



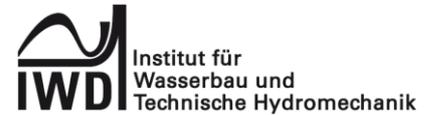
**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

---

Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

---

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen  
Heft 48



# **TECHNISCHER UND ORGANISATORISCHER HOCHWASSERSCHUTZ**

## **BAUWERKE, ANFORDERUNGEN, MODELLE**

### **TECHNICAL AND ORGANIZATIONAL**

# **FLOOD PROTECTION**

## **STRUCTURES, REQUIREMENTS, MODELS**

36. Dresdner Wasserbaukolloquium 2013  
07. – 08. März 2013



## **Bibliografische Informationen**

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliographie. Die bibliografischen Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

### **Technischer und organisatorischer Hochwasserschutz – Bauwerke, Anforderungen, Modelle (Technical and organizational Flood Protection – Structures, Requirements, Models)**

Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen,  
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik.

Dresden: Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2013  
(Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen; Heft 48)  
Zugl.: Dresden, Techn. Univ., 2013  
ISBN 978-3-86780-318-2

Herausgegeben im Auftrag des Rektors der Technischen Universität Dresden von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Stamm  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. K.-U. Graw

Technische Universität Dresden  
Fakultät Bauingenieurwesen  
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 34397  
Fax: +49 351 463 37120  
E-Mail: [mail@iwd.tu-dresden.de](mailto:mail@iwd.tu-dresden.de)  
WWW: <http://iwd.tu-dresden.de>

Redaktion:  
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Detlef Aigner

Redaktionsschluss:  
07.02.2012

Verlag:  
Selbstverlag der Technischen Universität Dresden

Der Nachdruck des Heftes bedarf der Genehmigung durch die Redaktion und ist nur mit Quellenangabe gestattet.

ISSN 0949-5061  
ISBN 978-3-86780-318-2

## Inhaltsverzeichnis

### A2 – Saal 4 Hochwasserschutzkonzepte 1

**10 Jahre Hochwasserrisikomanagement in Sachsen** 7

Uwe Müller

**Hochwasserschutz Dresdner Altstadt unter Berücksichtigung  
denkmalgeschützter Bausubstanz** 21

Heiko Scholz, Ronald Lewis, Toralf Burkert

**Verfahren zur Berechnung des Hochwasserrisikos auf Einzugsge-  
bietsebene unter Berücksichtigung der Zuverlässigkeit in der  
Hochwasserschutzlinie** 33

Bachmann Daniel, Fries Jürgen, Schüttrumpf Holger

**Naturschutzfachliche und gewässerökologische Anforderungen an  
die Variantenuntersuchung bei Hochwasserschutzmaßnahmen** 47

Daniel Schmidt, Elisabeth Meinel, Martin Etzold, Mathias Kreutzkam

**Stadt-Land-Fluss – Urbane Überflutungen und Gewässeraus-  
uferungen** 57

Harald Wegner, Lisanne Tolkmitt

### B2 – Saal 5 Hochwasser – Vorhersage und Frühwarnsysteme

**Anforderungen an moderne Hochwasser-Vorhersagesysteme –  
Beispiele für die Umsetzung mit Delft-FEWS** 65

Oliver Buchholz, Dirk Schwanenberg, Benedikt Sommer

**Hochwasservorhersagemodell für die Lausitzer Neiße** 75

Jörg Walther, Uwe Büttner, Björn Fischer

---

<b>Beiträge zu einer Neubewertung der Hochwassersituation am deutschen Elbelauf</b>	<b>85</b>
Martin Helms, Jürgen Ihringer	
<b>Von der Hochwasservorhersage zur Hochwasserbewältigung – Werkzeuge des Hochwassermanagements im Emscher- und Lippegebiet</b>	<b>95</b>
Georg Johann, Angela Pfister	
<b>A3 – Saal 4 Hochwasserschutzkonzepte 2</b>	
<b>Hochwasserschutzkonzepte für Industriebetriebe – Ein Fallbeispiel aus Südwestfalen</b>	<b>103</b>
Jürgen Jensen, Arne Arns, Christoph Mudersbach	
<b>Abschätzung verhinderter Schäden für Nutzen-Kosten-Untersuchungen des technischen Hochwasserschutzes – Das Pilotprojekt Pirna</b>	<b>111</b>
Johannes Nikolowski, Sebastian Golz, Carlos Rubín, Thomas Naumann	
<b>Freibordbemessung an Hochwasserschutzanlagen</b>	<b>123</b>
Reinhard Pohl	
<b>Audit – „Hochwasser wie gut sind wir vorbereitet“</b>	<b>135</b>
Joachim Gfrörer	
<b>B3 – Saal 5 Ereignisanalyse</b>	
<b>Ereignisanalyse der Hochwasser von 2010 und 2011 – meteorologische und hydrologische Ursachen, Prozesse, Schäden und Lehren</b>	<b>141</b>
Petra Walther, Christina Görner, Stephan Gerber, Peter Wundrak	
<b>Analyse des Hochwasserereignisses 2010 im Rödergebiet mittels hybrider Modellierung</b>	<b>149</b>
M. Schuckert, B. Lange, Th. Kopp, St. Schurig	

---

<b>Schnelle Hochwasserereignisanalyse in Deutschland</b>	<b>163</b>
Kai Schröter, Heidi Kreibich, Hendrik Zwenzner, Bruno Merz	

<b>Großräumige Einflüsse tschechischer und thüringischer Talsperren auf ausgewählte extreme Hochwasser an der deutschen Binnenelbe</b>	<b>173</b>
Marcus Hatz, Norbert Busch	

#### A4 – Saal 4 Organisation des Hochwasserschutzes

<b>Der Hochwasserrisikomanagementplan – Herausforderung für Wasserwirtschaft und Raumplanung</b>	<b>183</b>
Thomas Hartmann, Robert Jüpner	

<b>Technischer und organisatorischer Hochwasserschutz in tidebeeinflussten Gebieten am Beispiel der Freien und Hansestadt Bremen</b>	<b>193</b>
Heiko Spekker, Hauke Krebs	

<b>Fachinformationssystem Deiche Baden-Württemberg</b>	<b>203</b>
Bernd Karolus, Jan-Christoph Walter	

#### B4 – Saal 5 Numerische und physikalische Modelle

<b>Physikalische und numerische Modellierung von Hochwasserschutzmaßnahmen im urbanen Raum</b>	<b>209</b>
Dirk Carstensen, Jens Wilhelm, Markus Schuckert, Rocco Zimmermann	

<b>Sensitivitätsanalyse und Vergleich 2-dimensionaler Hochwasserabflussmodelle</b>	<b>219</b>
Stefan Janu, Susanne Mehlhorn	

<b>A Fuzzy Rule Based Operation Model for Blue Nile Reservoirs</b>	<b>229</b>
Mohammed Abdallah, Jürgen Stamm	

<b>Hydrodynamische Simulation von Sturzflutereignissen im urbanen Raum</b>	<b>241</b>
Svenja Peterseim, Andreas Schlenkhoff, Mario Oertel	

**C1 – Saal 4 Hochwasserschutzbauwerke 1**

- Planung und Bau der Hochwasser-Schutzanlage Muldedeich Profiroll** 251  
Hermann Stopsack, Henriette Salewski
- Hochwasserrückhaltebecken Neuwürschnitz – Stand der Planung für ein mittleres HRB mit Öko-Schlucht** 259  
Holger Haufe, Ingo Berndt, Mirko Salzmann
- Tosbeckenoptimierung mithilfe eines hybriden Modells** 269  
Felix Marlow, Tilo Buschmann, Hubertus Milke, Tilo Sahlbach
- 3D-Geoelektrik zur Erkundung des oberflächennahen Untergrundes** 279  
Jakob Schwabe, Reiner Scheibe

**D1 – Saal 5 Hochwasser und Sedimenttransport**

- Beeinflussung des Geschiebetriebes durch Geschiebestausperren auf regulierte Unterlaufgerinne mit Hilfe von Berechnungen und 1D Abflusssimulationsmodellen** 287  
Gerald Jäger und Markus Moser
- Sedimentfracht und Klimawandel in alpinen Einzugsgebieten (ClimCatch)** 297  
Josef Schneider, Gabriele Harb, Oliver Sass, Johannes Stangl
- Analyse und rekonstruierte Modellierung des Murgangereignisses vom 21. Juli 2012 in St. Lorenzen, Steiermark** 307  
Stefan Janu, Susanne Mehlhorn

**C2 – Saal 4 Hochwasserschutzbauwerke 2**

- Erosions- und überströmungssichere Ausbildung einer Deichkonstruktion am Wildgewässer Breitach** 317  
Olaf Düser

---

<b>Hochwasserspeicherraum Zwenkauer See Ein wesentlicher Bestandteil des zukünftigen Hochwasserschutzes der Stadt Leipzig</b>	<b>325</b>
Jörg Schöne, Rolf Schlottmann, Henning Pinar	
<b>Sturmflutschutz auf den nordfriesischen Halligen</b>	<b>339</b>
Holger Schüttrumpf, Theide Wöffler, Arne Arns, Jürgen Jensen	
<b>D2 – Saal 5 Hochwasser/Grundwasser/Multisure</b>	
<b>Grundhochwasser – Schadenspotenziale, Erfahrungen und Untersuchungen innerhalb der Stadt</b>	<b>349</b>
Thomas Sommer, Kirsten Ullrich	
<b>Szenarienbasierte Modellierung der Grundwasserdynamik bei Hochwasserereignissen in Dresden</b>	<b>357</b>
Uwe Stodolny, Thomas Sommer	
<b>Modellierung von Gebäudeschäden infolge von Grundhochwasser auf Grundlage gebäudetypologischer Untersuchungen und synthe- tisch ermittelter Schadensfunktionen</b>	<b>365</b>
Reinhard Schinke, Marco Neubert, Jörg Hennersdorf	
<b>C3 – Saal 4 Hochwasserschutzbauwerke 3/Mobile Elemente</b>	
<b>Hochwasserschutzanlagen in der Normung und Regelung</b>	<b>373</b>
Reinhard Pohl	
<b>Optimierung von Schutzbauwerken zur Geschiebemanagement- tation – Konzept zur Bestimmung von lichten Weiten bei Sortierbauwerken</b>	<b>385</b>
Markus Moser, Gerald Jäger	
<b>Von der Idee zum fertigen Produkt – Bemessung und Optimie- rung mobiler Hochwasserschutz-Systeme (mHWS-Systeme) mit Hilfe wasserbaulicher Modellversuche</b>	<b>393</b>
Jürgen Jensen, Jörg Wieland	

**Anforderungen an die Qualifikation und Organisation von Stauanlagenbetreibern (TSM Stauanlagen) 405**

Georg J. A. Schrenk

**Verfahren zur Bestimmung der Häufigkeit von Hochwasserereignissen als  $HQ_T$  und  $HW_T$  aus Langzeitauswertungen 417**

Benno Bjarsch

**Förderverein**

**Satzung der Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der Technischen Universität Dresden e. V. 433**

**Bisher erschienene Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 439**

## 10 Jahre Hochwasserrisikomanagement in Sachsen

Uwe Müller

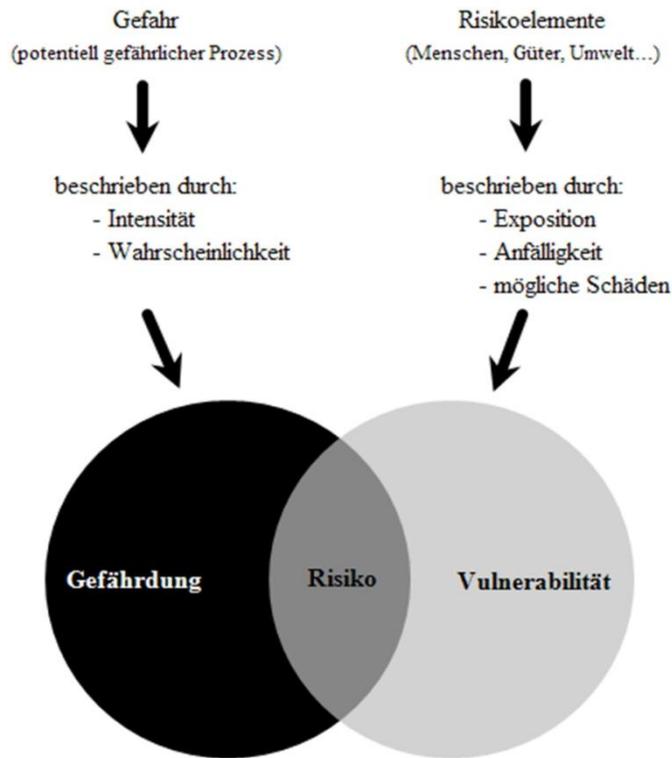
Im vorliegenden Beitrag wird ein Überblick über die umfassenden methodischen und ingenieurmäßigen Leistungen zum Hochwasserrisikomanagement durch die Wasserwirtschaftsverwaltung in Sachsen seit dem Hochwasser 2002 gegeben. Alle dabei anzusprechenden Facharbeiten werden in den Kreislauf des integrierten Hochwasserrisikomanagements eingeordnet. Folgende Einzelhemen werden angerissen: Hochwasserschutzkonzepte, Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten, Ereignisanalysen, vorläufige Risikobewertung, Pilotprojekte zu Hochwasserrisikomanagementplänen, Schadenspotentiale und Hochwassernachrichtendienst.

Stichworte: Hochwasserrisikomanagement, Gefahrenkarten, Risikokarten, Hochwassernachrichtendienst

### 1 Integriertes Hochwasserrisikomanagement

Im Artikel 7 der Hochwasserrisikomanagementrichtlinie (EG-HWRM-RL) *EU (2007)* ist ausgeführt, dass die Hochwasserrisikomanagementpläne alle Aspekte des Hochwasserrisikomanagement (HWRM) berücksichtigen sollen, wobei der Schwerpunkt auf Vermeidung, Schutz und Vorsorge sowie auf Hochwasservorhersagen und Frühwarnsysteme gelegt wird. Um die weiteren Ausführungen in den Kontext des HWRM stellen zu können, sollen zuerst das Hochwasserrisiko und anschließend das integrierte HWRM kurz erläutert werden.

Das Hochwasserrisiko wird in der EG-HWRM-RL als Produkt aus Eintrittswahrscheinlichkeit eines Hochwasserereignisses und der hochwasserbedingten potenziellen nachteiligen Folgen (Hochwasserschäden) auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das Kulturerbe und die wirtschaftlichen Tätigkeiten definiert. Da die Vulnerabilität der Schutzgüter in die Betrachtung mit einbezogen werden muss ist in Abbildung 1 das Hochwasserrisiko als Interaktion von Gefährdung und Vulnerabilität dargestellt. Im weiteren Verlauf dieses Beitrages wird diese weitergehende Risikodefinition verwendet, weil damit auch die Exposition, das Schadenspotenzial und die Anfälligkeit der Schutzgüter mit berücksichtigt werden.

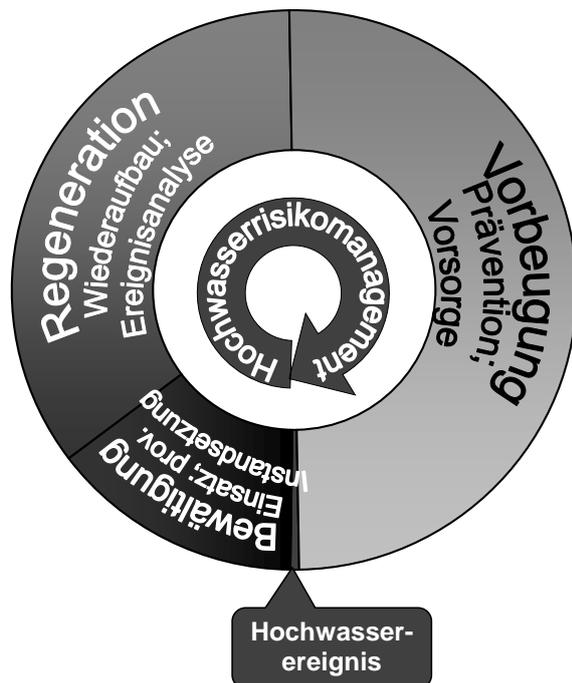


**Abbildung 1:** Risiko als Resultat der Interaktion von Gefährdung und Vulnerabilität, Müller (2010)

Der Umgang mit den Risiken wird als Risikomanagement bezeichnet. Übliche Risikokostenstrategien sind die Risikovermeidung, die Risikoverminderung, die Risikobegrenzung, die Risikoübertragung und die Risikoakzeptanz.

Das Hochwasserrisikomanagement kann als Risikokreislauf (oder Spirale) dargestellt werden, weil es als fortlaufender und iterativer Prozess unter Berücksichtigung möglichst vieler Ebenen verstanden wird. Für die weiteren Ausführungen in diesem Beitrag wird der in Abbildung 2 dargestellte Kreislauf verwendet, der inhaltlich auch den LAWA-Empfehlungen LAWA (2010) entspricht.

Die einzelnen Phasen des Hochwasserrisikomanagementkreislaufes können wie folgt beschrieben werden. Das Hochwasserereignis ist das Abflussgeschehen mit Wasserständen oder Durchflüssen ab einem definierten Schwellwert. Die Hochwasserbewältigung dient der Begrenzung des Ausmaßes und der Dauer einer Hochwasserkatastrophe. In der Phase der Regeneration müssen alle Voraussetzungen für den normalen Alltagsbetrieb geschaffen werden und in die Phase der Vorbeugung fallen alle Aktivitäten (Prävention und Vorsorge) zur Verminderung der Vulnerabilität gegenüber Hochwasserereignissen. Eine ausführliche Erläuterung zu den einzelnen Phasen ist in Müller (2010) enthalten.



**Abbildung 2:** Kreislauf Hochwasserrisiko-  
management, Müller (2010)

Mit dem dargestellten Hochwasserrisikomanagementkreislauf werden viele Fachdisziplinen und Akteure auch außerhalb der Wasserwirtschaft angesprochen. Ziel des integrierten Hochwasserrisikomanagements ist es, neben der Risikoakzeptanz (Risikobewusstsein) die größtmögliche Vermeidung, Verminderung oder Begrenzung des Hochwasserrisikos unter Beteiligung aller Betroffenen und Akteure aller Ebenen, mit allen verfügbaren Mitteln, in allen Phasen des Risikokreislaufes zu erreichen, Müller (2010).

## 2 Hochwasserereignis von 2002

Eine so genannte V b – Wetterlage führte im August 2002 zu den höchsten jemals in Deutschland gemessenen Tagesniederschlagssummen. Das Extremereignis vom August 2002 war eine der schlimmsten Hochwasserkatastrophen in Europa, die Schäden in einer Höhe von ca. 18,5 Milliarden Euro verursachte und 37 Menschen das Leben kostete. Am stärksten betroffen waren Deutschland mit Schäden von 9,2 Milliarden Euro sowie Österreich und Tschechien mit Schäden von je 3,0 Milliarden Euro. Fast die Hälfte der Hochwasserschäden entfiel auf Deutschland und hier wiederum befanden sich ca. 80 % der Schäden im Freistaat Sachsen, wo zwei Drittel der Sächsischen Gemeinden direkt vom Hochwasser betroffen und alle 21 deutschen Todesopfer zu beklagen waren, Müller (2010).

