasserschlosser (Abbildung 1) können mit drei Arten von Drosseln ausgebildet werden: Wirbelkammerdrossel, Düsendrossel oder mit einer symmetrischen Blende. Der wesentliche Unterschied ergibt sich aus den Verhältniszahlen der Verlustbeiwerte zwischen den beiden Fließrichtungen. Bei einer Wirbelkammerdrossel werden Verhältniszahlen von $1/20$ bis $1/50$, bei Düsendrosseln bis zu $1/4$ und bei einer Blende $1/1$ erreicht. ([Seeber 1970] und [Larcher 2008]).

Üblicherweise werden gedrosselte Wasserschlosser mit Belüftungsrohren ausgebildet. Dabei wird ein zusätzlicher Schacht angeordnet, welcher aus wartungsgründen einen Durchmesser von mindestens 1 m aufweisen soll. Dieser ist ungedrosselt ausgeführt und dient zur Belüftung der Unterkammer. Dadurch wird verhindert, dass im Fall des Abschwingens Unterdrücke im System auftreten die unter Umständen zu einer Kavitation führen, welche wiederum bei der Wiedervereinigung der Wassersäulen gefährliche Druckstöße induziert.

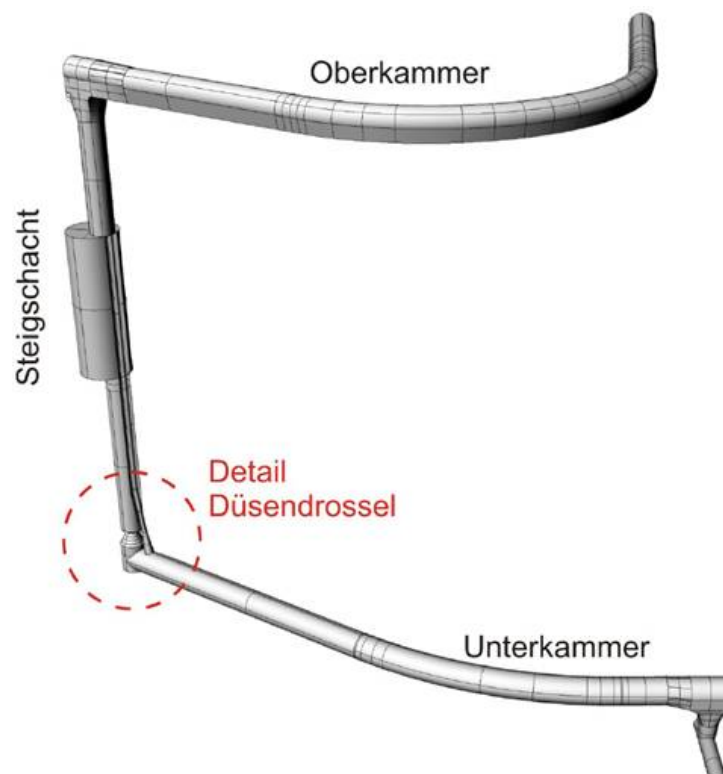


Abbildung 1 Gesamtansicht des untersuchten Wasserschlosses

Entscheidend bei der Dimensionierung von Wasserschlossern ist dessen Dämpfungsverhalten hinsichtlich der Massenschwingung, welche sich zwischen dem Wasserschloss und dem Speicher ausbildet. Für jedes hydraulische System ergeben sich andere Parameter zur Verbesserung der Dämpfung. Die Anordnung der Kammer, sowie deren Geometrie, als auch die Drosselung durch ein Drosselorgan sind ausschlaggebend. Das Drosselorgan sollte aus nicht beweglichen Teilen ausgeführt werden ([Seeber 1970]). Der Bemessungsdruck für den Triebwasserweg ergibt sich aus der hydrostatischen Druckverteilung der Wassersäule im Wasserschloss und aus den Drosselverlusten. Je stärker also die Drosselung in Richtung Aufschwingen ist, desto größer wird die Druckbelastung für den Triebwasserweg, allerdings verringert sich durch eine große Drosselung auch das erforderliche Volumen für die Oberkammer. Die maßgebenden Lastfälle ergeben sich für Mehrfachschaltfälle (Resonanzerscheinung durch Ein- und Ausschalten der Maschinensätze) bei Stauziel im Speicher.

Beim Abschwingen, also dem Sinken des Wasserspiegels im Schacht des Wasserschlosses, wirkt der Ab- oder Rückstromwiderstand der Drossel. Bei einem Belüftungsrohr eilt der Spiegel um die Verlusthöhe der Drossel voraus. (Der Satz erklärt nicht warum der WSP im Luftrohr auf/ab schwingt). Das Wasser im Druckstollen wird umso rascher gebremst bzw. beschleunigt, je rascher der Druck am unteren Ende des Wasserschlosses streigt bzw. fällt ([Jaeger 1949]).

Numerische Untersuchungen zeigen, dass je tiefer die Unterkammer angeordnet ist, desto geringer ist das erforderliche Volumen. Maßgebend ist die Lage des Schwerpunktes der Unterkammer. Ziel ist die Maximierung des Potentialgefälles zwischen Unterkammer und Speicherspiegel (resp. Absenkziel).

Motivation

Für die hydraulische Vordimensionierung von Drosselorganen werden diese mittels CFD Simulationen untersucht. Im physikalischen Modellversuch werden die Verlustbeiwerte ermittelt und stellen anschließend eine Grundlage für die 1D-numerische Berechnung des hydraulischen Systems dar. Um die Simulationsqualität von CFD-Berechnungen in Bezug auf Drosselorgane verbessern zu können, werden am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz vergleichende Untersuchungen mittels eines physikalischen Modellversuchs durchgeführt. Darüberhinaus werden mit einer PIV-Messungen hochaufgelöste Strömungszustände untersucht, die anschließend mit CFD-Berechnungen verglichen werden. Für die Turbulenzmodellie-

rung werden die Reynolds gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen (SST-Modell und dem $k-\epsilon$ -Modell) sowie das logarithmische Wandgesetz verwendet.

Neben der Berechnung von Verlustbeiwerten ist die Vorhersage von Geschwindigkeitsprofilen ein wesentlicher Aspekt der Untersuchungen an Systemteilen von Wasserschlossern. Da es durch die instationären Strömungszustände im Bereich der Drosselorgane zu örtlichen Geschwindigkeitsspitzen kommt, ist es in Hinblick auf eine notwendige Stahlverkleidung wichtig, diese richtig zu berechnen und darzustellen.

Untersuchungen

Um die Auswirkungen des aufschwingenden Jets auf die Wandung des Steigschachtes, und vor allem auf das integrierte Luftrohr untersuchen zu können, ist dieser Teil des Wasserschlosses aus Plexiglas im Maßstab 1:25 gefertigt. Dabei werden zwei Drosselpositionen untersucht, welche sich im Abstand zum einstehenden Luftrohr unterscheiden. In diesem Artikel wird nur auf eine Drosselposition eingegangen.

Die zuvor durchströmten Teile, wie Unterkammer und Drossel, sind aus Edelstahl hergestellt. Für die Untersuchungen werden die durchströmten Teile liegend angeordnet.

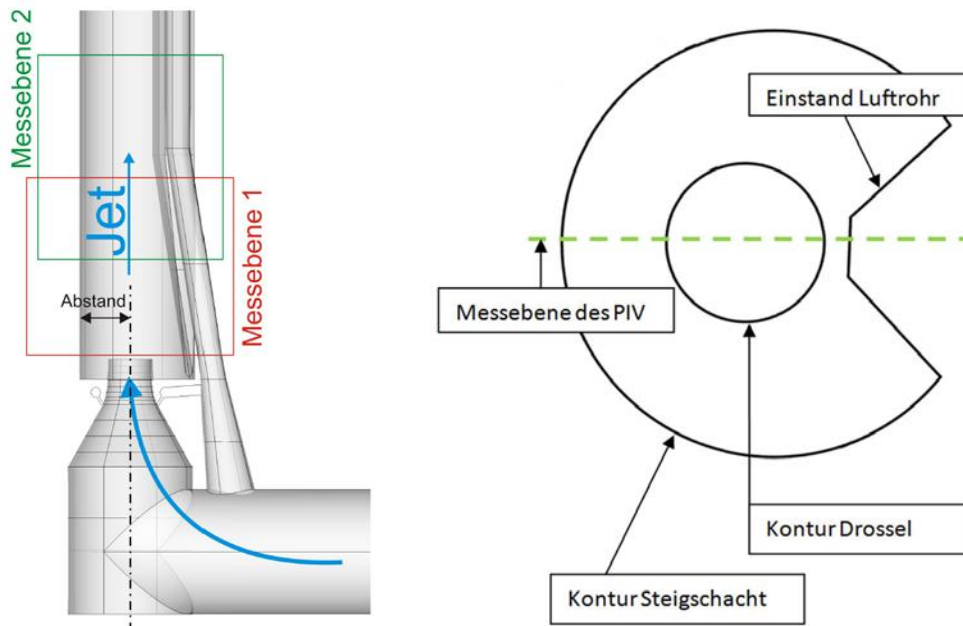
Um Verzerrungen (Astigmatismus) durch die Krümmung des Steigschachtes zu verhindern, wird ein Behälter aus Plexiglas aufgesetzt und mit Wasser befüllt. Durch den annähernd gleichen Brechungsindex von Plexiglas und Wasser, ergibt sich ein nicht verzerrtes Bild der Strömung.

Als Seeding für die PIV-Messung werden die natürlichen Schmutzpartikel im Wasser verwendet. Im Laserlichtschnitt reflektieren die Seeding das Laserlicht und werden mit einer CCD-Kamera aufgenommen.

In Abbildung 2a ist der Ausschnitt ersichtlich welcher untersucht wird. Für die PIV-Messungen werden die Messebenen 1 und 2 angegeben. In Abbildung 2b ist der Querschnitt durch den Steigschacht dargestellt. Durch die Integrierung des Luftrohres in den Hauptschacht wird der Fließquerschnitt verringert. Teil der Untersuchung ist es, festzustellen inwieweit hohe Fließgeschwindigkeiten an den betreffenden Bauteilen auftreten.

Abbildung 3 zeigt den Versuchsstand mit den PIV-Messeinrichtungen, dabei wird der Drosselbereich, wie dieser in Abbildung 2a ersichtlich ist untersucht. Der Laser spannt eine Messebene im Fließquerschnitt auf. Die Position der Messebene ist in Abbildung 2b dargestellt. Über einen Gelenkarm wird der Laserkopf mit der Linse positioniert. Im rechten Winkel zur Ebene des Lasers ist die Hochgeschwindigkeits-

kamera (5000 Bilder/Sekunde) angeordnet. Auf diese Ebene beziehen sich auch die Ergebnisse der CFD-Berechnungen in weiterer Folge.



(a) Messebenen der PIV-Messung im Bereich der Drossel (b) Draufsicht auf die Kontur des Steigschachts und der Drossel

Abbildung 2 Untersuchungsausschnitt

Auswertungen

Die folgenden Bilder stellen die mittlere Geschwindigkeit über die gesamten Daten (10.000 Bilder) dar. Das Zeitintervall zwischen zwei Einzelbilder beträgt $500 \mu\text{s}$. Zur Erreichung derselben Fließgeschwindigkeiten im Prototyp wird ein Umrechnungsfaktor von λ^2 des Maßstabs angewendet.

Ergebnisse

In Abbildung 4 (links) und Abbildung 4 (rechts), sowie Abbildung 6a bis Abbildung 6f sind die Auswertungen der PIV-Messungen dargestellt. Die Abbildungen 4 (links) und 4 (rechts) zeigen den Mittelwert aus fünf Sekunden der Strömung. In Abbildung 6a bis Abbildung 6f sind sechs Frames dargestellt, welche die zeitliche Auflösung der Strömung für 0,25 Sekunden zeigt.

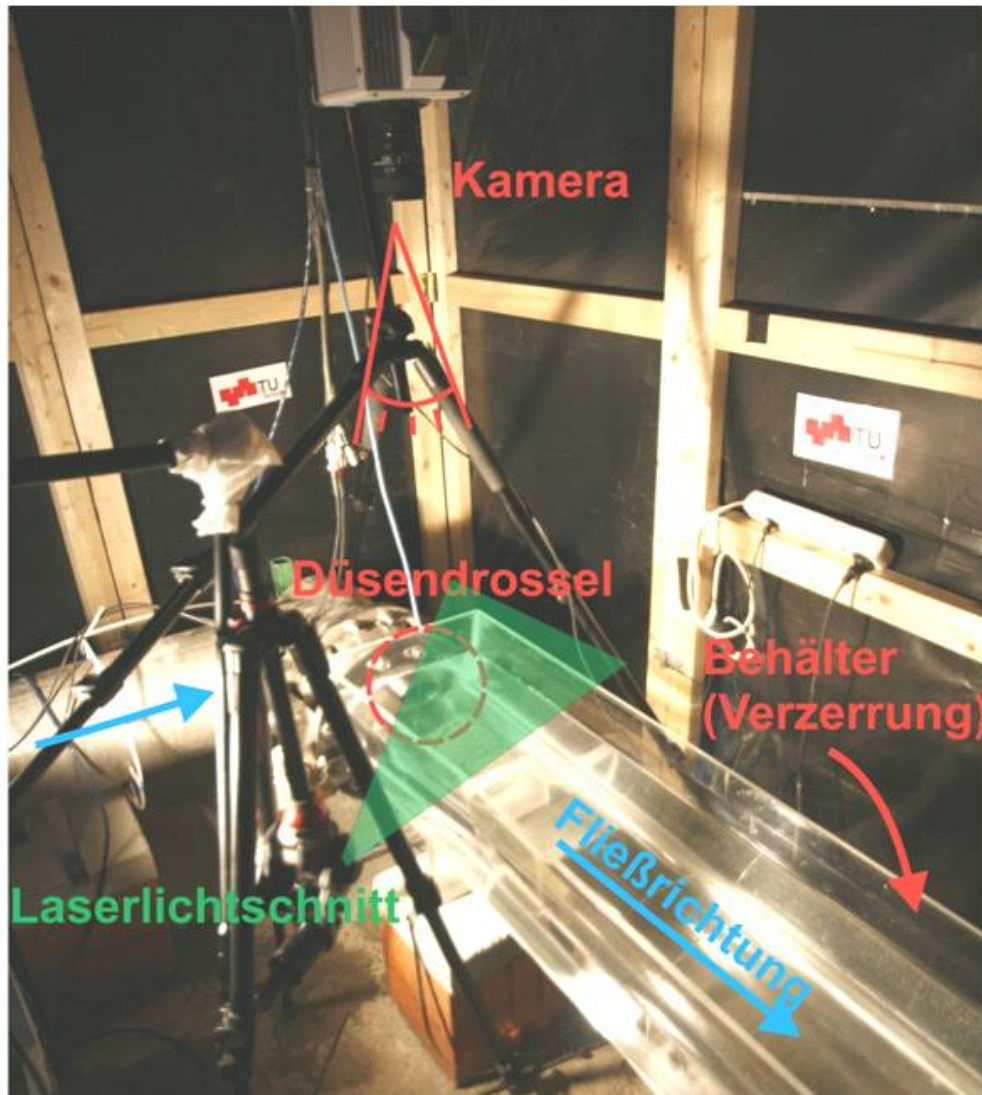


Abbildung 3 PIV-Messungen am Drosselmodell

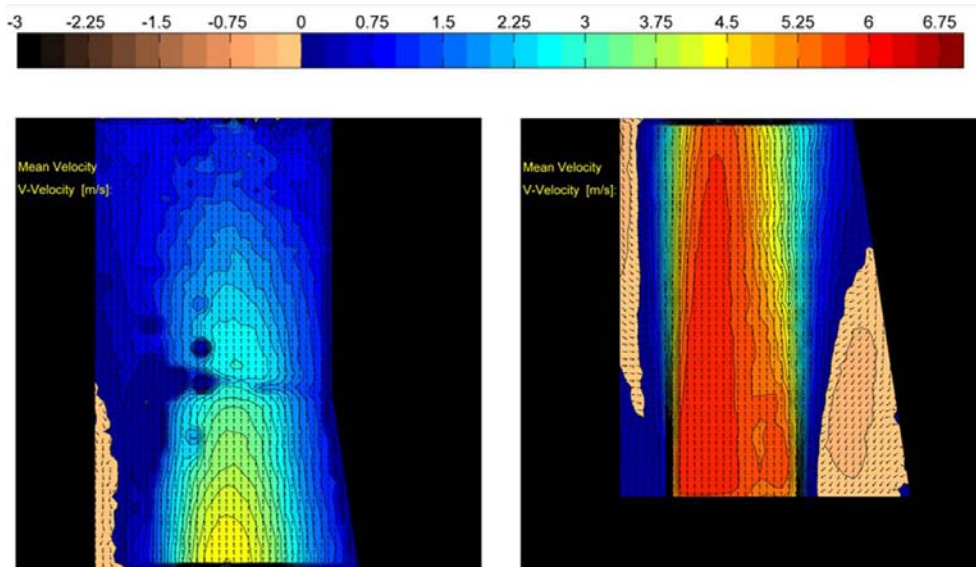


Abbildung 4 Mittelwert der Geschwindigkeit für 5 Sekunden, Messebene 2 (links) und Messebene 1 (rechts)

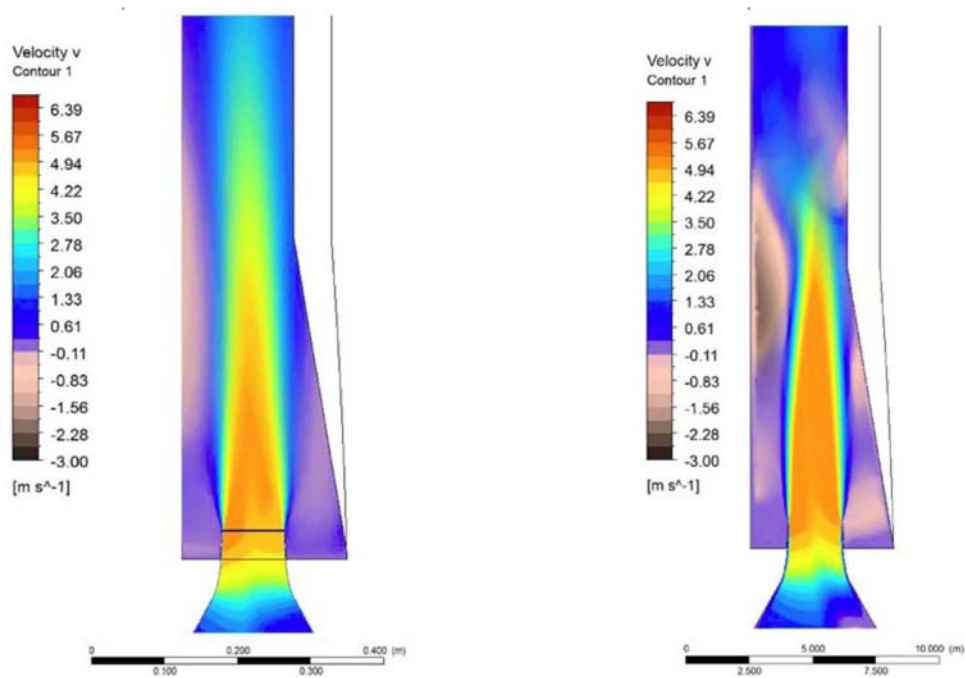


Abbildung 5 Mittelwert aus einer instationären CFD-Berechnung des Modellversuchs, entsprechend den selben Randbedingungen wie bei der PIV-Messung (links) und Mittelwert aus einer instationären CFD-Berechnung des Prototyps, entsprechend den selben Geschwindigkeiten wie im Modellversuch (rechts)

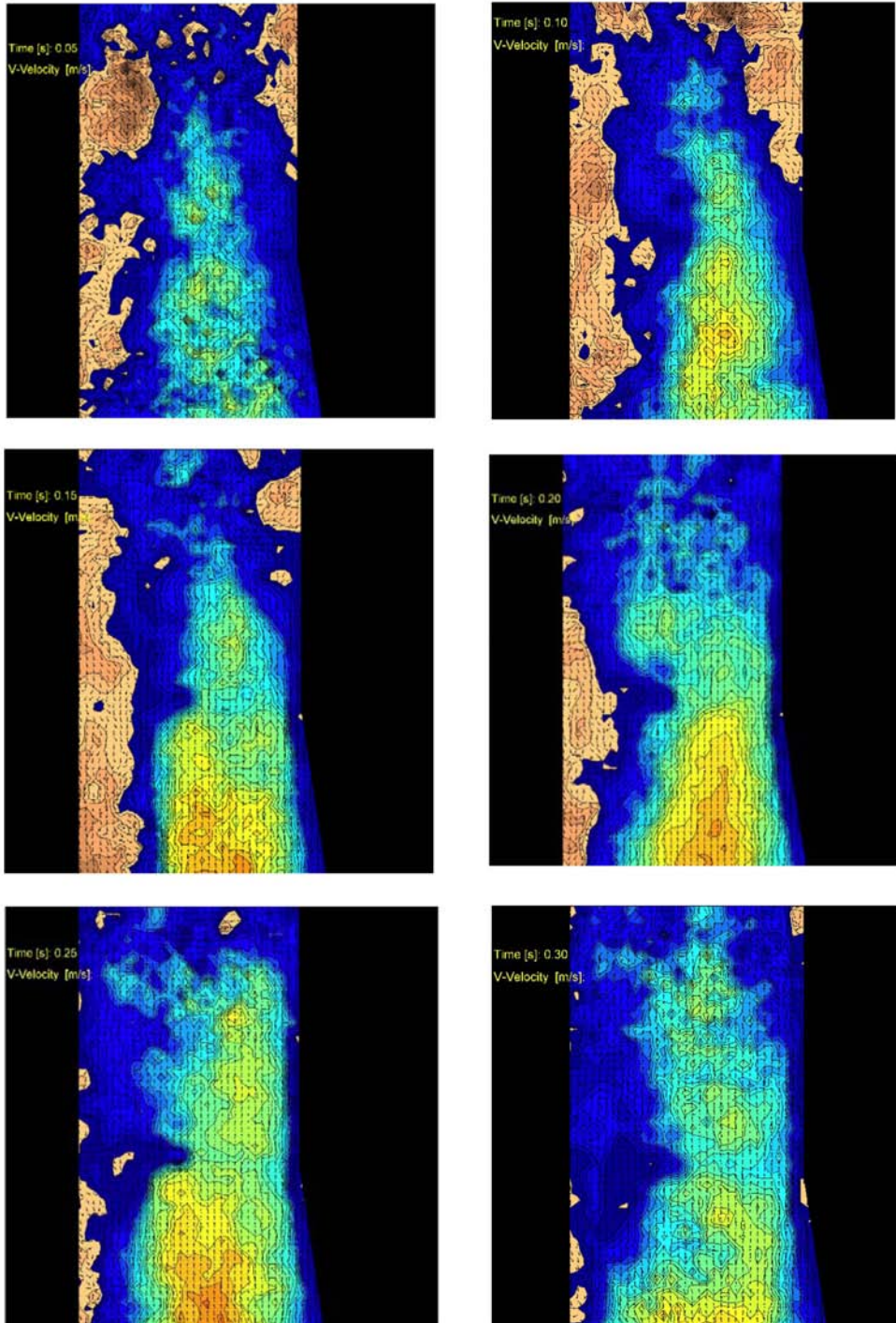
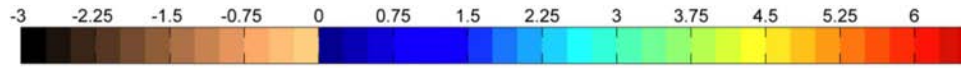


Abbildung 6 Abbildung 6a bis 6f zeigen die Zeitschritte 0,05, 0,10, 0,15, 0,20, 0,25 und 0,3 Sekunden

Zusammengesetzt ergeben die Abbildung 4 (links) und 4 (rechts) den Bereich nach der Drossel, wie dieser in Abbildung 2a dargestellt ist.

Abbildung 5 (links) zeigt die Auswertung der CFD Berechnung für den Modellversuch. Dies entspricht denselben Randbedingungen wie für die PIV-Messung. Die Berechnung erfolgte instationär mit einem Zeitabstand von 0,01 Sek, und einer Dauer von 10 Sekunden. Abbildung 5 (links) zeigt den Mittelwert aus den einzelnen Zeitschritten. Der Vergleich der PIV-Messungen und der CFD-Simulation (Abbildung 4 (links) und 4 (rechts) mit Abbildung 5 (links)) zeigt, dass durch die CFD-Simulation gut vergleichbare Ergebnisse erzielt werden. Es können dieselben Bereiche der Rückströmung identifiziert werden und eine ähnliche Auflösung des Jets. Ein Unterschied ergibt sich dadurch, dass die Strömung in der PIV-Auswertung die etwas höheren Geschwindigkeiten auf der linken Seite hat.

Abbildung 5 (rechts) zeigt das Ergebnis der CFD-Berechnungen des Prototyps. Es ist daher aufschlussreich die Unterschiede des Strömungsübergangs zwischen CFD-Modell und CFD-Prototyp zu betrachten. Die Übergangszonen der Jetauflösung unterscheiden sich zwischen CFD-Modell und CFD-Prototyp, dies ist darauf zurückzuführen, dass sich die Reynoldszahlen unterscheiden.

Die Auswertungen zeigen, dass eine CFD-Berechnung mittels einer PIV-Messung kalibriert und validiert werden kann.

Zusammenfassung

- Im Fall des Abschwingens ergeben sich erhöhte Werte für die CFD-Berechnung [Huber 2010] bei der Verwendung des SST-Turbulenzmodells. Mit dem k-epsilon Turbulenzmodell konnten gute Übereinstimmungen zwischen den Ergebnissen des Modellversuchs und der Numerik erzielt werden.
- Die PIV-Messungen bieten aufgrund der feinen zeitlichen und räumlichen Auflösung eine ideale Ergänzung in der hybriden Modellierung von Drosselorganen in Wasserschlossern, oder ähnlichen hydraulischen Komponenten mit starkem transienten Strömungseinfluss und hohen Fließgeschwindigkeiten.
- Durch PIV-Messungen können kleinskalige Mechanismen der Strömungsbelastung auf Bauteile untersucht werden.
- Bei den Untersuchungen von zwei Drosselpositionen konnte jene mit dem „ruhigeren“ Strömungszustand ermittelt werden.

- Durch die Sichtbarmachung der Bewegungen des Jets ist ersichtlich, dass hohe Geschwindigkeiten kurzzeitig an der Wandung des Luftrohrs auftreten, aber im Mittel deutlich von der Wand entfernt sind.

Literaturverzeichnis

- [Seeber 1970] Seeber, Gerhard: *Das Wasserschloss des Kaunertalkraftwerkes der TIWAG*. Schweizerische Bauzeitung 1970 (88.Jg), Heft1, Seite 1-8, Schweiz, 1970
- [Larcher 2008] Larcher, Markus: *Das Dreikammerwasserschloss - als neue Bauform für den Unterwasserbereich von Pumpspeicherkraftwerken*. Dissertation, TU Graz, Schweiz, 2008
- [Huber 2010] Huber, Boris: *Physikalischer Modelversuch und Cfd-Simulation einer asymmetrischen Drossel in einem T-Abzweigstück*. ÖWAV, 3-4, 2010
- [Jaeger 1949] Jaeger, Charles: *Technische Hydraulik*. Verlag Birkhäuser, Basel, 1949

Analytical and Numerical Approaches for the Hydraulic Design of Artificial Recharge Ponds in a Semi Arid Area

Peter H. Riad ¹, Max H. Billib ², Peter-W. Boochs ³, Ahmed A. Hassan ⁴, Maha A. Omar ⁵

Abstract

In arid and semi-arid regions, where water scarcity is almost endemic, artificial recharge of groundwater by treated wastewater is one of the most effective techniques for the augmentation of groundwater resources. In this study the direct surface recharge is suggested as the soil of the study area, the industrial Sadat City in the western desert in Egypt, has a good infiltration rate (1 m/d) and the available area for implementation is large. The source of the recharged water is the treated wastewater from the existed treatment plants in the north of the city. The main challenges here are the small thickness of the unsaturated zone which will receive the recharged water as it is about only 15 m and the another challenge is the hot weather which can evaporate huge amounts of water from the artificial ponds before being recharged. These two challenges needed a good design, plan and management for the recharging ponds to accommodate the daily effluents of the treatment plants which is about 45,000 m³ without an increase of the groundwater mounds below the ponds for more

¹ M.Sc., Institute of Water Resources Management, Hydrology and Agricultural Hydraulic Engineering, Leibniz University Hannover, Germany, and Irrigation & Hydraulics Department, Faculty of Engineering, Ain Shams University, Cairo/Egypt, riad@iww.uni-hannover.de

² Prof. Dr. -Ing., Institute of Water Resources Management, Hydrology and Agricultural Hydraulic Engineering, Leibniz University of Hannover, Germany, billib@iww.uni-hannover.de

³ Dr.-Ing., Institute of Water Resources Management, Hydrology and Agricultural Hydraulic Engineering, Leibniz University of Hannover, Germany, boochs@wbbau.uni-hannover.de

⁴ Prof. Dr., Irrigation and Hydraulics Department, Faculty of Engineering, Ain Shams University, Cairo, Egypt, ahmad9657@yahoo.co.uk

⁵ Prof. Dr., Research Institute for Groundwater, El Kanater-Cairo/Egypt, birdblue_2008@yahoo.com

than 10 meters and in a sustainable way to recharge all the water without much losses by evaporation. Accordingly analytical approach by using Hantush's equations and numerical models by MODFLOW have been applied to find out the number of the ponds, their optimum areas, the space between them and their locations with respect to the groundwater flow direction to achieve the best mixture and the best coverage of the groundwater area by the recharged water.