Das Auguthochwasser von 2002 muss für Sachsen in drei Teilereignisse unterschieden werden. Der erste Teil dieses Ereignisses, den man als Sturzflut bezeichnen kann, betraf am 12. und 13. August 2002 die Gewässer im Einzugsgebiet der Zwickauer Mulde, im Einzugsgebiet der Freiburger Mulde und die in Fließrichtung gesehen linken direkten Zuflüsse zur Elbe. Hier waren die dynamischen Prozesse maßgebend. Der zweite Teil des Ereignisses betraf am 13. und 14. August 2002 die Vereinigte Mulde. Dieser schon nicht mehr so dynamische Ereignisteil war aufgrund der hohen Wasserstände von ca. 100 Deichbrüchen und den dadurch entstandenen Überschwemmungen geprägt. Der dritte Teil des Ereignisses betraf erst vier Tage später die Elbe selbst und war durch extrem hohe Wasserstände gekennzeichnet, *Müller (2010)*.

Wesentlich ausführlichere Erläuterungen können den zahlreichen Veröffentlichungen, wie z.B. *Autorenkollektiv (2004)* oder *Müller (2010)*, entnommen werden.

### **3 Hochwasserbewältigung**

In diese Phase fallen alle Sachverhalte und Maßnahmen zur Begrenzung des Ausmaßes und der Dauer einer Hochwasserkatastrophe. Dazu gehören der Hochwassereinsatz mit den Bestandteilen Alarmierung, Rettung, Schadensabwehr durch Sofortmaßnahmen (z. B. Evakuierung, Sandsäcke, ...) und Opferbetreuung (z. B. Notunterkünfte, Verpflegung, ärztliche Versorgung, ...); die provisorische Instandsetzung/Sicherstellung von lebenswichtigen Einrichtungen (z. B. Krankenhäuser, Wasserwerke, ...), Verkehrs- und Rettungswegen, Kommunikationswegen (z. B. Telekommunikation, Internet, ...), Ver- und Entsorgungsleitungen (z. B. Wasser, Strom, Abwasser, ...), Ver- und Entsorgung (z. B. Lebensmittel, Abfall, ...) und die Dokumentation des Hochwasserereignisses und der Hochwasserbewältigung.

Die Hauptakteure in dieser Phase sind die Katastrophenschutzbehörden, die Wasserbehörden und Hochwassermeldezentralen, die Gewässer- und Stauanlagenbetreiber sowie weitere Aufgabenträger. Die größte Herausforderung für die Akteure ist die insbesondere logistische Bewältigung aller anstehenden und in kurzer Zeit zu erledigenden Aufgaben. Im Weiteren soll dies an einigen Beispielen demonstriert werden.

Im Rahmen der Hochwasserbewältigung waren u.a. viele Evakuierungen durchzuführen. Allein im damaligen Landkreis Sächsische Schweiz mussten in kürzester Zeit 20.459 Personen evakuiert und entsprechend anderweitig untergebracht und versorgt werden.

Die Katastrophenschutzbehörden konnten zur Erfüllung ihrer Aufgaben auf zahlreiche Ressourcen des Bundes, der Länder, von Hilfsorganisationen und freiwilligen Helfern zurückgreifen. So waren z. B. ca. 20.000 Soldaten der Bundeswehr, 5.000 Polizeibeamte, 4.000 Einsatzkräfte des Bundesgrenzschutzes, 8.000 Helfer des Technischen Hilfswerkes und Tausende weitere Hilfskräfte im Einsatz. Stellvertretend für den umfangreichen Einsatz von Technik soll hier nur der Lufteinsatz (50 Tornadoflüge, 1 Airbus A 300, 14 Transall Flugzeuge, 14 CH-53 Transporthubschrauber, ca. 29 weitere Hubschrauber) zur Rettung und Evakuierung erwähnt werden. Der Einsatz aller Hilfskräfte und der Technik war entsprechend zu koordinieren, *Müller (2010)*.

Vor allen Ressorts stand auch die Aufgabe der Schadenserfassung um überhaupt eine Einschätzung der Lage treffen zu können. Mit dem Einsatz von hunderten Ingenieuren mussten Schadensaufnahmen an ca. 25.000 beschädigten Häusern (inklusive 400 Totalschäden), ca. 20.000 Schäden an den Gewässern und wasserwirtschaftlichen Anlagen, ca. 740 km beschädigten oder zerstörten Straßen, ca. 20 % des beschädigten oder zerstörten Sächsischen Schienennetzes, ca. 470 beschädigten oder zerstörte Brücken, ca. 280 beschädigten soziale Einrichtungen, ca. 11,2 % der beschädigten Sächsischen Schulen, über 115 beschädigten Baudenkmäler und an zahlreichen Sächsischen Kultureinrichtungen und Kulturstätten durchgeführt werden, *(Müller (2010))*. Im Nachgang konnte festgestellt werden, dass die Verteilung der Hochwasserschäden von 2002 auf die Regionen und Infrastrukturbereiche in Sachsen den Schadenspotenzialen der verschiedenen Nutzungen in den identifizierten hochwassergefährdeten Gebieten entspricht. Sinnvoll ist ein ressortübergreifendes modular aufgebautes Schadenserfassungssystem, weil es wesentlich effizienter zu genaueren Schadensinformationen führt.

Als letztes Beispiel soll eine der Sofortmaßnahmen an den Gewässern dienen. Welch enormer Personal- und Ressourceneinsatz für Deichsicherungsmaßnahmen erforderlich war, soll mit den Aktivitäten an der Vereinigten Mulde verdeutlicht werden. Für die Mulde gab es für Ende August 2002 eine erneute Hochwasserwarnung, so dass eine große Gefahr für die nun nicht mehr geschützten Gebiete bestand. Deshalb sind innerhalb von fünf Tagen alle 95 Deichbruchstellen an der Mulde provisorisch geschlossen und weitere Schadensstellen gesichert worden. Dazu war folgender Ressourceneinsatz erforderlich: 40 Ingenieure aus 7 Ingenieurbüros, 27 Baubetriebe, 297 schwere LKW, 71 Bagger, 45 Raupen, 43 Walzen und 210.000 m<sup>3</sup> Erdstoffe. Der logistische Aufwand war gewaltig. Hier zeigte sich sehr deutlich, dass nur die mittelständigen Bauunternehmen flexibel waren und über die entsprechenden Ressourcen verfügten. Die großen Baukonzerne hatten weder das Personal noch die Gerätetechnik verfügbar. Wie wichtig dann auch eine nachhaltige Sicherung der Deichbrüche ist,

soll an den zwei folgenden Sachverhalten verdeutlicht werden. Im Frühjahr 2005 gab es an der Mulde und der Elbe ein sogenanntes Frühjahrshochwasser. Da durch inzwischen vorliegende Ergebnisse der Deichzustandsanalysen der bauliche Zustand und die innere Schädigung der Deiche bekannt waren, sind vor dem Hochwasserscheitel in kürzester Zeit ca. 44,5 km Deiche durch einen Auflastfilter gesichert worden. Dabei sind ca. 341.000 m<sup>3</sup> Material verbaut worden. Eine ähnliche Konstellation gab es noch einmal im Frühjahr 2006, wo die Elbe über eine lange Zeit eine sehr hohe Wasserführung hatte. Auch hier sind noch weitere 17 km Elbdeiche mit einem Auflastfilter gesichert worden, wobei ca. 120.000 m<sup>3</sup> Filtermaterial verbaut worden sind. Bei beiden Aktionen war wieder eine logistische Herausforderung zu bewältigen, was sehr gut gelungen ist, *Müller (2010)*.

## 4 Regeneration

Die Phase der Regeneration dient der Schaffung aller Voraussetzungen für den normalen Alltagsbetrieb und lässt sich in zwei Haupthandlungsfelder aufteilen. Einerseits ist die Anfertigung einer Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse mit den Bestandteilen Prozessanalyse, Gefahrenanalyse, Schutzdefizitanalyse und Vulnerabilitätsanalyse wichtig. Nur mit solch einer Analyse kann man die Schwachstellen erkennen und sich besser auf nachfolgende Ereignisse vorbereiten. Eine zeitnahe, qualifizierte und umfassende Ereignisdokumentation ist erforderlich, um u. a. die erforderliche Datenbasis für spätere im Rahmen der eigentlichen Ereignisanalyse oder in der Phase der Hochwasservorbeugung durchzuführende Analysen, Berechnungen und Simulationen zu schaffen. Ohne diese Datenbasis sind Kalibrierungen und Weiterentwicklungen von Analyse- und Berechnungsmodellen nur schwer oder teilweise nicht möglich. Die zweite große Herausforderung ist der nachhaltiger Wiederaufbau von lebenswichtigen Einrichtungen (z. B. Krankenhäuser, Wasserwerke, ...), Verkehrs- und Rettungswegen, Kommunikationswegen (z. B. Telekommunikation, Internet, ...), Ver- und Entsorgungsleitungen (z. B. Wasser, Strom, Abwasser, ...), Ver- und Entsorgung (z. B. Lebensmittel, Abfall, ...), Gebäuden, Infrastrukturen und Gewerbe- und Industrieobjekten. Die unter 3 genannte Schadensbilanz von 2002 mit über 6 Milliarden Euro Schaden für Sachsen verdeutlicht die Dimension dieser Aufgabe, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll. Beispielhaft soll nur erwähnt werden, dass zur sinnvollen und schnellen Schadensbeseitigung (ca. 20.000 Schäden in Höhe von ca. 1,3 Milliarden Euro) an den wasserwirtschaftlichen Infrastrukturen Nachhaltigkeitsstrategien und Priorisierungsverfahren entwickelt und umgesetzt werden mussten, die unter anderem in *Müller (2010)* nachzulesen sind.

Normalerweise werden mit der Aufhebung des Katastrophenalarmes die Aufgaben wieder von den Standardstrukturen übernommen. Da das Hochwasser vom August 2002 so gewaltige Auswirkungen hatte, dauerten die weiter vorn beschriebenen Maßnahmen der Hochwasserbewältigung bis zum Jahresende 2002 an. Um diesen Prozess effektiv steuern zu können sind in der Regel die sich auflösenden Krisenstäbe in Koordinierungsstellen überführt worden. Nach Abschluss der beschriebenen Aufgabenschwerpunkte sind die verbleibenden Aufgaben dieser Koordinierungsstellen im Januar 2003 in die Standardstrukturen oder zeitweilig gebildete Sonderstrukturen übergeleitet worden.

Bereits in der Phase der Regeneration hat der Freistaat Sachsen beginnend mit der beschriebenen Ereignisanalyse über die Erarbeitung von Hochwasserschutzkonzepten und die Erstellung von Gefahrenkarten begonnen, das Katastrophenhochwasser methodisch aufzuarbeiten und ein sinnvolles Hochwasserschutzinvestitionsprogramm zur schrittweisen Verbesserung des Hochwasserschutzes abzuleiten. Auf der parallel geschaffenen landeswassergesetzlichen Grundlage sind durch die Landestalsperrenverwaltung (LTV) für alle Gewässer I. Ordnung und für den im Freistaat Sachsen liegenden Teil der Elbe 47 Hochwasserschutzkonzepte (HWSK) nach einer einheitlichen Aufgabenstellung auf Grundlage der neuesten Erkenntnisse des Hochwasserschutzes aufgestellt worden. Mittlerweile sind auch durch Kommunen über 25 HWSK für Gewässer II. Ordnung erarbeitet worden. Diese Hochwasserschutzkonzepte entsprechen den im alten Wasserhaushaltsgesetz geforderten Hochwasserschutzplänen. Entsprechend dem weiter vorn erläuterten Hochwasserrisikomanagement beinhalten die HWSK alle entscheidenden Informationen zur Hochwasserprävention, die auch anderen Planern und Akteuren im Raum, insbesondere den Raumplanungsstellen, verfügbar gemacht worden sind. Damit decken die HWSK einen großen Teil der Inhalte der Hochwasserrisikomanagementpläne der erst später in Kraft getretenen EG-HWRM-RL ab und beinhalten sehr viele neu erarbeitete methodische Grundlagen, Müller (2010).

Da es im Freistaat Sachsen noch keine Erfahrungen mit der Erstellung von Hochwasserschutzkonzepten gab, wurden unter Zuhilfenahme von Schweizer Experten für die fünf Fließgewässersysteme im Osterzgebirge die ersten HWSK erarbeitet. Das prinzipielle Vorgehen bei der Erstellung dieser HWSK lehnte sich an die Empfehlungen des schweizerischen Bundesamtes für Wasser und Geologie Schweiz (2001) an und wurde im Zuge der Bearbeitung an die Sächsischen Verhältnisse angepasst. Die ersten fünf untersuchten Fließgewässersysteme waren Ketznerbach, Triebisch, und Wilde Sau mit 397 km<sup>2</sup> Einzugsgebiet; Rote, Wilde und Vereinigte Weißeritz mit 385 km<sup>2</sup> Einzugsgebiet; Lockwitzbach mit 84 km<sup>2</sup> Einzugsgebiet; Müglitz mit 214 km<sup>2</sup> Einzugsgebiet und Gottleuba, Seidewitz, Bahra, Bahre, Biela mit 355 km<sup>2</sup> Einzugsgebiet. Im Zuge der

Bearbeitung dieser fünf ersten HWSK ist die Methodik für die Erarbeitung aller weiteren HWSK im Freistaat Sachsen entwickelt worden.

Mit Hilfe einer straff organisierten Vorgehensweise war es möglich, innerhalb von 8 Monaten die ersten fünf HWSK zu erstellen und eine auf Sächsische Verhältnisse angepasste Methodik zu entwickeln. Die folgende Aufzählung soll zeigen, welche Ingenieurleistungen die LTV mit Ihren Auftragnehmern in kürzester Zeit realisiert hat:

- 15.11.2002 - Vergabe der Laserscanvermessung (ca. 300 km<sup>2</sup> Befliegung und Erstellung von digitalen Geländemodellen); Fertigstellung am 09.01.2003
- 10.12.2002 - Vergabe der Pilot-Hochwasserschutzkonzepte
- 20.12.2002 - Vergabe der terrestrische Vermessung (Vermessung von ca. 3.500 Brücken- und Gewässerprofilen; Ø 160/Tag); Fertigstellung am 30.01.2003
- 20.12.02 - Vergabe der Neuberechnung aller Niederschlags-/ Abflussmodelle; Fertigstellung am 20.02.2003
- Verarbeitung aller Daten der Vermessung und neuer meteorologischer Daten
- laufende Abstimmung zwischen den Planern mit Straßenbauamt, Deutsche Bahn AG, Landratsamt sowie 14-tägig mit der LTV
- 31.03.2003 - Vorlage Bericht mit Grundlagen und Randbedingungen der Wiederbebaubarkeit im Untersuchungsgebiet bei HQ<sub>x</sub>
- 15.07.2003 - Vorlage Abschlussbericht der Hochwasserschutzkonzepte
- 06.08.2003 - Prüfung und Bestätigung der vorgelegten Hochwasserschutzkonzepte durch das Sächsische Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft als wasserwirtschaftliche Rahmenplanung
- August 2003 - Beginn der Umsetzung der in den Konzepten aufgeführten Maßnahmen (z. B. Beauftragung von Machbarkeitsstudien für 10 Standorte für Hochwasserrückhaltebecken)

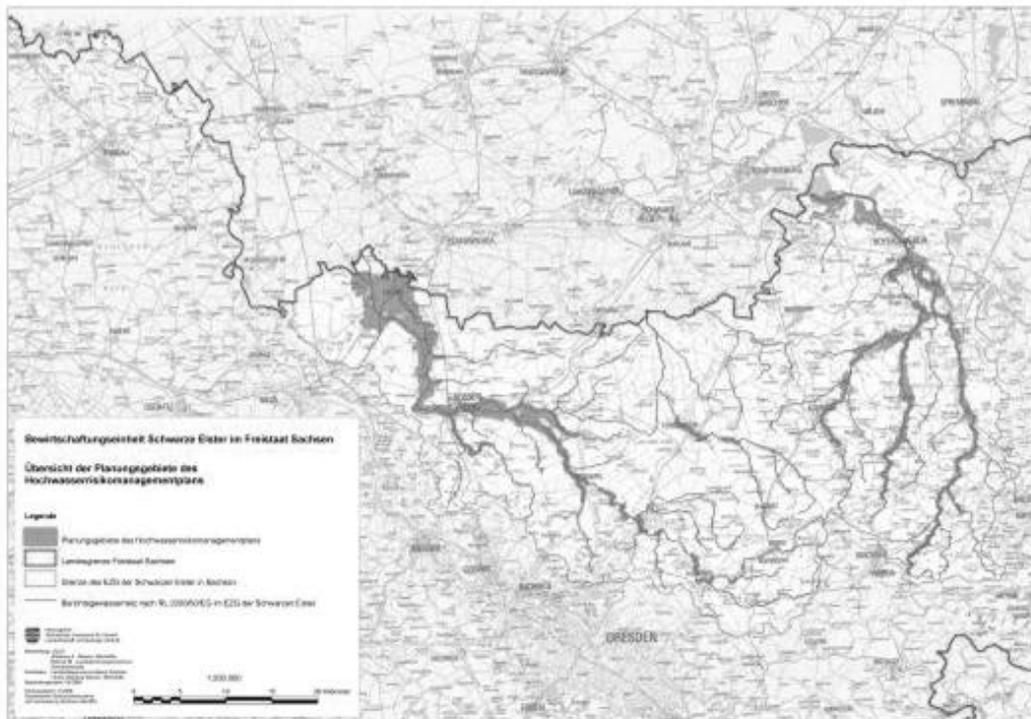
In einem weiteren Jahr sind nach dieser Methodik für alle ca. 3.000 km I. Ordnung alle 47 HWSK für Sachsen fertig gestellt worden. Diese HWSK beinhalten u.a. 568 Gefahrenkarten für 540 Orte für die Szenarien HQ<sub>20</sub>, HQ<sub>50</sub>, HQ<sub>100</sub>, HQ<sub>200</sub> oder HQ<sub>300</sub> und EHQ.

## 5 Hochwasservorbeugung

Die Phase der Hochwasservorbeugung dient der Verminderung der Vulnerabilität gegenüber Hochwasserereignissen. Die Handlungsfelder in dieser Phase sind die Prävention mit angepasster Raumnutzung (z. B. Ausweichen vor Gefahren, angepasste Bauweisen – auch als Bauvorsorge bezeichnet, ...), raumplanerischen Maßnahmen (z. B. Sicherung von Retentionsräumen - auch als Flächenvorsorge bezeichnet, ...), natürlichem Hochwasserschutz (z. B. Rückhalt in der Fläche, ...), technischem Hochwasserschutz sowie Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten und die Hochwasservorsorge mit Risikovorsorge (z. B. Versicherungen, Eigenvorsorge, ...), Verhaltensvorsorge (z. B. Hochwasserschutzübungen, ...), Vorhaltung und Vorbereitung des Katastrophenschutzes, Informationsvorsorge (z. B. Hochwassernachrichtendienst, ...) und Hochwasserrisikomanagementplänen. Diese Phase stellt auch den Handlungsschwerpunkt nach EG-HWRM-RL dar.

Alle Aktivitäten des Freistaates Sachsen zur Hochwasservorbeugung zu beschreiben, würde den Rahmen dieses Beitrages sprengen. Deshalb sollen hier nur einige Beispiele benannt werden. Vorangestellt werden soll noch, dass Sachsen seine umfangreichen Vorleistungen, wie z.B. die HWSK und Gefahrenkarten, entsprechend Artikel 13 der EG-HWRM-RL bis zum 22.12.2010 zur Anerkennung eingereicht hatte.

Entsprechend der EG-HWRM-RL war bis zum 22.12.2011 die vorläufige Bewertung des Hochwasserrisikos durchzuführen, was Sachsen fristgerecht für ca. 3.200 km Gewässer I. Ordnung einschließlich der Bundeswasserstraße Elbe und für ca. 4.000 km Gewässer II. Ordnung durchgeführt hat. Ein Kartenbeispiel vom Gebiet der Schwarzen Elster ist in der Abbildung 3 zu sehen. Im Rahmen des EU-Projektes ELLA sind zusätzlich noch Schadenspotentialkarten erarbeitet worden.



**Abbildung 3:** Darstellung Gebiet mit potentiell signifikantem Hochwasserrisiko (LfULG)

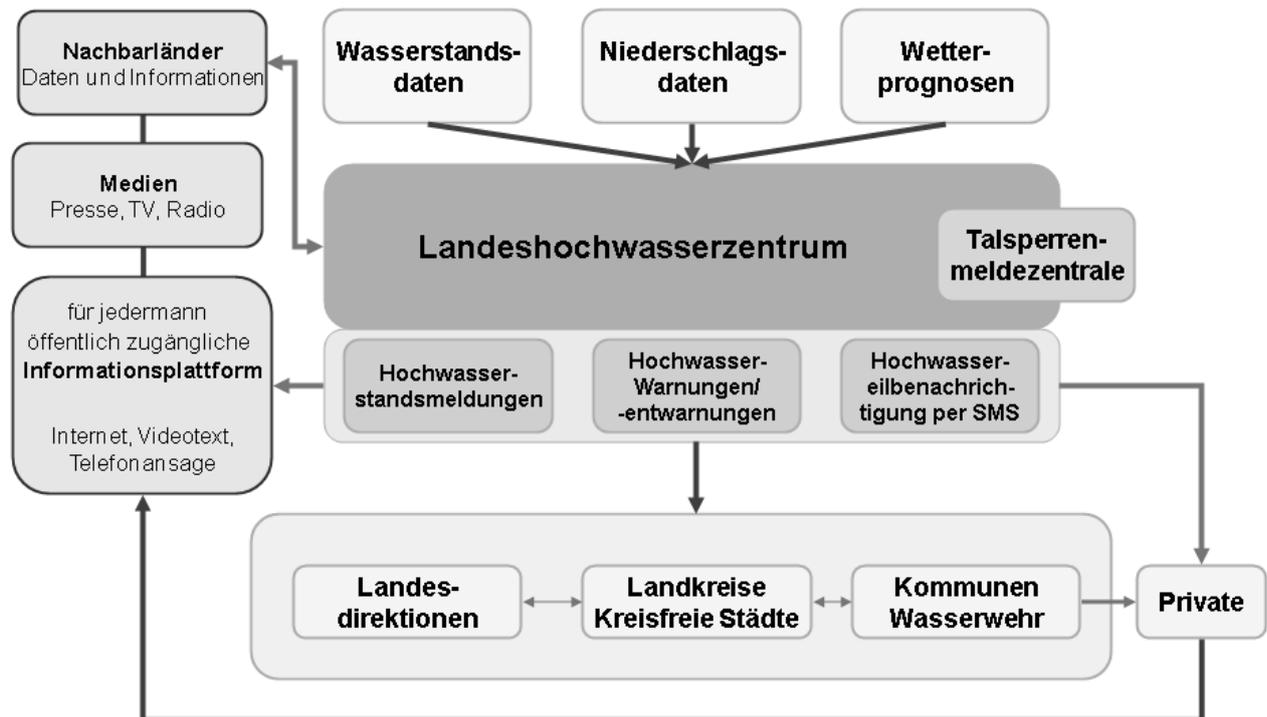
Bis Dezember 2013 sind die Hochwassergefahren- und die Hochwasserrisikokarten fertig zu stellen. Wie weiter vorn schon ausgeführt liegen die 568 Gefahrenkarten für die Gewässer I. Ordnung und die Elbe (ca. 3.200 km) bereits seit 2005 vor. Für die Gewässer II. Ordnung befinden sich die Karten in Erarbeitung. Die Hochwasserrisikokarten sind auf Basis der Gefahrenkarten entsprechend der LAWA-Empfehlung *LAWA (2010a)* erstellt und werden demnächst veröffentlicht. Ein Kartenbeispiel ist in der Abbildung 4 zu sehen. Weitere Karten zum Thema Hochwasserrisikomanagement (festgesetzte Überschwemmungsgebiete, überschwemmte Flächen bei hundertjährlichem Hochwasser, Atlas der Hochwassergefährdung, überschwemmte Flächen August 2002) sind interaktiv unter <http://www.umwelt.sachsen.de/umwelt/wasser/8838.htm> verfügbar.

Laut EG-HWRM-RL sind bis Dezember 2015 die Hochwasserrisikomanagementpläne zu erarbeiten. Die Bearbeitung in Sachsen ist schon weit fortgeschritten. Für die Gewässer I. Ordnung stehen mit den HWSK hervorragende Unterlagen zur Verfügung, die bereits sehr große Teile der HWRM-Pläne darstellen. Im Rahmen der EU-Projekte LABEL und FLOOD-WISE sind in Pilotgebieten die Gliederungen und bundesländerübergreifende HWRM-Pläne erarbeitet worden. Jetzt gilt es die in den Pilotgebieten validierte Methodik auf das gesamte Landesgebiet anzuwenden.



Sachsen zu den bereits seit 2002 fertig gestellten noch einige weitere Hochwasserrückhaltebecken gebaut werden.

Abschließend soll der ebenfalls wesentlich verbesserte Hochwassernachrichtendienst von Sachsen noch erwähnt werden. Das Sächsische Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie betreibt eines der modernsten Landeshochwasserzentren in Deutschland. Die Struktur ist in Abbildung 5 dargestellt.



**Abbildung 5:** Landeshochwasserzentrum Sachsen (LfULG)

Hier werden die Daten (Wasserstand, Niederschlag, Wetter...) aus eigenen oder von Dritten betriebenen Messnetze verarbeitet und als Hochwasserstandsmeldungen oder Hochwasserwarnungen über alle denkbaren Informationskanäle verbreitet. Eine Sächsische Besonderheit stellt die Hochwassereilbenachrichtigung per SMS dar. Nach Überschreiten der Alarmstufe 1 (und auch der AS 3) werden die im System angemeldeten Empfänger (Behörden in allen Ebenen, Kommunen, Private...) direkt benachrichtigt und müssen den Erhalt der Nachricht auch quittieren. Damit soll eine sofortige Benachrichtigung über Hochwasser sichergestellt werden.

## 6 Literatur

- Autorenkollektiv (2004): „Ereignisanalyse – Hochwasser August 2002 in den Osterzgebirgsflüssen“; Freistaat Sachsen, Landesamt für Umwelt und Geologie, Artikelnummer L II-1/26, Dresden 2004
- Europäische Union (2007): Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken, (ABl. L 288 vom 06.11.2007, S. 27), 2007
- LAWA Bund/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (2010): „Empfehlung zur Aufstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen“; Bund/ Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Dresden 2010
- LAWA Bund/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (2010a): „Empfehlung zur Aufstellung von Hochwassergefahrenkarten und Hochwasserrisikokarten“; Bund/ Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Dresden 2010
- Müller, U. (2010): Hochwasserrisikomanagement – Theorie und Praxis), Vieweg u. Teubner Verlag, Wiesbaden 2010
- Schweiz (2001): „Hochwasserschutz an Fließgewässern, Wegleitung 2001“; Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel 2001

Autor:

Dr.- Ing. Uwe Müller

Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie  
Abteilung Wasser, Boden, Wertstoffe  
Zur Wetterwarte 11  
01109 Dresden

Tel.: +49 351 8928 4000

Fax: +49 351 8928 4099

E-Mail: [Uwe.Mueller@smul.sachsen.de](mailto:Uwe.Mueller@smul.sachsen.de)

DIN



In 7 Minuten zum  
Technikedokument



[www.beuth.de](http://www.beuth.de)

Alle nationalen und internationalen Regelwerke  
recherchieren – bestellen – downloaden

## **Hochwasserschutz Dresdner Altstadt unter Berücksichtigung denkmalgeschützter Bausubstanz**

Heiko Scholz  
Ronald Lewis  
Toralf Burkert

Die Brühlsche Terrasse bietet für die Dresdner Altstadt scheinbaren Hochwasserschutz. Inwiefern jedoch die alten Festungsmauern tatsächlich wirksamen Schutz gegen Unter- und Durchströmung bei Hochwasser in der Elbe bieten, war Gegenstand einer umfangreichen Untersuchung. Auf der Basis verschiedener Untersuchungen der Bauwerke und des Baugrundes sowie mit Hilfe eines Grundwassermodells, welches sowohl die Mauern der Festungsanlagen als auch den anstehenden Untergrund erfasst, konnte der Nachweis erbracht werden, dass die Brühlsche Terrasse genügenden Hochwasserschutz für die Altstadt bietet, wenn gleichzeitig alle in den Außenmauern vorhandenen Öffnungen und die beiden querenden Straßen bei Hochwasser mobil verschlossen werden.

Stichworte: Hochwasserschutz, Denkmalschutz, Grundwassermodellierung, Durchströmung von Mauerwerk

### **1 Veranlassung**

Das Hochwasser der Elbe im August 2002 führte zu erheblichen Überschwemmungen in der Stadt Dresden, wobei auch bedeutende Kulturbauten der Dresdner Altstadt wie der Dresdner Zwinger, die Semperoper und das Albertinum betroffen waren.

In Folge des Hochwasserereignisses hat der Freistaat Sachsen für alle Fließgewässer 1. Ordnung Hochwasserschutzkonzepte zur nachhaltigen Verbesserung des öffentlichen Hochwasserschutzes in den gefährdeten Gebieten aufgestellt. Für das Gebiet der Stadt Dresden wurden mit der Hochwasserschutzkonzeption (*HWSK Elbe 2004*) die bestehenden Überschwemmungsgefährdungen im Stadtgebiet festgestellt. Im Elbeabschnitt zwischen der Carolabrücke und der Augustusbrücke bietet die dort vorhandene Festungsanlage der Brühlschen Terrasse scheinbaren Hochwasserschutz für das Altstadtgebiet. Jedoch bestehen Überschwemmungsgefährdungen auf Grund von zwei die Außenmauern der Brühlschen Terrasse durchbrechenden Straßen (Münzgasse, Brühlsche Gasse). Zudem ist nicht bekannt, ob die Außenmauern der Brühlschen Terrasse tatsächlich aus-

reichenden Hochwasserschutz bieten. Darüber hinaus gibt es in den Außenmauern zahlreiche Öffnungen (Türen, Fenster, Scharten), die durchströmt werden. Mit der Hochwasserschutzkonzeption werden daher Vorschläge für Hochwasserschutzmaßnahmen (HWS-Maßnahmen) unterbreitet.

Basierend auf dieser Hochwasserschutzkonzeption erfolgten im Jahr 2003 erste Planungen und es wurde im Auftrag der Landeshauptstadt Dresden eine Vorplanung für die bauliche Realisierung der HWS-Maßnahmen aufgestellt (*PROWA 2003*). Im Jahr 2006 begannen weiterführende Untersuchungen und die Planungsarbeiten für die bauliche Realisierung der erforderlichen HWS-Maßnahmen.

## 2 Ausgangssituation

Für die Untersuchung von möglichen HWS-Maßnahmen wurde eine Vorplanung aufgestellt, in der der Innenstadtbereich zwischen Carolabrücke bis zur Marienbrücke betrachtet wurde. Als Vorzugsvariante wurden folgende Maßnahmen zur Umsetzung empfohlen:

- Schaffung mobiler Verschlüsse für die beiden die Brühlsche Terrasse durchbrechenden Straßensowie der in den Außenmauern der Brühlschen Terrasse vorhandenen Öffnungen
- Ertüchtigung des Untergrundes und der Außenmauern der Brühlschen Terrasse durch geeignete Abdichtungsmaßnahmen

Die mobilen Verschlüsse für vorhandene Türen-, Fenster und sonstige Maueröffnungen waren zum Zeitpunkt der Untersuchungen bereits realisiert worden. Die Schaffung mobiler Verschlüsse für die Münz- und die Brühlsche Gasse erfolgte im Rahmen eines separaten Bauvorhabens.

Damit beschränkten sich die Untersuchungen auf die Überprüfung der Eignung der Außenmauern der Brühlschen Terrasse als HWS-Anlage für die Dresdner Altstadt bei gleichzeitigem Verschluss aller vorhandenen Öffnungen sowie der Notwendigkeit einer Abdichtung des Untergrundes unter den Außenmauern.

Dabei waren folgende Randbedingungen zu berücksichtigen:

- Grundsätzlich waren Aspekte des Denkmalschutzes der zu großen Teilen aus dem 16. Jahrhundert stammenden Festungsanlagen zu beachten.

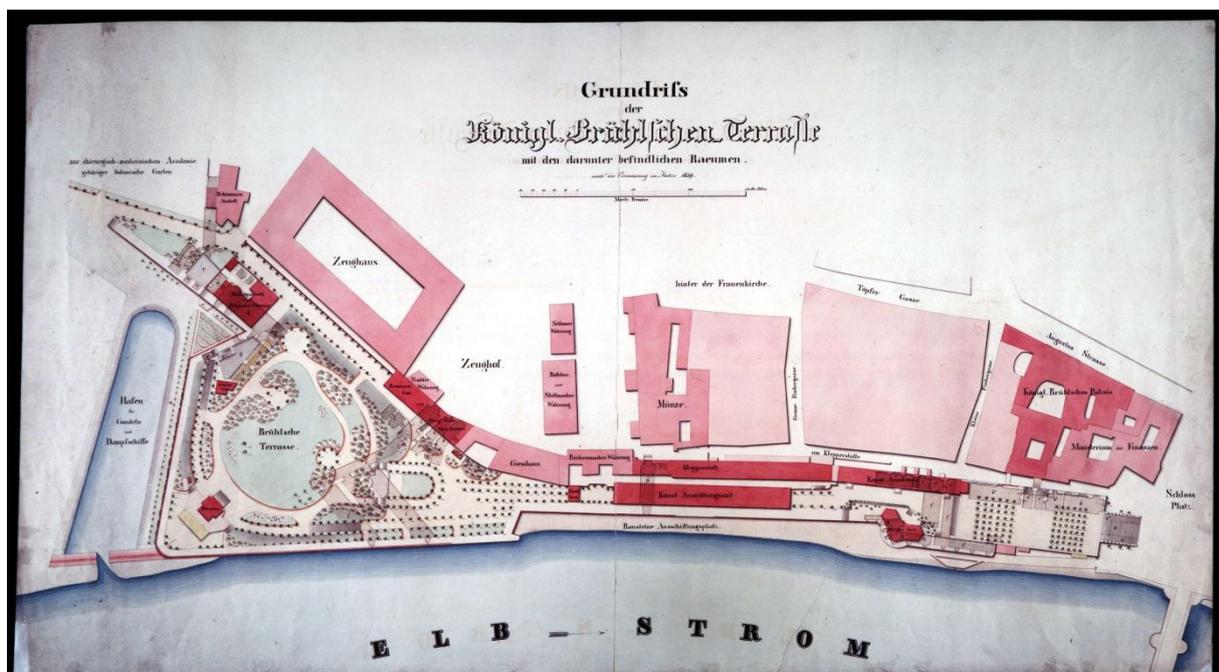
- Das Wasser darf bei Hochwasser der Elbe in die Bauwerke eindringen und die in der Festung befindlichen Kasematten fluten, jedoch darf es dabei nicht zum oberirdischen Austritt hinter der Brühlschen Terrasse kommen.
- Auch Grundwasser soll nicht im zu schützenden Stadtgebiet hinter der Brühlschen Terrasse zu Tagetretan.

### 3 Untersuchungen und Untersuchungsergebnisse

#### 3.1 Recherche Bestandsunterlagen

Für die exakte Kenntnis der zu untersuchenden baulichen Anlagen wurden in einem ersten Schritt verfügbare Bestandsunterlagen des Verwalters der Liegenschaft recherchiert. Dabei konnten einige wenige Bestandspläne von Bauwerksteilen der Festungsanlagen aus der jüngeren Vergangenheit geprüft, die jedoch längst nicht die Gesamtanlagen darstellen.

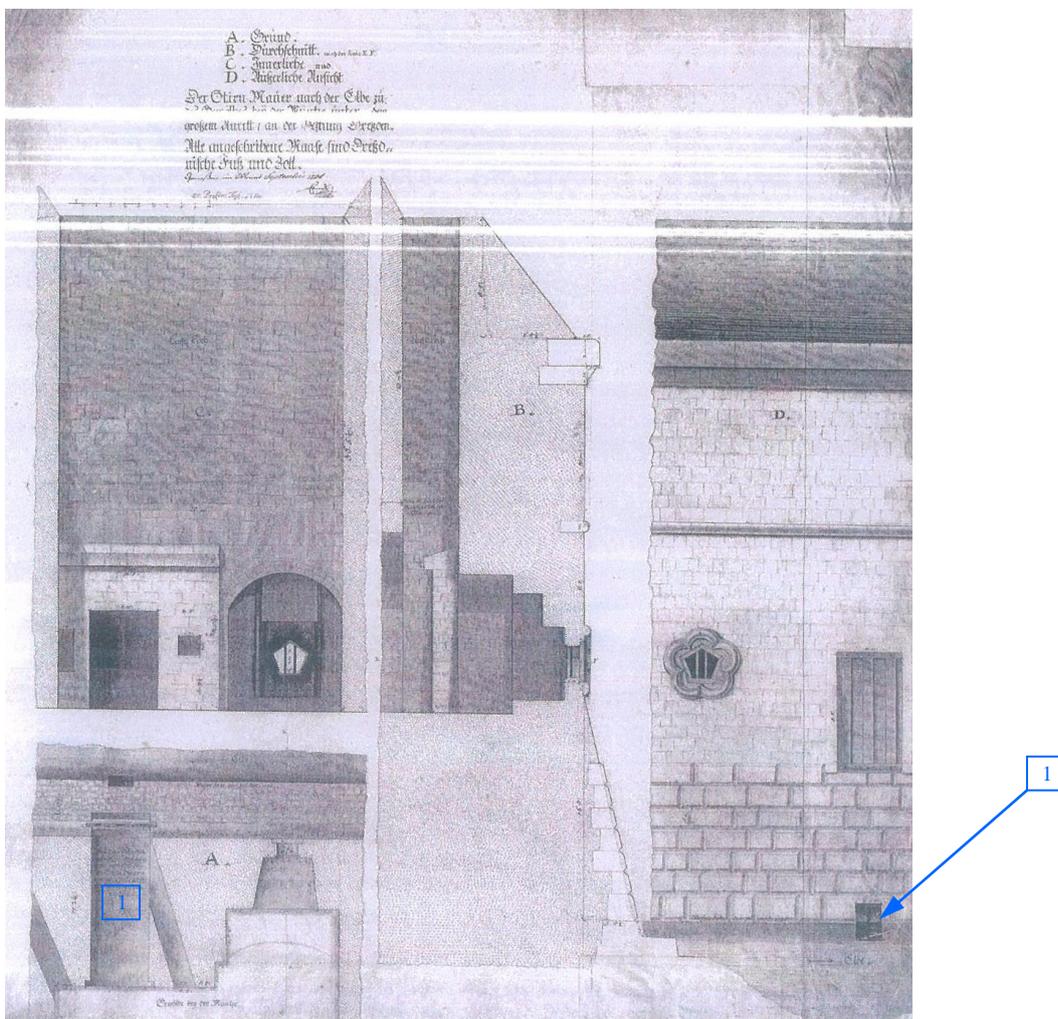
Es erfolgte daher in einem zweiten Schritt eine umfangreiche Recherche im Hauptstaatsarchiv des Freistaates Sachsen bezüglich verfügbarer historischer Pläne, Bauwerksdarstellungen und Karten (Beispiel siehe Abb. 1).