Key words: semi-arid, artificial recharge, groundwater mounds, analytical and numerical models

Introduction

The type of system to be selected for artificial recharge of groundwater and how it should be designed and managed for optimum performance depend entirely on local conditions of soil, hydrogeology, topography, water availability and climate [Bouwer 2004]. In this study the groundwater table in the study area, Sadat City in the western desert in Egypt, started to decline due to the unplanned groundwater abstraction, and over pumping from production wells while the aquifers receive little or no replenishment particularly during the last decades because of the scarcity in the rainfalls, [Ghaly 2001] and [Wassef 2011]. Accordingly, the ministry of water resources and irrigation in Egypt initiated the main objective of finding out some other non conventional fresh water resources; hence special attention has been paid to artificial groundwater recharge in such semi-arid regions. A variety of methods have been developed to recharge groundwater, and most use variations or combinations of direct-surface, direct sub-surface, or indirect recharge techniques [Aish 2004]. The advantage of the direct-surface techniques lies in the ability to replenish underground water supplies in the vicinity of metropolitan and agricultural areas, where the groundwater overdraft is severe; and there is an added benefit from the filtering effect of soils and the transmission of water through the aquifer [Asano 1985] and [Bouwer 1978]. Direct surface techniques are suggested here in this study, as the soil of the study area, Sadat City, has a good permeability and a wide area for implementation. The treated waste water from the existed treatment plants in the north of the city, where the oxidation ponds are, is going to be the source of the recharging water. The main challenges in this case study are the small thickness of the unsaturated zone which is about only 15 m and the hot weather which can evaporate huge amounts of water from the artificial ponds before being recharged. Those two challenges needed a good design, plan and management for the recharging ponds to accommodate

the daily effluents of the treatment plants which is about 45,000 m³ without an increase of the groundwater mounds below the ponds for more than 10 meters and in a sustainable way without much losses by evaporation.

The Study Area

The selected study area is Sadat City which is located between 30° 21' E and 30° 41' E longitude and 30° 19' N and 30° 34' N Latitude and it lies at the kilometer 93 on Cairo - Alexandria highway north-west of Cairo (Figure 1 (left)), its total area is 523.5 km². Sadat City is a relatively new industrial city in the western desert and west to the Nile Delta in Egypt. This city is based upon the industrial and agricultural activities. Figure 1 (right) shows the Land use and the groundwater flow directions from the north into the south. The city is surrounded by a green area of 126 km²; this made the international health organization classified it as one of the best ten industrial cities in the Middle East, because of its clean environment. All these activities are mainly depending on the groundwater. Several studies have been done by The Research Institute of Groundwater in El Kanater-Egypt (RIGW) to find out the recharge distribution in the city, it was noticed that most of the city gets very little amount of water recharge or subsurface drainage which comes mainly from the green areas irrigation [RIGW 2002].

Methods

Analytical Modeling

The first step in the analytical analysis was the calculations of the ponds area to accommodate the water effluents of the city treatment plants taking into consideration the clogging effects and the maintenance time. Since that the up layer soil type is mainly fine sand then the average infiltration rate could be assumed 1 m/d [Kopec 1995], [Bouwer 2004]. Assuming that the artificial ponds will work only in three-fourth of the year for the clogging and the maintenance considerations [Bouwer 1978] the annual infiltration rate can be $1\text{m/d} \times 365\text{ d/year} \times 0.75 = 273.75\text{ m/year}$. The treatment plants produce about 45,000 m³/d or 16.425*10⁶ m³/yr of the treated waste water, hence the total needed area for the ponds (1 m depth for the soil stability) = Total water volume/ Infiltration rate = 60,000 m². This area can be achieved by two alternatives; either one pond (245 * 245 m² or two ponds (173*173 m² for each).

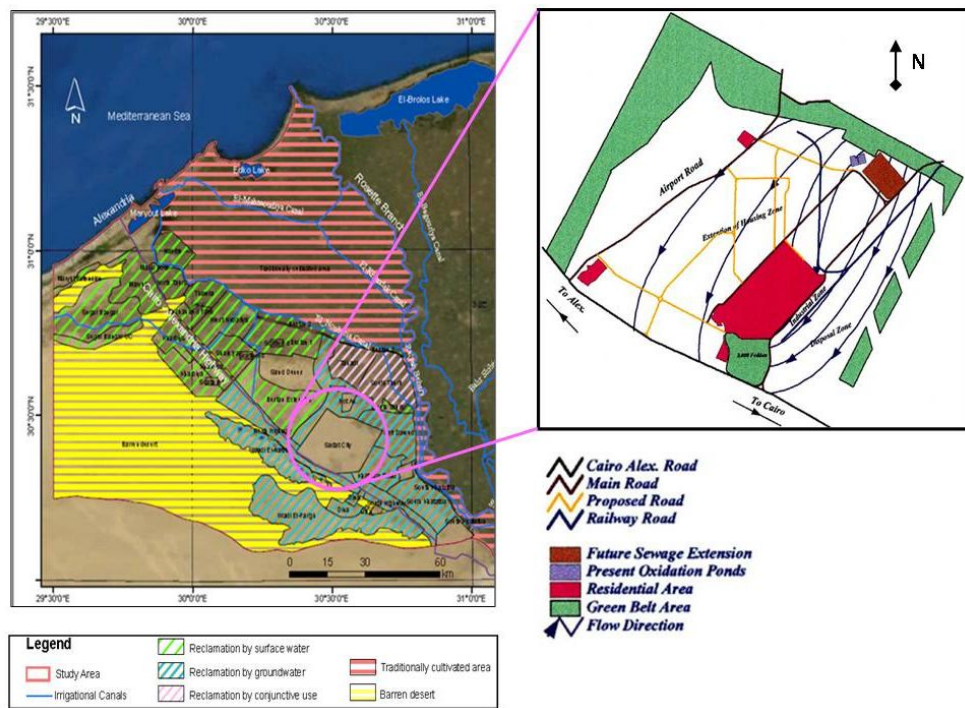


Figure 1 The study area location (left). Sadat City land use and groundwater flow directions (right).

The analytical calculations for the mound heights below the rectangular ponds have been done by using Hantush's equations [Hantush 1967] who assumed that a constant uniform vertical recharge is applied to a rectangular infiltration area of fixed dimension, and that the water table mound remains below the base of the infiltration area at all times while the aquifer is homogeneous and isotropic, hence the dimensions of the mound as in Figure 2 are governed by the pond size and shape, recharge rate and aquifer characteristics (the specific yield and hydraulic conductivity and the transmissivity).

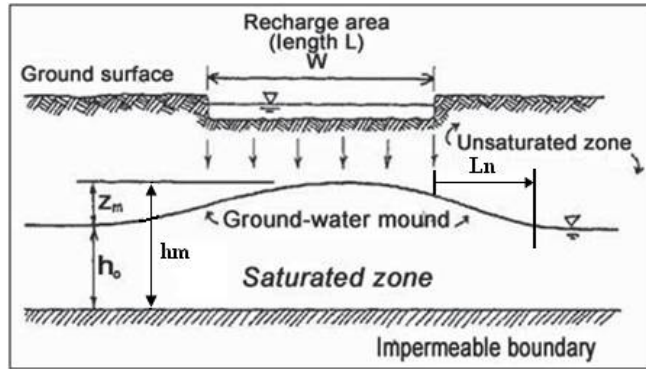


Figure 2 Groundwater mound beneath a rectangular recharge area [Finnemore 1995]

From equation of Hantush the maximum height h_m of the water table at the center of the mound, during water table rise caused by percolation to the water table from a rectangular recharge area, is given by

$$h_m^2 - h_0^2 = 2I\bar{h}/S_y * S^*(\alpha, \beta) \quad (1)$$

Where h_0 is the initial height of the water table before percolation began, I is the constant rate of percolation, t is the time since percolation began, $\bar{h} = 0.5(h_0 + h_m)$, S_y is the specific yield of the aquifer, $S^*(\alpha, \beta)$ is the Hantush's integral mound function which has tabulated values according to α, β which can be given by

$$\alpha = \frac{L}{4} \left(\frac{S_y}{K\bar{h}t} \right)^{1/2} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{W}{L}\alpha \quad (3)$$

Where L is the recharge area length, W is its width, K is the hydraulic conductivity of the aquifer. Because $(h_m^2 - h_0^2) = (h_m + h_0)(h_m - h_0) = 2\bar{h}z_m$, where Z_m is the maximum mound height at time t , equation (1) can be rewritten as

$$z_m = \frac{It}{S_y} S^*(\alpha, \beta) \quad (4)$$

The distance between edge of recharge area and the control area of the normal depth h_0 is (L_n) can be calculated from

$$h_m - h_0 = \frac{IW}{2T} \left(\frac{W}{4} + L_n \right) \quad (5)$$

Where T is the transmissivity of the aquifer.

The calculations of the mound heights in this study have been done by using a program called AQTESOLV which is mainly designed to solve Hantush's equations by a FORTRAN program [Finnemore 1995]. This program could be used online from its homepage (link 1). Some of the program results have been recalculated manually by the authors to check the calculations and a high agreement was found. The analytical results were used to calibrate the numerical models by MODFLOW.

Input Parameters

The input parameters for AQTESOLV were determined according to the soil parameters in the project area (north of the city). The input parameters are; a recharge value 1 m/d (for a fine sandy soil), recharge pond area 245*245 m² and another alternative 173*173 m², hydraulic conductivity 45 m/d, initial depth of saturated zone 40 m and specific yield 0.24.

Numerical Modeling

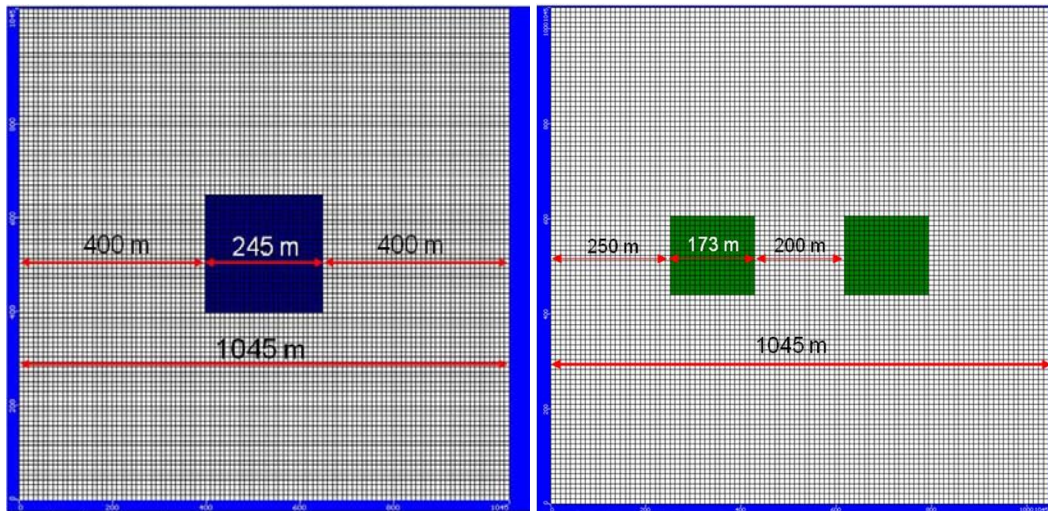
The three-dimensional numerical model MODFLOW has been used to evaluate the proposed infiltration system and groundwater flow simulations according to the different alternatives [Harbaugh & McDonald 1996]. Visual MODFLOW is a commercial pre- and post-processor software program for groundwater simulations. It evaluates numerically the partial differential equations for groundwater flow as following

$$k_h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_h \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_v \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} - W = S_S \frac{\partial h}{\partial t} \quad (6)$$

Where K_h is the horizontal hydraulic conductivity, K_v is the vertical hydraulic conductivity, h is the hydraulic head, S_S is the specific storativity, W is the source/sink term, t is the time and x, y, z are the space coordinates [Harbaugh & McDonald 1996].

Input Parameters

The model dimensions have been chosen to cover the suggested recharge ponds taking into account the groundwater mounding below them which should not affect the boundary conditions, so equation 5 was used to calculate L_n in case of the one pond (245 m * 245 m) and for the two ponds (173 m * 173 m) assuming that the maximum allowable mound height ($h_m - h_0$) is 10 m, so it was found that $L_n = 85.7$ m in the first pond and 164.8 m in the second, therefore the model dimensions were taken 1045 m * 1045 m to set the boundary conditions far away from the influence of the groundwater mounding as shown in Figures 3a and 3b. The model consisted of 100 columns and 100 rows, which means that the grid cell size is 10.5 m * 10.5 m and the aquifer thickness was taken 55 m as an average value for this area. Two constant head boundaries have been assigned in the north (40 m) and in the south (39.6 m) as the average hydraulic gradient in this area is about 0.3.



(a) The model area with one pond 245 m * 245 m (b) The model area with two ponds 173 m * 173 m for each

Figure 3 The model grid area and the suggested ponds

Another part of this study was the evaluation of the ponds according to the good mixing of the recharged water with the native groundwater. For this purpose the

solute transport model MT3DMS which is compiled with MODFLOW was used. MT3DMS describes the process of advection and dispersion-diffusion in the model. The parameters values adopted in the solute transport model are chosen based on reported studies [Manal 2009], the longitudinal dispersivity is about 10 m, horizontal and vertical transverse dispersivities ratio 0.1 and molecular diffusion coefficient $10 - 4 \text{ m}^2/\text{day}$. In order to study the solute transport due to dispersion, we selected the TDS as an indicator parameter for the water mixing and the quality improvement. From the samples of the groundwater and the treated waste water it was noticed that the TDS in the treated waste water is about 80% of that existed in the groundwater, so it was assumed that the infiltrated water has a TDS concentration of 80 mg/l, while the groundwater is 100 mg/l to be considered as the reference concentration. Hence this percentage tells us how much of the original groundwater quality has been improved by the water infiltration.

Results

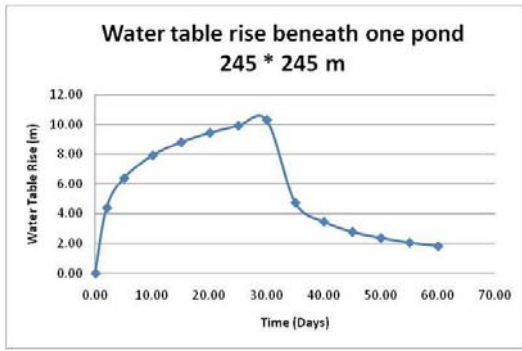
Results of the Analytical Model

The obtained results for the mound heights below the ponds $245 \times 245 \text{ m}^2$ and $173 \times 173 \text{ m}^2$ are shown in (Figure 4a and 4b) respectively. Figure 4a shows that the height of the groundwater mound rises to 10.3 m at the center above the original groundwater table just only after 30 days from the recharge beginning which means that the recharge should be stopped for about one month to be able to resume recharging, however in the another alternative, Figure 4b, it was found that the maximum mound height below each pond is about 9 m only after 365 days, therefore the second alternative was selected to keep the infiltration process sustainable along the entire year without any risk of the mound height excess.

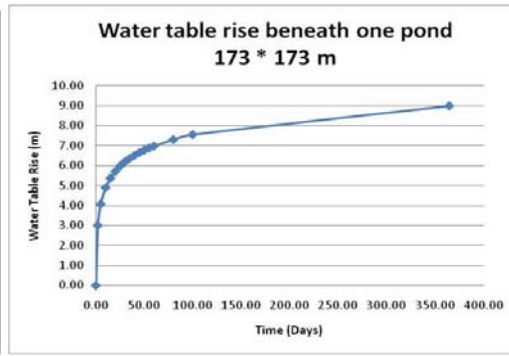
Results of the Numerical Model

The analytical model results have been used for the numerical model calibration. Figures 5a and 6a show the results of the mound heights from the numerical and the analytical models in cases of the first alternative and second alternatives respectively, while Figures 5b and 6b show a comparison between the results of the numerical and analytical methods which shows very good correlations.

As mentioned before the ponds dimensions $173 \text{ m} \times 173 \text{ m}$ for each of the two ponds have been selected, however it was necessary to study their location with respect to

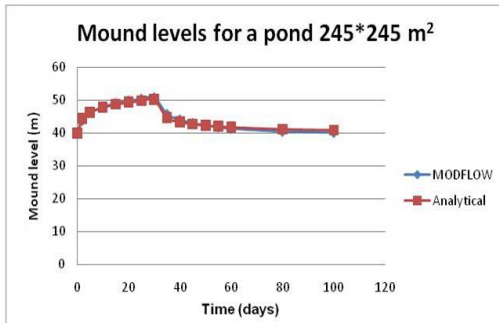


(a) Case of one pond 245 m * 245 m

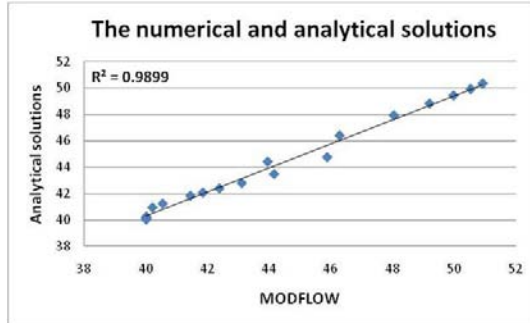


(b) Case of one pond 173 m * 173 m

Figure 4 Water table rise beneath the suggested ponds

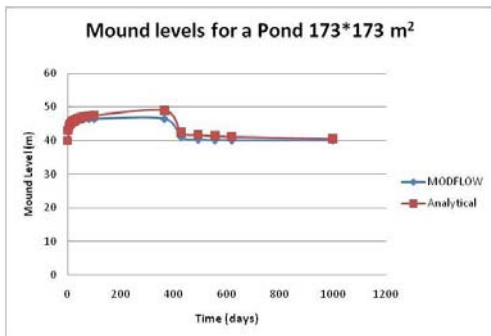


(a) Mound heights from the numerical and the analytical models (first alternative)

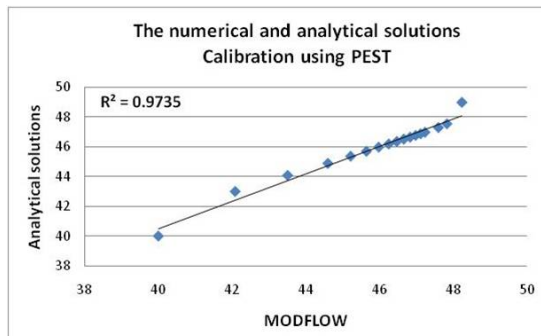


(b) Comparison between the results of the numerical and analytical methods

Figure 5 The analytical and numerical results in case of 245 m * 245 m



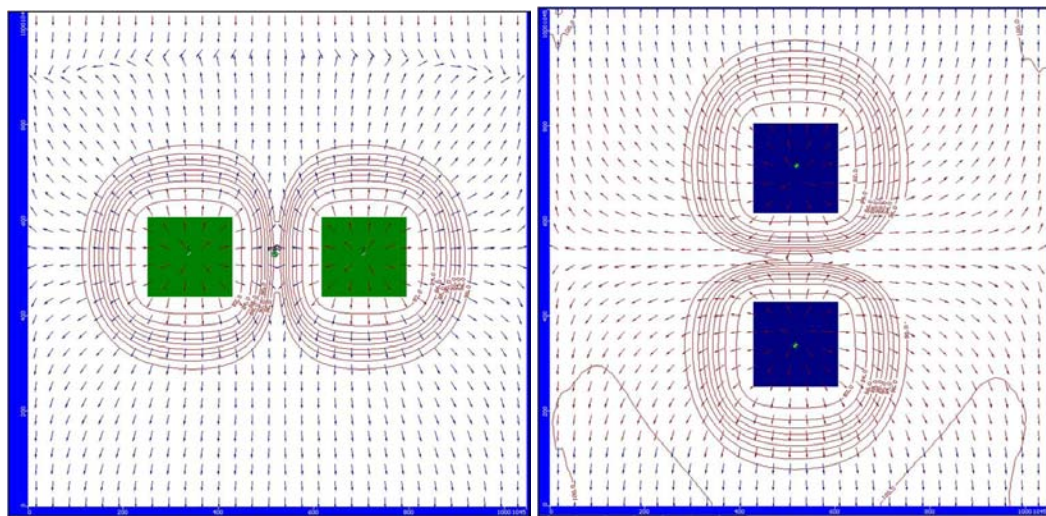
(a) Mound heights from the numerical and the analytical models (second alternative)



(b) Comparison between the results of the numerical and analytical methods

Figure 6 The analytical and numerical results in case of 173 m * 173 m

the groundwater flow direction to guarantee a good mixing between the infiltrated water and the groundwater, also the distance apart the 2 ponds has been studied to avoid an excess in the mound heights between them. Figures 7a and 7b show the concentration distribution after 15 days of water infiltration in case of that the 2 ponds are perpendicular or parallel to the groundwater flow direction respectively. Both of the 2 positions have a concentration of 82% below the ponds just only after 15 days from the recharge beginning, however it is clear that the ponds parallel to the groundwater flow are giving more chance for the mixture to propagate faster towards the south parts of the city where the 2000 Feddans (8.4 million m²) of the green areas.



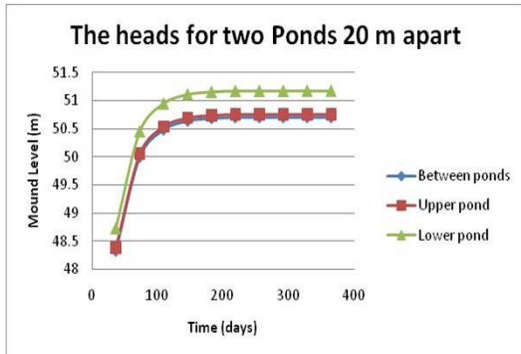
(a) The concentration distribution in case of the ponds are perpendicular to GW flow (b) The concentration distribution in case of the ponds are parallel to GW flow

Figure 7 The concentration distribution according to the ponds locations w.r.t the groundwater flow direction

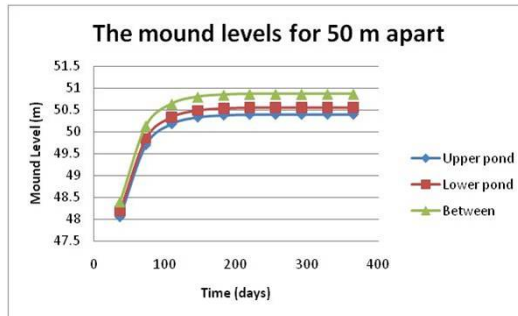
Four values for the distance between the 2 ponds have been studied by using the numerical model 20, 50, 100 and 200 m. Figures 8a to 9b show the diagrams of the mound levels in the ponds centers and in the middle between them.

As shown in the previous graphs the distances 20 m and 50 m apart are leading to a high increase in the mound heads for more than 10 m especially between the ponds and just after 3 months from the beginning of the infiltration.

In cases of the 100 m and 200 m ponds apart the diagrams 16 and 17 show that during the entire year the mound heads are less than 10 m, however it was decided to construct the 2 ponds with a distance of 100 m apart to save the area and to have more mixing process between the 2 ponds. Figures 10 and 11 show 3 dimensional views for

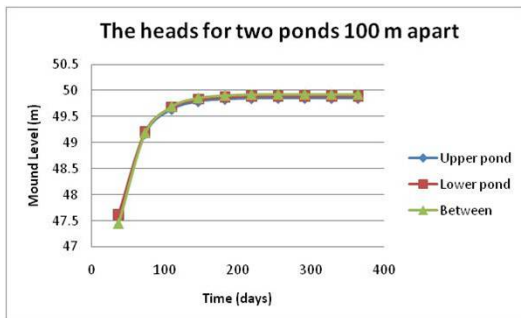


(a) Mound levels for 20 m ponds apart

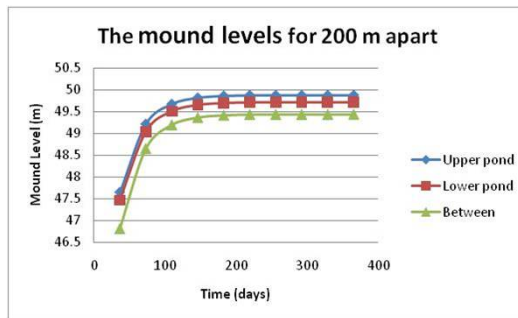


(b) Mound levels for 50 m ponds apart

Figure 8 Mound levels according to the distances apart between the ponds



(a) Mound levels for 100 m ponds apart



(b) Mound levels for 200 m ponds apart

Figure 9 Mound levels

the concentration distributions after 30 and 100 days in case of 2 ponds with a distance of 100 m apart. After 30 days the concentration of about 80% reaches to a distance of 1 km and after 100 days it covers about an area of 1 km².

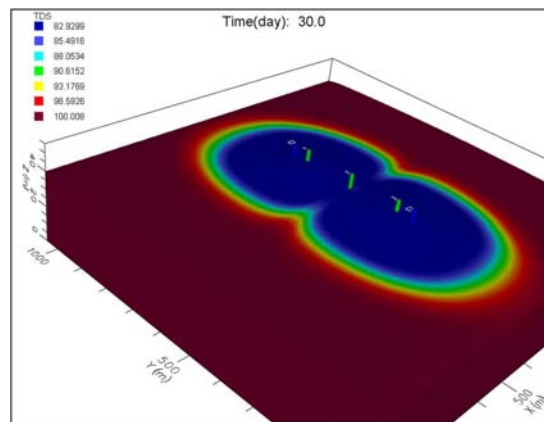


Figure 10 The concentration distribution after 30 days (2 ponds 100 m apart)

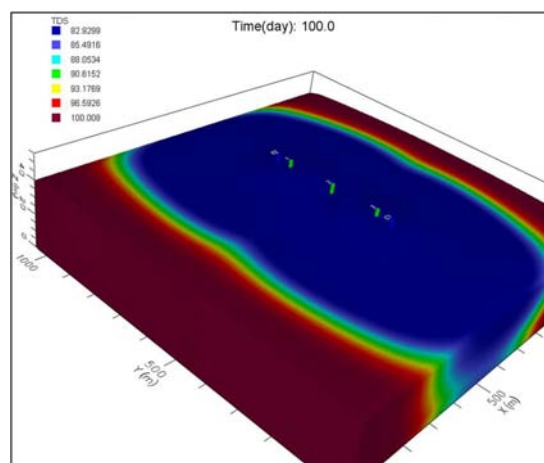


Figure 11 The concentration distribution after 100 days (2 ponds 100 m apart)

Summary

The analytical approach could give an expectation for the mound heights below the ponds and could be used for the numerical model calibration. The results of the analytical and numerical models showed that the best design for the recharge ponds is two squared ponds with an area of 30,000 m² for each one and a distance of about 100 meters apart. In that case the recharging process can be done sustainably for

one year with a maximum mound height of 10 meters below each pond and between them, taking into consideration the clogging and maintenance periods. The numerical models showed also that the best positions for the two ponds for a good mixture and good area coverage when they are parallel to the groundwater flow direction.

Bibliography

- [Aish 2004] Aish A.: *Hydrogeological Study and Artificial Recharge Modeling of the Gaza Coastal Aquifer Using GIS and MODFLOW*. PhD thesis, Faculty of Applied Sciences, Vrije Universiteit Brussel, Belgium, p. 5., 2004
- [Asano 1985] Asano, T.: *Artificial Recharge of Groundwater*. Butterworth Publishers, 767 p., 1985
- [Bouwer 2004] Bouwer H.: *Artificial recharge of groundwater: systems, design, and management*. Hydraulic Design Handbook, Ch. 24, The McGraw-Hill Companies, 2004
- [Bouwer 1978] Bouwer H.: *Groundwater Hydrology*. McGraw-Hill Kogakusha, Japan, pp. 279 - 287, 1978
- [Finnemore 1995] Finnemore, E.J.: *A program to calculate groundwater mound heights*. Groundwater, 33/1, 139-143, 1995
- [Ghaly 2001] Ghaly, S.S.: *Environmental Impact of Artificial Recharge on Groundwater In Bustan Extension Area*. Master thesis, Faculty of Engineering- Ain Shams University, Egypt, 2001
- [Hantush 1967] Hantush, M.S.: *Growth and decay of groundwater-mounds in response to uniform percolation*. Water Resources Research, vol. 3, no. 1, pp. 227-234, 1967
- [Harbaugh & McDonald 1996] Harbaugh, A.; McDonald, M.: *User's documentation for MODFLOW-96, an update to the US Geological Survey modular finite difference groundwater flow model*. Open-file report 96-485, US Geological Survey, 1996
- [Kopec 1995] Kopec, D.M.: *Soil characteristics and how they affect soil moisture*. Turfgrass Research, Volume II, Issue 10, University of Arizona- USA. (<http://turf.arizona.edu/tips1095.html>), 1995
- [Manal 2009] Manal, A.M.: *Environmental impacts on groundwater systems in Nile Delta*. PhD Thesis, Faculty of Engineering- Ain Shams University, Egypt.

[McDonald and Harbaugh 1988] McDonald, M. G.; Harbaugh A.W.: *A modular three-dimensional finite difference groundwater flow model*. USGS Techniques of water Resources Investigation Report, book 6, ch A1: 586 pp., 1988

[RIGW 2002] RIGW: *Evaluation of different uses for the groundwater in Sadat City*. Technical Report No. 3, Research Institute for Groundwater, 2002

[Wassef 2011] Wassef R.: *Development of a groundwater flow model for water resources management at the development area west of the rosetta branch, Egypt*. PhD thesis, Faculty of Natural Sciences, Martin Luther University, Halle-Wittenberg, Germany, 2011

Links used in this paper:

<http://www.aqtesolv.com/forum/rmound.asp>

Tidal beach dynamics: A fully integrated approach

Jie Yang¹, Thomas Graf²

Abstract

Tidal fluctuation and flood events lead to saltwater intrusion into a coastal aquifer. In a flood event, saltwater will cover parts of the land surface, and will eventually infiltrate into the ground. Tidal fluctuation causes dynamic boundary conditions of the seaside boundary, where submerged zones are of Dirichlet-type, and where sub-aerial zones are of Neumann type. To simulate a dynamic coastal flow system, a fully integrated approach based on the numerical 'HydroGeoSphere' model is being developed, where the coastal zone is treated as a hydraulically coupled surface-subsurface system. That new approach will allow simulation of: (i) surface runoff, (ii) variably saturated, density-dependent flow, and (iii) salt transport. In addition, the approach will have advantages to simulate the dynamic boundary conditions and flood events.