**Abbildung 1:** Beispiel für historischen Bauwerksplan - Grundriss der Brühlschen Terrasse, Darstellung von 1839 (Quelle: Hauptstaatsarchiv Freistaat Sachsen)

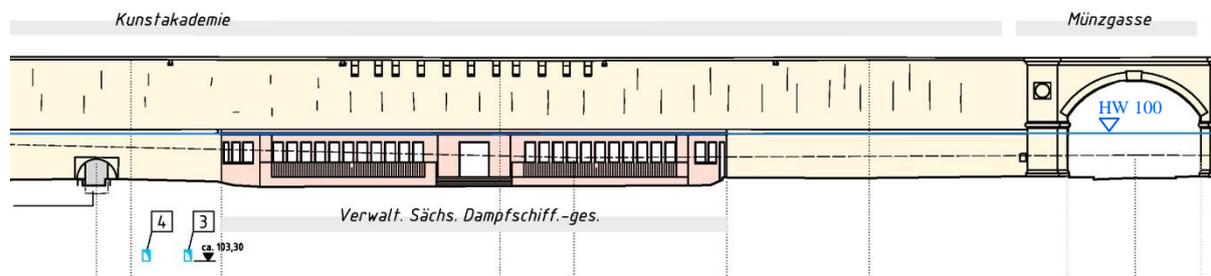
Im Zuge der Auswertung der historischen Pläne wurde erkannt, dass im unteren Bereich der Außenmauern früher Öffnungen für Entwässerungskanäle der Stadt vorhanden waren. Diese alten Kanäle befanden sich in einer Höhe, die heute weit unter der Geländeoberkante des Terrassenufers liegt, da das Gelände in diesem Bereich in den vergangenen Jahrhunderten gegenüber dem früheren Elbufer aufgeschüttet wurde. Es ergaben sich zwei Bereiche, in welchen früher Entwässerungskanäle die Außenmauer querten.

Solche Altkanäle, die eine rasche Durchströmung der Bauwerke befürchten ließen, wurden an zwei Stellen vermutet. Ein solcher Kanal in der Festungsmauer ist in einem historischen Plan im Bereich der damals dort am Salzhafen befindlichen „Münze“ dargestellt (vgl. Abb. 2). Heute befindet sich hier die Lagertonne der Sächsischen Schiffsgastronomie.



**Abbildung 2:** Historischer Plan „von der Stirnmauer nach der Elbe zu, des Gebäudes bey der Münze...“; im Bild ist ein Kanal dargestellt (siehe Ziffer 1); Darstellung von 1738 (Quelle: Hauptstaatsarchiv Freistaat Sachsen)

In der nachstehenden Ansicht der Brühlschen Terrasse (Abb. 3) sind zwei Möglichkeiten für die rekonstruierte Lage des vermuteten Kanals dargestellt.



**Abbildung 3:** Ansicht der Brühlschen Terrasse im Bereich der ehemaligen „Münze“; mit 3 und 4 sind die Lagen eines vermuteten Altkanals bezeichnet (Scholz + Lewis 2006 A)

Ein zweiter solcher Kanal wurde in anderen Zeichnungen östlich von der Brühlschen Gasse im Bereich des als „Piatta forma“ bezeichneten Bauwerksteils gefunden.

### 3.2 Bauwerksuntersuchungen

Die Auswertung aller gefundenen Unterlagen genügte jedoch nicht, um ausreichende Kenntnis zur Bauwerksgeometrie und Bauart der zu untersuchenden Außenmauern und Räume in den Festungsanlagen sowie zum anstehenden Untergrund zu erhalten. Es waren somit weitere Untersuchungen erforderlich.

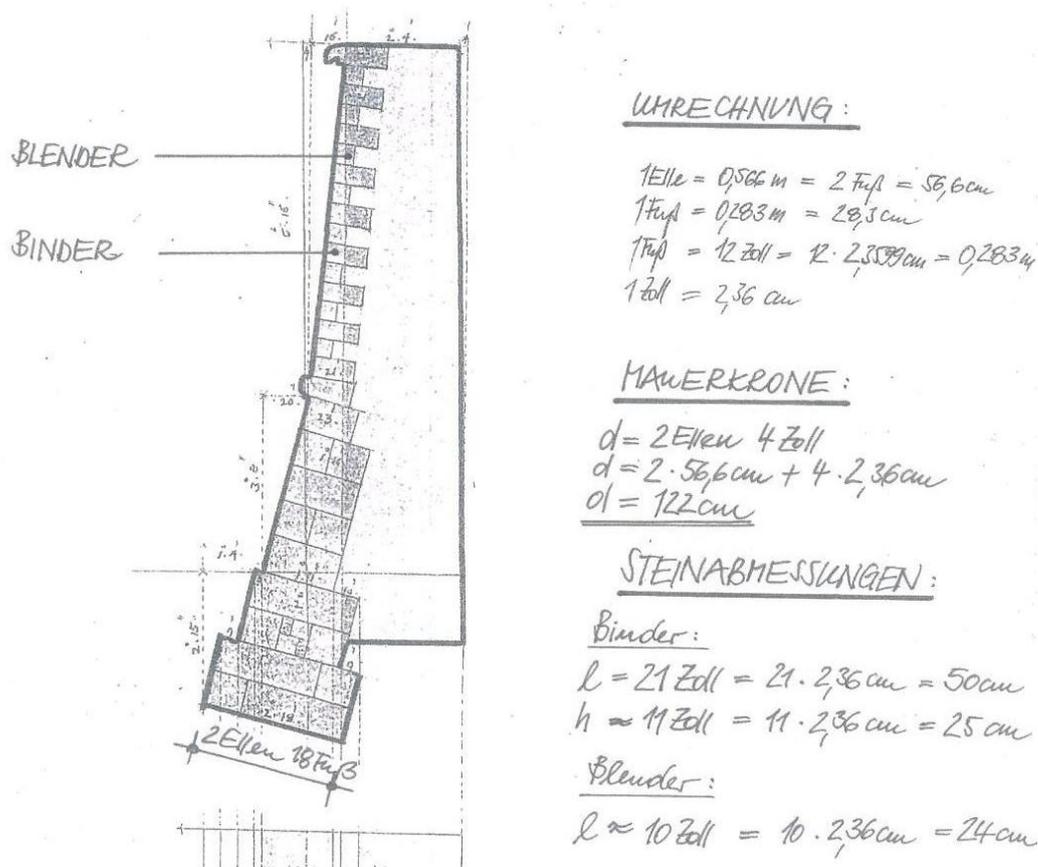
Für Bauwerksteile mit Relevanz für die Untersuchung wurden **Bauwerksvermessungen** durchgeführt. Dies erfolgte im Wesentlichen für Bauwerksteile, die bezüglich der Standsicherheit und der Untersuchung zum Durchströmungsverhalten von Interesse waren. Mauerdicken wurden dabei vorwiegend an vorhandenen Fenster- und Türöffnungen bestimmt.

Zur Ermittlung der tatsächlichen Bauwerksabmessungen, -gründung und -beschaffenheit der Außenmauern der Brühlschen Terrasse wurden **Bauzustandsuntersuchungen** durchgeführt. Hierfür erfolgten Vertikalbohrungen zur Erkundung der Bauwerksgründung. Der Mauerwerksaufbau wurde überwiegend durch Sondierungsbohrungen in Mörtelfugen mit Hilfe endoskopischer Untersuchung erkundet. Zur Bestimmung der bautechnischen Eigenschaften des Mauerwerkes erfolgten horizontale Kernbohrungen mit der Entnahme von Bohrkernen, die im Labor bezüglich ihrer Materialeigenschaften untersucht wurden.



**Abbildung 4:** Bohrkerneentnahme in der Brühlschen Terrasse (Scholz + Lewis 2006 A)

Im Ergebnis der durchgeführten Bauwerksvermessung und Bauzustandsuntersuchungen sowie in Auswertung der recherchierten historischen Bauwerkszeichnungen konnten die notwendigen Angaben zu Bauart und Bauwerksgeometrie rekonstruiert werden (vgl. Abb. 5).

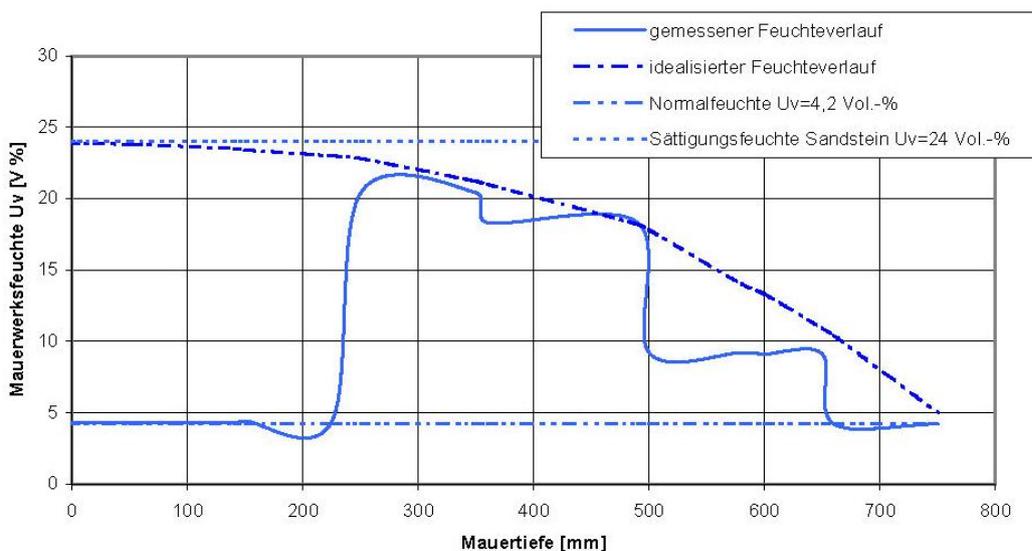


**Abbildung 5:** Rekonstruierter Querschnitt der Außenmauer der Brühlschen Terrasse unter Zugrundelegung einer historischen Schnittdarstellung von 1787 (Scholz + Lewis 2006 A)

Die erkundeten Mauerwerksdicken am Mauerfuß betragen zwischen 2,0 m bis fast 5,0 m. Die Mauern bestehen aus Sandsteinquadern (Postaer, vereinzelt auch Reinhardtsdorfer Sandstein), wobei – wie zur Entstehungszeit der Festungsanlagen üblich – nur die äußere und innere Mauerschale aus Sandsteinquadern gesetzt ist und der Zwischenraum aus einem Konglomeratbeton hergestellt wurde.

Für die Modellierung der Durchströmung des Bauwerkes sind die Durchlässigkeitsparameter des Sandsteinmauerwerkes von entscheidender Bedeutung. Insbesondere ist maßgebend, ob die Mauerwerksdurchlässigkeit ggf. durch die Fugen bzw. den Sandstein selbst dominiert wird. Da die Mörtelfugen im Rahmen der Bauwerksuntersuchung als intakt festgestellt wurden war die Durchlässigkeit des Sandsteines für das Bauwerk maßgebend.

Im Frühjahr 2006 führte die Elbe wieder Hochwasser, wobei es zur Überschwemmung des Terrassenufers und auch zum teilweisen Einstau der Außenmauern der Brühlschen Terrasse kam. Damit war es zusätzlich möglich, eine Ermittlung der Durchlässigkeitseigenschaften des Außenmauerwerks durch Messung der eingetretenen Mauerdurchfeuchtung durchzuführen. Hierfür erfolgten Bohrmehlentnahmen in vom Einstau betroffenen Mauerbereichen. Unter Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufes der Hochwasserstände in der Elbe und in Auswertung des gemessenen Feuchteverlaufes im Mauerwerk konnte für das Mauerwerk ein idealisierter Durchlässigkeitsbeiwert mit  $k_f = 5,5 \cdot 10^{-5}$  m/s bestimmt und damit auch die zuvor aus der Fachliteratur abgeleiteten Werte annähernd bestätigt werden.



**Abbildung 6:** Feuchteverlauf im Mauerwerk der Brühlschen Terrasse nach dem Frühjahrshochwasser 2006 (Scholz + Lewis 2006 A)

Da für die beiden in den historischen Plänen erkannten alten Kanäle keinerlei aktuelle Kenntnisse oder Pläne recherchiert werden konnten, wurde festgelegt, diese Kanäle mittels **Suchschachtung** im Verdachtsbereich zu erkunden. Bei im Jahr 2006 durchgeführten Aufgrabungen konnte einer der beiden vermuteten Kanäle im Bereich der „Piatta forma“ tatsächlich gefunden werden. Der ebenfalls vermutete Kanal an der Lagertonne („Müntze“) war bereits verschlossen und nicht mehr erkennbar.

Zur Erfassung der geologischen und hydrogeologischen Untergrundverhältnisse wurde ein umfangreiches **geotechnisches Untersuchungsprogramm** realisiert. Insgesamt wurden 8 Kernbohrungen bis zu 19 m Tiefe vor und hinter den Festungsmauern sowie zahlreiche Kleinbohrungen und Rammsondierungen innerhalb der Kasematten der Brühlschen Terrasse niedergebracht. Ein Teil der Kernbohrungen wurde zu Grundwassermessstellen ausgebaut, an denen Pumpversuche zur Ermittlung der Durchlässigkeit des Untergrundes unter den Bauwerken ausgeführt worden sind.

Darüber hinaus konnten relevante Baugrundparameter zur Überprüfung verschiedener Standsicherheitsnachweise (z. B. Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, Erosionssicherheit des Untergrundes) anhand von Laborversuchen ermittelt werden.

Aus den erhobenen geotechnischen Daten wurde ein Baugrundmodell entwickelt, welches die Grundlage für das hydrogeologische Berechnungsmodell bildete.

Auf der Grundlage der durchgeführten Untersuchungen erfolgte der Aufbau eines vertikal ebenen 2D Finite Elemente **Grundwassermodells** zur Berechnung der instationären Durch- bzw. Unterströmung der Brühlschen Terrasse.

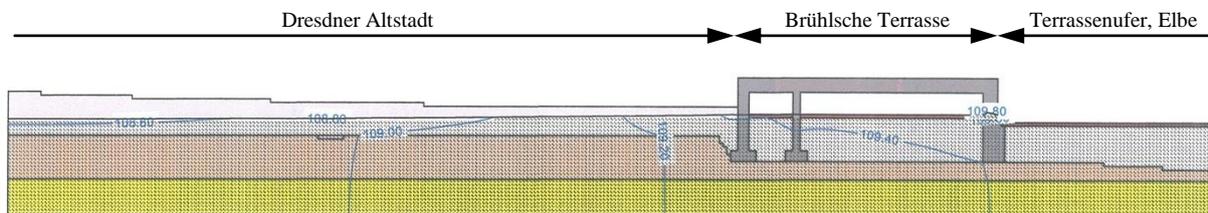
Für die Modellierung wurde ein besonders schlanker und damit hinsichtlich der Mauergeometrie ungünstiger Bauwerksteil der Brühlchen Terrasse ausgewählt, der eine relativ rasche Durchströmung erwarten ließ. Dieser Bauwerksteil ist östlich der Brühlchen Gasse gelegen und wird als „Piatta forma“ bezeichnet.

Die Berechnungen wurden für einen Modellzeitraum von 88 Tagen, in welchem der Wasserstand der Elbe von etwa Mittelwasserstand (MW) bis auf den Bemessungshochwasserstand (HW100) steigt und wieder auf einen erhöhten MW-Stand sinkt, durchgeführt. Bezüglich des zeitlichen Verlaufes des Hochwasserereignisses wurde die Hochwasserganglinie vom August 2002 zugrunde gelegt.

Die Berechnungen erfolgten weiterhin unter der Annahme, dass alle in den Außenmauern vorhandenen Öffnungen verschlossen sind.

Die Besonderheit der realisierten instationären Modellierung besteht in der komplexen Betrachtung der Strömungsverhältnisse im Untergrund und in den einzelnen, gekammerten Bauwerksteilen der Brühlschen Terrasse innerhalb eines Modells.

In der nachstehenden Abbildung ist das Ergebnis der Berechnungen für den maximalen, sich hinter der Brühlschen Terrasse einstellenden Wasserstand beim Bemessungshochwasserstand der Elbe (HW100) dargestellt.



**Abbildung 7:** Ergebnis der geohydraulischen Modellierung für HQ 100 Elbe mit maximalem Wasserstand hinter der Brühlschen Terrasse (Scholz + Lewis 2006 A)

Anhand der Berechnungen konnte gezeigt werden, dass unter den beschriebenen modelltechnischen Voraussetzungen und Randbedingungen für das hinter der Brühlschen Terrasse liegende Altstadtgebiet keine Überschwemmungsgefährdung besteht und demzufolge eine Untergrundabdichtung nicht erforderlich war.

## 4 Bauliche Realisierung

Im Frühjahr 2007 erfolgten die Arbeiten zum hochwassersicheren Verschließen des alten Kanals an der Piatta forma. Es handelt sich hier um einen aus Sandsteinquadern gemauerten rechteckförmigen Kanal, der unter den Räumen der Piatta forma vom Terrassenufer bis hinter die Bauwerke der Brühlschen Terrasse im Bereich des dort heute befindlichen Gebäudes der „Sekundogenitur“ führt. Der Verschluss erfolgte durch einfaches Abmauern im Kanal.



**Abbildung 8:** Altkanal an der Piatta forma im Zustand bei Suchschachtung (links, *DGC 2006*) sowie nach Verschließen des Kanals (*Scholz + Lewis 2007*)

## 5 Schlussbemerkung

Mit der baulichen Realisierung dieser Maßnahme sowie der wenig später erfolgten Herstellung der beiden mobilen Verschlüsse für die Brühlsche Gasse und die Münzgasse waren alle Maßnahmen zur Gewährleistung des Hochwasserschutzes im Bereich zwischen der Carolabrücke und der Augustusbrücke abgeschlossen. Eine Abdichtung der Außenmauern der Brühlschen Terrasse oder auch des Untergrundes waren nicht notwendig. Durch die umfangreichen Untersuchungen konnte ein merklicher Eingriff in die denkmalgeschützte Bausubstanz vermieden werden.

## 6 Literatur

- HWSK Elbe (2004): Studie zur Hochwasserschutzkonzeption für die Elbe auf sächsischem Territorium, HGN Hydrologie GmbH, Dresden 2004
- PROWA (2003): Grundlagenermittlung/ Vorplanung, Temporäre Hochwasserschutzmaßnahmen zum Schutz von Objekten der Wilsdruffer Vorstadt und der Altstadt vor Hochwasser der Elbe, Kurzbeschreibung des Vorhabens, PROWA Ingenieure Dresden GmbH, Juni 2003
- Scholz + Lewis (2006 A): Maßnahmenpaket zum Schutz der Dresdner Altstadt, Wilsdruffer Vorstadt und Friedrichstadt vor Hochwasser der Elbe, Planungsabschnitt 1, Zwischenbericht Teilabschnitt 1.2 (Hasenberg bis Augustusbrücke, Planungsgesellschaft Scholz + Lewis mbH, Mai 2006
- Scholz + Lewis (2006 B): Maßnahmenpaket zum Schutz der Dresdner Altstadt, Wilsdruffer Vorstadt und Friedrichstadt vor Hochwasser der Elbe, 1. BA (Hasenberg bis Augustusbrücke), Teilabschnitt 1.2, Genehmigungsplanung, Planungsgesellschaft Scholz + Lewis mbH, September 2006
- DGC 2006: Fotodokumentation von Kanalarbeiten im Bereich der Piatta forma, Dresdner Grundwasser Consult GmbH, 22.04.2006
- Scholz + Lewis (2007): Maßnahmenpaket zum Schutz der Dresdner Altstadt, Wilsdruffer Vorstadt und Friedrichstadt vor Hochwasser der Elbe, 1. BA (Hasenberg bis Augustusbrücke), Teilabschnitt 1.2, Baudokumentation, Planungsgesellschaft Scholz + Lewis mbH, 2007

Autoren:

Dr. Heiko Scholz  
Dr. Ronald Lewis

Dr. Toralf Burkert

Planungsgesellschaft Scholz + Lewis mbH  
An der Pikardie 8  
01277 Dresden

Jäger Ingenieure GmbH  
Büro für Tragwerksplanung  
Wichernstraße 12  
01445 Radebeul

Tel.: +49 351 2 16 83 30  
Fax: +49 351 2 16 83 31  
E-Mail: h.scholz@pgs-dresden.de  
r.lewis@pgs-dresden.de

Tel.: +49 351 83 29 60  
Fax: +49 351 83 29 50  
E-Mail: t.burkert@jaeger-ingenieure.de



Bestellen können Sie am besten hier:

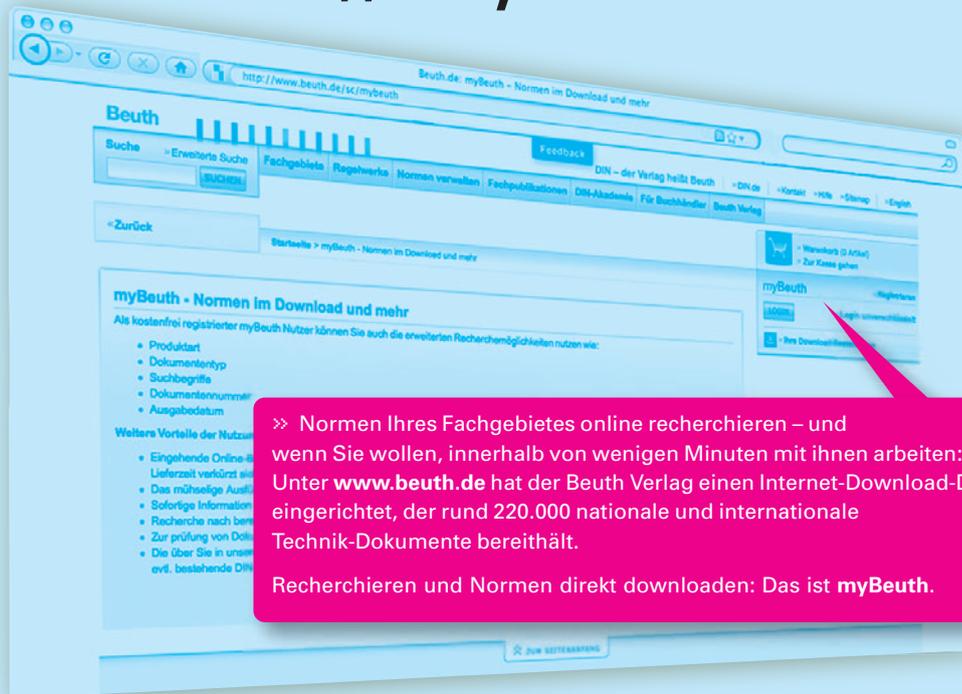
// [www.beuth.de](http://www.beuth.de)

- » **Telefon** +49 30 2601-2260
- » **Telefax** +49 30 2601-1260
- » **E-Mail** [info@beuth.de](mailto:info@beuth.de)

Zögern Sie nicht, uns zu kontaktieren,  
wenn Sie Anregungen oder Fragen haben.

... am schnellsten zur Norm geht's hier –  
Ihr Normen-Download:

// myBeuth



Änderungen und Irrtümer vorbehalten.

# Verfahren zur Berechnung des Hochwasserrisikos auf Einzugsgebietsebene unter Berücksichtigung der Zuverlässigkeit in der Hochwasserschutzlinie

Bachmann Daniel  
Fries Jürgen  
Schüttrumpf Holger

Die Berechnung des Hochwasserrisikos wird durch die EU-Hochwassermanagement-Richtlinie von 2007 als grundlegendes Element in der Bewertung des vorhandenen Hochwasserschutzes festgelegt. Die gesetzlich festgelegte räumliche Skala bezieht sich auf die Einzugsgebietsebene. Hydrologische und geomorphologische Randbedingungen sollen ebenso berücksichtigt werden wie vorhandene Hochwasserschutzstrukturen. Der derzeitige Stand der Technik in der Hochwasserrisikoberechnung schafft es nur teilweise, alle diese Forderungen zu erfüllen. Nachfolgend wird ein neuer Ansatz der Hochwasserrisikoberechnung beschrieben, der auf Einzugsgebietsebene auch die Zuverlässigkeit von Hochwasserschutzstrukturen entlang der Hochwasserschutzlinie berücksichtigt, was eine detailliertere Hochwasserrisikoanalyse ermöglicht.

Stichworte: Hochwasserrisiko, Zuverlässigkeit, Einzugsgebietsebene

## 1 Einleitung

Hochwasser, ein natürliches Phänomen, ist über die Jahrhundert zunehmend zu einem gesellschaftlichen Problem geworden. Gründe dafür sind anthropogene Eingriffe in den natürlichen hydrologischen Kreislauf und die zunehmenden Agglomeration von Werten und Menschen in gewässernahen Regionen. Mit der EU-Hochwassermanagementrichtlinie (EU, 2007) gibt die Politik auf europäischer Ebene einen Rahmen zum Umgang mit der Hochwasserproblematik vor. Die Berechnung des Hochwasserrisikos wird als grundlegendes Element in der Bewertung des vorhandenen Hochwasserschutzes festgelegt. Allgemein kann das Risiko definiert werden durch:

$$R = \int K(x) \cdot f(x) dx. \quad (1)$$

In Gleichung (1) bezeichnet  $R$  das Risiko,  $f(x)$  die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der Zufallsvariable  $X$  und  $K(x)$  definiert die Konsequenzen resultierend aus dem Ereignis  $x$  (z. B. Abflussereignis). Der derzeitige Stand der Technik in der Hochwasserrisikoberechnung schafft es nur teilweise, diese integrale Risikodefinition zu erfüllen. Gründe dafür sind fehlende Ansätze oder ein zu hoher Ressourcenaufwand (Rechenzeit). Beispielsweise werden Versagensereignisse von Hochwasserschutzstrukturen in der Hochwasserschutzlinie entlang eines Gewässers in der Regel nicht integriert.

Im Rahmen dieser Arbeit wird ein neuer Ansatz der Hochwasserrisikoberechnung präsentiert, der auf Einzugsgebietsebene auch die Zuverlässigkeit von Hochwasserschutzstrukturen entlang der Hochwasserschutzlinie berücksichtigt. Abgeleitet wird er von einem theoretischen integralen Ansatz. Der neue Risikoansatz ist im modular aufgebauten Softwarepaket PROMAIDES (*Protection Measure against Inundation Decision Support*), entwickelt am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) der RWTH Aachen, umgesetzt worden (BACHMANN, 2012). Eine erste Anwendung des Risikoansatzes im Programmpaket PROMAIDES wird am Einzugsgebiet der Wupper gezeigt.

## 2 Verfahren der Hochwasserrisikoanalyse auf Einzugsgebietsebene

### 2.1 Die Hochwasserrisikoanalyse als Systemanalyse

Die Hochwasserrisikoanalyse entspricht einer Systemanalyse des Systems *Einzugsgebiet*. Dieses kann weiter unterteilt werden in das Teilsystem *Fluss*, das Teilsystem *Hochwasserschutzlinie* sowie das Teilsystem *Hinterland* (vgl. Abbildung 1). Aufgabe der Risikoanalyse ist die Steuerung der so genannten Basisanalysen und die Kombination ihrer Ergebnisse zu einem Gesamtrisiko. Als Basisanalysen gelten (BACHMANN, 2012):

- Die Zuverlässigkeitsanalyse am Teilsystem *Hochwasserschutzlinie*: Ziel ist es, die Wahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses für ein Bauwerk zu quantifizieren.
- Die hydrodynamische Analyse im Teilsystem *Fluss* und *Hinterland*: Ziel ist es, die Ausprägung eines Abflussereignisses unter Berücksichtigung der morphologischen Gegebenheiten des Untersuchungsgebiets in hydraulische Größen zu transformieren.

- Die Analyse der Konsequenzen im Teilsystem *Hinterland*: Ziel ist es, gegebene hydraulische Größen eines Hochwasserereignisses in Konsequenzen für die im Einzugsgebiet lebenden Personen, die dort vorhandenen Werte und Güter zu transformieren.

Zur Durchführung einer Hochwasserrisikoanalyse sind weitere Analysen im System *Einzugsgebiet* erforderlich. Als Beispiele sind eine hydrologische Analyse oder eine Analyse der Schadenspotentiale zu nennen. Sie liefern wichtige Eingangsdaten und Randbedingungen für die drei genannten Basisanalysen.

## 2.2 Theoretischer Ansatz der Hochwasserrisikoanalyse

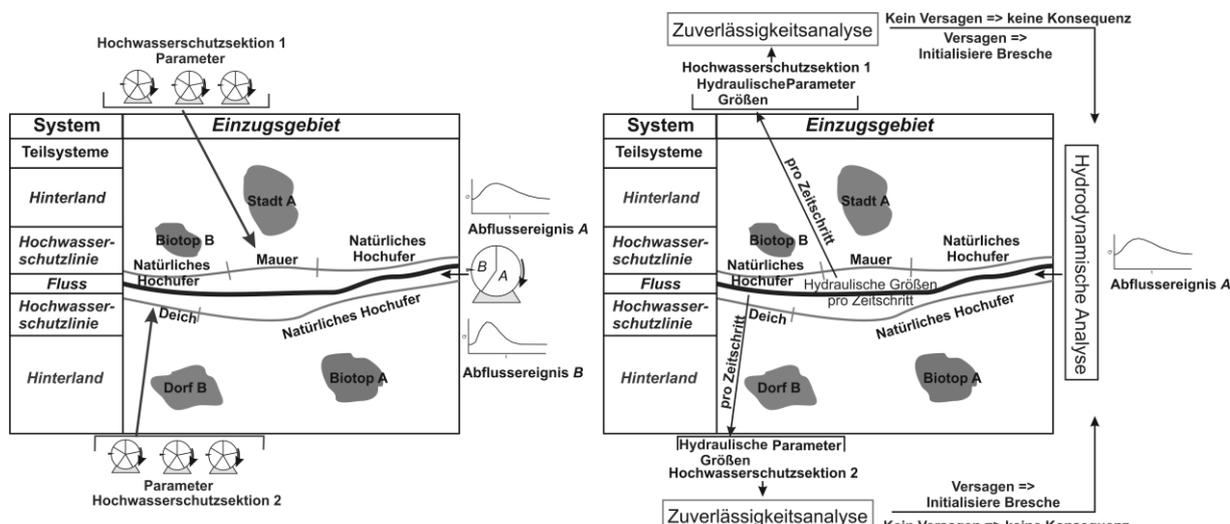
Der theoretische Ansatz der Hochwasserrisikoanalyse basiert auf einer Monte-Carlo Analyse angewendet auf das System *Einzugsgebiet*. Das Prinzip der Monte-Carlo Analyse ist das mehrfache Durchführen eines Zufallsexperiments. Nach einer hinreichend großen Anzahl an Versuchsdurchgängen  $m$  mit dem Ergebnis der Hochwasserkonsequenzen  $K$  folgt das Hochwasserrisiko  $R$ :

$$R \approx \frac{\sum_{i=1}^m K_i}{m}. \quad (2)$$

Im Folgenden werden die einzelnen Schritte eines Monte-Carlo Laufes näher ausgeführt. Im ersten Schritt werden die relevanten Zufallsgrößen entsprechend ihrer Verteilungsfunktionen ermittelt, d. h. ein Systemzustand wird festgelegt (vgl. Abbildung 1 links).

Zu diesen Zufallsgrößen gehören beispielsweise das Abflussereignis, relevant für die hydrodynamische Analyse, sowie die widerstandsspezifischen Materialparameter der Hochwasserschutzsektionen, welche als Eingangsgrößen einer Zuverlässigkeitsanalyse definiert sind.

Im nächsten Schritt werden die Basisanalysen auf das zu untersuchende System *Einzugsgebiet* angewendet (vgl. Abbildung 1 rechts). Die hydrodynamische Analyse ermittelt pro Zeitschritt im Teilsystem *Fluss* sowie im Teilsystem *Hinterland* hydraulische Größen. Die zur Bestimmung der Zuverlässigkeit einer Hochwasserschutzsektion relevanten hydraulischen Größen werden mit den anfangs festgelegten Parametern in einer modellbasierten, deterministischen Zuverlässigkeitsanalyse ebenfalls zeitschrittweise verarbeitet. Es folgt daraus der Eintritt eines Nichtversagensereignisses oder eines Versagensereignisses in der Hochwasserschutzsektion. Ein Versagensereignis initiiert eine Breschenentwicklung in der Hochwasserschutzsektion.



**Abbildung 1:** Festlegung eines Systemzustandes über Zufallsgrößen (links); Anwendung der hydrodynamischen Analyse und der Zuverlässigkeitsanalyse (rechts)

Die Entwicklung der Bresche im Teilsystem *Hochwasserschutzlinie*, die Ausbreitung einer Überflutung im Teilsystem *Hinterland* sowie eine Veränderung des Abflussverhaltens im Teilsystem *Fluss* wird dann vollständig von der hydrodynamischen Analyse abgebildet. Auch ein mögliches Überströmen der Hochwasserschutzlinie, welches kein Versagensereignis als Bresche zur Folge hat, wird von der hydrodynamischen Analyse modelliert. Die hydrodynamische Analyse stellt somit den Kern einer Hochwasserrisikoanalyse dar (VAN DER WIEL, 2003).

Nach Beendigung der hydrodynamischen Analyse wird mit den maximalen hydraulischen Größen als Eingangsgrößen die Analyse der Konsequenzen im Teilsystem *Hinterland* durchgeführt. Ergebnis ist die Konsequenz eines Hochwasserereignisses *K* für den gegebenen Systemzustand.

Der beschriebene theoretische Ansatz der Hochwasserrisikoanalyse verdeutlicht das Zusammenwirken ihrer Basisanalysen. Problematisch jedoch erweist sich seine praktische Umsetzung aufgrund begrenzter Ressourcenkapazitäten. Besonders die hydrodynamische Analyse, die rechenzeitintensiv ist, verhindert die Durchführung einer ausreichend großen Anzahl an Monte-Carlo Läufen, um ein zuverlässiges Ergebnis zu generieren. Daraus folgen zwei Möglichkeiten: Vereinfachung der Hochwasserrisikoanalyse, so dass nur wenige hydrodynamische Analysen durchgeführt werden müssen oder eine Vereinfachung der hydrodynamischen Analyse, um den Rechenzeitbedarf zu reduzieren.

### 2.3 Einzugsgebietsbasierter Ansatz ohne Versagen

Dieser Ansatz vereinfacht den theoretisch entwickelten Ansatz der Hochwasserrisikoberechnung insoweit, dass per Definition kein Versagensereignis bei Bauwerken der Hochwasserschutzlinie eintreten kann. Ein Überströmen der Hochwasserschutzlinie ohne ein Versagensereignis ist weiterhin möglich. Dies hat zur Folge, dass zum einen keine Zuverlässigkeitsanalyse durchgeführt werden muss, zum anderen ist pro Abflussereignis nur eine hydrodynamische Analyse mit anschließender Analyse der Konsequenzen des Einzugsgebiets erforderlich. Ein Systemzustand wird somit durch die Festlegung eines Abflussereignisses charakterisiert. Aufgrund seiner Effizienz ist dieser Ansatz derzeit Stand der Technik. Beispiele seiner Anwendung finden sich in LEVY (2005), GIRON ET AL. (2008) oder LUTHER & SCHANZE (2009).

### 2.4 Einzugsgebietsbasierter Ansatz mit Versagen

Im Gegensatz zum einzugsgebietsbasierten Ansatz ohne Versagen wird bei diesem Ansatz als Zufallsgrößen sowohl die Ausprägung der Abflussereignisse als auch die Ausprägung der Zuverlässigkeit der einzelnen Hochwasserschutzsektionen des Teilsystems *Hochwasserschutzlinie* berücksichtigt. Ein Systemzustand wird durch ein Abflussereignis und die Zuverlässigkeiten der Hochwasserschutzsektionen, aus welchen je nach hydraulischen Belastungen ein Versagensereignis oder ein Nichtversagensereignis folgt, charakterisiert. Es gilt, die Systemzustände mit ihren Konsequenzen und ihren Eintrittswahrscheinlichkeiten unter Beachtung der verfügbaren Ressourcen zu ermitteln. Aus der Literatur können zwei unterschiedliche Herangehensweisen zur Festlegung der Systemzustände extrahiert werden: eine Monte-Carlo basierte Festlegung der Systemzustände und eine gesteuerte Festlegung der Systemzustände.

VAN DER WIEL (2003) und APEL ET AL. (2006) wenden die Monte-Carlo Analyse an, um das Hochwasserrisiko auf Einzugsgebietsebene unter Berücksichtigung von Versagensereignissen im Teilsystem Hochwasserschutzlinie zu bestimmen. VAN DER WIEL (2003) testet das Verfahren an Deichringen in den Niederlanden. APEL ET AL. (2006) wendet die Monte-Carlo Analyse zur Hochwasserrisikoanalyse am Polder Mehrum (Niederrhein) an. Zur Reduzierung des Rechenzeitaufwandes werden in beiden Arbeiten stark vereinfachte Ansätze der hydrodynamischen Analyse verwendet. Auch VOROGUSHYN (2008) benutzt die Monte-Carlo Analyse zur Bestimmung der Systemzustände eines Einzugsgebiets. Durchgeführt wird diese Untersuchung an einem Abschnitt der Elbe. Im Gegensatz zu den zuvor genannten Arbeiten, wird hierbei zur Bestimmung der hydraulischen Größen in der hydrodynamischen Analyse ein numerischer, hybrider Modellansatz gewählt. VOROGUSHYN (2008) führt die Analyse aber auf rein probabilistischer Ebene durch, eine Hochwasserrisikoanalyse findet nicht statt. Außerdem

standen für diese Arbeit Computerkapazitäten in einem Rechencluster zur Verfügung, um den Rechenzeitbedarf aufzuteilen.

Ziel einer gesteuerten Festlegung der Systemzustände ist es, die Problematik einer Monte-Carlo Analyse, nämlich mehrfache Berechnungen ähnlicher Systemzustände, zu vermeiden und somit den Ressourcenaufwand zu verringern. HALL ET AL. (2004) und DAWSON ET AL. (2005) wenden diesen Ansatz für eine großräumige Risikoberechnung in Großbritannien an.