Motivation

Groundwater resources along densely populated coastlines are extensively used for agricultural, domestic and industrial purpose. Near-coast groundwater resources are potentially threatened by salt water intrusion from the sea, which is a natural phenomenon that can be accelerated by human-induced or naturally rising sea levels. It is generally accepted that climate change leads to a rising sea level and to an increase in the intensity of extreme weather events [IPCC 2007]. As a consequence, a change in sea level and an unsustainable groundwater pumping regime can degrade

¹ M. Sc., Institute of Fluid Mechanics and Environmental Physics in Civil Engineering, Leibniz Universität Hannover, yang@hydromech.uni-hannover.de

² Prof. Dr.-Ing., Institute of Fluid Mechanics and Environmental Physics in Civil Engineering, Leibniz Universität Hannover, graf@hydromech.uni-hannover.de

present groundwater resources by shifting the location of the underground saltwater-freshwater interface further inland. That future stress represents a challenge for coastal water engineering, as well as for drinking water resource management. The development of climate change adaptation strategies and measures can be considered as a complex task because predicted sea level rise varies widely between 35 cm by the 2090s [IPCC 2007] to 124 cm by 2100 [Vermeer & Rahmstorf 2009]. The German Bight, as part of the North Sea, has experienced an increase in mean sea level of about 20 cm during the last 100 years [Von Storch et al. 2009]. Increases in wind velocity and wind surges are expected in the future, thereby increasing the possibility of higher and longer storm surges in the German Bight [Woth & von Storch 2008]. The river Weser discharges into the German Bight, and the catchment of the lower part of the Weser incorporates several cities, major ports, and a variety of industrial and agricultural facilities including livestock farming. The river estuary is heavily influenced by the tide, and several storm surges have hit the coastal cities over the last decades.

The objective of the present study is to understand the flow dynamics in coastal aquifers subject to storm surge events. Coastal flow dynamics will be simulated numerically using the HydroGeoSphere groundwater software [Therrien et al. 2011]. HydroGeoSphere is able to simulate coupled surface-subsurface flow, density- and viscosity-dependent, variably saturated flow and salt transport.

Mathematical model

Sea-side boundary condition

Clearly, the time-variant sea level complicates the seaside boundary condition. The sea-side boundary represents two requirements: (i) Application of time-variant sea level change, and (ii) adjustment of seepage face positions during the simulation. Wilson et al. [Wilson et al. 2011] presented a modeling example to study the tidal effect on fluid exchange at a marsh. Wilson et al. [Wilson et al. 2011] prescribed a time-variable pressure head to top nodes of the aquifer to represent the change of surface water (sea) level during tide. Also, seepage faces were switched on or off manually depending on the flow direction and pressure head of top surface nodes. Brovelli et al. [Brovelli et al. 2007] presented a modeling study of density-dependent flow and transport in a laboratory experiment, in which tidal fluctuation was studied. Open water zone (sea) was approximated by a zone of very high hydraulic conductivity,

and the sea level change signal was applied to this zone. This approach makes the adjustment of the sea-side boundary condition during the simulation unnecessary.

The seaside boundary is further complicated by the presence of a dyke (Figure 1). In that case, the area behind the dyke may temporarily be flooded where the salt water infiltrates into the soil and percolates towards the water table.

A previous attempt

A previous project [Yang 2010], attempted to simplify a storm surge event (flood) where the conceptual model is shown in Figure 1. At the beginning of the flood, the pond behind the dyke does not exist and the sea level (level 1) increases during the flood. When the sea level reaches the dyke top, ponding (level 2) is assumed to develop from the lowest part of the inland area. Level 2 increases at the beginning of the flood, and it decreases during the flood retreat period. Since the temporal change of level 2 is unknown, a maximum value of level 2 is estimated, and it is assumed that level 2 changes linearly between its maximum and its minimum.

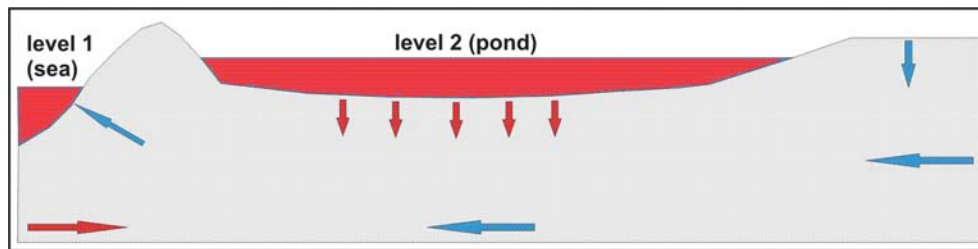


Figure 1 Conceptual model (not to scale): Grey colour represents the aquifer, and red and blue colour represents saltwater and freshwater, respectively.

In an example, a storm surge causes the flow of 200 L s^{-1} per meter dyke length over the dyke during 2 days. A maximum inland pond water depth of 1 m was estimated from a surface flow model. It was further assumed that the pond water level retreat starts after level 1 lowered to a level below the dyke crest. Results are presented in Figure 2.

Fully integrated approach

In order to make the sea-side boundary condition more realistic and to allow for surface runoff behind the dyke, a fully integrated approach is attempted. The fully integrated approach is based on the surface/subsurface coupled system simulation package of HydeoGeoSphere. Thus, surface flow during the flood will explicitly be

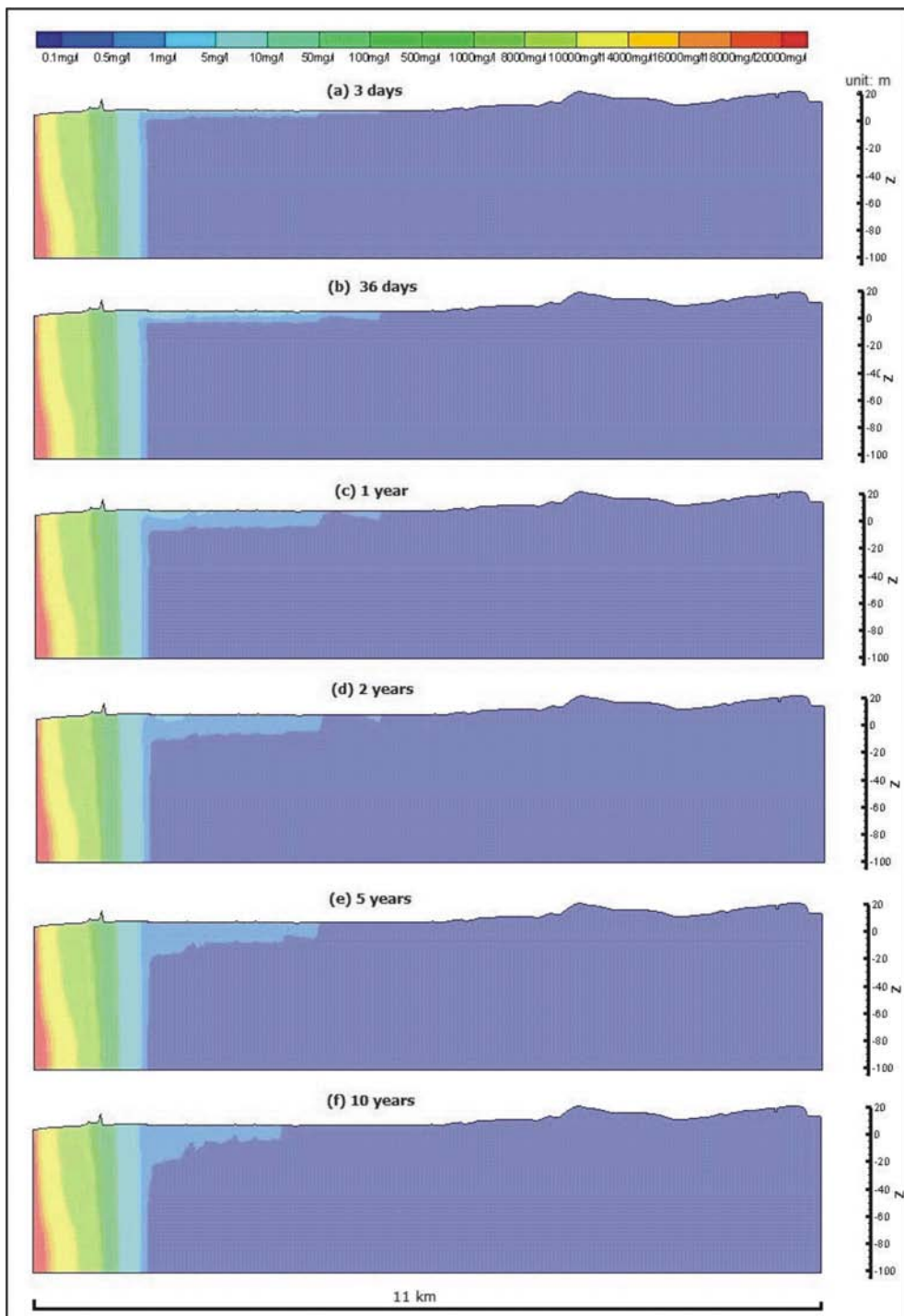


Figure 2 Salt water concentration after begin of flooding event.

simulated in the surface domain, such that there is no need to impose ponding behind the dyke as a boundary condition along the domain surface. Density effects will be neglected for surface flow.

Results

The new approach presented in section 'Fully integrated approach' has preliminarily been applied to a 2D cross section of a coastal aquifer (Figure 3) A tidally induced storm surge was assigned as Dirichlet boundary condition to the top left nodes of the surface domain. Figure 3 indicates that the new approach gives reasonable results. The new approach has several advantages for coastal aquifer modelling: (i) It is possible to simulate the hydraulic impact of tidal effects and storm surge events on coastal aquifers, (ii) Assigning tidal or storm surge events as dynamic surface flow boundary conditions is realistic and straightforward.

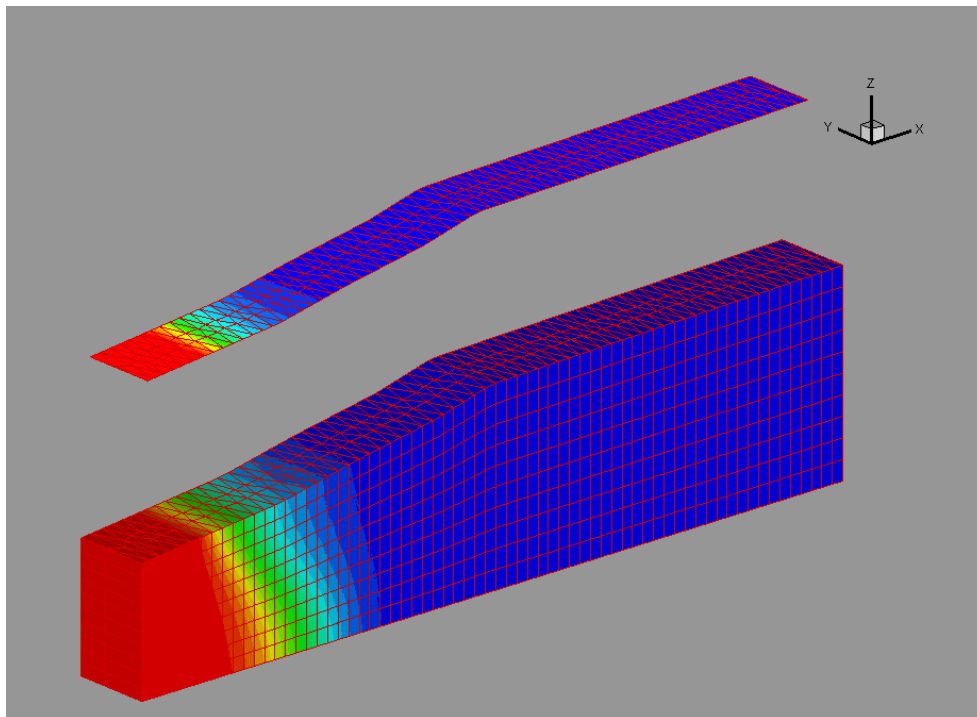


Figure 3 Scale in X direction: 0-100m; Scale in Y direction: 0-1m; Scale in Z direction: -10 to 5m; left side is seaside, right side is inland side; reddish colours denote high salinity; blueish colours denote low salinity.

Summary

The purpose of this paper was to describe currently faced problems of simulating a storm surge event in combination with tidal effects on a coastal aquifer. A previous attempt has been made to simplify the storm surge, but the many inherent assumptions make that attempt inaccurate and unrealistic. A new approach of fully integrated surface-subsurface coupling is designed to simulate tide and flood events. In that new approach, tide and flood events induced a time variant head that is applied to nodes of the surface domain. Hence, the hydraulic interaction between the surface domain and the subsurface domain simplify the boundary conditions.

Bibliography

- [Brovelli et al. 2007] Brovelli, A.; Mao, X.; Barry, D.A.: *Numerical modeling of tidal influence on density-dependent contaminant transport*. Water Resour. Res., VOL. 43, W10426, doi:10.1029/2006WR005173, 2007
- [IPCC 2007] IPCC: *Climate Change 2007: Impacts, Adaptation and Vulnerability*. (eds. Parry, M.L., Canziani, O.F., Palutikof, J.P., van der Linden, P. J. and Hanson, C.E.) Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 2007
- [Landerer et al. 2007] Landerer, F.; Jungclaus, J.H.; Marotzke, J.: Regional dynamic and steric sea level change in response to the IPCC-A1B scenario. *J. Phys. Oceanogr.*, 37(2), 296-312, 2007
- [Park & Aral 2008] Park, C.H and Aral, M.M.: Saltwater Intrusion Hydrodynamics in a Tidal Aquifer. *Journal of Hydrologic Engineering*. Vol. 13, No. 9, 2008
- [Therrien et al. 2011] Therrien, R.; McLaren, R.G.; Sudicky, E.A.; Panday, S.M.: *HydroGeoSphere - A three-dimensional numerical model describing fully-integrated subsurface and surface flow and solute transport*. University of Waterloo, Ontario, Canada, 394 pp., 2011
- [Vermeer & Rahmstorf 2009] Vermeer, M. and Rahmstorf, S.: *Global sea level linked to global temperature*. Proc. Natl. Acad. Sci., 106(51), 21527-21532, 2009
- [Von Storch et al. 2009] Von Storch, H.; Doerffer, J.; Meinke, I.: *Die deutsche Nordseeküste und der Klimawandel*. In: Ratter, B.M.W. (ed.) *Hamburger Symposium Geographie, Band 1*, Hamburg 2009, 9-22, 2009
- [Wilson et al. 2011] Wilson, A.M.; Moore, W.S.; Joye, S.B.; Anderson, J.L.; Schutte, C.A.: *Storm-driven groundwater flow in a salt marsh*. Water Resour. Res., Vol.47, W02535, 2011

[Woth & von Storch 2008] Woth, K. and von Storch, H.: *Klima im Wandel: Mögliche Zukünfte des Norddeutschen Küstenklimas*. Dithmarschen Landeskunde - Kultur - Natur, 1/2008, 20-31, 2008

[Yang 2010] Yang, J.: *Saltwater Intrusion and Flood Processes in Coastal Areas: Numerical Model Development and Application for Langen, Bremerhaven*. Master Thesis, 2010

Numerische Simulation von Hydrodynamik und Salztransport im Weserästuar

Anna Zorndt¹

Abstract

Durch den Klimawandel kann es in der Deutschen Bucht zu Wasserstandsänderungen kommen. Diese können durch die globale Meeresspiegelerhöhung sowie durch Klimaänderungen in Form von einer veränderten Art und Anzahl von Windereignissen in der südlichen Nordsee hervorgerufen werden, welche einen Windstau oder -sunk in der Deutschen Bucht mit sich bringen. Die veränderten Wasserstände setzen sich in die Flüsse fort, welche in die Deutsche Bucht münden, und führen zudem zu einer geänderten Tidedynamik. Weiterhin kommt es durch veränderte Niederschlagsmuster im Einzugsgebiet der Flüsse zu einer Änderung der Binnenwasserabflüsse. Diese Faktoren, der Wasserstand in der Deutschen Bucht, die Tide sowie der Binnenabfluss, bestimmen maßgeblich die Hydrodynamik und die Lage der Brackwasserzone der Ästuar. Eine Stromaufverlagerung der Brackwasserzone führt zu höheren Salzgehalten im Fluss und damit möglicherweise zu einer stärkeren Intrusion von Salzwasser ins Grundwasser. Diese Zusammenhänge werden am Beispiel des Weserästuars im Rahmen des Klimafolgenforschungsprojektes KLIFF² neben anderen Forschungsthemen untersucht.

Dieser Beitrag beschreibt die hierfür durchzuführende numerische Simulation von Hydrodynamik und Salzgehalten im Weserästuar mit einem semi-impliziten Euler-Lagrange'schen Finite-Elemente Simulationswerkzeug, welches insbesondere für die

¹ Dipl.-Ing., Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Leibniz Universität Hannover, zorndt@fi.uni-hannover.de

² Verbundprojekt des Landes Niedersachsen, gefördert durch das Niedersächsische Ministerium für Wissenschaft und Kultur

skalenübergreifende dreidimensionale Simulation von Oberflächengewässern geeignet ist. Im Fokus stehen hier die Vorstellung des Modellgebietes, des Simulationswerkzeuges und die Berechnung des IST-Zustandes. Aufbauend auf den hier vorgestellten Ergebnissen werden auf Klimaszenarien beruhende Simulationen durchgeführt, auf Grundlage derer Aussagen über mögliche zukünftige Veränderungen von Hydrodynamik und Salzgehalten im Weserästuar getroffen werden können.

Datenbasis und Modellerstellung

Abbildung 1 zeigt eine Tiefenverteilung des Modellgebietes innerhalb des gewählten Randes. Dieser orientiert sich im Norden zur Deutschen Bucht an der 25 m Tiefenlinie und schließt im Süden an der durch das Wehr Hemelingen gegebenen Tidegrenze ab. Die seitlichen Modellgrenzen werden durch die Hauptdeichlinie festgelegt.

Die für die Tiefenverteilung des Modells verwendeten Datensätze wurden hauptsächlich in den Jahren 2008/09 erhoben. Insgesamt besteht die Datengrundlage aus ca. 400 Mio. Datenpunkten aus hochgenauen Befliegungsdaten sowie aus Multi- und Singlebeam Peilungen. Die Datensätze wurden mit einem selbst implementierten, datenbankbasierten Routinenpaket automatisch verschnitten und zu einer konsistenten Datenbasis zusammen gesetzt.

Das Berechnungsnetz wurde mit Hilfe der Matlab toolbox *Battri* (Bilgili 2006) erstellt. Diese erlaubt die Konstruktion von unstrukturierten Dreiecksnetzen, welche anhand von Zoneigenschaften, minimalen Elementwinkeln und maximalen Tiefengradienten verfeinert werden können. Die horizontale Auflösung des so erstellten Netzes mit ca. 160.000 Knoten reicht von Elementflächen von $A = 3.000 \text{ m}^2$ im Außenbereich des Ästuars bis hin zu $A = 100 \text{ m}^2$ bei den feineren Prielstrukturen in den Wattflächen sowie im Bereich der Häfen. Ein Detail der Netzauflösung in den Außenbereichen ist in Abbildung 1 links dargestellt. Für eine genauere Darstellung der verwendeten Datengrundlage sowie der Vernetzung des Modells wird auf Zorndt (2011) verwiesen.

Verwendetes Simulationswerkzeug

Die Simulationen wurden mit einem semi-impliziten Euler-Lagrangeschen Finite - Elemente Modell (SELFE) durchgeführt, welches auf den 3D Flachwassergleichungen mit hydrostatischer und Boussinesq Annahme beruht. SELFE ermöglicht die Berechnung von nicht-hydrostatischen Geschwindigkeitskomponenten, welche in die-

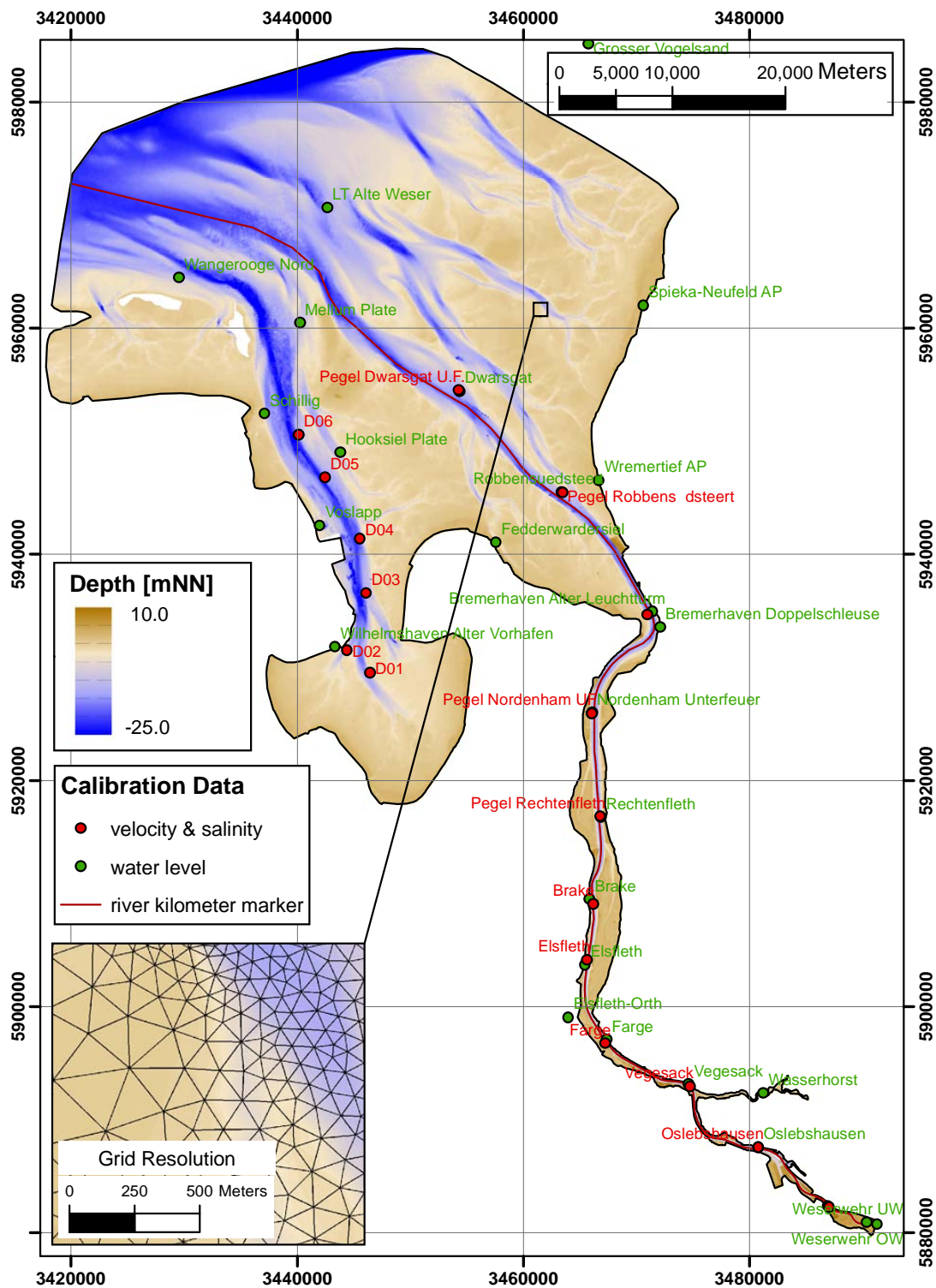


Abbildung 1 Tiefenverteilung des hydrodynamischen Modells mit Detail der Diskretisierung und Lage der zur Kalibrierung verwendeten Pegel

ser Studie aufgrund der im Vergleich zur hydrostatischen Berechnung erhöhten Rechenzeit jedoch nicht berücksichtigt werden. Als Turbulenzformulierung können die von Umlauf und Burchard (2004) beschriebenen Turbulenzmodelle verwendet werden, von denen hier ein Zweigleichungsmodell des Typs $k - \omega$ gewählt wurde. Die Berechnung erfolgte unter Berücksichtigung barokliner Geschwindigkeitskomponenten.

Das Modell ist durch das unstrukturierte Berechnungsnetz insbesondere geeignet für die skalenübergreifende Modellierung von komplexen Fluss-Ästuar-Schelf-Ozean Systemen. Durch die geländefolgenden s -Levels in der Vertikalen können ästuartypische Prozesse wie Reibungsverluste und insbesondere Salzdynamik gut abgebildet werden. In dieser Studie werden 37 s -Levels verwendet. Die Reibung kann entweder als Rauheitslänge oder Widerstandskoeffizient vorgegeben werden. Hier wurde ein im gesamten Modellgebiet konstanter Widerstandskoeffizient von $c_D = 0.0045$ angegeben.

Das semi-implizite Lösungsschema sowie die Parallelisierung des Programmcodes sorgen für eine geringe Rechendauer. In dieser Studie wurde ein Implizitätsfaktor von $\theta = 0.6$ gewählt. Aufgrund der hohen vertikalen Auflösung kam ein Zeitschritt von 60 s zur Anwendung.

Die Berechnung der Salzgehalte kann mit einem Euler-Lagrange'schen Berechnungsschema oder alternativ mit einem Upwind-Schema erfolgen. In Vorstudien hat sich letzteres als geeigneter für die Berechnung von Salzgehalten erwiesen, da es volumenerhaltend ist. Für Details zur physikalischen und numerischen Formulierung des Programms wird auf Zhang und Baptista (2008) verwiesen.

Anfangs- und Randbedingungen der Simulation

Als Simulationszeitraum wurde zunächst April 2009 gewählt. Am nördlichen offenen Rand zur Deutschen Bucht wurde eine Wasserstandsrandbedingung eingesteuert, welche aus Messwerten des nahegelegenen Pegels Leuchtturm Alte Weser generiert wurde. Der Tidehub beträgt hier im Mittel $Thb = 2.8$ m und steigt durch das Ästaur bis auf etwa $Thb = 4.0$ m unterstrom vom Wehr Hemelingen an. Der Binnenabfluss am Wehr beträgt im Jahresmittel $Q = 350$ m³/s. Hier erfolgt demnach die Einsteuerung eines Zustroms, welcher aus dem am etwas stromauf gelegenen Pegel Intschede gemessenen Abfluss generiert wurde. Beide Randbedingungen sind in Abbildung 2 dargestellt. Da die Wasserstände sich bereits etwa nach einem Tidezyklus in ihren natürlichen Zustand eingeschwungen haben, wird für diese eine Anfangsbedingung

von $e = 0$ mNN im gesamten Modellgebiet vorgegeben. Für das sanfte Anfahren der Rechnung wird eine Anrampzeit von einem halben Tag verwendet.

Die am nördlichen und südlichen Rand eingesteuerten Salzgehalte wurden konstant auf $s = 32$ PSU bzw. $s = 0$ PSU gesetzt. Die Salzgehalte benötigen eine weitaus längere Einstellungsphase als die Wasserstände, so dass hierfür eine an die mittleren Verhältnisse im Ästuar angenäherte Anfangsverteilung im Modellgebiet vorgegeben wird, welche jedoch konstant über die Tiefe ist. Der Einfluss der Temperatur wird in der Berechnung vernachlässigt, so dass die Anfangswerte gleich den Randwerten auf $T = 15$ °C gesetzt werden.

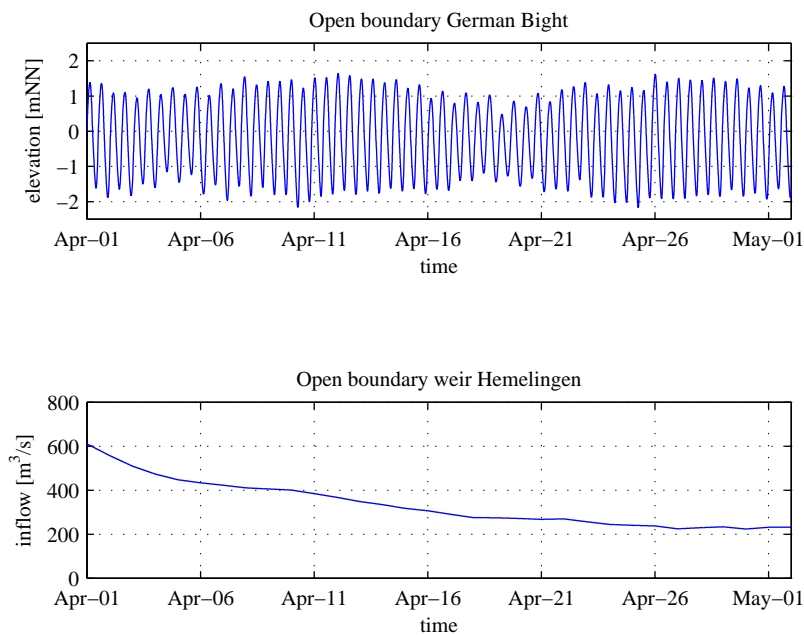


Abbildung 2 Randbedingungen an den offenen Grenzen zur Deutschen Bucht und am Wehr Hemelingen

Ergebnisse und Vergleiche mit Naturmessdaten

Die Ergebnisse dieses Rechenlaufes zeigen, dass das vorliegende Rechenmodell mit dem verwendeten Simulationswerkzeug in der Lage ist, das natürliche Verhalten des Ästuars korrekt abzubilden. Hierfür erfolgte ein Vergleich der berechneten Daten mit gemessenen Wasserständen an 17 Pegeln sowie Strömungsgeschwindigkeiten und teilweise Salzgehalten an 17 weiteren Pegeln, die im Brackwasserbereich auf drei

Messhöhen aufzeichneten (s. Abb. 1). Abbildung 3 zeigt zunächst einen direkten Vergleich des zeitlichen Verlaufes der oben erwähnten Simulations- mit den Naturmessgrößen für den Pegel Bremerhaven.