## 2.5 Einzugsgebietsbasierter Ansatz mit Versagen in PROMAIDES

Der für das Entscheidungsunterstützungssystem PROMAIDES entwickelte Ansatz der Hochwasserrisikoanalyse nutzt bereits berechnete Informationen über das Einzugsgebiet soweit aus, um risikorelevante Systemzustände zu identifizieren und diese hydrodynamisch zu untersuchen (gesteuerte Festlegung). Nachfolgend werden wesentliche Elemente näher ausgeführt.

### *Berechnung des integralen Risikos*

Ein Systemzustand  $A_{System}$  wird als ein kombiniertes Ereignis, bestehend aus einem Abflussereignis  $A_{Abfluss}$  und einem dazu stochastisch abhängigen Zustandsereignis der Hochwasserschutzlinie  $A_{HWS}$  definiert. Ein Zustandsereignis  $A_{HWS}$  beschreibt die Lage und den Zeitpunkt eines oder mehrerer Versagensereignisse im Teilsystem *Hochwasserschutzlinie*, abhängig vom Abflussereignis. Die Summe über die bedingten Wahrscheinlichkeiten der Zustandsereignisse  $P(A_{HWS}/A_{Abfluss})$  für ein Abflussereignis ergibt 1, d. h. ein Zustandsereignis muss eintreten (disjunkte Ereignisse) und sei es das Ereignis, bei welchem kein Versagensereignis eintritt. Das Hochwasserrisiko eines Systemzustandes ergibt sich aus der Risikodefinition (vgl. Gleichung 1):

$$R_{System} = P(A_{HWS} | A_{Abfluss}) \cdot P(A_{Abfluss}) \cdot K_{System} = P(A_{System}) \cdot K_{System}, \quad (3)$$

wobei  $P(A_{Abfluss})$  die Eintrittswahrscheinlichkeit des Abflussereignisses,  $K_{System}$  die Konsequenzen des Systemzustandes und  $P(A_{System})$  die Eintrittswahrscheinlichkeit des Systemzustandes darstellen. Eine Summation der Risiken über die Systemzustände  $R_{System}$  (disjunkte Ereignisse) pro Abflussereignis ergibt das Risiko pro Abflussereignis  $R_{Abfluss}$ . Eine numerische Integration über alle analysierten Abflussereignisse als Stützstellen ergibt das gesamte Hochwasserrisiko für das Einzugsgebiet (BACHMANN, 2012).

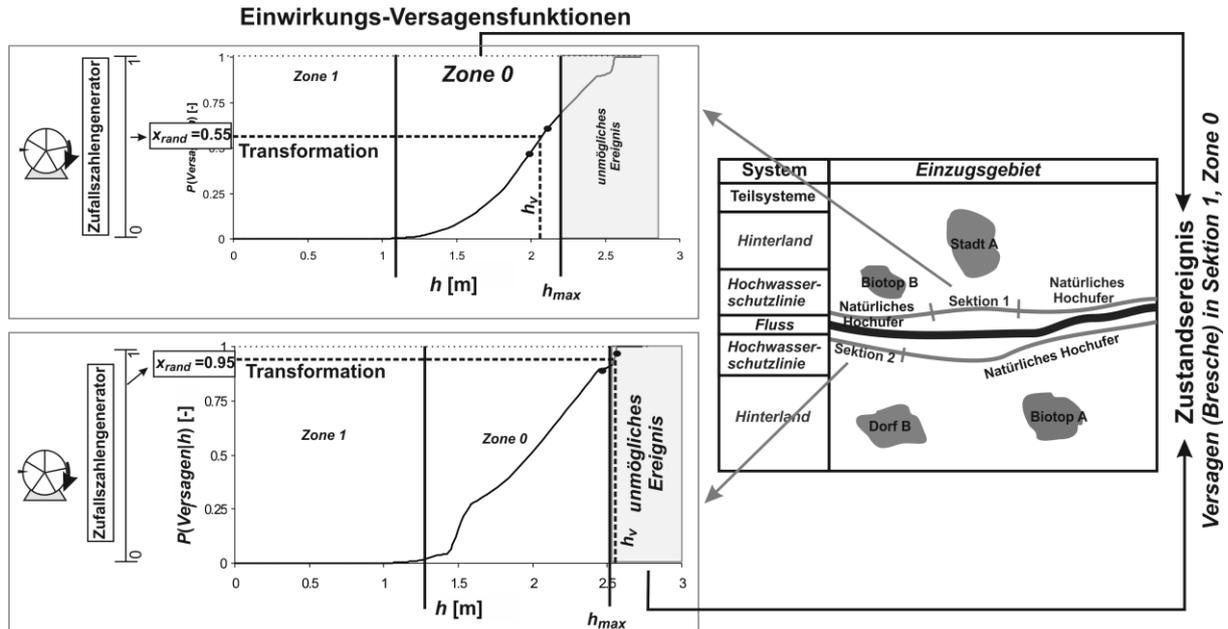
### *Erste Berechnung der bedingten Wahrscheinlichkeiten der Zustandsereignisse*

Zur ersten Berechnung der bedingten Wahrscheinlichkeiten der Zustandsereignisse  $P(A_{HWS}/A_{Abfluss})$  pro Abflussereignis wird auf eine Versagensmerkmal-

Simulation, in Analogie zur Hochwassermerkmal-Simulation (MUNLV, 2004), zurückgegriffen. Neben der hydrodynamischen Analyse des Zustandereignisses ohne ein Versagensereignis wird eine Einwirkungs-Versagensfunktion (*fragility curve*) pro Hochwasserschutzsektion ermittelt. Die Einwirkungs-Versagensfunktion fasst die Zuverlässigkeit eines Bauwerkes in Abhängigkeit einer definierten Einwirkungsgröße zusammen (HALL ET AL., 2004). Im gegebenen Kontext wird der Wasserstand im Gewässer am Bauwerk als einwirkende Größe definiert. Sie stellt die bedingte Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses  $P(\text{Versagen}/h)$  [-] in Abhängigkeit des Wasserstandes  $h$  [m] dar (vgl. Abbildung 2). Ihre Generierung kann beispielsweise über eine modellbasierte probabilistische Analyse oder eine Expertenschätzung erfolgen (BACHMANN ET AL., 2012).

Die Einwirkungs-Versagensfunktion wird in Zonen eingeteilt. Mit den berechneten maximalen hydraulischen Einwirkungen  $h_{max}$  pro Hochwasserschutzsektion für das Zustandereignis ohne Versagensereignis wird es möglich, eine Grenze zwischen grundsätzlich möglichen und unmöglichen Versagensereignissen bedingt durch die hydraulische Einwirkung des Abflussereignisses  $A_{Abfluss}$  zu ziehen (vgl. Abbildung 2). Der Bereich des möglichen Ereignisses kann zusätzlich durch weitere äquidistante Zonen unterteilt werden, wodurch verschiedene Bruchzeitpunkte durch unterschiedliche Versagenswasserstände in die Analyse integriert werden.

Die zonierten Einwirkungs-Versagensfunktionen werden mit Hilfe einer Monte-Carlo Analyse untersucht. Dazu wird pro Monte-Carlo Lauf ein Versagenswasserstand  $h_v$  pro Hochwasserschutzsektion nach der Verteilung ihrer Einwirkungs-Versagensfunktion wahrscheinlichkeitsbasiert ermittelt (vgl. Abbildung 2). Der Versagenswasserstand wird anschließend in eine entsprechende Zone der Einwirkungs-Versagensfunktion eingruppiert. Es folgt dann aus der Kombination der festgelegten Zonen jeder Hochwasserschutzsektion ein Zustandereignis  $A_{HWS}$  pro Monte-Carlo Lauf. Wird die Anzahl des Eintretens jedes Zustandereignisses aufsummiert und durch die Gesamtanzahl an Monte-Carlo Läufen dividiert, folgen bei einer hinreichend großen Anzahl an Läufen die bedingten Wahrscheinlichkeiten der Zustandereignisse  $P(A_{HWS,k}/A_{Abfluss})$ . Die Anwendung der Monte-Carlo Analyse erweist sich als wenig rechenzeitintensiv, da lediglich eine Zufallszahlgenerierung und eine Transformation pro Hochwasserschutzsektion durchgeführt werden muss.



Da noch keine Informationen über den Einfluss der Versagensereignisse auf die hydraulischen Größen im Teilsystem *Fluss* vorliegen, gelten diese Wahrscheinlichkeiten nur unter der Annahme, dass eine solche Beeinflussung nicht existiert. Damit gelten die Versagens- bzw. Nichtversagensereignisse in der Hochwasserschutzlinie als stochastisch unabhängig.

#### *Aktualisierung der bedingten Wahrscheinlichkeiten der Zustandereignisse*

Im nachfolgenden Schritt werden Zustandereignisse mit einem Versagensereignis hydrodynamisch analysiert. Wasserstandssenkende Wirkungen durch ein Versagensereignis werden in einer aktualisierten Versagensmerkmal-Simulation, beispielsweise durch eine Vergrößerung des Bereiches des unmöglichen Ereignisses bei Eintreten eines Versagensereignisses in einer bestimmten Sektion, berücksichtigt. Weitere hydrodynamische Analysen von risikorelevanten Zustandereignissen können bis zu einer ausreichenden Abbildung der risikorelevanten Zustandereignisse durchgeführt werden, wobei die neu berechneten Informationen immer zur Aktualisierung und somit zu einer Verbesserung der Versagensmerkmal-Simulation genutzt werden.

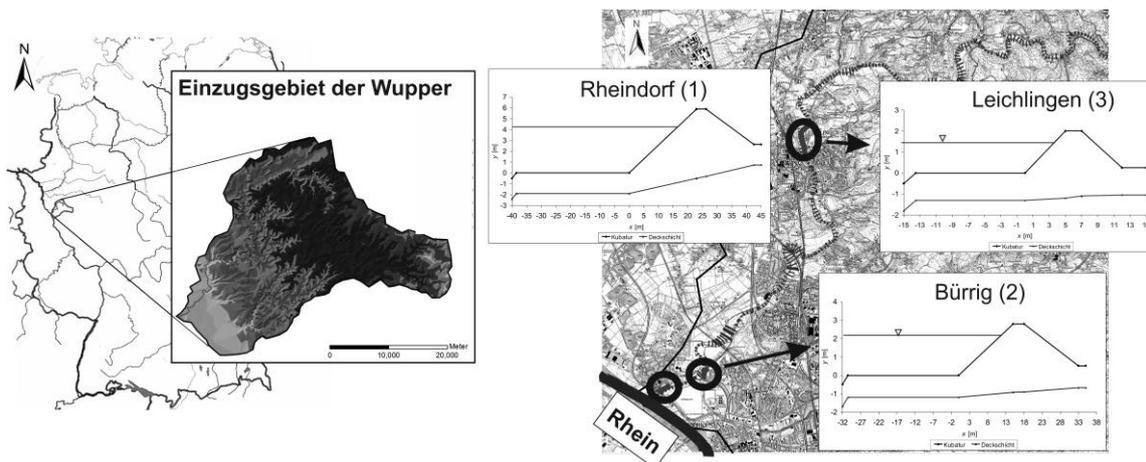
### **3 Anwendung des entwickelten Hochwasserrisikoansatzes**

Ziel dieser praxisrelevanten Anwendung ist, die entwickelten und implementierten Verfahren des Entscheidungsunterstützungssystems PROMAIDES, das sowohl die Risikoanalyse als auch deren Basisanalysen umfasst, auf ihre Praxis-

tauglichkeit zu testen (BACHMANN, 2012). Sie dient nicht der aktuellen Bewertung des Hochwasserschutzes im Wuppereinzugsgebiet.

### 3.1 Das Wuppereinzugsgebiet

Das Einzugsgebiet der Wupper (814 km<sup>2</sup>) ist Teil des Flussgebiets des Rheins. Es liegt vollständig im Bundesland Nordrhein-Westfalen, südlich des Ruhrgebiets und nördlich der Stadt Köln (vgl. Abbildung 3). Bis zur Mündung in den Rhein bei Rhein-km 703 legt die Wupper 115 km Fließstrecke zurück. Die Gewässermorphologie entspricht in weiten Teilen der eines Mittelgebirgsflusses. Der Verlauf folgt dem engen Tal bzw. mäandriert leicht in Bereichen, wo dies die Breite des Talbodens zulässt. Nachdem der Verlauf der Wupper das Bergische Land verlässt, ähnelt ihre Morphologie der eines Tieflandflusses (MUNLV, 2005). Hochwasserereignisse werden wesentlich durch die im Hauptfluss gelegene, 1987 fertig gestellte Wupper-Talsperre beeinflusst.



**Abbildung 3:** Lage des Wuppereinzugsgebiets in Deutschland (links); Lage der analysierten Hochwasserschutzsektionen (rechts)

### 3.2 Datenaufbereitung

Die Hochwasserschutzlinie entlang der Wupper besteht kaum aus Hochwasserschutzbauwerken wie Deichen oder Mauern. Im Modell wird sie durch drei Hochwasserschutzsektionen mit einer Länge zwischen 250 bis 750 m als Bauwerkstyp *Deich* abgebildet (vgl. Abbildung 3). Für diese werden Einwirkungs-Versagensfunktionen in einer modellbasierten probabilistischen **Zuverlässigkeitsanalyse** berechnet. Im übrigen Bereich der Hochwasserschutzlinie werden natürliche Hochufer angenommen. Ein Überströmen ist in diesen Bereichen möglich, ein Versagen durch eine Breschenentwicklung wird ausgeschlossen.

Grundlage der **hydrodynamischen Analyse** ist eine 1D-2D gekoppelte hybride Modellierung basierend auf der diffusiven Wellengleichung. Durch insgesamt 947 Querprofile – 932 des Profiltyps *Fluss* und 15 des Profiltyps *Wehr* – werden

75 km der Wupper von der Wuppertalsperre bis an die Mündung in den Rhein im 1D-Teilmodell *Fluss* abgebildet. Die drei 2D-Teilmodelle *Hinterland*, am Unterlauf der Wupper gelegen, decken mit 3.667 Elementen der Größe 100 x 100 m rund 36,7 km<sup>2</sup> Fläche ab. Der zu untersuchende Ereignisraum der instationären Abflussereignisse besteht aus 12 hydrologischen Ereignissen. Zur vollständigen Abbildung der instationären Abflussereignisse werden 300 h Realzeit modelliert.

Das Modell der **Analyse der Konsequenzen** im Hinterland basiert auf drei Rastern mit quadratischen Elementen der Größe 25 m x 25 m. Für alle berücksichtigten Konsequenzkategorien werden Raster gleicher Ausdehnung und Auflösung angesetzt. Als Konsequenzkategorien werden *direkte ökonomische Schäden* basierend auf neun aggregierten Nutzungskategorien und Schadensfunktionen, *ökologische Schäden Schutzgut Biototyp* basierend auf 172 Biotoptypen und Empfindlichkeitstabellen sowie *betreffene Personen* und *gefährdete Personen* nach dem Verfahren von JONKMANN (2007) berechnet.

### 3.3 Ergebnis der Hochwasserrisikoanalyse

Die Ergebnisse der in PROMAIDES implementierten einzugsgebietsbasierten Risikoansätze für den Ausgangszustand fasst Tabelle 1 zusammen. Die Ergebnisse der Basisanalysen (BACHMANN, 2012) werden hier nicht weiter ausgeführt, gelten aber als Grundlage der Risikoberechnung. Ein Vergleich der Ergebnisse der beiden einzugsgebietsbasierten Risikoansätze zeigt höhere Risiken beim Ansatz mit einer Berücksichtigung von Versagensereignissen. Die zum Teil geringen Erhöhungen der Risiken liegen darin begründet, dass bereits bei Abflussereignissen mit niedriger Überschreitungsjährlichkeit, entsprechend hohe Konsequenzen im Einzugsgebiet durch Überströmen eintreten. Bei einer Risikoanalyse von Einzugsgebieten mit einer technisch ausgeprägten Hochwasserschutzlinie würden größere Unterschiede in den Ergebnissen der angewendeten Ansätze auftreten.

Zur Berechnung des einzugsgebietsbasierten Ansatzes ohne Versagen werden 12 hydrodynamische Analysen des Einzugsgebiets – entsprechend der 12 zu untersuchenden Abflussereignisse – durchgeführt. Im Gegensatz dazu sind zur Berechnung des einzugsgebietsbasierten Ansatzes mit Versagen 45 hydrodynamische Analysen erforderlich, da auch Zustandsereignisse mit einem Versagensereignisse und zwei Versagensereignissen analysiert werden. Der Informationsgewinn durch Ort und Zeitpunkt der Versagensereignisse in der Hochwasserschutzlinie und den daraus resultierenden Konsequenzen im Hinterland sowie dem damit verbundenen höheren Ressourcenaufwand des einzugsgebietsbasierten Risikoansatzes mit Versagen werden deutlich.

**Tabelle 1** Vergleich der Risiken des Ausgangszustandes berechnet mit den in PROMAIDES implementierten einzugsgebietsbasierten Risikoansätzen

Zustandskriterien auf Risikobasis	Einzugsgebietsbasiert, ohne Versagen [1]	Einzugsgebietsbasiert, mit Versagen [2]	Einheit	Prozentualer Anteil $(([1]/[2]) \cdot 100 [\%])$
Direkt, ökonomisch	521.571	561.396	€/a	92,9
Ökologisch, Schutzgut Biotop-	15.523	15.597	€/a	99,5
Betroffene Perso-	85	89	Person/a	95,5
Gefährdete Perso-	0,081	0,085	Person/a	95,3

## 4 Zusammenfassung

Eine Quantifizierung des Hochwasserrisikos ist gesetzlich festgelegter Bestandteil zur Bewertung des Hochwasserschutzes. Jedoch fehlen geeignete Ansätze um eine integrale Risikoanalyse unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden Ressourcen durchzuführen.

Der für das Entscheidungsunterstützungssystem PROMAIDES entwickelte Ansatz der Hochwasserrisikoanalyse basiert auf einer gesteuerten Festlegung der Systemzustände. Er nutzt bereits berechnete Informationen über das Einzugsgebiet soweit aus, um risikorelevante Systemzustände zu identifizieren und nur diese hydrodynamisch zu untersuchen. Dazu notwendige Informationen sind die Einwirkungs-Versagensfunktionen der Hochwasserschutzsektionen, hydraulische Belastungen auf die Hochwasserschutzlinie und die Konsequenzen im Hinterland. Eine Integration über die analysierten risiko-relevanten Systemzustände ergibt das Hochwasserrisiko für das Einzugsgebiet. Dieser Ansatz erweitert den einzugsgebietsbasierten Ansatz ohne Versagen. Eine schrittweise Erweiterung und damit Verbesserung des Systems beginnend mit einer Hochwasserschutzsektion um weitere Hochwasserschutzsektionen ist gegeben.

Anhand des Einzugsgebiets der Wupper wird der entwickelte Risikoansatz auf seine Praxistauglichkeit und Ergebnisgüte hin überprüft. Versagensereignisse im Teilsystem *Hochwasserschutzlinie* und ihre wasserstandssenkende Wirkung finden Eingang in die Risikoanalyse. Dadurch wird eine detailliertere Risikobetrachtung auf Einzugsgebietsebene erreicht.

## 5 Literatur

- Apel, H.; Thieken, A.; Merz, B.; Blöschl, G. (2006): A Probabilistic Modelling System for Assessing Flood Risks. In: *Natural Hazards*, Vol. 38, pp. 79-100. - ISSN 0921-030X.
- Bachmann, D. (2012): Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Dissertation. Aachen: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; <http://darwin.bth.rwth-aachen.de/opus3/volltexte/2012/4043/>; [Letzter Zugriff am: 22.10.2012].
- Bachmann, D.; Johann, G.; Huber, N.P.; Schüttrumpf, H. (2012): The integration of geotechnical dike reliability into operational flood management via fragility curves. - In: *Comprehensive Flood Risk Management; proceedings of the European conference on flood risk management (Floodrisk 2012)*, Rotterdam, NL, 20.09. – 23.11.2012 / Ed.: Klijn, F.; Schweckendiek, T.; Taylor & Francis Group, pp. 253-261. - ISBN 978-0-415-62144-1.
- Dawson, R.; Hall, J.; Sayers, P.; Bates, P. D.; Rosu, C. (2005): Sampling-based flood risk analysis for fluvial dike systems. In: *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, Vol. 19, pp. 388-402. - ISSN 1436-3240.
- EU (2007): Richtlinie über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken (2007/60/EG); Brüssel: Kommission der Europäischen Gemeinschaft; [http://www.bmu.de/files/pdfs/allgemein/application/pdf/hwrm\\_rl.pdf](http://www.bmu.de/files/pdfs/allgemein/application/pdf/hwrm_rl.pdf); [Letzter Zugriff am: 18.11.2010].
- Giron, E.; Conix, I.; Dewals, B.; El Kahloun, M.; De Smet, L. (2008): ADAPT - Towards an integrated decision tool for adaption measures - Final report phase I; [http://dev.ulb.ac.be/ceese/ADAPT/public\\_section/Doc/Doc/Finalreport0405f.pdf](http://dev.ulb.ac.be/ceese/ADAPT/public_section/Doc/Doc/Finalreport0405f.pdf); [Letzter Zugriff am: 12.10.2010].
- Hall, J.; Dawson, R.; Sayers, P.; Rosu, C.; Chatterton, J. U.; Deakin, R. (2004): A methodology for national-scale flood risk assessment. In: *Water & Maritime Engineering*, Vol. 156, No. WM3, pp. 235-247. - ISSN 1472-4561.
- Jonkman, S. N. (2007): Loss of life estimation in flood risk assessment: Theory and applications. Dissertation. Delft (NL): Technische Universiteit Delft; [http://www.safecoast.org/editor/databank/File/SNJonkman\\_dissertation\\_smallest.pdf](http://www.safecoast.org/editor/databank/File/SNJonkman_dissertation_smallest.pdf); [Letzter Zugriff am: 20.09.2012].
- Levy, J. K. (2005): Multiple criteria decision making and decision support systems for flood risk management. In: *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, Vol. 19, pp. 438-447. - ISSN 1436-3240.
- Luther, J. & Schanze, J. (2009): Exploring and evaluation futures of riverine flood risk systems -the example of the Elbe River. In: *Flood Risk Management: Research and Practice / Samuels et al.* London (GB): Taylor & Francis Group, - ISBN 978-0-415-48507-4.
- MUNLV (2004): Ermittlung von Bemessungsabflüssen nach DIN19700 in Nordrhein-Westfalen; Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen (MUNLV); <http://www.lanuv.nrw.de/veroeffentlichungen/merkbl/merk46/merk46.pdf>; [Letzter Zugriff am: 07.01.2013].

- MUNLV (2005): Ergebnisbericht Wupper: Wasserrahmenrichtlinie in NRW - Bestandsaufnahme; Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen (MUNLV); <http://www.niederrhein.nrw.de/wupper/index.html>; [Letzter Zugriff am: 03.08.2011].
- van der Wiel, W. D. (2003): Probabilistic risk assessment of a system of dike ring areas (Main Report).
- Vorogushyn, S. (2008): Analysis of flood hazard under consideration of dike breaches. Dissertation. Potsdam: Mathematisch-Naturwissenschaftliche Fakultät, Universität Potsdam; [http://opus.kobv.de/ubp/volltexte/2009/2764/pdf/vorogushyn\\_diss.pdf](http://opus.kobv.de/ubp/volltexte/2009/2764/pdf/vorogushyn_diss.pdf); [Letzter Zugriff am: 19.10.2010].

Autoren:

Dipl.-Ing. Jürgen Fries

Wupperverband  
Lichtenplatzer Str. 100  
42289 Wuppertal

Tel.: +49 202 583331

E-Mail: [fr@wupperverband.de](mailto:fr@wupperverband.de)

**Dr.-Ing. Daniel Bachmann**

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen University  
Mies-van-der-Rohe-Straße 1  
52056 Aachen

Tel.: +49 241 80 25272

E-Mail: [bachmann@iww.rwth-aachen.de](mailto:bachmann@iww.rwth-aachen.de)

E-Mail: [schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de](mailto:schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de)



# Naturschutzfachliche und gewässerökologische Anforderungen an die Variantenuntersuchung bei Hochwasserschutzmaßnahmen

Daniel Schmidt

Elisabeth Meinel, Martin Etzold, Mathias Kreutzkam

Zahlreiche Hochwasserschutzmaßnahmen wie Deiche oder Sperrwerke liegen in unmittelbarer Nähe von Gewässern. Naturnahe Fluss- und Bachauen gehören zu den national und auch international am meisten gefährdeten Lebensräumen und stellen Schwerpunkte der biologischen Vielfalt dar. Die meisten Hochwasserschutzmaßnahmen erfüllen dabei die Kriterien eines Gewässerausbaus gemäß § 67 Wasserhaushaltsgesetz und unterliegen somit den komplexen Anforderungen eines Planfeststellungsverfahrens oder einer Plangenehmigung im Sinne von § 68 WHG. Im Rahmen des Genehmigungsverfahrens werden durch die naturschutzrechtlichen Planungsinstrumente insbesondere durch die FFH-Verträglichkeitsprüfung (§ 34 BNatSchG) und den speziellen Artenschutz (§ 44 BNatSchG) besondere Anforderungen an das Vorhaben gestellt. Ergibt sich bei der Prüfung der artenschutzrechtlichen Belange oder der Prüfung der Verträglichkeit des Projektes mit den Erhaltungszielen eines NATURA 2000-Gebietes eine Unvereinbarkeit des Projektes, so ist zu prüfen, ob das Vorhaben die notwendigen Voraussetzungen des Abweichungsverfahrens erfüllt. Bei beiden Planungsinstrumenten dürfen für die Erteilung einer Ausnahmegenehmigung keine zumutbaren Alternativen vorliegen. Neben baulichen und planerischen Rahmenbedingungen sollten frühzeitig die naturschutzfachlichen Gegebenheiten sowie die Belange der EU-Wasserrahmenrichtlinie (Verschlechterungsverbot) berücksichtigt werden. Innerhalb der Alternativenprüfung werden neben einer Nullvariante, aus der sich der Bedarf bzw. die Planrechtfertigung ableiten lassen, auch Vorhabensalternativen (Substitution) sowie Standort- und Ausführungsvarianten betrachtet. Neben der technischen und rechtlichen Umsetzbarkeit einer möglichen (Standort-)Alternative sind innerhalb der Variantenuntersuchung auch die Verhältnismäßigkeit und die Erforderlichkeit (Problemverlagerung) zu betrachten.

Stichworte: Variantenuntersuchung, ökologische Anforderungen, Hochwasserschutzmaßnahmen

## 1 Ausgangslage

Der überwiegende Teil der Hochwasserschutzmaßnahmen liegt im unmittelbaren Einzugsbereich von Gewässern. Da naturnahe Fluss- und Bachauen zu den

national und auch international am meisten gefährdeten Lebensräumen gehören und Schwerpunkte der biologischen Vielfalt darstellen, sind hier die naturschutzfachlichen und -rechtlichen Anforderungen an die Planung, Genehmigung und Durchführung derartiger Vorhaben besonders hoch. Ergibt sich bei der Prüfung der artenschutzrechtlichen Belange oder der Prüfung der Verträglichkeit des Projektes mit den Erhaltungszielen eines Natura 2000-Gebietes eine Unvereinbarkeit des Projektes, so ist zu prüfen, ob das Vorhaben die notwendigen Voraussetzungen des Abweichungsverfahrens erfüllt. Bei der Umsetzung von Hochwasserschutzprojekten kommt hinzu, dass sich der gute ökologische Zustand bzw. das gute ökologische Potential des jeweils betroffenen Oberflächengewässerkörpers im Sinne von § 27 Wasserhaushaltsgesetz (WHG) nicht verschlechtern darf. Bei allen genannten Planungsinstrumenten dürfen für die Erteilung einer Ausnahmegenehmigung neben einem zwingend erforderlichen, übergeordneten öffentlichen Interesse keine zumutbaren Alternativen, die mit geringeren Beeinträchtigungen verbunden sind, vorliegen. Da die Variantendarstellung gemäß dem Leistungsbild der HOAI bereits in einem frühen Planungsstadium (Vorplanung) erfolgt, die Alternativenuntersuchung im Rahmen der naturschutz- und wasserrechtlichen Ausnahme jedoch erst im Laufe des Genehmigungsverfahrens zwingend erforderlich wird, ergeben sich dadurch mögliche Verzögerungen und ein zusätzlicher Aufwand im Planungs- und Genehmigungsprozess. Um dies zu vermeiden, ist es sinnvoll bereits im Rahmen der Vorplanung oder unmittelbar daran anschließend eine integrierte Alternativenbetrachtung durchzuführen, bei der alle wesentlichen Aspekte des Genehmigungsverfahrens berücksichtigt werden. Dadurch kann eine für das Genehmigungsverfahren und die mögliche gerichtliche Kontrolle verbesserte, frühzeitige Planungs- und Rechtssicherheit erreicht werden. Vielfach werden die Ziele des Hochwasserschutzes erst im Planungsverbund verschiedener Einzelmaßnahmen erreicht. Dabei können sich durch die Umsetzung einzelner Maßnahmen oder einer abschnittswisen Zulassung von Gewässerausbauten im Sinne von § 69 Abs. 1 WHG, für die ein gesondertes Genehmigungsverfahren durchgeführt wird, Zwangspunkte für die weitere Planung ergeben. Gerade bei komplexen Planungszusammenhängen kommt der Alternativenuntersuchung i. V. mit einer übergeordneten naturschutzrechtlichen sowie gewässerökologischen Betrachtung eine hohe Bedeutung zu. Dazu ist bereits auf einer frühen Planungsebene die Zusammenarbeit zwischen Akteuren der technischen Planung und der naturschutzfachlichen Begleitplanung erforderlich.

## 2 Die Variantenuntersuchung

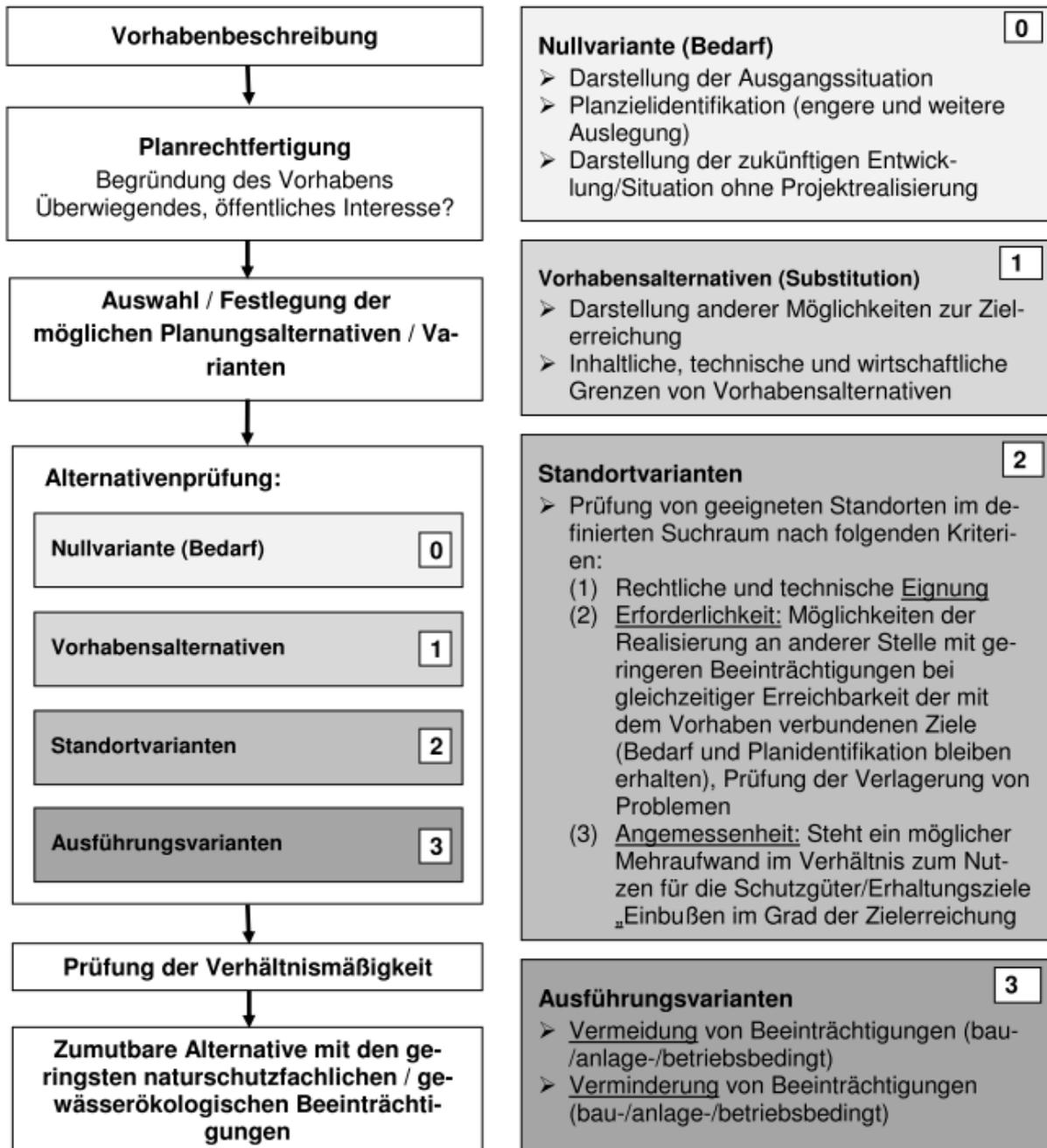
Tabelle 1 stellt die naturschutz- und wasserrechtliche der technischen Alternativenprüfung gegenüber.

**Tabelle 1:** Gegenüberstellung der technischen und der naturschutzrechtlichen/-fachlichen Variantenuntersuchung

Naturschutz- und Wasserrechtliche Alternativenprüfung	Technische Alternativenprüfung (i.S. von Anlage 12 zu § 42 Abs. 1 HOAI)
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Alternativenprüfung im Rahmen des Abweichungs- bzw. Ausnahmeverfahrens (Ende des Planungsprozesses)</li> <li>• Entscheidungskaskade für die Alternativenprüfung für Natura 2000 Gebiete (§ 34 Abs. 3 Nr. 2 BNatSchG)</li> <li>• artenschutzrechtliche Ausnahmegenehmigung nach Prüfung von zumutbaren Alternativen, sofern sich der Erhaltungszustand der Populationen einer Art nicht verschlechtert (§ 45 Abs. 7 BNatSchG)</li> <li>• Verschlechterungsverbot im Sinne der WRRL (§ 27 WHG), Ausnahmen von den Bewirtschaftungszielen (§ 31 Abs. 2 WHG)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Variantenuntersuchung zu Beginn des Planungsprozesses (Vorplanung)</li> <li>• der Vorplanung kommt infolge der für die Genehmigungsplanung [im Hinblick auf die naturschutzrechtliche Genehmigungsfähigkeit] notwendigen ausführlichen Diskussion alternativer Lösungsmöglichkeiten eine erhöhte Bedeutung zu (vgl. <i>Lechner et al. 2011</i>)</li> <li>• um Planungssicherheit zu erlangen werden bereits in der LP 2 (Vorplanung) gemäß dem Leistungsbild ein Planungskonzept einschließlich der Untersuchung der alternativen Lösungsmöglichkeiten nach gleichen Anforderungen erarbeitet (vgl. <i>Lechner et al. 2011</i>)</li> <li>• Kosten-Nutzen Abwägung</li> </ul>

### 2.1 Stellung der Alternativenprüfung im Planungsprozess

Kumulative, eigenständige Zulassungsvoraussetzungen für die Planfeststellung sind die Planrechtfertigung und die Abwägung (vgl. *Jarass 2004*). Die Planrechtfertigung ergibt sich durch den Bedarf für das Vorhaben anhand der Ziele des jeweiligen Fachplanungsgesetzes (z.B. WHG). Der erforderliche Bedarf lässt sich auch aus der Nullvariante der Alternativenprüfung ableiten. Der Abwägungsprozess ist wiederum eng an die Berücksichtigung planerischer Alternativen gebunden, wobei der Genehmigungsbehörde hinsichtlich der Abwägung von naturschutzfachlichen und gewässerökologischen Aspekten eine naturschutzfachliche Einschätzungsprärogative d.h. ein Bewertungsspielraum zugestanden wird.



**Abbildung 1:** Ablauf einer integrierten Alternativenprüfung (verändert nach *Meinecke 2011* und *Wulfert 2012*)

Die Nullvariante stellt keine Alternative im eigentlichen Sinne dar (i.d.R. fehlende Zielerreichung), sondern dient vielmehr der Ableitung des Bedarfs für das Vorhaben und kann für die Planrechtfertigung des Vorhabens herangezogen werden.

Die Auswahl der zu prüfenden Alternativen erfolgt zum einen anhand der Erreichbarkeit der vorgegebenen Ziele für das jeweilige Vorhaben und zum anderen anhand ihrer Eignung, Beeinträchtigungen hinsichtlich des Habitat-, Arten-

und des Gewässerschutzes zu reduzieren (vgl. *Wulfert* 2012). Neben den Vorhabensalternativen im eigentlichen Sinne sind auch Standort- und Ausführungsvarianten einzubeziehen.

## 2.2 Kriterien der Alternativenprüfung

### 2.2.1 Variantendarstellung gemäß Leistungsbild HOAI (Anlage 12 zu § 42 Absatz 1 und § 46 Absatz 2)

- ▶ Untersuchungen von Lösungsmöglichkeiten mit ihren Einflüssen auf bauliche und konstruktive Gestaltung, Zweckmäßigkeit, Wirtschaftlichkeit unter Beachtung der Umweltverträglichkeit
- ▶ Erarbeiten eines Planungskonzepts einschließlich Untersuchung der alternativen Lösungsmöglichkeiten nach gleichen Anforderungen mit zeichnerischer Darstellung und Bewertung unter Einarbeitung der Beiträge anderer an der Planung fachlich Beteiligter

### 2.2.2 NATURA 2000-Abweichungsprüfung

Sofern eine mögliche Betroffenheit von NATURA 2000-Schutzgebieten vorliegt, ist eine Verträglichkeitsprüfung gemäß § 34 BNatSchG durchzuführen. Können innerhalb dieses Prüfschritts erhebliche Auswirkungen auf die Arten und Lebensraumtypen (LRT) nicht ausgeschlossen werden, ist das Vorhaben nur genehmigungsfähig, sofern die Voraussetzungen der Abweichungsprüfung erfüllt werden. Die Erheblichkeit der Auswirkungen auf die Erhaltungsziele eines NATURA 2000-Gebietes können dabei inzwischen anhand von entsprechenden Fachkonventionen (vgl. *Lambrecht & Trautner* 2007) relativ gut bestimmt werden. Der Vergleich zwischen den Alternativen erfolgt an dieser Stelle anhand der Schutzbedürftigkeit der jeweils betroffenen Arten und LRT. Hierbei wird den prioritären Arten und LRT eine höhere Wertigkeit zugestanden (vgl. *Wulfert* 2012).