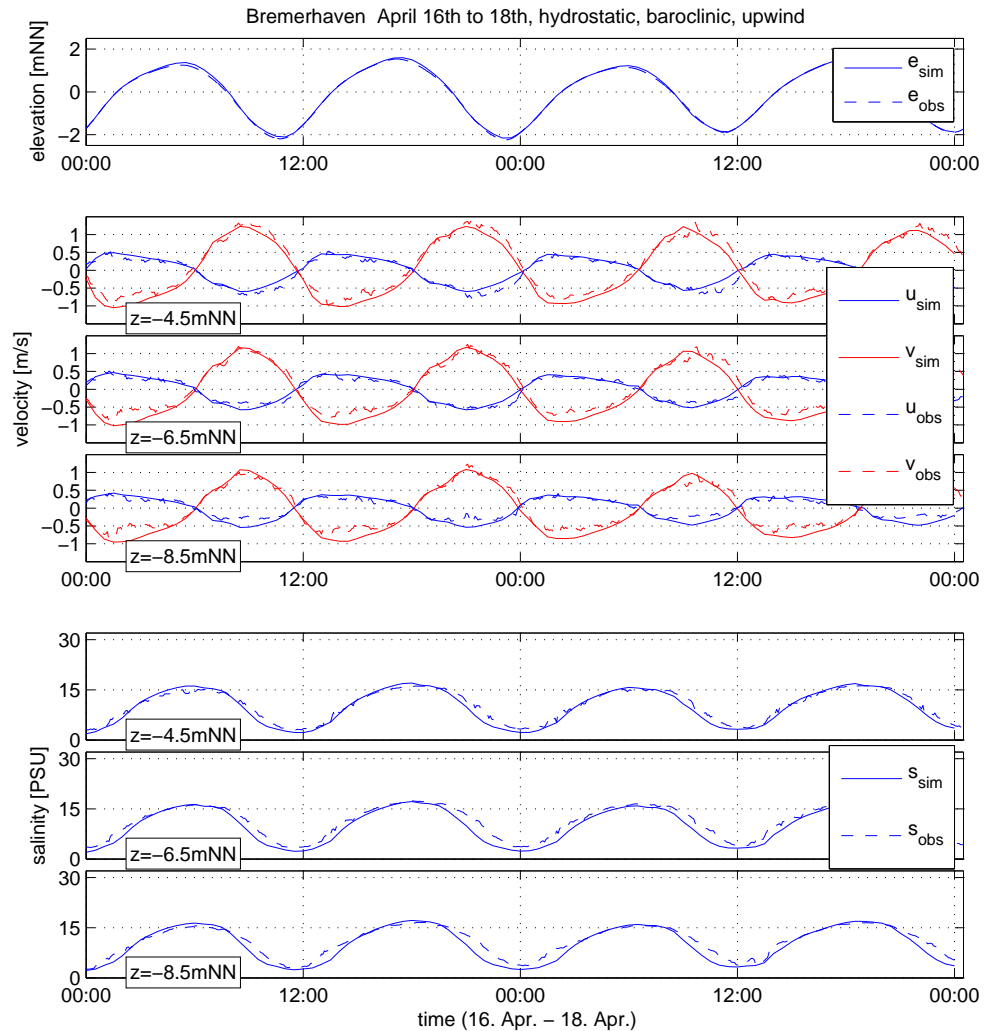


Abbildung 3 Zeitreihen der simulierten (*sim*) und beobachteten (*obs*) Wasserstände (*oben*) sowie Geschwindigkeiten und Salzgehalte (*mitte* und *unten*, auf jeweils drei Messhöhen) am Pegel Bremerhaven

Um ein quantitatives Maß für die Übereinstimmung von beobachteten und simulierten Salzkonzentrationen im gesamten Modellgebiet zu erhalten, wurden die Salzkonzentrationen an 11 Pegeln entlang der Flusskilometerlinie gemittelt. In Abbildung 4 sind sowohl die simulierten, als auch die beobachteten Salzkonzentrationen

im Mittel über einen vierzehntägigen Zeitraum dargestellt. Es ist ersichtlich, dass der Beginn des Anstiegs der Konzentrationen beim Pegel Nordenham bei etwa 60 km und der weitere Verlauf von den Simulationen gut nachgebildet wird. Beim den letzten Pegeln Robbensüdsteert und Dwarsgat (bei etwa 100 km) werden die berechneten Salzkonzentrationen leicht überschätzt.

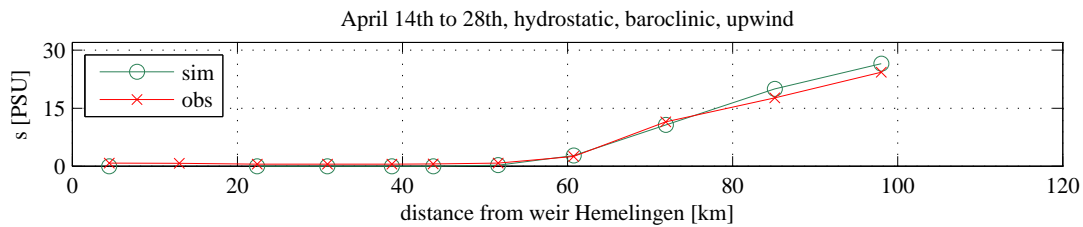


Abbildung 4 Vergleich der simulierten (*sim*) und beobachteten (*obs*) Salzgehalte entlang der Flusskilometerlinie

Zusammenfassung

Es wurden in diesem Beitrag die Ergebnisse einer 3D hydrodynamisch numerischen Berechnung des Weserästuars gezeigt und mit Naturmessdaten verglichen. Trotz der wenig genauen Modelleinstellung mit konstanter Rauigkeit und der hydrostatischen Berechnungsweise können sehr gute und robuste Ergebnisse für die Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten im Ästuar erreicht werden. Auch die Salzkonzentrationen werden bei Nutzung eines volumenerhaltenden Upwind-Schemas mit einer hohen Genauigkeit wieder gegeben.

Das verwendete Simulationswerkzeug SELFE stellt sich damit als sehr gut geeignet für die Modellierung von Ästuaren dar.

Literaturverzeichnis

- [Bilgili 2006] A. Bilgili, K. W. Smith and D. R. Lynch: *BatTri: A two-dimensional bathymetry-based unstructured triangular grid generator for finite element circulation modeling*. *Computers & Geosciences*, 2006 (32), pp 632-642
- [Umlauf 2004] L. Umlauf and H. Burchard: *Second-order turbulence closure models for geophysical boundary layers. A review of recent work*. *Continental Shelf Research*, 2003 (25), pp 795-827
- [Zhang and Baptista 2008] Y. Zhang and A. M. Baptista: *SELFE: A semi-implicit Eulerian-Lagrangian finite-element model for cross-scale ocean circulation*. *Ocean Modelling*, 2008 (21), pp 71-96
- [Zorndt 2011] A. Zorndt, A. Wurpts and T. Schlurmann: *Aufbau und Kalibrierung eines 3D-hydrodynamisch-numerischen Ästuarmodells zur Abbildung der Salzintrusion in tidebeeinflussten Gewässern unter Berücksichtigung von Klimaszenarien*. 8. FZK-Kolloquium - Maritimer Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Forschungszentrum Küste. Hannover, 10. März 2011

Monitoring of psammitic nearshore bedforms, their evolution and role as benthic habitat

Ullrich Floth¹, Stefan Forster², Peter Fröhle³

Introduction

All along sand dominated shallow water coasts, which are not densely occupied by vegetation, rippled bedforms can be observed, resulting from water currents running above them. According to their genesis, these bedforms can be distinguished into categories: Current ripples, shaped under approx. unidirectional flow as well as oscillatory ripples forming under contrarious and oscillating currents. These bedforms furthermore represent a habitat to numerous endo- and epibenthic organisms like e.g. *Mya Arenaria* or *Arenicola marina*, which are strongly influenced by sediment transport processes around them. These processes and the response of the organisms are in the focus of this interdisciplinary research issue in the intersection of geoscience, marine biology and coastal engineering.

The study site

The Baltic Sea spreads from the Kattegat in the West to the Gulf of Bothnia in the North and the Gulf of Finland in the East. In its SW part, basins are predominantly covered by fine grained components while coarser fractions such as sand and gravel are bound to nearshore areas. Because of its shape, fetch lengths are limited to

¹ Dipl.-Geogr., Faculty of Interdisciplinary Research, Department Maritime Systems, University of Rostock, ulrich.floth@uni-rostock.de

² Dr. rer. nat., Institute for Biosciences, Marine Biology, Faculty of Mathematics and Natural Sciences, University of Rostock, stefan.forster@uni-rostock.de

³ Dr.-Ing., Coastal Engineering Group, Faculty for Agriculture and Environmental Research, University of Rostock, peter.froehle@uni-rostock.de

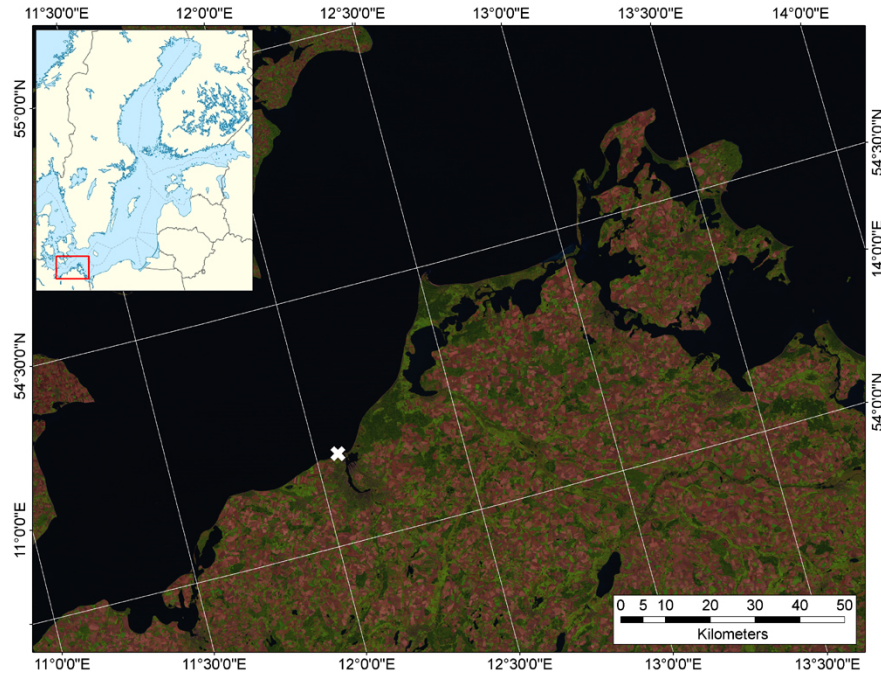


Figure 1 Landsat 4/5 Satellite Image of the study site (Oct. 2006), indicated by white cross

approx. 560 km. Thereby the effective depth for waves to be the driving force for sediment transport is limited to 25 m and herewith, with exceptions in the SW, to nearshore areas. Due to its minor extent, its morphology and its segregated situation, tides are only poorly developed (tidal range < 0,2 m); a circumstance which makes the Baltic Sea a promising study field for sea-state-induced sediment transport.

The chosen study site Rostock-Warnemünde is exposed to winds frequently of southern direction. However, the highest velocities are attained by western winds. As a matter of coastal exposition and refraction, waves' major directions spread from West to North. For a major deployment site (approx. 400 m offshore) of the UWSCS (comp. Methods) with a general occurrence of fine sand, a bedload transport assessment with regard to the sea state was performed. For this location, sea state conditions are to a large portion not suitable to cause widespread bedload transport. However, with wave heights increasing to 0,3 m, transport and ripple formation is probable, while sheetflow, due to high orbital velocities, occurs only sparsely (wave heights exceeding 1,0 m).

Methods

Aerial or satellite-borne photogrammetry is a commonly used method to generate spatial information on earth's surface. Under water, it is also a widespread technique of archaeology. However, there are also examples for its application to capture data on sea floor morphology, shown e.g. by [Fryer 1983] or [Doucette et al. 2002].

Bedforms, their evolution and migration is to be observed continuously over larger periods of time (several months) on various defined monitoring areas of approx. 1 m² in size in several water depths < 7 m close to the shores of Rostock-Warnemünde (Mecklenburg-West Pomerania, Germany, comp. Figure 1). This survey is executed by means of a customized underwater stereophotogrammetric camera system (UWSCS), based on the design by [Korduan & Laemmel 2005], providing the basis for 3D-data generation. This device is alternately deployed at various sites near Rostock-Warnemünde alongside ADCP instruments gathering data of sea-state like wave-height, -direction and -period as well as currents. Automatically, it gathers image pairs of the sea floor in a default period. Using remote-sensing software, the image pairs are processed to digital elevation models for every desired time step. Hereby, changes in the ripple geometry, migration velocities and mass shifts over a larger period of time can be detected. The UWSCS is installed as an additional measuring device to the RADOST instrument chain (Regional Adaption Strategies for the German Baltic Sea Coast) which is a part of the KLIMZUG-project (Climate Change in Regions) and shall gather sea state data normal to the coast of Rostock-Warnemünde. Repeated sampling of sediment completes the field work. Both the RADOST sea-state measurement chain as well as the UWSCS were installed during April 2011. Whilst the first delivers its data in real time, the UWSCS, combined with sediment sampling, will be retrieved by divers in a monthly loop for data readout.

First Results

Our first results clearly show frequent variations of sea floor morphology. Ripple marks are clearly defined as trochoidal bodies with sharp crests of up to 8 cm in height. The distance between the crests varies from 10 to 30 cm and they run predominantly parallel. Only in some cases bifurcations can be observed. Furthermore they show a very symmetrical shape indicating a lack of velocity asymmetry within the wave orbitals. Since steady current velocities are consequently below 0,25 m/s the observed ripple marks are purely wave induced and not current-driven. All the

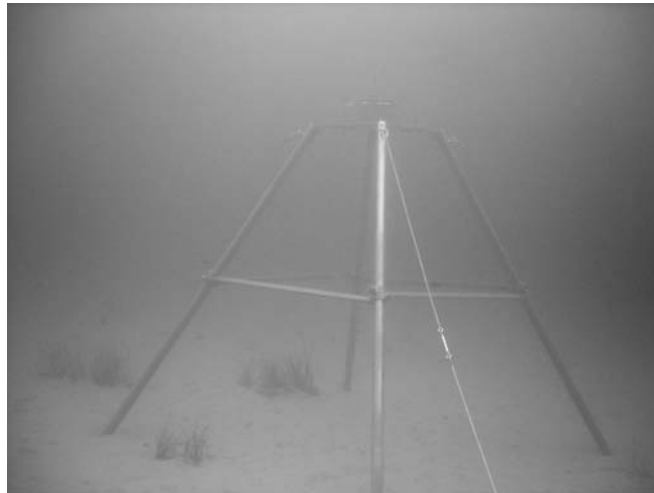


Figure 2 The UWSCS at its deployment site

shapes were created by a sea state with significant wave height of up to $H_{1/3}=0,5$ m and wave periods of up to $T_{H_{1/3}}=5$ s. As for biological issues we could identify several individuals of *Mya arenaria* and *Arenicola marina*. For the first we could observe how often they become subject of being buried by ripple marks and for the latter we could observe their activity by the growth rate of their excrement mounds.

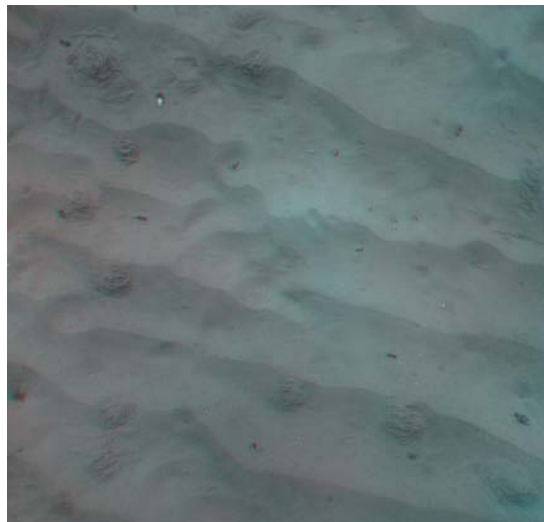


Figure 3 Anaglyph image of the sea floor at the deployment site (May 12th 2011)

Conclusion

Due to its lack of dominant tides, the Baltic Sea is right to study sea-state induced sediment transport. Furthermore, common mass movements, caused by oscillatory currents are restricted to depths less than 25 m, because of a limited fetch length. Therefore, the nearshore, sand-dominated study site of Rostock-Warnemünde is an obviously suitable place for this issue. Previous studies showed that underwater digital photogrammetry is a promising method to gather data for a long-period bedform monitoring.

Bibliography

- [Doucette et al. 2002] Doucette, J.S.; Harvey, E.; Shortis, M.R.: *Stereo-video observation of nearshore bedforms on a low energy beach*. Marine Geology, 189, pp. 289-305, 2002
- [Fryer 1983] Fryer, J.G.: *A simple system for photogrammetric mapping in shallow water*. In: The photogrammetric record, 11/62, 203-208, 1983
- [Korduan & Laemmel 2005] Korduan, P. and Laemmel, D.: *Low cost-stereo UW-Kameramessystem*. <http://www.auf.uni-rostock.de/gg/korduan/stereo.pdf>, 2005

Feldmessung und numerische Simulation des Sedimenteintrags in ein Hafenbecken zur Bewertung konstruktiver Maßnahmen

Jan Saalbach¹, Anna Zorndt²

Kurzfassung

Der Yachthafen der Insel Juist ist seit seiner Erbauung von unerwartet hohem Sedimenteintrag betroffen. Um die Ursachen, Eintragsmechanismen und konstruktive Maßnahmen zu analysieren, wird am Franzius-Institut eine vom Niedersächsischen Ministerium für Wirtschaft, Arbeit und Verkehr geförderte wissenschaftliche Begleitstudie durchgeführt.

In einer ersten Phase der Studie wurde eine Dauermessstation betrieben und Wasserstandsdaten, Strömungsgeschwindigkeiten und Sedimentkonzentrationen in der Zufahrt zum Yachthafen aufgezeichnet. Außerdem wurden in mehreren Messkampagnen boots- und schwimmergestützte Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt.

Auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse über die Sedimenteintragsmechanismen wurden konstruktive Maßnahmen zur Hafenumgestaltung erarbeitet. Diese werden in einer zweiten Phase der Studie durch hydrodynamisch-numerisch-morphologische Simulationsrechnungen untersucht. Anhand der Ergebnisse kann die im Hinblick auf Verringerung des Sedimenteintrags bestgeeignete Variante identifiziert werden.

¹ M. Sc., Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Leibniz Universität Hannover, saalbach@fi.uni-hannover.de

² Dipl.-Ing., Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Leibniz Universität Hannover, zorndt@fi.uni-hannover.de

Motivation

Vor wenigen Jahren wurde der bestehende Gemeindehafen der Inselgemeinde Juist um einen Yachthafen für Sportboote erweitert. Der Yachthafen grenzt räumlich an den Gemeindehafen an, ist allerdings durch eine Spundwandkonstruktion abgetrennt und nur durch eine Zufahrtsöffnung zu erreichen. In Abbildung 1 ist ein Lageplan des Gemeindehafens mit angrenzendem Yachthafen dargestellt.

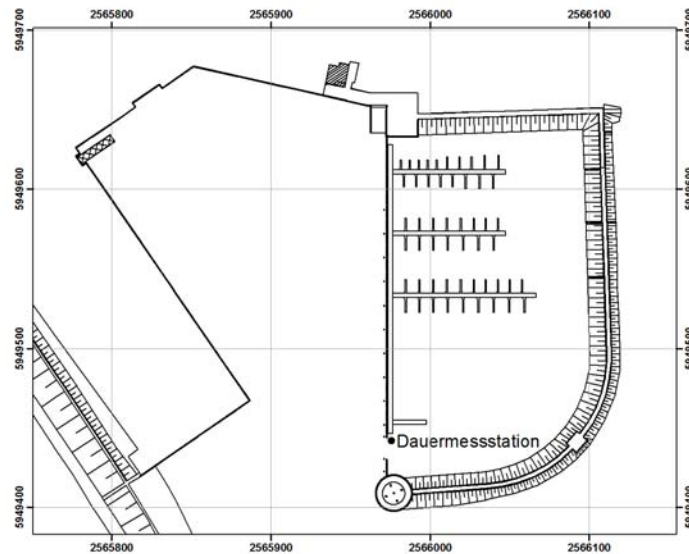


Abbildung 1 Lageplan des Gemeindehafens (links) und des Yachthafens (rechts) mit Position der Dauermessstation

Seit seiner Fertigstellung vor wenigen Jahren ist im Yachthafen ein unerwartet hoher Sedimenteintrag zu verzeichnen, welcher zu Auflandungen führt, die eine durchgehende Nutzung während der Gezeiten stark einschränken. So ist das ohnehin nur kurze Zeitfenster für eine Zu- oder Ausfahrt um Tidehochwasser noch weiter beschränkt, da ansonsten das Fahrwasser keine ausreichende Tiefe aufweist. Die vorhandene Stegkonstruktion liegt bei Tideniedrigwasser auf Sandablagerungen auf, was zu außerplanmäßigen Belastungen der Struktur führt, da sie für einen schwimmenden Betrieb konzipiert ist. Grund für die Auflandungen ist der unerwartet hohe Sedimenteintrag, von welchem vor allem der feinsandige Anteil an der Gesamtfracht kritisch zu bewerten ist. Um Mindestwassertiefen sicher zu stellen, sind in den letzten Jahren in hohem Maße Unterhaltungsbaggerungen durchgeführt worden.

Methoden der Feldmessung

Zur Erfassung der hydro- und sedimentdynamischen Vorgänge im Hafen wurde von August bis Oktober 2010 ein umfangreiches zweistufiges Messprogramm durchgeführt.

Um zunächst die Wasserstände, Strömungsgeschwindigkeiten und Sedimentfrachten an der Einfahrt zum Yachthafen über die Zeit beobachten und bilanzieren zu können, erfolgte der Betrieb einer Dauermesseinrichtung. Hierfür wurde ein Geräteträger an einem Holzdauben an der nördlichen Seite der Yachthafeneinfahrt angebracht. Dieser wurde mit einer Druckmessdose zur Erfassung des Wasserspiegels sowie einer elektromagnetischen Strömungsmesssonde zur Erfassung der Strömungsgeschwindigkeiten in zwei Koordinatenrichtungen ausgestattet. Die Höhe der Messinstrumente wurde so gewählt, dass zu jedem Zeitpunkt eine Überströmung gewährleistet war. Weiterhin wurden zwei optische Trübungssonden auf zwei Höhen angebracht, von denen eine stets unter dem Wasserspiegel und die andere nur teilweise umströmt war. Die erfassten Daten wurden nach analog-digitaler Wandlung auf einem Datenlogger mit einer Frequenz von 1 Hz gespeichert. Für weitere technische Daten des Messsystems wird auf Krämer et al. (2011) verwiesen. Während der Dauermessung wurden Suspensionsproben entnommen, mit Hilfe derer im Labor eine Kalibrierung der Trübungssonden für die in situ vorzufindende Sedimentzusammensetzung durchgeführt wurde.

Im Post-Processing wurde auf Basis der Wasserstände im Becken und der Beckengeometrie das mittlere Einstromvolumen in das Yachthafenbecken über die Zeit berechnet. Mit Hilfe der Sedimentkonzentrationen wurden hieraus Sedimentein- und -austräge in und aus dem Yachthafen berechnet. Auf dieser Grundlage konnten für alle Tidezyklen eines vierzehntägigen Spring-Nipp Zyklus Sedimentbilanzen abgeschätzt werden.

Um die großflächigen Strömungsmuster im Hafen erfassen zu können, erfolgten in der zweiten Stufe des Messprogramms zwei Messkampagnen bei Spring- und Nipptide. Hierbei wurden mit einem am Franzius-Institut entwickelten Schwimmersystem (Hegemann, 2011) Strömungsgeschwindigkeiten und -bahnen im Gemeinde- und Yachthafenbereich aufgemessen. Diese Messungen wurden ergänzt durch bootsgestützte Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) Messungen (Krämer et al. 2011).

Methoden der numerischen Simulation

Für die numerische Modellierung wird das am Center for Coastal Margin Observation & Prediction (CMOP) entwickelte open-source Werkzeug SELFE (semi-implicit Eulerian-Lagrangian finite-element, Zhang und Baptista, 2008) verwendet. Dieses ermöglicht dreidimensionale Strömungsberechnungen auf unstrukturierten Dreiecksgitternetzen unter Anwendung der Finite-Elemente-Methode. Hierzu wird für das zu untersuchende Gebiet ein horizontales Berechnungsgitter erstellt. Bei der Erstellung wird die vorherrschende Bathymetrie berücksichtigt, indem Gebiete mit großen Tiefengradienten feiner vernetzt werden als Gebiete gleichbleibender Tiefe. Die Auflösung des Untersuchungsgebietes in der Vertikalen wird im Modell über die Vorgabe eines hybriden Koordinatensystems von höhenverschieblichen S-Levels und starren Z-Levels berücksichtigt, wie in Abbildung 2 zu sehen. Die Grenze zwischen den beiden Koordinatensystemen kennzeichnet die Tiefenlinie h_s . Die Vorgabe der Z-Level erfolgt über die Angabe der absoluten Tiefe, was eine starre Diskretisierung der Vertikalen in diesem Tiefenbereich zur Folge hat. Verwendet wird diese Art der Vorgabe bevorzugt in tiefen Regionen. Die Angabe der S-Level erfolgt prozentual innerhalb einer Schicht fester Höhe. Durch diesen Ansatz kann sich die vertikale Diskretisierung bei Änderungen der Wassertiefe anpassen und die Höhe der einzelnen Schichten variieren. Dieser Ansatz folgt dem in Song and Haidvogel (1994) vorgeschlagenen Vorgehen zur Diskretisierung des Modellgebietes in der Vertikalen. Der mögliche Kontrollverlust über die Schichtdicken an Boden und Oberfläche ist dabei als gering gegenüber dem Vorteil der Flexibilität anzusehen.

Die dem Berechnungsmodell zugrunde liegende Bathymetrie liegt als Kombination aus einzelnen Echolotpeilungen und Laserbefliegungsdaten vor. Mit Hilfe einer Datenbank Anwendung können die einzelnen Teilgebiete zu einem zusammenhängenden flächigen Datensatz verschnitten werden, welcher als Tiefenverteilung Eingang in die Simulationsrechnung findet. Mit Hilfe dieser Methode konnten in einer anderen Studie bereits über 800 Einzeldatensätze mit über 400 Mio. Datenpunkten verschnitten werden (Zorndt, 2011).

Über die Advektions-Diffusionsgleichung ist ein Sedimenttransportmodell für nicht-kohäsive Sedimente implementiert. Es kann sowohl der Suspensionstransport, als auch der Geschiebetransport berücksichtigt werden.

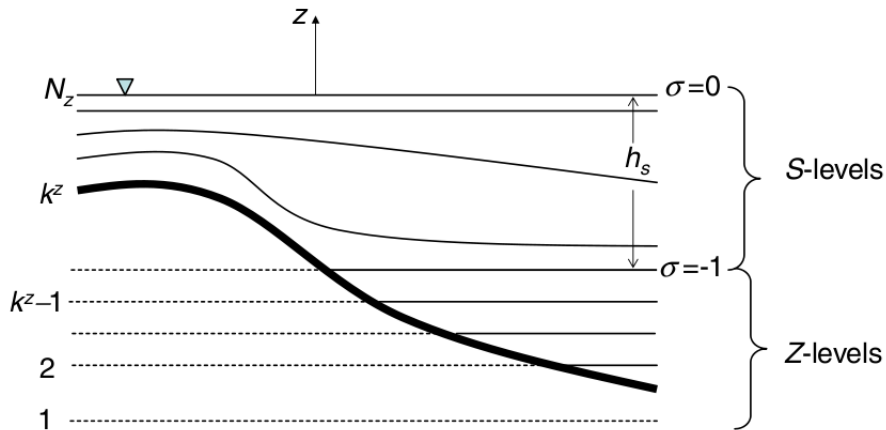


Abbildung 2 Prinzipskizze des hybriden Koordinatensystems in der Vertikalen mit Z- und S-Levels (Zhang, 2008)

Ergebnisse der Feldmessung

In der ersten Untersuchungsphase wurden Ursachen und Mechanismen des Sedi-
menteintrags in den Yachthafen identifiziert. In Abbildung 3 ist der zeitliche Verlauf
der Mess- und Berechnungsgrößen eines synthetischen Tidezyklus der mittleren Ge-
zeit über die Zeit dargestellt, wozu jeweils der Durchschnitt der stündlichen Mittel-
werte aller Tidezyklen dieser Gezeit gebildet wurde. Die Abbildung zeigt von oben
nach unten die gemessenen Wasserstände, Beträge der Strömungsgeschwindigkeiten
und Sedimentkonzentrationen, sowie die hieraus berechneten Einstromvolumina
und Sedimentzuströme in den Yachthafen.

Es ist ersichtlich, dass die höchsten Strömungsgeschwindigkeiten bis etwa drei
Stunden nach Niedrigwasser auftreten. Die mit auflaufendem Wasser auftretenden
Sedimentkonzentrationen sind deutlich höher als zu allen anderen Zeitpunkten im
Tidezyklus. Dagegen sind die bei Ebbstrom gemessenen maximalen Strömungsge-
schwindigkeiten niedriger als bei Flutstrom.

Hierdurch ergeben sich während ablaufendem Wasser geringere Sedimentausträge
im Vergleich zu den hohen Einträgen bei Flutstrom, wodurch insgesamt ein Netto-
sedimenteintrag entsteht, welcher den Grund für die Auflandung im Sportboothafen
darstellt.

Die auf der Grundlage der Messungen durchgeführten Sedimentbilanzierungen
zeigen, dass die Nettosedimenteinträge in den Yachthafen bei Springtide mehr als
doppelt so hoch ausfallen wie bei Nipptide. Die Richtigkeit der Größenordnung der

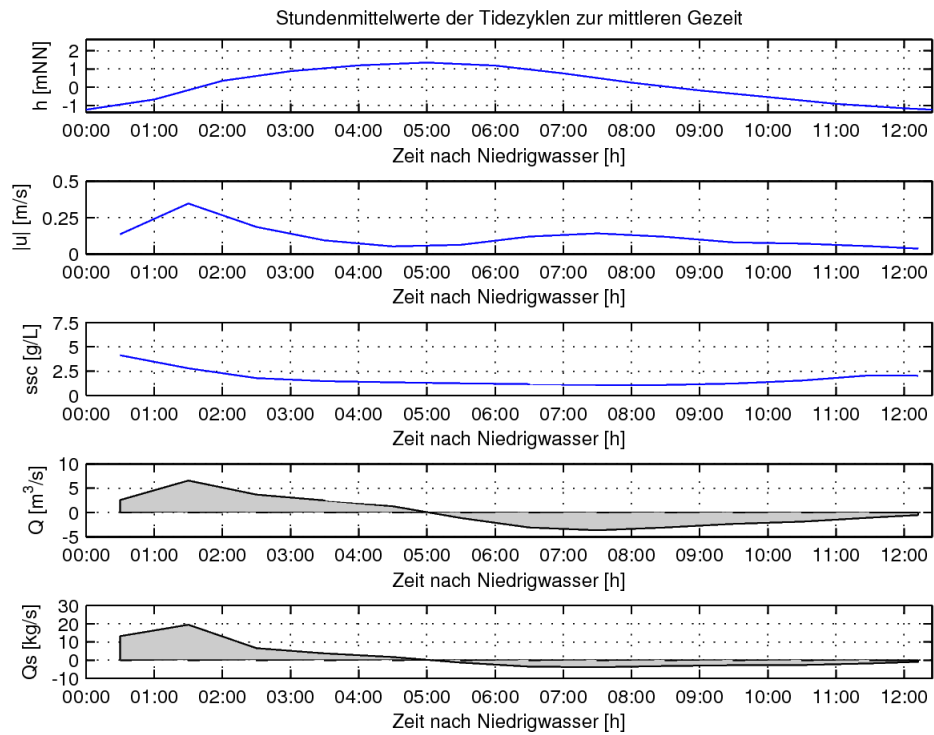


Abbildung 3 Stundenmittelwerte der Mess- und Rechengrößen über einen synthetischen Tidezyklus einer mittleren Gezeit

festgestellten Sedimentfrachten konnte durch Differenzbildungen zwischen zwei von Niedersachsenports im Juli und Oktober des Jahres 2010 durchgeführten Peilungen bestätigt werden.

Konstruktive Maßnahmen

Im ursprünglichen Zustand ist die Zufahrt zum Yachthafen ca. 12 m breit. Der Füllstrom wird an dieser Stelle durch eine Spundwand geleitet und weitet sich danach im Yachthafenbecken auf, was erst eine Erhöhung und anschließend eine deutliche Verringerung der Strömungsgeschwindigkeiten zur Folge hat. Eine konstruktive Variante stellt die Aufweitung der Zufahrtsöffnung bis auf eine Breite von über 50 m dar. Durch diese im Vergleich zum ursprünglichen Zustand deutlich größere Öffnung soll die Geschwindigkeitserhöhung im Einfahrtsbereich vermindert und gleichzeitig die Erreichbarkeit des Yachthafenbeckens für Baggerschiffe verbessert werden.

Eine weitere konstruktive Variante zur Verminderung des Sedimenteintrags in das Yachthafenbecken stellt die Verlegung der Einfahrt in den nördlichen Teil des Gemeindehafens dar. Bei dieser Variante wird die ursprüngliche Zufahrtsöffnung geschlossen und eine Zufahrt an neuer Stelle geschaffen. Da sich das Hafenbecken des Gemeindehafens nach Norden hin aufweitet, siehe Abbildung 1, verringern sich die Fließgeschwindigkeiten in diesem Bereich. Hierdurch werden die zur Mobilisierung sandiger Sedimente benötigten kritischen Fließgeschwindigkeiten in diesem Bereich nicht mehr überschritten, so dass eine Reduzierung des Eintrags sandiger Sedimente in die Yachthafeneinfahrt zu erwarten ist. Somit stellt die Verlegung der Yachthafenzufahrt in den nördlichen Teil des Gemeindehafens eine vielversprechende Alternative dar.

Zusammenfassung und Ausblick

Um Ursachen und Mechanismen des Sedimenteintrags in den Yachthafen zu identifizieren, erfolgte in der ersten Phase der Untersuchung ein zweistufiges Messprogramm. Es zeigte sich, dass durch die Tideasymmetrie, welche eine kurze Flutphase mit hohen Einstromgeschwindigkeiten und eine lange Ebbphase mit niedrigen Ausströmungsgeschwindigkeiten mit sich bringt, bei Flut mehr Sediment mobilisiert und eingetragen wird, als durch den Ebbstrom mobilisiert und ausgetragen werden kann. Dieser Effekt wird verstärkt während Springtide beobachtet. Der mit jedem Tide-

zyklus anwachsende Nettosedimenteintrag führt zu einer allmählichen Auflandung und macht den Sportboothafen zeitweise unpassierbar.

Durch die gewonnenen Messdaten sollen in einer zweiten Phase numerische Simulationen validiert werden. Der Einsatz hydrodynamisch-numerisch-morphologischer Simulationsrechnungen kann verwendet werden, um den Effekt konstruktiver Maßnahmen zu beurteilen. Dabei sind zwei unterschiedliche Lösungen zu untersuchen. Zum einen eine Vergrößerung der Zufahrtsöffnung an ursprünglicher Position, wodurch gleichzeitig die Erreichbarkeit mit Baggerschiffen begünstigt wird. Zum Anderen eine Verlegung der Zufahrt in den nördlichen Teil des Gemeindehafens.

Literaturverzeichnis

- [Hegemann 2011] C. Hegemann *Konzeption, Implementierung und Anwendung eines GPS-gestützten Schwimmersystems*. Tagungsband HTG-Kongress 2011, Herausgeber: Hafentechnische Gesellschaft e.V., Hamburg (submitted)
- [Krämer 2011] K. Krämer, A. Zorndt, A. Wurpts, and T. Schlurmann *Strömungsmessungen zur Bestimmung der Sedimentdynamik im Juister Hafen*. 8. FZK-Kolloquium - Maritimer Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Forschungszentrum Küste Hannover
- [Song and Haidvogel 1994] Y. Song and D. Haidvogel *A Semi-implicit Ocean Circulation Model Using a Generalized Topography-Following Coordinate System*. Journal of Computational Physics, 1994 (115-1), pp 228-244
- [Zhang and Baptista 2008] Y. Zhang and A. M. Baptista *SELFE: A semi-implicit Eulerian-Lagrangian finite-element model for cross-scale ocean circulation*. Ocean Modelling, 2008 (21), pp 71-96
- [Zorndt 2011] A. Zorndt, A. Wurpts, and T. Schlurmann *Aufbau und Kalibrierung eines 3D-hydrodynamisch-numerischen Ästuarmodells zur Abbildung der Salzintrusion in tidebeeinflussten Gewässern unter Berücksichtigung von Klimaszenarien*. 8. FZK-Kolloquium - Maritimer Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Forschungszentrum Küste Hannover

Evaluation of Doppler-HF Radar Based Current Measurements off the South-West Coast of Australia

Dennis Oberrecht¹

Abstract

The core of the Australian Coastal Ocean Radar Network(ACORN) consists of three HF radar pairs and one triplet, which are being deployed at various points around Australian Coastline. In this paper will be discussed one of these HF radar data in comparison with an eulerian(ADCP) and lagrangian(Drifter) measurement instrument. The radar which is used is placed in Fremantle/Guilderton and is the newest of the radars. This measurements would be undertook to validate and calibrate the HF radar. Wind data as well would be used from the wind station on Rottnest Island at the South-West Coast off Australia close to Perth. Both comparisons showed the ADCP as well as the drifter no complete agreement. It depends on local flow pattern and changing wind conditions within an hour.

Introduction

The use of High-Frequency radar for measuring currents on continental slopes and inner shelf has been under development for over 30 years. High-Frequency radar current measurement is a well-accepted technology and there are many systems of different types as phased array systems or amplitude direction finding systems, in operation around the world. The core of the Australian Coastal Ocean Radar Network(ACORN) consists of three HF radar pairs and one triplet, which are being de-

¹ M.Sc., Coastal Research Station, NLWKN-Bst. Norderney, dennis.oberrecht@nlwkn-ny.niedersachsen.de

ployed at various points around Australian Coastline. In this paper, the general procedure and the applicability of the HF radar system in Fremantle/Guilderton is discussed. The validation of the system is necessary for to increase confidence in the measurements of surface currents. The measurements are compared with a Lagrangian and Eulerian methods to detect a correlation or any differences with regard to the complexity of the hydrodynamic processes and site special effects. On the West Coast of Australia there are three major surface currents, the West Australian Current, the Leeuwin Current and in summer when sea breezes arise, the Capes Current. But the observations by the HF radar, considered in this paper were limited to the winter months. During this season the Leeuwin Current is intensified due to weak southerly winds and its formed meanders and eddies dissolve. Finally, these flow patterns are discussed based on measurements of currents derived from HF radar.

Background

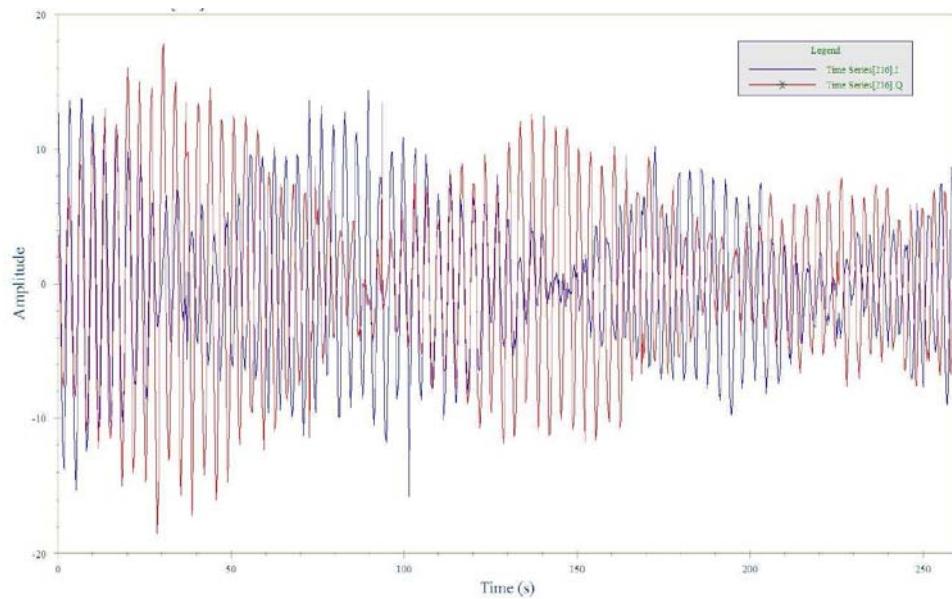


Figure 1 WERA beam formed time series for a sample cell(IMOS - Integrated Marine Observing System)

Coastal ocean surface radar is a land-based technique which uses scattering from the rough sea surface (6 MHz to 30 MHz(50 m to 10 m wavelength)) to obtain echoes which are Doppler shifted by the dynamics of the sea. It has been shown [Pattiaratchi & Buchan 1991] that the scatter is predominantly a Bragg interaction between the

radio wave and the sea surface gravity wave that is propagating in the same direction and with half the wavelength (Bragg scattering) of the radio wave. This Bragg interaction gives two strong first-order lines in the echo spectrum. The measurement of the directional spectrum is only possible, if ocean waves are not simple sinusoidal forms satisfying the linear dispersion relationship. The second-order lines are owing the nonlinearity of the waves. If the waves were linear, there would only be two first-order peaks in the Doppler spectrum. The generating mechanism for surface currents is mainly wind stress which induces a shear stress on the water surface. The currents are detected by the Earth rotation and this detection is known as the Coriolis force. It creates different flow patterns which occur in the northern and southern hemisphere by detection. In the southern hemisphere the currents rotate counterclockwise. Off-shore or shore-parallel winds effectuate a surface circulation towards the open ocean. The seaward-driven water is replaced by the rising deep water at the edge of the shelf. A radar system consists a transmitter and a receiver station. The transmitter station is a 4-element antenna array and the receiver system a section of 12-element antenna system. The signal received by each element is synchronized with the transmit signal. Using the principles of beam forming, in post-processing the received signals can be shifted in phase and combined to form a beam pattern that points in any given direction across the ocean. When WERA receive antenna beam width is combined with the range gating provided by its transmit frequency chirps, a given region of the ocean surface can be investigated. The WERA system is able to store data for ranges well beyond the detection limit of the receiver hardware. The limit of the maximum range is about 180 km, beyond which signal detection is not reliable. For each cell on the grid a time series of return echoes is produced. These time series have already had the transmit frequency removed by the WERA system and thus represent variations due to the sea state. Beam formed time series consist of two components I and Q, represents the in-phase and quadrature signals depending on weather. The time series of each range corresponds to I and Q time series of each antenna. Every ten minutes a time series of I and Q samples is be produced for each range and receive antenna by a sampling frequency of 1024 samples per second. The result is a power spectrum based on the time series. In this power spectrum low frequency peaks values are located at the left side and pointing away from the station. The high frequency peaks values are located at the right side of the power spectrum, pointing toward the station. The spectrum is calculated by estimation of the radial surface. The accuracy by estimation of the radial surface components depends on the position and the Bragg frequency.

The Bragg peak depends on the resolution of the power spectrum, which depends on the length of the time series and the sampling frequency.

Methods

The two WERA stations have the same setup with a working frequency of 8.5125 MHz and a bandwidth of 33 kHz. Through this standard system a maximum spatial coverage of 180 km with an area of 180x180 km² where a grid cell side length of 4 km between each grid cell can be attained. The sampling time of the WERA system is ten minutes for surface currents and one hour for wave height maps. Also the size of measurable area is smaller for wave height measurements than for surface currents. The typical extensions is 100 km for wave heights and 180 km for surface currents.

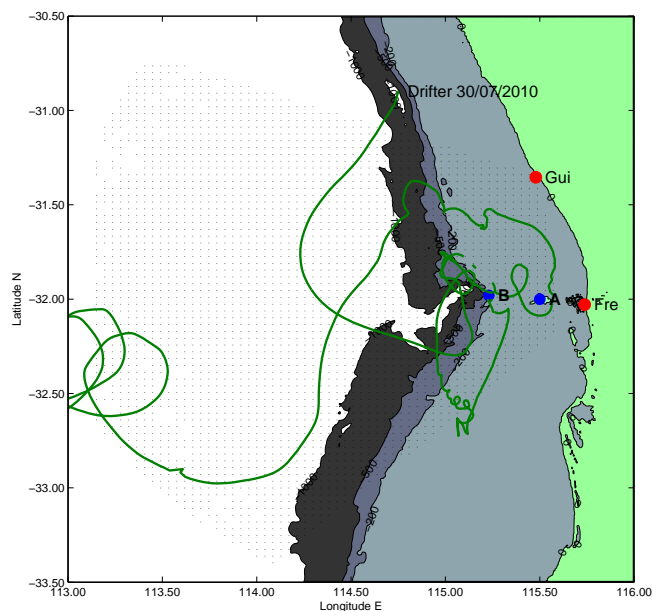


Figure 2 Map of observation area showing grid of the HF radar(dots), the path of the drifter(green line). The HF radar stations are installed in Fremantle(large red dot FRE) and northerly in Guilderton(large red dot GUI). Also shown is the wind station on Rottnest Island(A). The moored ADCP is located at point B in the map at head of the Perth Canyon

The spatial resolutions are of crucial importance for the quality of HF radars. The daily current topographical conditions are adjusting for a large scattering of the radio signals. For scientific purpose, the data frequently are averaged in time, because of a large spatial resolution. An averaging is necessary to get the largest possible spatial

resolution. The principle is not due to an internal error of the system or in the noise signal. As mentioned, it depends on the respective weather conditions and the year and time of day. The result of the averaging process is that the error increases. However, this is a general issue for using surface currents data in time and space. The final data set comprises 8784 samples for time from April to March 2010 and 4464 samples for time in August 2010 and has a temporal resolution of 10 minutes. Due to land coverage and distance between the antennas, the spatial coverage varies from 251 up to 1920 of 2540 available grid cells. The coverage shows high variation during a day. This variation is caused by a changing sea state and also due to Radio Frequency Interferences(RFI) at the radar frequency. In this work data within the shallow water area were used. At this area the coverage spatial resolution is higher and the coverage resolution is an average of 1120 grid cells.

For the measurement of surface currents, there are two radar systems available, whose lattices overlap. To combine both radial components of the radar stations, the resulting vector can be calculated by solving the following equation 1:

$$A = \begin{pmatrix} \frac{\cos \theta_1}{\sigma_{r1}} & \frac{\sin \theta_1}{\sigma_{r1}} \\ \frac{\cos \theta_2}{\sigma_{r2}} & \frac{\sin \theta_2}{\sigma_{r2}} \end{pmatrix} b = \begin{pmatrix} \frac{u_{r1}}{\sigma_{r1}} \\ \frac{u_{r2}}{\sigma_{r2}} \end{pmatrix} \quad (1)$$

For more than two radials components, the matrix is overdetermined. This algorithm can also be used to combine two radial components only. The solution u is found by solving the equation 2:

$$(A^T A)u = A^T b \quad (2)$$

This algorithm is published by Gurgel (Gurgel 1994)[?] and is based on a least square fitt method. The limitations of the WERA system are described and presented by Lui et al.(2007) [Liu et al. 2007] and Shay et al (2007) [Shay et al. 2007]. For a period of two months, data at the Atlantic coast have been collected. The correlation between ADCP data and WERA data for surface currents was 0.9 and for significant wave height it was 0.88. Skarke and Lipphardt (2008) [?] also got the same results where the deviation of speed in east direction was 6.1 cm/s and in north direction 10.3 cm/s. For the absolute velocity the deviation were slightly higher. The variance for these was found to be 11.8 cm/s. Chapman and Graber (1997) [Chapman & Graber 1997] defined the error on an average between 10 to 15 cm/s. The reason for this variance in speed and wave height is instrumental error, because the surface currents vary in space, time and depth. These limitations will be discussed in this work as well for a

moored ADCP as well as a drifter. In a period of January up to November, the Ocean Institute undertook different measurements on the inner shelf area in the East Indian Ocean near Perth. A drifter, which was deployed in a place north of the Perth Canyon and focused on the course of the eddy above was used. These measurements are used here to evaluate the quality of the HF radar derived surface currents. Figure 3.3 indicates the working area of the HF radar and the path of the drifter. Also indicated as point A is the Wind Station on Rottnest Island(A). At the head of the Perth Canyon an ADCP is moored at a depth of 195 meters. It is marked in the following figure 2 as point B.

Results

The focus in this work is on the measurements with the HF radar and the observation of the period in August in the year 2010. At this time, the Leeuwin Current experiences meanders and eddies are detached. The periods of use of the instruments are in different times. The ADCP was used in a period from January to May 2010. The measurements with the HF radar started during March 2010 and the first complete time series were available since April 2010. Therefore, the comparison by the ADCP and the HF radar can be done within period from April to May 2010 and this measurements are just given for a applicability of the radar. The drifter was used from July to November 2010.

Drifter

As noted, the drifter was used in August 2010. Figure 3 shows the result of comparing by the HF radar. The first chart shows the mean wind direction in m/s in an hourly interval of the weather station on Rottnest Island. The second and third chart the cross-shelf and along-shelf currents of both corresponding time series by the drifter and the HF radar. The fourth chart shows the empirical correlation coefficient(bars) in an 6 hourly interval. In the fourth chart also the phase angle is shown. This angle characterizes the difference between the ocean currents measured by the drifter and the wind direction measured by the weather station on Rottnest Island. This comparison can be carried out because the wind direction is assumed to be identical for the entire area of the HF radar. Mainly the prevailing wind direction is northerly with an average wind speed of 5 m/s. Merely 5 days exhibit constant southerly winds with an average speed of 7 m/s. The wind direction is characterized by offshore winds in the

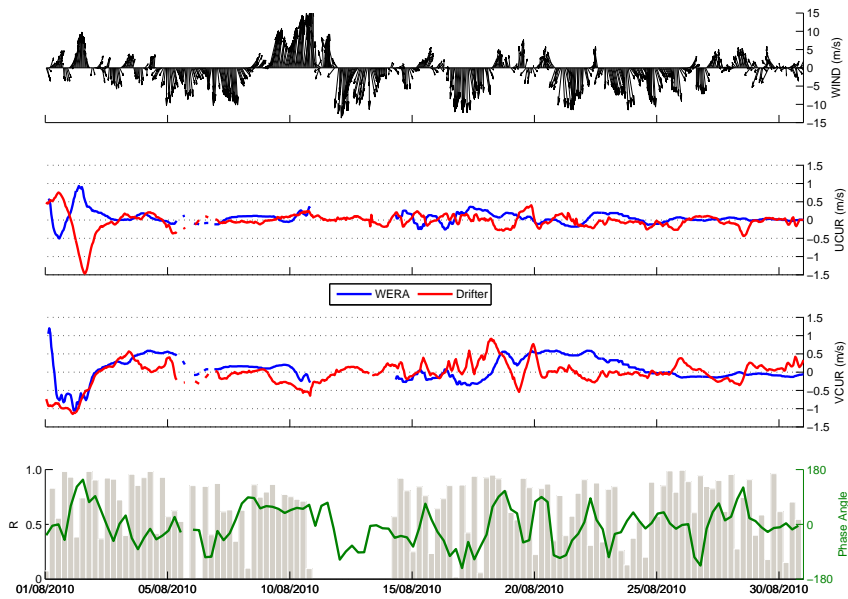


Figure 3 Time series analysis from 01/08/2010 through 31/08/2010: a) wind vectors observed by the weather station on Rottneest Island(m/s) b) corresponding time series in West-East(cross-shelf) direction. Blue line characterizes the HF radar measurement and the dashed red line characterizes the drifter. c) corresponding time series in North-South(along-shelf) direction. Blue line characterizes the HF radar measurement and the dashed red line characterizes the drifter. d) 6 hourly average empirical correlation coefficient (bars) by the drifter and HF radar. The green line shows the phase angle between drifter and Wind direction also in an 6 hourly average interval.

morning hours at this period. In average the mean empirical correlation coefficient amounts to 0.66 with a standard deviation of 0.40 m/s. This apparent deviations in the observed meridional and zonal currents, which results from the coverage resolution in time and space of the HF radar. This is mainly through local wind fields, which are not covered by the HF radar. In the course of the drifter, small changes in direction characterized by loops with a diameter of one up to two kilometers can be seen. The reason for the loops can be found in the interaction between wind and waves. Wind has a large effect of local wave heights and propagation direction. This is caused by small local low pressure areas, which provides eductionation of the wind direction in small areas. The waves adjust in their height and direction. In these cases, the drifter temporary follows the propagation velocity of the wave and do not follow the surface currents. The surveillance by the HF radar does not succeed in this case, because the spatial resolution with a four kilometer edge length for each cell on the radar grid is not sufficient. Also the time resolution has to be shorter for observation of these phenomena. The drifter shows the presence of these small scale wind fields, it shows recurring eddies in the course of the drifter. The lowest chart in Figure 3 shows the phase angle between wind direction and the direction by the drifter, which characterizes the direction of the ocean currents. The aim was to observe the influence of the wind with measured surface currents by the HF radar. This influence is evident in the first order frequencies in the Doppler-Spectrum. The first order frequencies are very sensitive, because they are representing the propagation velocity and significant wave height, also the significant wave period. The latter parameters are calculated as an average over a period of ten minutes. In the shallow water the decisive parameter in relation of the wave properties are the bathymetry, the wind conditions and the dispersion. Especially the influence by the wind shows a variation of the surface currents and these are included in the data. This effect is shown in the lowest chart, but at first, there is no apparent regularity, which means if the correlation is low, there is a considerable influence by the wind. This can not be found in the measurements. Reasons for this are firstly in the accelerations of the drifter. For small and swiftly changes, the acceleration of the drifter is affected by its inertia. Which means, it accrues a time offset in the direction of the drifter. The drifter is reacting with a delay. Secondly, the interpolation of the radar grid to the drifter are subject to deviations. In shallow water, the measurements by the radar shows wide variance due to the temporal resolution of the radar, because they are averaged over 10 minutes. A much better spatial resolution is found during the morning hours which results from the wind direction at this time. It can be observed that the main wind direction in the morning is

offshore. It results from the land breeze. The air above the land cools faster than the air above the ocean during the night. A local high pressure area forms above the land and a low pressure area above the ocean. This temperature gradient provides off-shore winds. These conditions are an advantage for the HF radar, because the waves are breaking later which arises an increase in steepness of the waves and this provides a larger measuring surface for the radar. Considering just this period, the correlation coefficient is 0.89. The overall value of comparison for alongshore motion is 0.23 and for cross-shore motion 0.27.

Moored ADCP

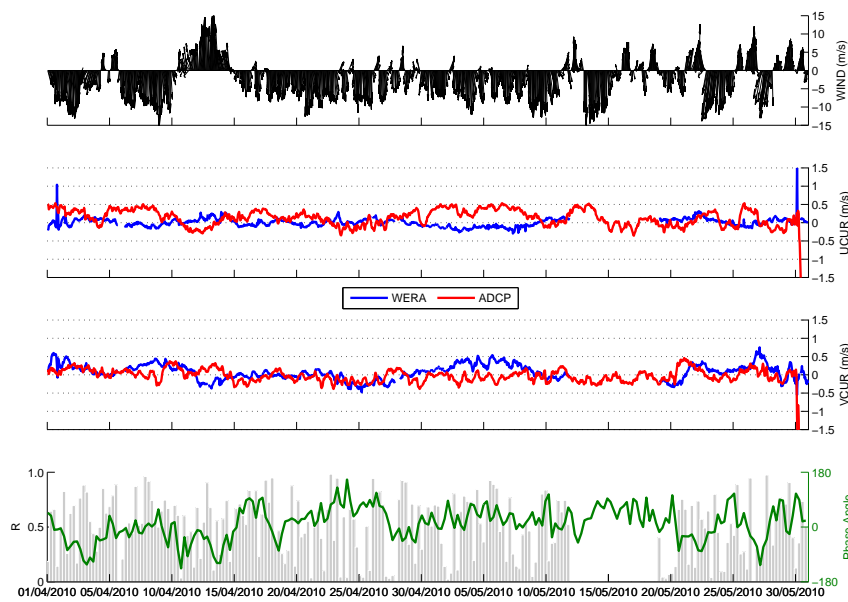


Figure 4 Time series analysis from 01/04/2010 to 31/05/2010: a) wind vectors observed by the weather station on Rottnest Island(m/s) b) corresponding time series in West-East(cross-shelf) direction. Blue line characterizes the HF radar measurement and the dashed red line characterizes the ADCP. c) corresponding time series in North-South(along-shelf) direction. Blue line characterizes the HF radar measurement and the dashed red line characterizes the ADCP. d) 6 hourly average empirical correlation coefficient (bars) by the ADCP and HF radar. The green line shows the phase angle between ADCP and Wind direction also in an 6 hourly average interval.

The ADCP can not measure the complete column of water. There are limitations at the head of the ADCP and at the water surface. At the surface, the limitation is 16 meters. As noted, this results from the reflection by the water surface and at this area it gets adulterated velocities. Due to the average current in each cell array, the diffe-

rence between both measurements is 19.5 meter in the water column. Figure 4 shows the result of contrasting by the HF radar. At the corresponding time series with the meridional and zonal current a difference between both measurement instruments in both direction can be seen. The subsurface currents measured by the ADCP are determined in velocity and direction from the Leeuwin Current. Also the surface currents, measured by the HF radar, are influenced by wind, but the wind velocity adds to these currents. It can be seen from above time series that the wind has a dominant influence on the current direction. Due to the influence of the wind, it may even turn to opposing directions. This is also present in the correlation coefficient. Typical correlation in 6 hourly interval slopes for the u component the correlation coefficient is 0.25-0.75. For the v component the correlation is 0.35-0.75. These results suggest that cross-shelf motions as well as along-shelf motions in the surface currents are dominated by the influence of the wind. The constant shifts of positive to negative velocity in both components appear by eddies in the water column and also at the surface. In this case the comparison between ADCP and HF radar is not meaningful for a general prediction of the availability. Much more it shows the influence of the wind on the surface. At consideration of the cross-shelf motion, the positive velocities indicates onshore direction due to existing of the geostrophic balance. At the continental shelf, the Leeuwin Current is associated with mesoscale eddies and meanders. These eddies are formed at the shelf break in spring and autumn and due to the friction with the Capes Current in the summer.

Conclusions

Applicability of High-Frequency radar measurements on the continental slope of South-West Australia has been investigated in this thesis. A direct comparison with a Lagrangian(Drifter) and Eulerian(ADCP) measurement instrument has been carried out. Drifter comparison showed no unambiguous analogy. This was further investigated and it emerged that is both technical and natural components are responsible. Compared to the radar system, the drifter has a inertia due to its weight which must be accelerated to reach the local current velocity. Furthermore the spatial resolution of the radar proved to be low because within our the drifter has not moved further than the cell range of the radar. This is critical because the flow velocity changes only slowly but the drifter already experiences a change in heading due to small changes in wind direction. Small-scale changes in the flow are not covered by radar, because they affect only wave motion but not the currents. Due to its low draft, the drifter

rather follows the wave propagation velocity than the ocean currents. The prevailing local wind conditions have an impact on the flow velocity measured by the radar, due to sensitive reaction of the first order peak in the Doppler-Spectrum to fluctuations in the wind. The comparison with ADCP data also indicates no unambiguous analogy. Compared to the drifter, the ADCP has a serious disadvantage to measure the surface currents due to the limited measurement of current profiles in the water column. This limitation is attributed to the Doppler-Shift method and thus develops reflections at the upper end of the water column which lead to incorrect velocities. Thus, there is a large difference between both heights, and which can produce large deviations. The measurements have shown a very good agreement if northerly winds and are aligned with the currents. This combination has an indirect effect on the stabilization of the turbulent surface layer and thus results in a stable stratification. Furthermore, weaken alongshore current velocities has provided an downwelling on the inner shelf and into the ocean, which has been shown in the temperatures measurements of the upper cell of the ADCP's at a depth of 19.5 meters.

Based on the data used here, the HF radar was found to be the only feasible instrument due to the complexity of the oceanic processes. The HF radar closes the gap in the air-sea system. With ADCP's and other conventional methods, it is usually possible to measured only within one of these two phases. The HF radar offers the advantage that it already contains wind-induced currents, which in combination with depth profiles from Ocean Glider or ADCP measurements it produces results over the entire water column at the South-West Australian continental slope and the Perth Canyon.

Bibliography

- [Pattiaratchi & Buchan 1991] Pattiaratchi C.B., Buchan S.: Implications of long-term climate change for the leeuwin current. *Journal of Royal Society of Western Australia*, 74:133–140, 1991
- [Chapman & Graber 1997] Chapman R.D., Graber H.C.: *Validation of hf radar measurements*. *Oceanography*, 10:76–79, 1997
- [BMW 2010] Gurgel K.-W.: *Shipborne measurements of surface current fields by hf radar*. *L'Onde Electrique*, 74:54–59, 1994
- [Liu et al. 2007] Liu Y., Weisberg R.H., Shay L.K.: Current patterns on the west florida shelf from joint self-organizing map analyses of hf radar and adcp data. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, 24:702–712, 2007
- [Shay et al. 2007] Shay L.K., Cook Martinez-Pedraja J., B.K. T.M., Haus, and R.H. Weisberg: High-frequency radar mapping of surface currents using wera. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, 24:484–503, 2007
- [Sharke & Lipphardt 2008] Sharke A., Lipphardt Jr. B. L.: *Comparison of hf radar and adcp surface currents at the delaware bay mouth*. Proceedings of the IEE/EOES/CTC Ninth Working Conference on Current field measurement Technology, 2008.

Methodische Entwicklung einer Rechenreinigungstechnik für Wasserkraftwerke mit horizontaler Einlaufebene

Sebastian Bader¹

Abstract/Kurzfassung

Um neue technische Produkte vor der Konkurrenz auf den Markt bringen zu können, werden Methoden für eine effiziente und zielgerichtete Entwicklungsarbeit immer wichtiger. Eine mögliche Herangehensweise dabei bietet das „Methodische Konstruieren“, das eine systematisch-strukturierte Vorgehensweise bei der Entwicklung und Konstruktion technischer Produkte darstellt. Anhand der Entwicklung einer Rechenreinigungsanlage für ein neuartiges Kraftwerkkonzept, soll dieses Vorgehen erläutert werden.

Einleitung

An der Versuchsanstalt Obernach (TU München) wurde ein Konzept entwickelt, um in Flüssen an bereits vorhandenen Querbauwerken (Wehre) Kleinwasserkraftwerke zu installieren. Im Unterschied zu einer konventionellen Lösung (= Buchtenkraftwerk) sieht das Konzept einen vor dem Wehrkörper gelegenen Schacht vor, in dem eine sogenannte DIVE-Turbine (Kaplanturbine mit direkt angeflanschem, getauchtem Generator; Fa. Fella, Amorbach) untergebracht ist. Der Schacht bildet nach oben eine horizontale Einlaufebene für das Wasser, das durch einen ebenfalls horizontal angeordneten Rechen der Turbine zugeführt wird, die so vor Geschiebe geschützt

¹ Dipl.-Ing., Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, s.bader@bv.tum.de

wird, siehe Abbildung 1. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde hierfür ein Rechen und speziell eine Rechenreinigungsanlage in vollständiger Unterwasserbauweise entwickelt und konstruiert. Bei der Bearbeitung dieses Themas orientierte sich die gesamte Vorgehensweise an den Regeln des „*Methodischen Konstruierens*“, so dass die Arbeit eine nachvollziehbare und klar strukturierte Entwicklungsdokumentation darstellt. Zudem soll hierdurch Entwicklern und anwendungsorientierten Forschern ein Instrument aufgezeigt werden mit dem sich Entwicklungs- und Konstruktionsaufgaben deutlich effizienter und zielführender bearbeiten lassen.

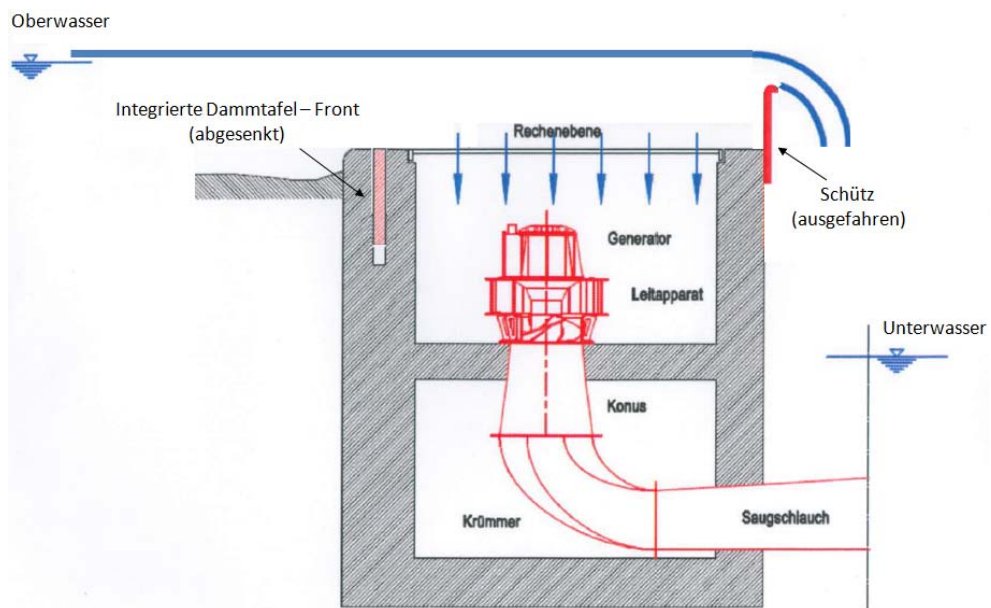


Abbildung 1 Schema Schachtkraftwerk

Motivation - Rechen und Rechenreinigung

Wasserkraftwerke beziehen ihren Treibstoff „Wasser“ nahezu ausschließlich aus natürlichen Gewässern. Diese transportieren je nach Standort unterschiedlich viel Geschiebe (Steine, etc.). Um zu verhindern, dass diese Stoffe die Maschinen beschädigen bzw. es zur Verklauung der Anlage kommt - und zusätzlich den Menschen bzw. Wasserlebewesen, wie Fische etc. vor Verletzungen durch die Maschinenteile zu schützen - werden an den Kraftwerkseinläufen Rechen installiert.

Methoden

„Angesichts der großen Bedeutung einer rechtzeitigen Entwicklung marktfähiger Produkte ist ein Vorgehen zur Entwicklung guter Lösungen nötig, das planbar, flexibel, optimierbar und nachprüfbar ist. Ein solches Vorgehen ist nur realisierbar, wenn Konstrukteure über das notwendige Fachwissen hinaus methodisch-systematisch arbeiten können und eine solche Arbeitsmethodik verlangt bzw. durch organisatorische Maßnahmen unterstützt wird.“ [Pahl & Beitz 2003]

Das Ziel des methodischen Vorgehens in der Entwicklung und Konstruktion eines (technischen) Produktes ist es, den Ablauf effizienter zu gestalten, in dem man sich bestimmter Methoden für eine strukturierte Entwicklung bedient.

Dieses oft als „kreativitätshemmend“ (*Kreativität* = schöpferische Tätigkeit [Der Duden 2010]) o.ä. kritisiertes Vorgehen hat genau das Gegenteil im Sinn: Durch ein methodisches und systematisches Vorgehen bei der Entwicklung neuer Produkte soll die Intuition (Intuition = Einfall, Eingebung [Der Duden 2010]) des erfahrenen Konstrukteurs unterstützt und seine Kreativität gefördert werden. Die Methodik will dabei helfen, dass Problemlösungen nicht mehr oder weniger zufällig durch den Konstrukteur gefunden werden, sondern durch ein strategisches Vorgehen gezielt gesucht werden.

Da alle Lösungen in einem transparenten und auch für Außenstehende nachvollziehbaren Prozess gefunden werden, ist damit auch eine objektivere Beurteilung der Ergebnisse der Konstruktionsarbeit und der gefundenen Lösungsvarianten möglich.

Die einzelnen Phasen des methodischen Konstruierens stellen sich wie folgt dar:

- Phase „Analysieren“
- Phase „Konzipieren“
- Phase „Entwerfen“
- Phase „Ausarbeiten“

Ergebnisse

Ergebnisse der einzelnen Phasen des Methodischen Konstruierens

Im Folgenden werden die Ergebnisse der einzelnen Phasen des Methodischen Konstruierens dargestellt.

Phase „Analysieren“

Die Hauptaufgaben der Phase **Analysieren** sind das Erstellen einer Anforderungsliste und die Aufstellung einer Funktionsstruktur. Dafür werden zunächst die Randbedingungen an das zu entwickelnde Produkt geklärt und möglichst viele Informationen diesbezüglich gesammelt. Die fertige Anforderungsliste soll hier nicht dargestellt werden. Die sich aus der Anforderungsliste ableitende Funktionsstruktur des zu entwickelnden Produktes wird in Abbildung 2 (Gesamtfunktion des Rechen / Rechenreinigung = KRAFTWERKS BETRIEB SICHERSTELLEN) und Abbildung 3 (Aufgliederung in einzelne Teilfunktionen) dargestellt.

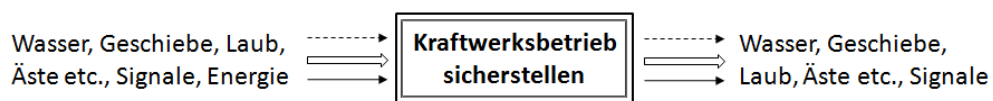


Abbildung 2 Gesamtfunktion Rechen & Rechenreinigungsanlage

Die Gesamtaufgabe wird nun in mehrere Teilfunktionen gegliedert. Alle Teilfunktionen tragen zum Erreichen der geforderten Gesamtfunktion bei. Dabei wird zwischen Haupt- und Nebenfunktionen unterschieden. Hauptfunktionen dienen unmittelbar der Realisierung der Gesamtfunktion, Nebenfunktionen unterstützen die Hauptfunktionen dabei. Nach Aufstellen der einzelnen Teilfunktionen werden diese miteinander verknüpft. Dafür stehen *Stoff-, Signal- und Energieflüsse* zur Verfügung.

Im vorliegenden Fall gelangt Geschiebe und Wasser an den Schacht des Kraftwerks. Gleichzeitig wirkt Energie in Form von mechanischer Belastung durch das bewegte Geschiebe bzw. durch dessen Gewicht.

Eine wichtige Aufgabe ist es nun, den Schacht vor Verlandung und die Turbine vor Schäden durch z.B. Steinschlag etc. zu schützen. Des Weiteren soll gleichzeitig der Durchfluss von Wasser zur Turbine sichergestellt werden. All diese Aufgaben übernimmt der Rechen.

Die dritte Aufgabe - den nötigen Wasserdurchfluss zu gewährleisten - wird erschwert durch den erhöhten Geschiebeeintrag auf die Rechenfläche. Deshalb muss eine Möglichkeit gefunden werden, den Rechen von Geschiebe zu befreien und wieder gute Fließbedingungen für das Wasser zu schaffen.

Zwischen den einzelnen Teilfunktionen verlaufen verschiedene Stoffflüsse, die die jeweiligen Interaktionen (Umsätze) zwischen den Teilfunktionen symbolisieren.

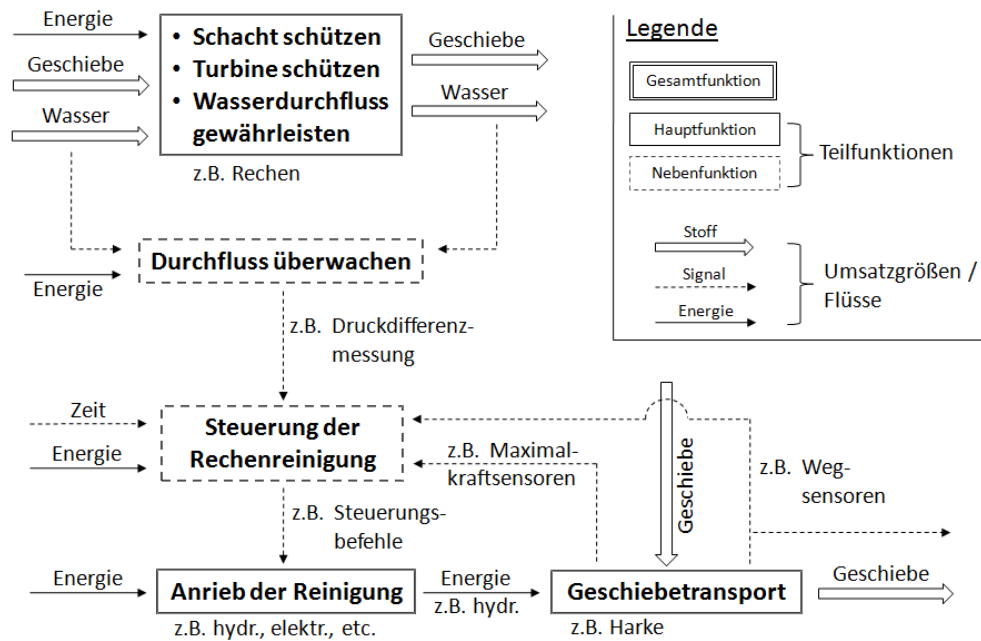


Abbildung 3 Untergliederung in Teilfunktionen

Phase „Konzipieren“

In der **Konzeptphase** werden die Anforderungen und Informationen aus der Anforderungsliste und der Funktionsstruktur aufgenommen und nach möglichen Lösungsvarianten für die einzelnen Teilprobleme gesucht - stets mit dem Anspruch Lösungen zu finden, die mit dem Gesamtkonzept und dem Erfüllen der Gesamtfunktion vereinbar sind. Dabei ist eine kreative und freie Denkweise besonders erwünscht.

Abbildung 4 zeigt eine mögliche Methode der Lösungsfindung: den „Morphologischen Kasten“ für die Teilfunktionen (links in der Tabelle) der Gesamtfunktion KRAFTWERKS BETRIEB SICHERSTELLEN. Im rechten Teil werden die Lösungsprinzipien (= „Wirkprinzipien“) für die einzelnen Teilfunktionen gesucht. Die gefundenen Prinzipien lassen sich in einem zweiten Schritt miteinander verknüpfen (farbige Verbindungslinien) - unter Prüfung, ob sie untereinander verträglich bzw. miteinander kombinierbar sind. Dadurch entstehen „Wirkstrukturen“, die die Basis für den späteren Entwurf von Lösungsvarianten bilden.

Um nun diejenigen Varianten zu finden, die ein hohes Potential für die Erfüllung der Anforderungsliste aufweisen, wird eine Auswahlliste aufgestellt. Diese enthält lediglich grobe Beurteilungskriterien, die so allgemein formuliert sind, dass sie für beinahe jedes technische Produkt angewandt werden können.

Teilfunktion	Lösungs- / Wirkprinzipien			
Schacht (vor Verlandung) schützen	Schacht schließen	verschleißb. Rechen	Rechen	Schachtspülung
Turbine schützen	Schacht schließen	verschleißb. Rechen	Rechen Lv5	Netz um Turbine (≙ Sieb)
Wasserdurchfluss gewährleisten	Rechen (mit Anlage zum Entfernen von Geschiebe) Lv14	offener Schacht	Rechen (verhindern, dass sich Geschiebe darauf ablagert) Lv3	
Antrieb der Reinigung	Zahnstangenantrieb	Hebelarm-Gleitlager-Antrieb Lv2	Scherenantrieb	Hydraulikzylinder-Kinematik
Geschiebetransport	Harke (mit Zähnen)	Leiste	Kettenteppich	Drahtspulen

Abbildung 4 Morphologischer Kasten

In einem folgenden Schritt kann die Anzahl der ausgewählten Varianten weiter verringert werden. Hier wird dafür das Bewertungsvorgehen nach „VDI - Richtlinie 2225“ gewählt, da es nach PAHL und BEITZ „sich besser bei Vorliegen relativ weniger und annähernd gleichgewichtiger Bewertungskriterien“ eignet als die ebenfalls mögliche „Nutzwertanalyse“.

Die Beurteilungskriterien sollten dabei ebenfalls bewusst einfach und knapp formuliert sein.

Die damit erkannten „Favoriten“ können nun genauer betrachtet und weiter entwickelt werden. Abschließend wird nochmals eine genauere Bewertung mit detaillierteren Beurteilungskriterien durchgeführt und damit eine Entscheidung für ein zu realisierendes Konzept getroffen.

Phase „Entwerfen“

In der nun folgenden **Entwurfsphase** wird das gewählte Konzept konkret entwickelt. Neben allgemeinen Gestaltungsrichtlinien ergeben sich zusätzlich anwendungsspezifische Anforderungen an das Konzept.

- Fischtenschutz → keine scharfen Kanten etc.
- Gewässerschutz → z.B. Wasserhydraulik statt Ölhydraulik

Die in Kapitel „Ergebnisse der Entwicklung der Rechenreinigungstechnik“ vorliegenden Abbildungen und Erläuterungen zeigen das ausgewählte Konzept und den abschließenden Stand der Entwicklung des Entwurfs.

Phase „Ausarbeiten“

In der Phase **Ausarbeiten** wird die Konstruktion vervollständigt, Zeichnungen und Fertigungsunterlagen ausgearbeitet, sowie die Produktdokumentation erstellt. Die Freigabe zur Produktion des entwickelten Produktes stellt den Abschluss dieser Phase dar.

Ergebnisse der Entwicklung der Rechenreinigungstechnik

Der Rechen besteht aus parallel zur Flussrichtung angeordneten horizontalen Rechenstäben. Diese sind aus einem am Kopf trapezförmigen Profil aufgebaut, so dass die Neigung zum Festklemmen von kleinen Steinen sinkt. Im Schacht befinden sich an der linken und rechten Schachtwand je eine Schiene und eine Zahnstange, die ebenfalls parallel zu Flussrichtung verlaufen. Auf den beiden Schienen ruht ein „Wagen“ an dem oben Laschen befestigt sind, die durch den Rechen durchgreifen. Dort sind sie mit einer Harke verbunden. Der Antrieb zum Verfahren des Wagens erfolgt über einen Zahnrad-Zahnstangen-Antrieb. Während der Reinigung verfährt der Wagen Richtung Schütz und nimmt dabei über die Laschen die Harke mit. Diese nimmt das Rechengut auf und transportiert es durch das Schütz ins UW.

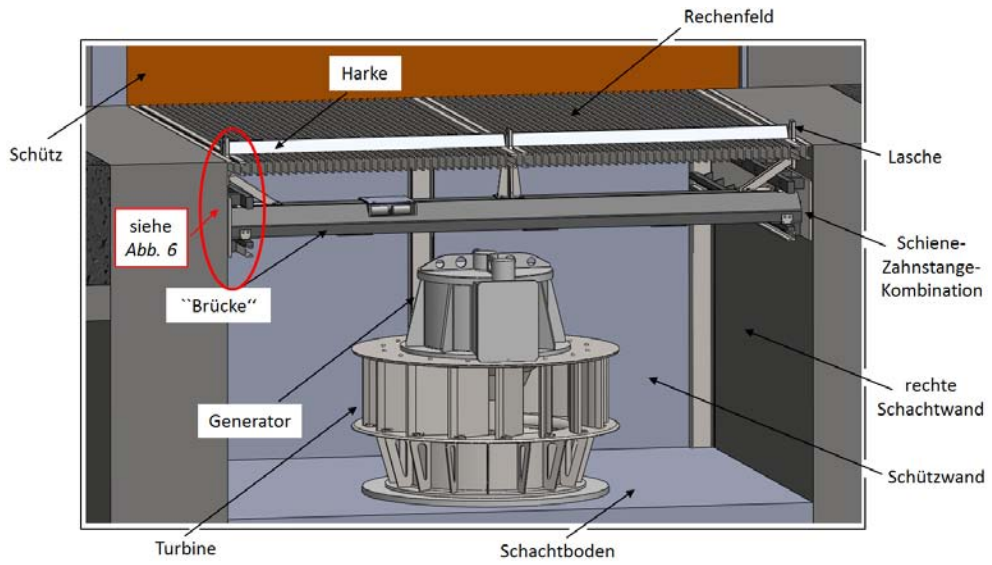


Abbildung 5 Aufbau des ausgewählten Rechenreinigungskonzeptes

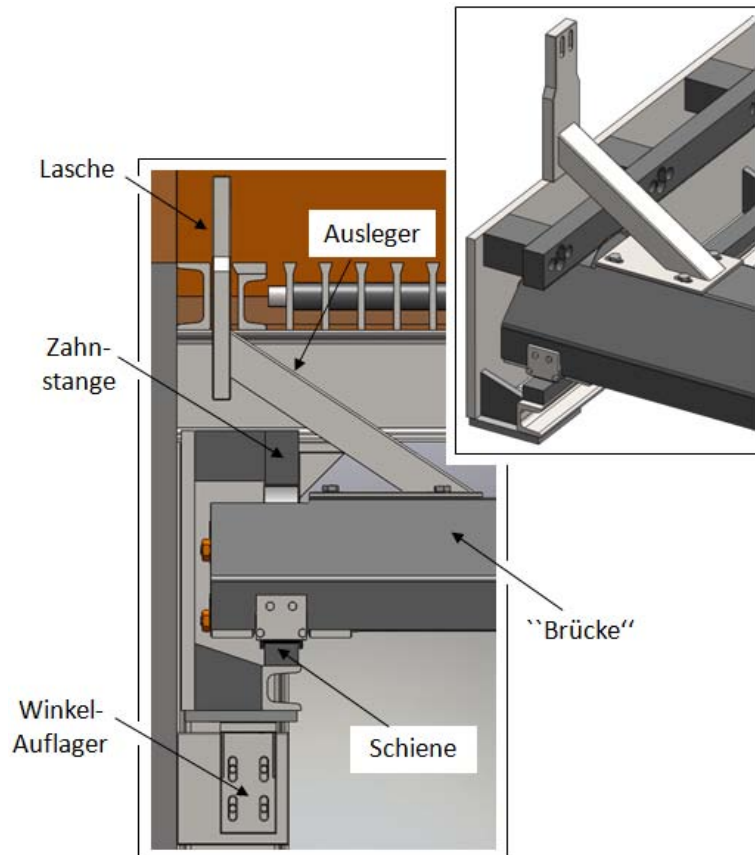


Abbildung 6 Aufbau des Antriebs und Verbindung Antrieb - Harke

Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde ein Rechen mit zugehöriger Rechenreinigungsanlage in vollständiger Unterwasserbauweise für ein neuartiges Wasserkraftwerkskonzept - das „Schachtkraftwerk“ - entwickelt und konstruiert.

Die gesamte Entwicklung folgte dabei den Regeln des „*Methodischen Konstruierens*“. Dadurch wird zum einen erreicht, dass möglichst alle denkbaren Lösungsvarianten zur Erfüllung der Aufgaben des Rechens bzw. der Rechenreinigung gefunden werden; zum anderen erhält man eine nachvollziehbare und übersichtliche Dokumentation des gesamten Entwicklungsprozesses.

Daneben werden die Aufgaben und die Bedeutung des Einlaufrechens für Wasserkraftwerke im Allgemeinen genauer erläutert.

Im Hauptteil wird die Theorie des „*Methodischen Konstruierens*“ weiter erläutert - diese stellt den Rahmen der gesamten Arbeit dar.

In den folgenden Kapiteln werden die Teil- und Zwischenergebnisse der einzelnen Phasen des „*Methodischen Konstruierens*“ dargestellt, wobei in dieser Arbeit der Fokus auf dem theoretischen Hintergrund des „*Methodischen Konstruierens*“ liegt und die Ergebnisse der Entwicklung der Rechenreinigungsanlage demnach lediglich als angewandtes Beispiel dienen sollen.

Dadurch soll Entwicklern und anwendungsorientierten Forschern ein Instrument aufgezeigt werden mit dem sich Entwicklungs- und Konstruktionsaufgaben deutlich effizienter und zielführender bearbeiten lassen.

Literaturverzeichnis

[Pahl & Beitz 2003] Pahl, G.; Beitz, W.: *A Konstruktionslehre*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 2003

[Der Duden 2010] Bibliographisches Institut: *Der Duden*. Dudenverlag, Mannheim, 2010

[Bader 2010] Bader, S.: *Entwicklung und Konstruktion eines Rechens / einer Rechenreinigungsanlage in vollständiger Unterwasserbauweise*. Technische Universität München, 2010

Previously Published Issues

A list of previously published issues and – if available – the additional electronic document is also available at

<http://www.fi.uni-hannover.de/franzius-mitteilungen.html>. Printed copies are available upon request at:

Leibniz Universität Hannover

Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen

Sekretariat

Nienburger Str. 4, D-30167 Hannover

Tel.: +49 511 762-2573

Fax.: +49 511 762-4002

Mail: sekretariat@fi.uni-hannover.de

Issue	Year	Author and Title
97	2011	Goseberg, N. The Run-up of Long Waves – Laboratory-scaled Geophysical Reproduction and Onshore Interaction with Macro-Roughness Elements
96	2008	Spekker, H. Steuerung von Küstenschutzelementen an Tideflüssen als Grundlage für ein Hochwasser- und Risikomanagement
95	2007	Matheja, A., Zimmermann, C., Krabbe, H. Application Architecture and System Technology for LDP (Logistical Data Platform) and FASTCORS (Fast Transport of Containers outside Regular Services) Matheja, A., Schweter, L., Zimmermann, C. Naturmessungen zur Bestimmung schiffsinduzierter Belastungen im Hafen eines Tideflusses Zimmermann, C., Zimmermann, G. Getting Music out of the Waves
94	2007	Matheja, A., Schweter, L., Spekker, H., Zimmermann, C., Pohl, C. Hydrodynamische numerische Simulation von Hochwasserereignissen und von Hochwasserschutzmaßnahmen für ein Tidegebiet Matheja, A., Spekker, H., Zimmermann, C., Brencher, J., Elsner, A. Risiko und Risikominde- rung in einer Tideregion

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
93	2007	Scheffermann, J. Instationäre Strömungssimulationen bei Öffnungsvorgängen mit und ohne freier Oberfläche am Beispiel beweglicher Schütze Matheja, A., Zimmermann, C., Bach, E.-W., Barcikowski, S., Bunte, J., Haferkamp, J.-D., Scheer, C., Reimche, W., Scheffermann, J., Walter, J. Stationäres 3D-Strömungsmesssystem für hochturbulente Strömungszustände unter Tide-, Strömungs- und Welleneinfluss
92	2006	Zimmermann, C., Ohle, N., Elsner, A. Deichüberwachung unter Einsatz der Fernerkundung Paesler, C. Bau, Ausrüstung und Betrieb eines Labordeiches im Naturmaßstab Zimmermann, C., Penchev, V., Scheffermann, J., Shukrieva, S. Evaluation of Reef Breakwater Efficiency from Physical and Numerical Simulations
91	2004	Mai, S. Klimafolgenanalyse und Risiko für eine Küstenzone am Beispiel der Jade-Weser-Region
90	2004	Stoschek, O. Sedimentation und Gegenmaßnahmen in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen: eine Analyse mit Hilfe 3-dimensionaler Simulationen Mai, S., Paesler, C., Zimmermann, C. Wellen und Seegang an Küsten und Küstenschutzbauwerken
89	2003	Scheffermann, J., Matheja, A., Zimmermann, C., Linke, T. 5th Framework Programme of the European Commission: Enhancing Access to Research Infrastructures Action. 'Fundamental Hydraulic Research for Coastal Areas by Using Large Scale Facilities of the Hydro-Lab-Cluster North Germany' Stoschek, O., Matheja, A., Zimmermann, C. Entwicklung von Unterwasserstrukturen zur Verminderung von Sedimentation und Baggermengen am Liegeplatz eines Segelschiffes in einem Tidefluss Scheffermann, J., Linke, T. Numerische 3D-Simulationen und physikalische Modellversuche von Ablösezonen und Drehwirbeln im Wasserbau Mai, S., Daemrich, K.-F., Zimmermann, C. Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufes an der Kaje eines geplanten Containerterminals Ohle, N., Daemrich, K.-F., Zimmermann, C., Möller, J., Schüttrumpf, H., Oumeraci, H. Schräger Wellenauflauf an Seedeichen Ohle, N., Zimmermann, C. Untersuchungen zu den Ursachen von Deckwerksverwerfungen am Nordufer der Elbe
88	2002	Grier, D. Binnenschifffahrt in den Vereinigten Staaten Scheerlinck, E. Elektronische Anbindung von Binnenhäfen und -schiffen an Seehäfen Burkert, P. Telematische Anbindung von Hinterlandverkehren mit Containern im Hamburger Hafen Doerre, H. Logistische Anforderungen an Seehäfen für den Hinterlandtransport auf Binnenwasserstraßen Matheja, A., Zimmermann, C., Miska, M., Bernard, M. BIDIS - Ein integriertes Software-Tool für Betrieb und Management von Binnenhäfen v. Dijk, M. Wirtschaftlichkeit von Binnenschiffstransporten mit schnelleren Schiffseinheiten Linke, T., Scheffermann, J., Zimmermann, C. Grenzen der Geschwindigkeitszunahme infolge hydrodynamischer Belastungen auf Sohle und Deckwerk Abdel-Maksoud, M., Heinke, C. Schnelle Schiffseinheiten - Hydrodynamische Modellierung und ökonomische Aspekte Heibaum, M., Soyeaux, R. Belastung von Sohle und Deckwerk durch schnellere Binnenschiffe bei Anwendung heutiger Bemessungsansätze Willems, C. Flussinformationssysteme im europäischen Vergleich

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
		Gevers, K. Produktion und Validierung von Inland-ECDIS Karten
		Matheja, A., Zimmermann, C., Miska, M., Bernard, M. Modellierung gemischter Verkehre innerhalb eines Flussinformationssystems
		Vetterlein, H.-U. Verkehrsüberwachung und Verkehrssteuerung auf Binnenwasserstraßen
		Wittmüss, D. Künftige Verkehrsüberwachung und Verkehrssteuerung im modernisierten Verkehrssicherungssystem Nord-Ostsee-Kanal (VSS-NOK)
		Kerstgens, H. Logistische Dienstleistungen einer Reederei für die Erhöhung der Wertschöpfung von Containertransporten mit Binnenschiffen
		Rekers, N. Die Rolle der Häfen als Systemoperatoren und Logistikzentren
		Waldmüller, T. Intermodaler Verkehr oder Verkehrschaos
87	2002	Linke, T., Müller, A. Entwicklung eines Einleitungsbauwerkes an einer Binnenwasserstraße
		Matheja, A., Wurpts, A. Bestimmung von Überschwemmungsgrenzen durch Kopplung von hydrodynamischer Simulation und geografischem Informationssystem am Beispiel der Unteraller
		Miska, M. Entwicklung und Implementierung eines integrierten Hafensystems
		Bernard, M. Konzeption und objektorientierte Modellierung eines Simulationsverfahrens auf der Basis zellulärer Automaten für den Verkehrsablauf auf Binnenwasserstraßen
		Mai, S. Seegangsausbreitung in Hever und Heverstrom
		Linke, T., Scheffermann, J., Stocksmeyer, M. Numerische Simulation des Strömungsfeldes um Binnenschiffe mittels Computational Fluid Dynamics (CFD)
86	2001	Ohle, N., Dunker, S. Konstruktive Maßnahmen zur Stabilisierung von Deichen
		Stoschek, O., Matheja, A. Simulation von Sedimenttransportprozessen in tidebeeinflussten Hafengebieten
		Zimmermann, C., v. Lieberman, N. Folgen von klimabedingten Wasserstands- und Windänderungen für den Küstenschutz an der Unterweser
		Mai, S. Anwendbarkeit kommerzieller Radar-Wasserstandspegel zur Seegangsmessung
85	2000	Plate, E.-J. Risikoanalyse im Hochwasserschutz, Risk Analysis for Protection and Coastal Defence
		Huber, K. Hochwasserstände an Nord- und Ostseeküsten, High Water-levels at North Sea and Baltic Sea Coasts
		Mai, S., v. Lieberman, N. Belastung der Seedeiche durch Wasserstände und Wellen, Loads on Dikes from Water-levels and Waves
		Jensen, J. Extremereignisse an Nord- und Ostseeküsten - Ermittlung von Bemessungsereignissen, Extreme Events at North Sea and Baltic Sea Coasts - Estimation of Design Criteria
		Starke, W.-D. Schäden und Vorsorgemöglichkeiten im Küsten- und Deichschutz, Damages and Mitigation for Dike Protection and Coastal Defence
		Krause, G. Generalplanung für den Küstenschutz in Niedersachsen, Regional Planning for Coastal Defence in Lower Saxony
		Probst, B. Generalplanung für den Küstenschutz in Schleswig-Holstein, Regional Planning for Coastal Defence in Schleswig-Holstein
		Jorissen, R.-E. Coastal Flood-Risk Management in the Netherlands, Management des Sturmflutrisikos an den Küsten der Niederlande
		Laustrop, C. Probabilistic Design for Coastal Defence in Denmark, Probabilistische Bemessung im Küstenschutz in Dänemark
		Mai, S., v. Lieberman, N. Risikopotentiale für Nutzflächen und Infrastruktur, Risk Potential for Settlement Areas and Infrastructures

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
		Hofstede, J., Hamann, M. Wertermittlung sturmflutgefährdeter Gebiete in Schleswig-Holstein, Appraisal for Areas Endangered by Storm Surges in Schleswig Holstein
		Remmers, I. Risiken aus Sicht des Natur- und des Umweltschutzes, Risk to Environmental Protection and Nature Conservation
		Wiedemann, M. Rechtliche Grundlagen für Hochwasser- und Küstenschutz, Legal Basis for Flood Protection and Coastal Defence
		Heiß, G. Katastrophenschutz, Disaster Management
		Kron, W. Occure and Insurance of Natural Disasters, Auftreten und Versicherbarkeit von Elementarereignissen
84	2000	Linke, T., Zimmermann, C., Hüsigg, A. Schnelle Schiffe für Combiverkehre und Containertransport
		Mai, S., Zimmermann, C. Konzepte und Techniken im Küstenschutz im Land Niedersachsen
		Matheja, A., Lichy, C. Grundlagen für den Aufbau verteilter agierender Umweltinformationssysteme
83	1999	v. Lieberman, N. Leitbildmodell für den Küstenschutz der Nordseeküste am Beispiel der Vorländer
		Mai, S., v. Lieberman, N. Untersuchungen zum Risikopotential einer Küstenregion
		Mai, S., Zimmermann, C. Safty of Coastal Defense Systems - An Assessment of the Reliability of Coastal Systems in the Event of Rising Water Levels due to Climate Change
82	1998	Matheja, A., Zimmermann, C., v. Lieberman, N., Schwarze, H. Optimierung von Küstensicherungsarbeiten im Küstenvorfeld der Nordseeküste, Untersuchungen zur Wirksamkeit von Lahnungen durch Simulation der Hydromechanisch-Morphodynamischen Wechselwirkungen in physikalischen und numerischen Modellen
		Streich, G., Zimmermann, C., Schwarze, H. Hydraulische Modellversuche für die geplante Hafenerweiterung Altenwerder im Hamburger Hafen - Untersuchungen zur Anordnung und Gestaltung der Kaianlage und der Wendebereiche im Hinblick auf die Schlickfallminimierung im Hafengebireich
81	1998	Kunz, H. Wärmeeinleitung in Tidegewässern und deren Begrenzung durch fach-technische Behördenentscheidungen
80	1997	Dursthoff, W., Mazurkiewicz, B. Soil Water Pipeline Interaction - Review and Resulting Program for Further Investigations
		Schöttler, J. Zur Simulation des Betriebsablaufs auf Binnenwasserstraßen und ihre Anwendung auf den Containertransport mit Binnenschiffen
79	1997	Beyersdorf, J. Verhalten von Luftblasen und Sedimenten in Blasensäulen in Abhängigkeit vom Salzgehalt im Wasser
		Hüsigg, A. Wiederherstellung der linearen Durchgängigkeit an Staustufen (Fischaufstiegshilfen) - Stand des Wissens - und hydraulische Modelluntersuchungen für ein naturnahes Parallelgewässer am Schnellen Graben in Hannover
78	1996	Zhan, L. Sekundäre Geschwindigkeitskomponenten im Wellenfeld
		Schulz, N. Aufspülmaßnahmen zum Schutz des Strandes und der Siedlung von Copacabana in Rio de Janeiro
		Woltering, S. Baggergutentsorgung der Hafengruppe Bremen
		Fiege, M., Hagmeier, H., Schulz, N. Lahnungsbauwerke: Entwicklung, Ausführungsvarianten und Entwässerungssysteme
		Zimmermann, C., Schulz, N. Morphological Effects from Waves and Tides on Artificially Stabilized Forelands in the Wadden Sea

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
77	1996	Woltering, S. Eine LAGRANGEsche Betrachtungsweise des Seeganges Deppe, M., Roddewig, K. Entwicklung der Aller als Wasserstraße von Celle bis Verden - Vergangenheit und Perspektive Machens, U. Binnenwasserstraßen im Hinblick auf die Erfordernisse von Transportketten
76	1995	Wu, N.-T. Numerische Simulation der Druckschlagbelastung durch brechende Wellen auf senkrechte Bauwerke Zimmermann, C., Schwarze, H., Schulz, N., Henkel, S. Modelluntersuchungen zu propellerstrahlinduzierten Strömungen an Schiffs Liegeplätzen mit unterschiedlichen Maßnahmen zum Erosionsschutz
75	1994	Kunz, H. Die Einwirkungen des Meeres und des Menschen auf das Küstengebiet - Küstenschutz und Ökologie: Ein Widerspruch? - Aufgaben und Strategien Probst, B. Überlegungen für einen Küstenschutz der Zukunft Zander, R. Nationalpark und Küstenschutz als Gemeinschaftsaufgabe von Ökologen und Ingenieuren Otto, H.-J. Küstenschutz in Hamburg - Deichbau und Ökologie Moutzouris, C.-I., Daniil, E.-I. Oxygenation on a Sloping Beach Under Breaking Waves Zimmermann, C., Schöttler, J. Technische und logistische Voraussetzungen und Konzepte für eine Verknüpfung von Binnenschiff und Lkw Zimmermann, C., Damian, R.-M., Beyersdorf, J. Air Bubble Sizes in Aqueous NaCl Solutions Zimmermann, C. Forschungsvorhaben des Franzius-Instituts im Wasserbau und Küsteningenieurwesen ab 1993 (Stand: März 1994) Zimmermann, C. Projektstudien des Franzius-Instituts im Wasserbau und Küsteningenieurwesen ab 1993 (Stand: März 1994) Zimmermann, C. Verabschiedung des alten Vorstandes und Vorstellung des neuen Vorstandes der GESELLSCHAFT DER FÖRDERER DES Franzius-Instituts e.V. anlässlich der 31. Mitgliederversammlung und Vortragsveranstaltung am 24. März 1994 in Hannover
74	1993	Zhu, J. Numerische Simulation der Vorlandentwicklung im Tidebereich Schröder, D. Chancen und Grenzen der Erhöhung der Verkehrsleistungen auf den Binnenwasserstraßen in Deutschland Muller-Zwartepoorte, C.-M. Administrative Maßnahmen und Techniken zur verbesserten Nutzung von Binnenwasserstraßen in den Niederlanden und Europa Hecke, R. Chancen, Voraussetzungen und notwendige Anpassungen für den kombinierten Ladungsverkehr im Standort Binnenhafen Kaul, S. Neue Antriebe für Binnenschiffe und ihre Bedeutung für die Schifffahrt und die Wasserstraße
73	1992	Preser, F. Belastung horizontaler Rohrkörper in Meeresbodennähe durch Seegang im Übergangsbereich Rodiek, W. Der 14 m-Ausbau der Außenweser: Maßnahmen und Berücksichtigung der Umweltverträglichkeitsuntersuchungen Daemrich, K.-F., Osterthun, M., Hinsch, J. Einfluß von Baumaßnahmen auf Strömungs- und Seegangsverhältnisse der Außenweser als Grundlage der Beurteilung zur Umweltverträglichkeit Vollstedt, H.-W. Die Erweiterung des Containerterminals Bremerhaven (CT III): Umweltverträglichkeit und notwendige Ersatzmaßnahmen

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
		Corsmann, M., Elverich, L. Landschaftspflegerische Begleitplanung im Rahmen der Ersatzmaßnahmen für die Erweiterung des Containerterminals Bremerhaven (CT III)
		Zimmermann, C., Osterthun, M., Schwarze, H. Berücksichtigung des Küstenschutzes im Rahmen der Landschaftspflegerischen Begleitplanung für die Erweiterung des Containerterminals Bremerhaven (CT III)
		Hinsch, J. Hydraulische Modellversuche zur Entwicklung umweltrelevanter Planungsalternativen für eine Wasserstraße: Beispiel Mosel bei Fankel
		Liebenstein, H. Ausgleichsmaßnahmen und landschaftspflegerische Begleitplanung beim Ausbau einer Wasserstraße: Beispiel Mosel
		Nestmann, F. Aerodynamische Modelle - eine strömungsmechanische Untersuchungsmethode zur Planung wasserbaulicher Maßnahmen
		Gaumert, T. Anforderungen an Fischaufstiegshilfen in Fließgewässern
		Berkenkamp, G., Zimmermann, C., Schwarze, H. Lösungsvorschläge und Modellversuche für die ökologische Durchgängigkeit zwischen einer Wasserstraße und einem Zufluß am Beispiel der Weser in Nienburg
72	1991	Saathoff, F. Geokunststoffe in Dichtungssystemen - Laboruntersuchungen zum Verhalten von Geotextilien und Kunststoffdichtungsbahnen -
		Wilckens, F. Forschungsförderung im Küsteningenieurwesen
		Kunz, H. Klimaänderungen, Meeresspiegelanstieg, Auswirkungen auf die niedersächsische Küste
		Daemrich, K.-F. Modellversuche zum Wellenüberlauf an Polderwänden
		Osterthun, M., Partenscky, H.-W. Vorlandbildung an Deichen und Sicherungsdämmen Teil 1: Morphologische Analyse der Vorlandentwicklung
		Zhu, J., Partenscky, H.-W. Vorlandbildung an Deichen und Sicherungsdämmen Teil 2: Numerische Modellierung der Vorlandentwicklung
71	1991	Schade, D. Untersuchungen über das Wellenklima an einer Brandungsküste unter Einfluß der Richtungsstruktur des Seegangs, dargestellt am Beispiel der Insel Sylt
70	1990	Brinkmann, B. Ein Beitrag zur Bestimmung des Wasseraustausches zwischen Fluß und Hafen in Tidegebieten
		Klinge, U. Zur Energie von Tidewellen in Ästuaren mit einem Beispiel für die Unterweser
		Römisich, K. Hydromechanische Effekte fahrender Schiffe in Binnenkanälen
69	1989	Bobzin, H. Praktische Naßbaggerei
		Mühring, W. Über die Anwendung porenmäßig abgestufter Vliesstoffe beim Ausbau von künstlichen Wasserstraßen
		Lüken, J. Hochwasserschutz in Hamburg. Darstellung der Entwicklung seit der Februarsturmflut 1962
68	1989	Mühring, W. Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte
		Bartnik, H. Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der WSD West
		Paul, W. Deckwerksbauweisen an Rhein, Neckar, Saar
		Paul, H.-J. Herstellen von Deckwerken unter ausführungstechnischen Gesichtspunkten
		Möbius, W. Abrollen von Geotextilien unter Wasser
		Saggau, W. Küstenschutzmaßnahmen in der Nordstrander Bucht
		Laustrup, C. Deckwerke an der dänischen Nordseeküste

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
		de Groot, M.-B. Allgemeine Grundlagen zur Standsicherheit des Untergrundes unter Deckwerken
		Oumeraci, H. Beanspruchung von Betonplattendeckwerken und ihre Berücksichtigung bei der Bemessung
		Richwien, W. Seegang und Bodenmechanik - Geotechnische Versagensmechanismen von See- deichen
		Köhler, H.-J. Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund
		Bezuijen, A. Wasserüberdrücke unter Betonsteindeckwerken
		Sparboom, U. Naturmaßstäbliche Untersuchungen an Deckwerken im Großen Wellenkanal
		Heerten, G. Analogiebetrachtungen zu Filtern
		Hallauer, O. Baustoffe für Deckwerke
		Saathoff, F. Prüfungen an Geotextilien
		Schulz, H. Überblick über neue nationale und internationale Empfehlungen
67	1988	Riebensahm, R. Dimensionierung von Container-Terminals in Binnenhäfen - Untersuchung der Einflußfaktoren für die betriebliche Bemessung
		Daemrich, K.-F., Scheffer, H.-J., Schwarze, H., Partenscky, H.-W., Kohlhase, S. Theoretische Vorstudie zur wellendämpfenden Wirkung des Riffs und zum seegangserzeugten Feststofftrans- port an der Westküste der Insel Sylt
		Brinkmann, B., Schoreder, E. Untersuchung der Abflußverhältnisse an einem im Nieuwe Wa- terweg geplanten Sturmflutsperrwerk
		Fittschen, T. Modellversuche für den Dollarthafen
		Müller, K.-D. Maßnahmen zur Reduzierung der Walzenströmung am Beispiel der Modellver- suche für den Hamburger Hafen
		Osterthun, M. Vorlandbildung an Deichen und Sicherungsdämmen - ein BMFT- Forschungsprojekt -
		Salzmann, H. Planung und Bau des Emstunnels
66	1988	Partenscky, H.-W. Ausrüstungselemente von Binnenschiffs-Schleusen - Bemessung und kon- struktive Ausbildung
		Oumeraci, H. Funktionelle Hafenanplanung unter Berücksichtigung der Schiffsbewegungen in- folge Wellenunruhe im Hafen
		Moutzouris, C.-I. Longshore Sediment Transport Computations: The Wave Power Equation and the Bijker Formula
65	1987	Rupert, D. Kontinuierliche Durchflußermittlung in Tideflüssen zur Bestimmung des Wasser- haushaltsparameters 'Abfluß'
		Ohling, J. Dollarthafen - Leidensweg einer Hafenanplanung
		Brinkmann, B. Sedimentation in Hafenbecken
		Ricke, M. Gestaltung von Fischereihäfen
		Schwarze, H. Hydraulisches Tidemodell des See- und Lagunengebietes um Abu Dhabi
		Daemrich, K.-F., Schade, D. Seegangsmessungen vor Sylt mit einem Wellenrichtungsmeßsys- tem
		Saathoff, F. Filterwirksamkeit gedehnter Geotextilien
		Saathoff, F. Untersuchungen zum Langzeit-Filterverhalten von Geotextilien
		Holtorff, G. Entwicklung natürlicher alluvialer Abflußgerinne
		Müller, J. Verkehrsprobleme im Duisburger Hafen

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
		Passlack, G. Vom Lehrgebiet Wasserbau zum Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover (1847 bis 1987)
64	1987	Hartung, W. Über den Einfluß der Komponenten des Wasserverkehrssystems auf die Sicherheit des Seeschiffsverkehrs Saathoff, F. Marktformen und Grundsätzliches zur Wirkungsweise von Geotextilien
63	1986	Zanke, U. Sedimenttransportformeln für Bed-Load im Vergleich Xiao, Z. Ein neuer Weg der Fördertechnik für den Rohrleitungstransport von grobkörnigen Feststoffen
62	1986	Partenscky, H.-W. Zum 65. Geburtstag von Professor Dr.-Ing. F.-F. Zitscher Kniess, H.-G. Historische Entwicklung der Bauweisen für Auskleidungen von Binnenwasserstraßen Meyer, H. Durchlässige Böschungsbefestigungen am Mittellandkanal - einst und heute Mühling, W. Über die Entwicklung der Harddichtungen beim Ausbau von Kanälen Schönian, E. Langzeitverhalten von Asphaltabdichtungen im Wasserbau Hoffmann, H.-G. Asphaltabdichtungen im Wasserbau Beckmann, J. Erneuerung der Versiegelung der Oberflächendichtung auf der wasserseitigen Dammläche der Biggetalsperre Saathoff, F., Bassen, R., Kohlhase, S. Anwendungsorientierte Untersuchungen an Deponie-Dichtungssystemen Heerten, G. Ein geschlossener Ansatz zur Dimensionierung von Geotextilien für Ufersicherungen Täubert, U. Das Speicherbecken Geeste - Zwei Millionen Quadratmeter Filtervlies und Asphaltbeton-Dichtung Abromeit, H.-U. Maschineller Unterwassereinbau von geotextilen Filtern Knipschild, F.-W. Deponie-Abdichtungen mit Kunststoffdichtungsbahnen - Stand der Technik und Entwicklungen
61	1985	Scheffer, H.-J. Wellenunruhe in Häfen und Schiffsbewegungen -, ein Beitrag für eine integrierte Hafenplanung Dursthoff, W., Mazurkiewicz, B. Problems Related to Subsea Pipeline-Seabed Interaction Daemrich, K.-F., Kahle, W., Partenscky, H.-W. Schutzwirkung von Unterwasserwellenbrechern unter dem Einfluß unregelmäßiger Seegangswellen Xi, Y. Pile Berthing Structures in Harbour Engineering
60	1985	Moutzouris, C.I. Coastal Processes Along the Eroding Western Coast of the Island of Sylt, F.R. Germany Dieckmann, R. Geomorphologie, Stabilitäts- und Langzeitverhalten von Wattenzugsgebieten der Deutschen Bucht Schwarze, H. Untersuchung von Baumaßnahmen im Tidegebiet
59	1984	Grett, H.-D. Das Reibungsverhalten von Geotextilien in bindigem und nichtbindigem Boden Wilde, P., Kozakiewicz, A. Application of Kalman Filter to Analysis of Vibrations of Structures Due to Waves Burkhardt, O. Bericht über die Arbeiten des Franzius-Instituts in den Jahren 1982 bis 1984 Partenscky, H.-W. Schleusen und Hebewerke, Überblick und Ausblick Passlack, G. Verbau von Hochwasserabflußquerschnitten an der Ems und an der Leine Kohlhase, S., Scheffer, H.-J. Modelluntersuchungen für Seehäfen

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
		Grett, H.-D. Geotextilien im Wasserbau und Eisenbahnbau
		Dieckmann, R. Flächenhafter Küstenschutz
		Nasner, H. Wellenerzeugter Sedimenttransport
		Partenscky, H.-W. Bemessung von Wellenschutz-Bauwerken
		Dursthoff, W. Seegangskräfte auf horizontale Kreiszyylinder
58	1984	Kao, C.-C. Seegangsbelastung auf kreisförmige Rohre in Sohlhöhe
		Tang, F. A Comparison of the Wave Statistics Between the Eastern Part of Taiwan Strait and the North Sea
		Siefert, W. Energiebetrachtungen zum Tideablauf in Flüssen mit einigen Anwendungsbeispielen
		Horn, P. Stoßschutzanlagen an Schleusen und Hebewerken
57	1983	Kohlhase, S. Ozeanographisch-seebauliche Grundlagen der Hafenplanung
		Grabe, W. Kunststoffdichtungsbahnen im Wasserbau
		Kahle, W. Untersuchung des Energiebedarfs beim hydraulischen Feststofftransport von Sanden und Kiesen durch horizontale Rohrleitungen unterschiedlicher äquivalenter Wandrauigkeit
		Grabe, W. Studentische Exkursion im Sommer 1983 zu Wasserbauwerken im westdeutschen Raum und in den Niederlanden
56	1983	Eggert, W.-D. Diffraktion und Wellentransmission an Tauchwänden endlicher Länge. Ein Beitrag zur Bestimmung der Wellendämpfung teildurchlässiger Wellenbrecher
		Partenscky, H.-W. Die Forschungsaktivitäten des Franzius-Instituts in den Jahren 1980 und 1981
		Daemrich, K.-F. Zur Auswertung von Seegangsmessungen am Beispiel von Messungen vor Westerland/Sylt
		Grabe, W. Untersuchungen im Franzius-Institut über die Eigenschaften von Geotextilien
		Passlack, G. Regulierungs- und Ausbaumaßnahmen an Flußläufen
		Grabe, W. Mechanische und hydraulische Eigenschaften von Geotextilien
55	1982	Flügge, G. Transport- und Ausbreitungsmechanismen in Flüssen und Tideästuarien unter besonderer Berücksichtigung der Strömungsturbulenz
		Kahle, W. Hydraulische Einflußgrößen beim Rohrleitungstransport von Sand-Wasser-Gemischen
54	1982	Burkhardt, O. Vorträge im Rahmen der Fachveranstaltung 'Häfen - Planung, Bau, Betrieb' im Haus der Technik, Essen
		Göhren, H. Aufgaben des öffentlichen Bauherrn bei der Abwicklung hafenbaulicher Vorhaben
		Kohlhase, S. Ermittlung ozeanographisch-seebaulicher Grundlagen für die Planung von Seehäfen
		Wiedemann, G. Fragen der Nautik und der Verkehrssicherung für Planung und Betrieb von Häfen und ihren Zufahrten
		Horn, A. Bodenmechanische und grundbauliche Einflüsse bei der Planung, Konstruktion und Bauausführung von Kaianlagen
		Heyer, E. Konstruktive Gestaltung von Hafengebäuden
		Stückrath, T. Über die Probleme des Unternehmers beim Hafengebäudebau
		Morisse, M. Der Einfluß der betrieblichen Erfordernisse auf die Hafengestaltung
		Kroh, W. Die Finanzierung von Hafengebäudeprojekten durch die Kreditanstalt für Wiederaufbau im Rahmen der finanziellen Zusammenarbeit der Bundesrepublik Deutschland mit Entwicklungsländern

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
		Hemmer, H.-R. Kosten-Nutzen-Betrachtungen bei Planung und Betrieb von Häfen
		Vetter, A. Die Rolle des Beratenden Ingenieurs bei Planung, Bau und Betrieb von Häfen in Entwicklungsländern
		Meyer, H. Kreuzungsbauwerke am Mittellandkanal
		Mühling, W. Uferauskleidungen beim Ausbau von künstlichen Wasserstraßen am Beispiel des Mittellandkanals
53	1981	Zanke, U. Kolke am Pfeiler in richtungskonstanter Strömung und unter Welleneinfluß
		Tautenhain, E. Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenaufbaus - Ein Beitrag zur Bemessung -
		Keska, J.-K. Förderung von inhomogenen Zwei-Phasen-Gemischen durch Rohrleitungen. Ausgewählte theoretische und praktische Probleme der Meßtechnik, der Mechanik und der Methodik
52	1981	Heerten, G. Geotextilien im Wasserbau - Prüfung, Anwendung, Bewährung -
		Kazanskij, I. Über theoretische und praxisbezogene Aspekte des hydraulischen Feststofftransportes
51	1980	Partenscky, H.-W. Dank an die Gäste und Überleitung zum Festvortrag
		Zitscher, F.-F. Die Bedeutung unseres Wassers im Universum
		Partenscky, H.-W. Dank an Professor Zitscher und Schlußworte
		Lundgren, H. Die zukünftige Rolle natürlicher Wellen in der Küstentechnik (Future Role of Natural Sea States)
		Monkmeyer, D. Wave-Induces in Coastal Protection Works
		Bijker, W. Modern Trends in Coastal Protection Works
		Wilde, P. Problems of Vibration of a Breakwater Structure Due to Wind Waves
		Vischer, D. Durch Felsstürze in Seen erzeugte Wellen
		Price, A.-W. Coastal Engineering - The Impossible Art
		Nougaro, J. Dammbürche
		Führböter, A. Strömungsvorgänge in den wandnahen Grenzschichten beim hydraulischen Feststofftransport
		Hager, M. Maßnahmen zur Bekämpfung von Erosionserscheinungen in Flüssen
		Simons, H. Planung und Bau neuer Seehäfen im Ausland
		Boe, C. Wasserbau und Umweltschutz
		Salzmann, H. Die Entwicklung des deutschen Offshore-Bauens
		Dillo, H.-G. Kleinkraftwerke - ein Beitrag zur Energieversorgung in Entwicklungsländern
		Brühl, H. Einige technische Aspekte bei der Planung und beim Bau des Mehrzweck-Terminals Limón/Costa Rica
		Stückrath, T. Bau des Unterwasserrückgabebetunnels für das Kernkraftwerk Busher am Persischen Golf
		Passlack, G. Wasserbauliche Forschungsarbeiten im Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover in den Jahren 1977 bis 1979
50	1980	Partenscky, H.-W. Hochschullehrer der Fachgebiete Allgemeiner Wasserbau, Verkehrswasserbau und Küsteningenieurwesen an der Universität Hannover von 1847 bis 1980
		Partenscky, H.-W. Von der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover zum Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover (1980)

Continued on next page

Issue	Year	Author and Title
		Partenscky, H.-W. Zum Geleit: Professor Dr.-Ing. Dr.phys. H.-W. Partenscky Direktor des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen
		Krolewski, H. Grußwort des 1. Vorsitzenden der Gesellschaft der Förderer des Franzius-Instituts e.V.
		Passlack, G. Entwicklung des Lehr- und Forschungsgebietes Verkehrswasserbau an der Universität Hannover
		Partenscky, H.-W. Neue Erkenntnisse über das Stabilitätsverhalten und den Sedimenttransport in Watt-Prielsystemen
		Heerten, G. Das Franzius-Institut als Prüfinstanz für Geotextilien
		Ross, C. Möglichkeiten und Grenzen eines geregelten Sperrwerksbetriebs zur Beeinflussung der Tidedynamik
		Burkhardt, O. Über die Bestückung eines Kais mit Hafenkranen
		Falldorf, W. Anwendung, Einsatz und Aussagefähigkeit von hydraulischen Tidemodellen
		Lindlar, A. Die Entwicklung von Tidesteueranlagen - Prozeßrechnergesteuerte Nachbildung von Naturtiden im Franzius-Institut der Universität Hannover
		Mahnken, B., Müller, H., Visscher, G. Wärmebilanzmessungen in der Unterweser
		Daemrich, K.-F., Kohlhase, S. Seegangsforschungsprogramme im Franzius-Institut innerhalb des Sonderforschungsbereichs 79
		Schwarze, H. Grundlagen für den Betrieb von hydraulisch-thermischen Modellen
		Bode, E., Zanke, U. Neue Erkenntnisse im Sedimenttransport - Ergebnisse aus der Arbeit des Teilprojektes B5 im SFB 79 -
		Kazanskij, I., Mathias, H.-J. Feststofftransport in Rohrleitungen - Gegenüberstellung von Untersuchungen im Modell und in der Natur
		Passlack, G. Auswirkungen wasserbaulicher Maßnahmen an Binnengewässern im Raum Hannover
		Dursthoff, W. Entwicklung von Primärwandlern zur Nutzung der Seegangenergie
		Barg, G. Salzgehaltsverteilungen in Brackwassergebieten als Grundlage ökologischer Betrachtungen
49	1979	Barg, G. Untersuchungen über Salzgehaltsverteilungen in Brackwassergebieten von Tideflüssen am Beispiel der Unterweser
		Kunz, H. Regelungen für die Abgabe radioaktiver Stoffe aus einem Leichtwasser-Kernkraftwerk vom Druckwassertyp in einen Tidefluß
		Kunz, H. Das Automatische Meßsystem für die Beweissicherung WASSER beim Kernkraftwerk Unterweser
		Kunz, H. Wasserrechtliche Regelungen für die Einleitung von Kühlwässern in einen Tidefluß unter besonderer Berücksichtigung des Einsatzes von automatischen Meßsystemen, dargestellt am Beispiel des Kernkraftwerks Unterweser
		Zanke, U. Über die Abhängigkeit der Größe des turbulenten Diffusionsaustausches von suspendierten Sedimenten
		Zanke, U. Über die Anwendbarkeit der klassischen Suspensionsverteilungsgleichung über Transportkörpern
		Zanke, U. Konzentrationsverteilung und Kornzusammensetzung der Suspensionsfracht in offenen Gerinnen
		Wundes, R. Entwicklung eines Hybriden Tidemodells
48	1978	Zanke, U. Zusammenhänge zwischen Strömung und Sedimenttransport Teil 2: Berechnung des Sedimenttransportes hinter befestigten Sohlenstrecken - Sonderfall zweidimensionaler Kolk -

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
		Hinsch, J. Anwendung von Pulswellen beim hydraulischen Feststofftransport
		Elahi, K.-Z. Berechnung von lokalen Gezeitenphänomenen in einem Gebiet mit geringem Beobachtungsmaterial mit Anwendung auf die Sonmiani Bucht (Pakistan)
		Passlack, G. Bauliche Maßnahmen zur Senkung der Hochwasserstände in Hochwasserabflußgebieten von Binnenflüssen
47	1978	Daemrich, K.-F. Diffraktion gebeugter Wellen - Ein Beitrag zur Berechnung der Wellenunruhe in Häfen -
		Daemrich, K.-F., Hillebrand, W., Kohlhase, S., Tautenhain, E. Versuchseinrichtung Wellenbecken für dreidimensionale, vergleichende Untersuchungen mit regelmäßigen Wellen und Wellenspektren
		Zitscher, E.-F. Schadensursachen an Küstenschutzanlagen herkömmlicher Art während der Sturmflut vom 3.1.1976 an der schleswig-holsteinischen Westküste
		Daemrich, K.-F., Kohlhase, S. Diffraktion an halibunendlichen Wellenbrechern - Diagramme der Wellenhöhenverteilung hinter totalreflektierenden linienförmigen Bauwerken -
		Zanke, U. Zusammenhänge zwischen Strömung und Sedimenttransport Teil 1: Berechnung des Sedimenttransportes - allgemeiner Fall -
46	1977	Kunz, H. Schiffsschwall und Sunk in seitlich einer Wasserstraße angeordneten Becken
		Barg, G., Flügge, G., Visscher, G. Experimentelle Bestimmung des Wärmeaustausches an der Gewässeroberfläche
		Zanke, U. Neuer Ansatz zur Berechnung des Transportbeginns von Sedimenten unter Strömungseinfluß
		Hamel, G. Statistische Analyse von Tidewasserständen am Beispiel des Pegels W.shaven 'Seeschleuse'
		Kunz, H. Die Wirkung von Schiffswellen auf Entwässerungsbauwerke an Tideflüssen
		Zanke, U. Berechnung der Sinkgeschwindigkeiten von Sedimenten
		Partenscky, H.-W. Bericht über die Arbeiten des Franzius-Instituts von 1975 bis 1977
		Partenscky, H.-W. Veröffentlichungen von Mitarbeitern des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover in den Jahren 1975 bis 1977
		Passlack, G. Schwerpunkte der wasserbaulichen Forschungen im Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen (Zeitraum 1975 bis 1977)
		Göhren, H. Perspektiven der Hamburger Hafenplanung
		Visscher, G. Meßprogramm Unterweser
		Flügge, G. Bestimmung des Wärmeaustausches an Wasseroberflächen
		Heerten, G. Problematik der Kühlwasserversorgung an einer Stauhaltungskette
		Schwarze, H. Modelluntersuchungen für die Kühlwasserversorgung der Kernkraftwerke Iran am Persischen Golf
		Kohlhase, S. Numerisches Modell zur Bestimmung der Wellenunruhe in einem Hafen
		Daemrich, K.-F. Grundsatzuntersuchungen zur Diffraktion an Hafeneinfahrten
		Dursthoff, W. Wellenenergie - nutzbare Energie?
		Partenscky, H.-W. Hydrodynamische Belastung von Pipelines auf der Meeressohle
45	1977	Grcic, J. Einfluß der pulsartigen Strömung bei hydraulischem Feststofftransport
		Berger, U., Kurpiers, J. Automatisierung der graphischen on-line-Darstellung von umfangreichen Meßreihen

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
		Nasner, H., Partenscky, H.-W. Modellversuche für die Tide-Elbe. Strombaumaßnahmen nach 1962 und ihre Auswirkungen auf die Sturmflutwasserstände
		Nasner, H., Partenscky, H.-W. Sturmfluten in der Elbe und an der deutschen Nordseeküste von 1901 bis zum Januar 1976
		Heerten, G., Partenscky, H.-W. Ein Vergleich der Sturmflut vom 3. Januar 1976 auf der Elbe mit anderen Sturmfluten nach 1962
44	1976	Zanke, U. Über den Einfluß von Kornmaterial, Strömungen und Wasserständen auf die Kenngrößen von Transportkörpern in offenen Gerinnen
		Rupert, D. Zur Bemessung und Konstruktion von Fendern und Dalben
		Zanke, U. Über die Naturähnlichkeit von Geschiebeversuchen bei einer Gewässersohle mit Transportkörpern
		Partenscky, H.-W. Bericht über die Arbeiten des Franzius-Instituts von 1973 bis 1975 und zukünftige Planungen
		Passlack, G. Wasserbauliche Untersuchungen im Franzius-Institut in den Jahren 1973 bis 1975
		Barjenbruch, K.-H. Entwicklung und Stand des Küstenschutzes in Niedersachsen
		Ohling, J. Ausbau der niedersächsischen Seehäfen
		Schwarze, H. Untersuchungen des Franzius-Instituts über die Einleitung von aufgewärmtem Kühlwasser in Gewässer
		Grüne, J. Neue Wellenrinne des Franzius-Instituts - Untersuchungen mit Seegang -
		Renger, E. Grundzüge der Analyse und Berechnung von morphologischen Veränderungen in Wattengebieten
		Wundes, R.-D. Hybride Modelle - Koppelung von numerischen und hydraulischen Modellen
43	1976	Renger, E. Quantitative Analyse der Morphologie von Wateinzugsgebieten und Tidebecken
		Brühl, H. Einfluß von Feinstoffen in Korngemischen auf den hydraulischen Feststofftransport in Rohrleitungen
		Berger, U. MACH-Reflexion als Diffraktionsproblem
42	1975	Henze, R. Beitrag zur Abschätzung der bleibenden Verschiebung kleiner Fundamente auf dicht gelagertem Sandboden
		Hager, M. Untersuchungen über MACH-Reflexion an senkrechter Wand
		Rehling, U. Datenerfassung und -auswertung mit Digitalrechnern bei Wasserstands- und Wellenmessungen
41	1974	Heerten, G. Einfluß von Schiffbau und Umschlagstechnik auf die Gestaltung von Seehäfen
		Niemeyer, H.-D. Wellenerzeugte Strömungen und Sedimenttransport
		Ramacher, H. Der Ausbau von Unter- und Außenweser
40	1974	Nasner, H. Über das Verhalten von Transportkörpern im Tidegebiet
		Siefert, W. Erste Erfahrungen mit einem neuen Sturmflut-Vorhersageverfahren
		Partenscky, H.-W. Entwicklung und Arbeitslage des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Technischen Universität Hannover in den Jahren von 1971 bis 1973
		Nasner, H. Dynamisches Verhalten von Transportkörpern. Vergleiche von Messungen in der Natur und im Modell
		Schüttrumpf, R. Maßgebende hydrologische Größen für die Beurteilung von Einleitungen in Tideästuarien
		Schwarze, H. Untersuchungen für die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus hydraulisch-thermischen Modellversuchen

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
		Passlack, G. Entwicklung des Sonderforschungsbereiches 79 der Technischen Universität Hannover
		Rehling, U. Meßwerterfassung an hydraulischen Tidemodellen
		Renger, E. Untersuchungen von Watteinzugsgebieten
		Daemrich, K.-F. Untersuchungen in dreidimensionalen Wellenbecken
		Grüne, J. Entwurf eines Großen Wellenkanals
		Brühl, H. Hydrografische Untersuchungen über die Einleitung von Abwässern in das Seegebiet von Busan/Korea
		Dursthoff, W., Kohlhase, S. Hydrografische Messungen im Seegebiet von Sonmiani/Pakistan
		Passlack, G. Mitgliederverzeichnis der Gesellschaft der Förderer des Franzius-Instituts e.V. nach dem Stande vom 1.3.1974
39	1973	Schüttrumpf, R. Über die Bestimmung von Bemessungswellen für den Seebau am Beispiel der südlichen Nordsee
		Liang, N.-K. Über den Einfluß des Windfeldes bei der Wellenvorhersage
38	1973	Ackermann, H. Kriterien und Ansätze für eine integrierte Hafenenwicklungsplanung unter besonderer Berücksichtigung der Probleme in Entwicklungsländern
		Kohlhase, S. Über den Vordrall an Pumpeneinläufen im Wirbelfeld
37	1972	Buchholz, W. Die Entwicklung des Franzius-Instituts von 1949 bis 1971 - Eine Würdigung Professor Hensens -
		Wiedemann, G. Dank und Anerkennung für Herrn Professor Hensen
		Laucht, H. Worte zum Abschied von Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. W. Hensen
		Peter, H. Worte des Dankes an Herrn Professor Hensen
		Lorenzen, J. Grußworte an Professor Hensen
		Partenscky, H.-W. Entwicklungstendenzen in der Wasserbau-Forschung, Gestern und Heute
		Dillo, H.-G. Planungen, Entwürfe und Bauausführungen im Auslande
		Krolewski, H. Neuere Bauvorhaben im Kraftwerksbau
		Rohde, H. Hydrologische Probleme des Wasserbaus im Küstengebiet
		Kazanskij, I. Wechselwirkung zwischen Makroturbulenz und Feststofftransport in Rohrleitungen
		Kohlhase, S. Elektroanaloge Voruntersuchungen für Kühlwasserkreisläufe
		Schwarze, H. Modelluntersuchungen für die deutschen Tideästuarien
		Passlack, G. Kurzbericht über die Arbeiten des Franzius-Instituts von 1969 bis 1971
36	1971	Führböter, A. Über die Bedeutung des Lufteinschlages für die Energieumwandlung in Brandungszonen
		Rohde, H. Eine Studie über die Entwicklung der Elbe als Schifffahrtsstraße
		Spataru, A. Über gleichförmige und ungleichförmige Turbulenz in Freispiegelgerinnen
35	1970	Passlack, G. Strömungen im Bodensee
		Führböter, A. Zur Frage der hydraulischen Förderung von Meerereszen
		Rocha Felices, A. Wasserableitung aus Flüssen mit Sedimentbewegung
		Stückrath, T. Über die Durchmischung von Süß- und Salzwasser in den Brackwassergebieten von Tideflüssen

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
34	1970	Rodloff, W. Über Wattwasserläufe Schwarz, J. Treibeisdruck auf Pfähle Dursthoff, W. Über den quantitativen Wasseraustausch zwischen Fluß und Hafen
33	1969	Wagner, H. Meßprogramm am Gußeisen-Ausbau der U-Bahn-Tunnel in Hamburg Ayar, H.-R. On the Hydromechanics of Breakers on Steep Slope Schwarze, H. Erweiterung des Anwendungsbereiches der REHBOCKschen Brückenstaugleichung auf Trapezquerschnitte Kontur, G. Die Eisverhältnisse der Donau. Erfahrungen mit Eisbrecher-Schiffen
32	1969	Wittmer, H.-G. Modellversuche für die Absperrung der Oste Roy, S.-C. Hydraulic Investigations on Behalf of Hooghly Estuary Roy, S.-C. Hydraulische Untersuchungen über das Hooghly Ästuar Stückrath, T. Die Bewegung von Großriffeln an der Sohle des Rio Paraná Henningsen, D., Mäckel, R. Fossile Holzreste und Baumstämme in Flußablagerungen
31	1968	Salzmann, H. Hydraulische und bodentechnische Vorgänge beim Grundsaugen Lehmann, U. Der Einfluß von Filterkies und Brunnenrohr auf die Bemessung eines vollkommenen Brunnens Dillo, H.-G. Aufgaben deutscher Consultingfirmen im Ausland Dursthoff, W. Die Entwicklung der Turbulenzforschung im Hinblick auf ihre Bedeutung im Wasserbau Kohlhase, S. Analogversuche als Leitmodelle - Elektroanalogversuche und HELE-SHAW-Strömungen - Krolewski, H. Wasserbauten der Kraftwirtschaft Schwarz, J. Über die physikalischen Vorgänge beim Eisdruck Stückrath, T. Die 'Regimetheorie' - Entwicklung und Anwendung - Christiansen, H., Schäfer, V. Bericht über die Exkursion des Lehrstuhls für Verkehrswasserbau 1967 nach Ceylon, Indien, Pakistan, Afghanistan und in die Türkei
30	1968	Siefert, W. Sturmflutvorhersage für den Tidebereich der Elbe aus dem Verlauf der Windstaukurve in Cuxhaven Göhren, H. Triftströmungen im Wattenmeer Kontur, S. Kinematische Prüfungen des Kapillaranstiegs unter besonderer Berücksichtigung der charakteristischen Eigenschaften des Grundwasser-Strömungsfeldes Burkhardt, O. Naturmessungen des Strömungswiderstandes von Hubinsel-Beinen im Seegang
29	1967	Führböter, A. Zur Mechanik der Strömungsriffel. Ein Ansatz zur Berechnung der Höhe der Transportkörper und ihres Einflusses auf den Feststofftransport Krolewski, H. Die Verteilung der Fließgeschwindigkeiten in einem Vorfluter Burkhardt, O. Über den Wellendruck auf senkrechte Kreiszyylinder Annen, G. Die Bemühungen um das Abflußgesetz aus der Sicht der Praxis Gehrig, W. Über die Frage der naturähnlichen Nachbildung der Feststoffbewegung in Modellen
28	1966	Führböter, A. Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen Hensen, W., Führböter, A. Kunststoff zur Sicherung von Abbruchufer Domzig, H. Wasserwirtschaftliche Arbeiten im Vorraum der Landeshauptstadt Hannover Roy, N. Hydrodynamic Pressure Oscillation Around a Conduit Gate (Hydrodynamische Druckschwankungen im Bereiche eines Tiefschützes)

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
27	1966	Führböter, A., Passlack, G., Wittmer, H.-G. Entwicklung des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover Wittmer, H.-G. Sedimentologische Probleme des Hafens Quequén, Argentinien Sindern, J. Die hydrologischen und morphologischen Aufgaben im Küstenraum, dargestellt an den Aufgaben der Wasser- und Schifahrtsdirektion Kiel Dettmers, D. Aus der hydraulischen Feststoffförderung Lamprecht, H.-O. Uferschutz mit Betonfertigteilen Bischofsberger, W. Wupperdurchstich und Wasserkraftanlage des Klärwerks Wuppertal-Buchenhofen Passlack, G. Durchführung von hydrologischen Messungen in der Natur Simons, H. Zur Gestaltung abgesenkter Unterwassertunnel Krolewski, H. Der Verbau von Abflußquerschnitten. (Eine Betrachtung zur Bemessung von Wehr- und Brückenweiten) Gutsche, H.-K. Steuerungsmöglichkeiten bei der Nachbildung wellenerzeugter Sandwanderungsvorgänge in hydraulischen Modellen des See- und Seehafenbaues Führböter, A. Elektrische Geber für elektronische Meßgeräte im wasserbaulichen Versuchswesen Janssen, W. Einige Untersuchungen für die Energieumwandlung an den Auslässen von Kühl- und Triebwasserleitungen sowie an Hochwasserentlastungsanlagen Schwarze, H. Modellversuche zur Ermittlung der Einflüsse von baulichen Maßnahmen im Tidegebiet auf die Tide Dursthoff, W. Hydrografische und hydrologische Außenarbeiten des Franzius-Instituts Burkhardt, O. Die studentischen Auslandsexkursionen des Lehrstuhls für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover von 1952 bis 1965
26	1966	Laucht, H. Generalplan für einen Freihafen in Malta Aujeszyk, L., Kontur, G. Das Problem der künstlichen Niederschlagserzeugung Nendza, H. Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Zugpfählen mit Fußverbreiterung im Sandboden Rudavsky, A.-B. Energievernichter und Energieverzehrungsmethoden unter Überfallwehren
25	1965	Winter, H. Beitrag zur Berechnung der Grundwasserentspannung im Tidegebiet Brösskamp, H. Naßbaggerei und Bodentechnik. Abhängigkeit der Arbeitsvorgänge im Naßbaggerebereich vom Boden. Vorschläge für ein Versuchsprogramm zur Ermittlung fehlender Bodenprüfverfahren Franzius, L. Wirkung und Wirtschaftlichkeit von Rauhideckwerken im Hinblick auf den Wellenauflauf
24	1964	Aksoy, S. Über den Kornwiderstand bei offenen Wasserläufen mit beweglicher Sohle Fekete, G. Vergleich verschiedener Binnenwasserstraßen auf Grund der möglichen Tragfähigkeitsausnutzung (TN-Faktor, TK-Faktor) Domzig, H. Schildvortriebsverfahren (Beitrag zum Ausbau der Tunnels) Führböter, A. Modellversuche für das Sturmflutsperrwerk Billwerder Bucht/Hamburg. Untersuchungen über die hydraulischen Belastungen von Toren verschiedener Art Wagner, H. Der moderne Tunnelbau im Schildvortrieb. Bericht über die wissenschaftliche Bearbeitung der Untergrundbahnbauten unter der Innenstadt von Hamburg
23	1963	Löwenberg, H. Einbau, Verdichtung und Verdichtungsprüfung von Sand beim Spülverfahren im Straßenbau

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
		Dettmers, D. Folgerungen aus den Versuchen über die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen
		Rogge, T. Über den Bau von Fähranlagen für den rollenden Verkehr
		Laucht, H. Von den Eigenschaften des Eises
22	1963	Engel, H. Über die Landgewinnung im Wattengebiet
		Kontur, G. Über die Lagerung hydraulisch geförderter Kohlenstaub-Asche von Kraftwerken
		Ströhmer, P. Die Abflußkennwerte für die Unterweser und ihre Veränderungen seit 1890. (Ein Beitrag zur Frage der Tidewellenberechnungen.)
		Aksoy, S. Modellversuche für das Einlaufbauwerk im St.P.s-River/Liberia
		Hensen, W., Burkhardt, O. Modellversuche für die Aller zwischen Ahlden und Westen
21	1962	Hensen, W. Modellversuche für den Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven
		Hensen, W., Dursthoff, W. Modellversuche für die Ausbildung von Saugkrümmern des Kraftwerkes Westfalen der Vereinigten Elektrizitätswerke Westfalen A.G. in Dortmund
		Hensen, W., Führböter, A. Modellversuche über den Wellenaufbau an den Elbdeichen bei Finckenwerder
20	1961	Hensen, W., Passlack, G. Modellversuche für das Emdener Fahrwasser
		Gutsche, H.-K. Über den Einfluß von Strandbuhnen auf die Sandwanderung an Flachküsten
19	1961	Freiherr Schenk zu Schweinsberg, W.-R. Beitrag zur Beschreibung des Baugrundverhaltens beim Druckluftvortrieb
		Weissenbach, A. Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen
18	1960	Rose, D. Über die quantitative Ermittlung der Gezeiten und Gezeitenströme in Flachwassergebieten mit dem Differenzenverfahren
		Hensen, W., Schiemenz, F. Eine Fischtreppe in Stromlinienformen. Versuche mit lebenden Fischen und Modellversuche
		Hensen, W. Das Aufnahmevermögen von Sanden für Mineralölprodukte
		Hensen, W. Untersuchung der LÜDERSschen Sandfalle
		Hensen, W., Wittmer, H.-G. Modellversuche für die Abdämmung der Wellier Weserschleife (Staustufe Landesbergen)
		Hensen, W. Ein einfaches Tide-Steuergerät
		Hensen, W. Über Rauigkeit und Ungleichförmigkeit
17	1960	Dahme, H. Die Sicherung der Nachtschiffahrt auf Binnenschiffahrtsstraßen
		Dillo, H.-G. Sandwanderung in Tideflüssen
		Führböter, A. Einige elektrische Meßverfahren im wasserbaulichen Versuchswesen
		David, K. Die Tragfähigkeit von Rammpfählen im Sandboden. Ein Beitrag zur Ermittlung der Pfahllasten nach erdstatischen Methoden
		Hensen, W. Auswirkung langperiodischer Wellen in Häfen
16	1959	Passlack, G. Über die Berechnung unvollkommener Überfälle bei Sohlenstufen
		Davoudzadeh, E. Beitrag zur Filterausbildung bei der Entwässerung von Feinböden
		Schnoor, E. Leitfaden für das Kubizierungsverfahren
		Krolewski, H. Über das Verhalten von Mineralöl im Boden
		Stehr, E. Berechnungsgrundlagen für Preßluft-Ölsperren
15	1959	Hensen, W. Modellversuche für die Unterweser und ihre Nebenflüsse

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
14	1958	Hensen, W. Modellversuche für die Unterweser und ihre Nebenflüsse Brandenburg, C. Über die Verdichtungsprüfung von Schüttungen aus gleichförmigen Sanden Blinde, A. Stufenweiser Ausbau von Klärteichdämmen unter Nutzung des Klärgutes Klein, H.-A. Ermittlung des Durchflusses aus Strömungsmessungen im Tidegebiet Magens, C. Seegang und Brandung als Grundlage für Planung und Entwurf im Seebau und Küstenschutz
13	1958	Wittmer, H.-G. Tideänderungen durch Einbauten in Tideflüssen Führböter, A. Modellversuche für Talsperren-Tiefschütze Krabbe, W. Über die Schrumpfung bindiger Böden
12	1957	Zitscher, F.-F. Möglichkeiten und Grenzen in der konstruktiven Anwendung von Asphaltbauweisen bei Küstenschutzwerken
11	1957	Simons, H. Über die Gestaltung von Schiffshebewerken Wagner, H. Die Luft-Durchlässigkeit wasserhaltiger Böden - Ein Beitrag zum Unterwassertunnelbau im Druckluftverfahren - Griesseier, H., Vollbrecht, K. Zur Problematik der modellmäßigen Darstellung litoraler Prozesse Dettmers, D. Ablagerungen in Druckrohrleitungen bei hydraulischer Förderung im Naßbaggerbetrieb Friedrich, W., Horst, H. FISCHERs Verfahren zur Aufschlüsselung des regionalen Wasserhaushaltes im Lichte neueren Wissens. Ein Beitrag zur Klärung des Wasserhaushaltsproblems Natermann, E. Abschließende Stellungnahme des Verfassers
10	1957	Powell, W. Gebrauch und Mißbrauch von wasserbaulichen Modellen Möller-Hartmann, W. Abfluß in offenen Dreiecksgerinnen Hensen, W. Modellversuche über den Strandabbruch an den Enden von befestigten Küstenstrecken - Lee-Erosion - Menze, G. Über die Tragfähigkeit von Rammpfählen unter Berücksichtigung des Kräfteverlaufes beim Rammen Hensen, W. Erprobungen von pneumatischen Wellenbrechern im Modell und in der Natur
9	1956	Laucht, H. Zustand und Entwicklungsmöglichkeiten des Hamburger Stromspaltungsgebietes der Elbe Natermann, E. FISCHERs Verfahren zur Aufschlüsselung des regionalen Wasserhaushaltes im Lichte neueren Wissens Simons, H. Bodenmechanische Untersuchungen an den Emsdeichen zwischen Papenburg und Leer Hensen, W. Zweite Zusammenstellung der wasserbaulichen Modellversuche, die in der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover, durchgeführt worden sind Hensen, W. Mitgliederverzeichnis der Gesellschaft der Förderer des Franzius-Instituts e.V. nach dem Stande vom 1.11.1956 Schiemann, E. Bericht über die Auslands-Exkursion des Lehrstuhls für Grundbau und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover im Sommer 1956
8	1955	Domzig, H. Wellendruck und druckerzeugender Seegang Lamprecht, H.-O. Brandung und Uferveränderungen an der Westküste von Sylt Walther, H.-D. Modellversuche für die neue Westmole Helgoland

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
7	1955	Vogl, K.-J. Gründungen in schrumpf- und schwellfähigen Böden Giese, H. Über den räumlichen Erdwiderstand Jagau, H. Beitrag zur erdstatischen Berechnung des Fußwiderstandes von Pfählen Hensen, W. Modellversuche zur Bestimmung des Einflusses der Form eines Seedeiches auf die Höhe des Wellenauflaufes Hensen, W. Modellversuche mit pneumatischen Wellenbrechern
6	1954	Hensen, W. Modellversuche für die untere Ems (Text) Hensen, W. Modellversuche für die untere Ems (Abbildungen) Hensen, W. Sondermodellversuche für die untere Ems
5	1954	Müller, F.-E. Stahlrampfpfähle Für Dalbenbau. Ergebnisse Von Großversuchen Im Nord-Ostsee-Kanal Bei Flemhude 1951 Wiegmann, D. Der Erddruck Auf Verankerte Stahlspundwände, Ermittelt Auf Grund Von Verformungsmessungen Am Bauwerk Menze, G. Probelastungen An Fertigbetonpfählen Und Stahlpfählen Hensen, W. Modellversuche Über Den Wellenauflauf An Seedeichen Im Wattengebiet
4	1953	Jarlan, G. Der Hafen von Le Havre Jarlan, G. Die Ausbildung des Ingenieurs in Frankreich Dettmers, D. Beitrag zur Frage der Belüftung von Tiefschützen Helm, K., Möckel, W., Wöltinger, O. Über die gegenseitige Beeinflussung von Schiffen und Kanälen Hensen, W. Modellversuche für den Amerika-Hafen in Cuxhaven
3	1953	Iribarren, R. Beim Brechen von Wellen unvermutet auftretende heftige Drücke Boos, W. Die Messung kleiner Strömungsgeschwindigkeiten im wasserbaulichen Versuchswesen Hensen, W. Das Eindringen von Salzwasser in die Gezeitenflüsse und ihre Nebenflüsse, in See-kanäle und in Häfen Steinfeld, K. Über den räumlichen Erdwiderstand Petermann, H. Die innere Verformung als Festigkeitsmerkmal von Sand Hensen, W. Mitgliederverzeichnis der Gesellschaft der Förderer des Franzius-Instituts e.V. nach dem Stande vom 1.1.1953
2	1952	Seifert, R. Maßstäbe der Modellähnlichkeit grundrißgetreuer Gerinne bei Tiefenverzerrung und Gefällverstärkung Hensen, W. Untersuchungen der Standfestigkeit von Rohrfestpunkten Schiemenz, F. Versuche mit Glasaalen. Beitrag zur Frage des Hineinleitens wandernder Fische in die untere Mündung einer Fischtreppe Hansen, W. Beobachtungen des Windstaus und Triftstroms im Modellkanal Natermann, E. Die Entschleierung der Grundwasserganglinie Schulz, H. Probleme der gewässerkundlichen Meßtechnik Helm, K., Moeckel, W. Einfluß des Wasserquerschnittes von Kanalprofilen auf Absenkung, Vertrimmung und Steuereigenschaften eines großen Tankschiffes Hensen, W. Kleine Studien aus dem Tidegebiet Nr. 1: Über die Fortschrittsgeschwindigkeit der Tidewelle in einem Flusse

Continued on next page

Continued from previous page

Issue	Year	Author and Title
1	1952	<p>Hensen, W. Zusammenstellung der wasserbaulichen Modellversuche, die in der Hannoverischen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover, seit dem 1. April 1948 durchgeführt worden sind</p> <p>Simons, K. Bericht über die Auslands-Exkursion des Lehrstuhls für Grundbau und Wasserbau an der Technischen Hochschule Hannover im Frühjahr 1952</p> <p>Hensen, W. Gedanken und Anregungen zu studentischen Exkursionen</p> <p>Streck, A. Die Bewertung des Bodens als Baugrund und Baustoff</p> <p>Graupner, A. Die Baugrundkarte von Hildesheim als Beispiel einer Baugrundkartierung</p> <p>Steinfeld, K. Über Theorie und Praxis elektroosmotischer Bodenentwässerung</p> <p>Schmidbauer, J. Die Fließsand- und Schwimmsanderscheinung</p> <p>Paproth, E. Neuere Druckluftgründungen</p> <p>Streck, A. Die erdstatische Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen</p> <p>Förster, K. Bodenmechanische Erfahrungen bei den Kriegsschäden im Hamburger Hafen</p> <p>Petermann, H. Auszug aus dem Vortrag 'Baugrundfragen des Straßenbaues'</p> <p>Sichardt, W. Überblick über die Wasserhaltungsverfahren (Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen, Fortschritte, Aussichten)</p> <p>Schmidbauer, J. Bemessung von Straßen- und Flugplatzdecken</p> <p>Streck, A. Aktuelle Fragen des Deichbaues im Bergbauegebiet</p> <p>Tübbesing, K. Über die hydrologische Baugrundkarte von Hannover</p>

ISSN 0340-0077

Herausgeber

Leibniz Universität Hannover

Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen

Nienburger Str. 4, 30167 Hannover

Prof. Dr.-Ing. habil. T. Schlurmann

www.fi.uni-hannover.de