### 2.2.3 Artenschutzrechtliches Ausnahmeverfahren

Unabhängig von dem europäischen Schutzgebietssystem ist für jedes Vorhaben zu prüfen, ob die Verbotstatbestände des speziellen Artenschutzes (§ 44 BNatSchG) erfüllt werden. Der Artenschutz ist im Gegensatz zum Habitatschutz (§ 34 BNatSchG) nicht als Anforderung an die Vorhabenzulassung normiert, sondern weist einen eindeutigen Handlungsbezug auf. Aufgrund des häufig großen zeitlichen Versatzes zwischen Planfeststellung und Realisierung eines Vorhabens, kann es hier zu Problemen mit bisher nicht berücksichtigten, relevanten Arten kommen, die beispielsweise in der Zwischenzeit ins Projektgebiet eingewandert sind (*Lieber* 2012). Für die Beurteilung der einzelnen Alternativen kann

hier der Gefährdungstatus (Rote Liste) der betroffenen Arten oder deren Erhaltungszustand (biogeographischen Region/lokale Population) herangezogen werden. Die Anzahl der betroffenen Arten oder Individuen geht nicht in die Bewertung ein (Wulfert 2012). Gegebenenfalls sollte die Betroffenheit einzelner Arten im Rahmen einer worst-case-Betrachtung erfolgen.

#### 2.2.4 Bewirtschaftungsziele im Sinne der Wasserrahmenrichtlinie

Neben den Belangen des europäischen Habitatschutzes und des speziellen Artenschutzes ist in eine vollständige Alternativenbetrachtung auch die Zielerreichung i. S. der Wasserrahmenrichtlinie (guter ökologischer Zustand bzw. Potenzial der Wasserkörper) zu integrieren. Die Bewirtschaftungsziele gemäß § 27 WHG geben dabei für alle Oberflächengewässer vor, dass sich der gegenwärtige Zustand durch Vorhaben oder Projekte nicht verschlechtern darf und, dass die Zielerreichung nicht erschwert oder verzögert werden darf. Schutzgegenstand sind hier nicht einzelne Arten sondern vielmehr die Artengemeinschaften (Zönosen). Die einzelnen Arten sind in diesem Zusammenhang keine Schutzgüter sondern Qualitätskomponenten, d.h. es erfolgt im Gegensatz zum Artenschutz keine Bewertung auf Artniveau sondern die Abweichung der Artengemeinschaft von dem Referenzzustand (Leitbild) des jeweiligen Fließgewässertyps ist relevant. Ob unter einer Verschlechterung dabei nur ein Klassensprung oder auch eine graduelle Veränderung innerhalb der einzelnen Zustandsklassen zu verstehen ist, wird derzeit noch diskutiert. Der ökologische Zustand bzw. das ökologische Potential ergibt sich aus der niedrigsten Zustandsklasse der Qualitätsparameter Fische, Makrozoobenthos (Wirbellose), Makrophyten (Wasserpflanzen), Phytobenthos (Aufwuchsalgen) und Phytoplankton (frei im Wasser schwebende pflanzliche Organismen).

Eine Abweichung von den Bewirtschaftungszielen gemäß § 31 Abs. 2 WHG ist nur möglich, sofern keine Alternativen vorhanden sind, die wesentlich geringere nachteilige Auswirkungen auf die Umwelt haben, technisch durchführbar und nicht mit unverhältnismäßig hohem Aufwand verbunden sind. Darüber hinaus sind alle geeigneten Vermeidungs- bzw. Verminderungsmaßnahmen zu ergreifen, um die Auswirkungen auf den ökologischen Zustand des jeweiligen Wasserkörpers soweit als möglich zu reduzieren. Im Sinne der Alternativenprüfung sind hier insbesondere Ausführungsvarianten zu berücksichtigen (vgl. Schmidt *et al.* 2012).

Das Verschlechterungsverbot i. S. des WHG hat Eingang in die aktuelle Rechtsprechung gefunden und kann sogar zur Aufhebung von Planfeststellungsbeschlüssen führen (vgl. Urteil des Verwaltungsgerichts Düsseldorf v. 03.08.2011, Tweestrom).

### 3 Beispiele

#### 3.1 Deiche

Deiche stellen in erster Linie Anlagen des technischen Hochwasserschutzes dar (vgl. *DWA 2011*). Meist ergeben sich hier keine Vorhabens- sondern Standortalternativen und vor allem Ausführungsvarianten hinsichtlich der Gestaltung der Querprofile, möglicher Bepflanzung und der Unterhaltung. Es sollte jedoch im Rahmen der Alternativenprüfung darauf geachtet werden, ob sich Optimierungen hinsichtlich des Trassenverlaufs auch im Sinne möglicher Deichrückverlegungen ergeben. Vielfach haben sich auf vorhandenen Deichen Vegetationsstrukturen ausgebildet, die LRT i. S. des Anhang II der FFH-Richtlinie entsprechen. Häufig stellt sich der LRT „Magere Flachlandmähwiese“ ein, der bei einer möglicherweise erforderlichen Erhöhung oder Sanierung der vorhandenen Deichlinie erheblich beeinträchtigt wird. In diesem Fall sollte sichergestellt werden, dass durch Aufbringen eines geeigneten Substrats die Standortbedingungen für den LRT gewährleistet werden und im Anschluss eine Begrünung mittels Sodenübertragung oder Heudrusch (Gewinnung von Samenmaterial von autochthonen Spenderflächen) durchgeführt wird. Denkbar ist auch eine Kombination aus beiden Verfahren, durch die ein sehr gutes Kosten-Nutzenverhältnis erzielt werden kann. Durch eine Anpassung des Deichpflegeplans kann mit hoher Wahrscheinlichkeit davon ausgegangen werden, dass sich der zuvor vorhandene LRT ohne größeren Zeitverzug (time-lag) einstellt. Grundsätzlich können auf Deichen vor allem bei entsprechender Böschungsexposition auch Trocken- und Halbtrockenrasen etabliert werden.

Sofern eine ausreichende Fläche ohne Konfliktverschiebung verfügbar ist, ist durch Überprofilierung (flachere und wechselnde Böschungsneigung, Anlage von geschwungenen Bermen) des Deichkörpers eine Fremdnutzung, wie z. B. Bepflanzung möglich (vgl. *DVWK 1996 und DWA 2011*). Grundsätzlich haben aber die Belange der Deichsicherheit Vorrang vor den Gestaltungsaspekten. Die bepflanzten Bereiche müssen so verbreitert (abgeflacht) sein, dass die Wurzeln der Gehölze nicht in den erdstatisch erforderlichen Deichquerschnitt eindringen.

#### 3.2 Absperrbauwerke

Bei der geplanten Errichtung eines Absperrbauwerks müssen alle Formen von Varianten in die Alternativenprüfung einbezogen werden (vgl. Abbildung 1). Nach Ausschluss von möglichen Vorhabensalternativen wie z. B. Hochwasserschutzwänden kommt vor allem dem möglichen Standort eine hohe Bedeutung zu, insbesondere sofern das Projektgebiet innerhalb eines NATURA 2000-Gebietes liegt. Hier können unter der Voraussetzung, dass die Vorhabensziele realisiert werden, bereits durch eine günstige Wahl des Standorts erhebliche Be-

eintrüchtigungen von LRT und Habitaten ausgeschlossen werden. Der Standort kann auch eine wesentliche Rolle für den Erhalt der Auendynamik und einen geringen Retentionsraumverlust spielen.



**Abbildung 2:** Visualisierung (M. Brückmann) eines ökologisch optimierten Absperrbauwerks mit angepassten Flügeldeichen, die eine Bepflanzung ermöglichen (vgl. Schmidt et al. 2011)

In Bezug auf das Verschlechterungsverbot für den ökologischen Zustand des betroffenen Gewässers und darauf, dass die Zielerreichung (guter ökologischer Zustand) weder verhindert noch erschwert werden darf, spielen vor allem die anlagenbedingten Auswirkungen eine wesentliche Rolle. Da Absperrbauwerke in vielen Fällen über längere Zeiträume hinweg nur wenige Tage in Betrieb sind, muss insbesondere die ökologische Durchgängigkeit innerhalb der terrestrischen und aquatischen Wanderkorridore durch eine entsprechende Ausführungsvariante gewährleistet werden (vgl. Schmidt et al. 2012).

## 4 Literatur

- DVWK (1993): Landschaftsökologische Gesichtspunkte bei Flussdeichen. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., Verlag Paul Parey, Hamburg.
- DWA (2011): M-507 Deiche an Fließgewässern Teil 1: Planung, Bau und Betrieb. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef.
- Jarass, H. D. (2004): Die Planrechtfertigung bei Planfeststellungen. *Natur und Recht* (2004) 2: 69-75.
- Lambrecht, H.; Trautner, J. (2007): Fachinformationssystem und Fachkonvention zur Bestimmung der Erheblichkeit im Rahmen der FFH-VP – Endbericht zum Teil Fachkonvention, Schlussstand Juli 2007. – FuE-Vorhaben im Rahmen des Umweltforschungsplanes des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit im Auftrag des Bundesamts für Naturschutz – FKZ804 82 004 – Hannover. Filderstadt.
- Lechner, H.; Stifter, D.; Weisser, L.; Stefan, G. (2011): Evaluierung HOAI – Aktualisierung der Leistungsbilder. Abschlussbericht. Download pdf unter [www.bmwi.de](http://www.bmwi.de) Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie (Stand: 02.01.2013).
- Lieber, T. (2012): Das Artenschutzrecht im Vollzug von Planfeststellungsbeschlüssen. *Natur und Recht* (2012) 34: 655–671.
- Meinecke, R. (2011): Europäischer Umweltschutz im Kontext wasserrechtlicher Gestattungen und Genehmigungen UVP–FFHVP–SUP. Unveröff. Seminarunterlagen, IWU – Institut für Wirtschaft und Umwelt (Veranst.), Magdeburg.
- Schmidt, D., Etzold, M., Kreutzkam, M. (2011): Ökologische Gestaltungskriterien innerhalb des planerischen Optimierungsprozesses für ein Absperrbauwerk. *Wasserbauliche Mitteilungen*, Heft 47. Technische Universität Dresden (Hrsg.), Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik.
- Wulfert, K. (2012): Anforderungen an die Alternativenprüfung – Natura 2000-Abweichungsverfahren sowie artenschutzrechtliche Ausnahmeverfahren. *Naturschutz und Landschaftsplanung* 44 (8), 2012, 238–246.

Dipl.-Ing. (FH) Daniel Schmidt  
IPP HYDRO CONSULT GmbH  
Gerhart-Hauptmann-Str. 15  
03044 Cottbus  
Tel.: +49 355 75 70 05 19  
Fax: +49 355 75 70 05 22  
E-Mail: [d.schmidt@ipp-hydro-consult.de](mailto:d.schmidt@ipp-hydro-consult.de)

Dipl.-Ing. (FH) Elisabeth Meinel  
IPP HYDRO CONSULT GmbH  
Gerhart-Hauptmann-Str. 15  
03044 Cottbus  
Tel.: +49 355 75 70 05 18  
Fax: +49 355 75 70 05 22  
E-Mail: [e.meinel@ipp-hydro-consult.de](mailto:e.meinel@ipp-hydro-consult.de)

Dipl.-Ing. Martin Etzold  
Landestalsperrenverwaltung Sachsen  
Gartenstraße 34  
04571 Rötha  
Tel.: +49 34206 588 323  
Fax: +49 34206 588 666  
E-Mail: [Martin.Etzold@ltv.sachsen.de](mailto:Martin.Etzold@ltv.sachsen.de)

Dipl.-Ing. Mathias Kreutzkam  
IPP HYDRO CONSULT GmbH  
Gerhart-Hauptmann-Str. 15  
03044 Cottbus  
Tel.: +49 355 75 70 05 17  
Fax: +49 355 75 70 05 22  
E-Mail: [m.kreutzkam@ipp-hydro-consult.de](mailto:m.kreutzkam@ipp-hydro-consult.de)

# DWA-Landesverbände



[www.dwa-st.de](http://www.dwa-st.de)



Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.  
Landesverband Sachsen/Thüringen  
Niedersedlitzer Platz 13 · 01259 Dresden  
Tel.: 0351/203 20 25 · Fax: 0351/203 20 26  
E-Mail: [info@dwa-st.de](mailto:info@dwa-st.de) · Internet: [www.dwa-st.de](http://www.dwa-st.de)



# Stadt-Land-Fluss - Urbane Überflutungen und Gewässerausuferungen

Lisanne Tolkmitt  
Dr. Harald Wegner

Überschwemmungen im urbanen Raum bilden Schwerpunkte auftretender Schäden. Überflutungen im Kanalsystem und aus Gewässern werden bisher getrennt betrachtet. Die integrale Betrachtung von Gewässer und Kanal birgt Vorteile, weil die jeweiligen Ableitungskapazitäten kombiniert wirken können.

Stichworte: Überschwemmungsgebiete, urbane Überflutungen

## 1 Fragestellung

Ausuferungen von Gewässern erzeugen insbesondere im urbanen Raum besondere Schäden. In den städtischen Gebieten treten jedoch auch durch Überlastungen des Kanalnetzes Überflutungen auf.

Diese beiden Überflutungsfälle werden zur Zeit getrennt betrachtet. Sowohl die Vorschriften als auch die zuständigen Stellen sind unterschiedlich: Für das Kanalnetz ist in der Regel das Tiefbauamt der Stadt/Gemeinde zuständig, für die Gewässer oft ein überregionaler Wasserverband.

Für die Beurteilung der Gewässer ist mit der Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie der EU ein Vorgehen beschrieben. Es wird ein kleines, gerade zu Ausuferungen führende Hochwasser, das 100-jährliche und ein Extremhochwasser berechnet und in seinen Auswirkungen in Bezug auf Ausuferungsflächen, Wassertiefen, Fließgeschwindigkeiten und potenziellen Schäden untersucht. Die Jährlichkeit eines Schutzes ist an keiner Stelle fixiert, doch für die 100-jährlichen Ausuferungsflächen resultieren aus den Wassergesetzen Restriktionen für zukünftige Nutzungsänderungen.

Die Bemessungsansätze in Bereich der Kanalnetze ist durch die DIN EN 752 und die entsprechende DWA Richtlinie A118 fixiert. Die folgende Tabelle zeigt die Bemessungsvorgaben.

**Tabelle 1** Bemessung von Kanalnetzen, DWA A118 (2006)

	"ZBW-Verfahren" Überlastung bei Bemessungsregen*	Seriensimulation mit hydrodynamischen Modellen		
		Überstau: Austritt von Wasser auf GOK		Überflutung: Überstau mit Schaden
		best. Kanal	Neu-/Umbau	
Aussengebiet (ländl.)	1 in 1 / 1,0	1 in 1 / 1,0	1 in 2 / 0,5	1 in 10 / 0,1
Wohngebiet	1 in 2 / 0,5	1 in 2 / 0,5	1 in 3 / 0,33	1 in 20 / 0,05
Stadtzentren	1 in 5 / 0,2	1 in 3 / 0,33	1 in 5 / 0,2	1 in 30 / 0,03
Unterführungen	1 in 10 / 0,1	1 in 5 / 0,2	1 in 10 / 0,1	1 in 50 / 0,02
	EN-Norm	DWA A118		EN-Norm

Jährlichkeit [Jahre] / Häufigkeit [-]

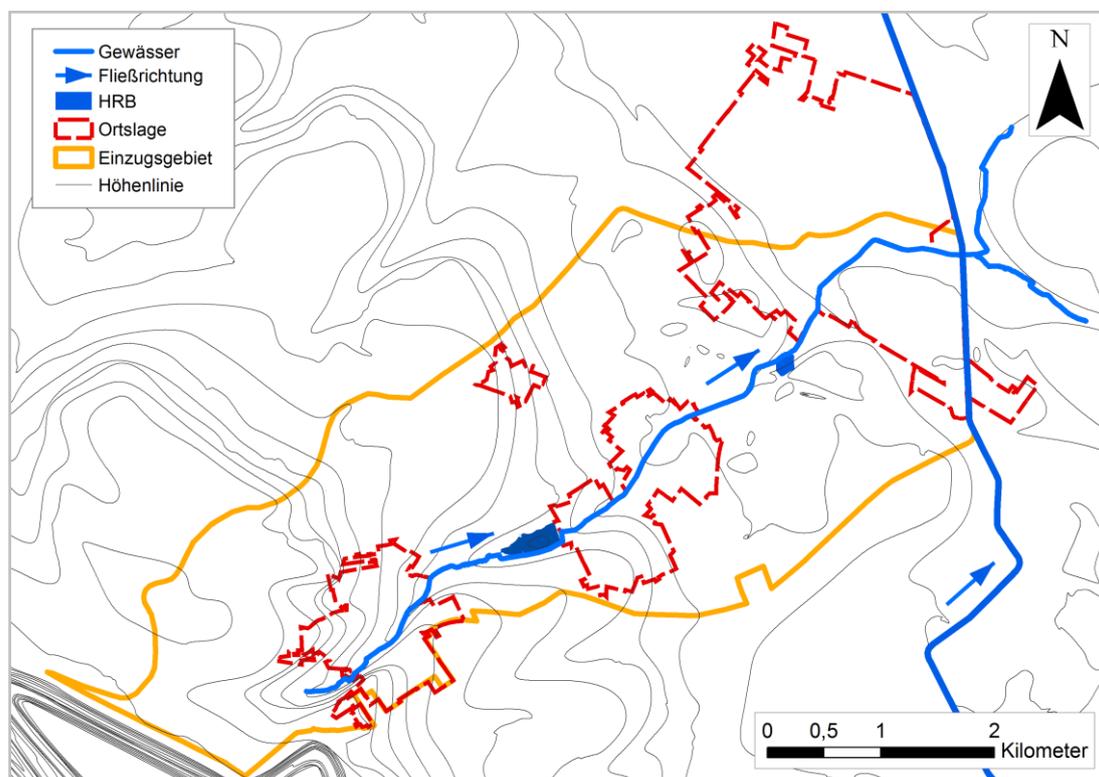
\* Dimensionierung mit Bemessungsregen, ungünstigster Fließzeit und scheinbarer hydraulischer Bemessung auf den maximalen Abfluss

Die Verbindung von Kanalnetzüberflutungen und Gewässerüberschwemmungen ist heute noch nicht Standard. Wenn Wasser aus Gewässern auf ein Kanalnetz trifft, wird dieses als voll und nicht abflusswirksam angenommen. Dies ist insbesondere unter dem Gesichtspunkt der deutlich unterschiedlichen Jährlichkeiten (Kanal: 20 bis 50-jährlich, Gewässer: 100-jährlich) eine grundsätzlich richtige Annahme. Bisher sind auch die Instrumente zur rechnerischen Berücksichtigung der Interaktion von Kanal, Gewässer und Oberfläche noch nicht allgemein verfügbar.

Am Beispiel eines Stadtgebietes mit Gewässerüberflutungen in den Bereich der urbanen, kanalisierten Flächen wird gezeigt, welchen Einfluss die Interaktion von Kanal und Gewässer hat.

## 2 Berechnungen der Überschwemmungsgebiete und urbanen Überflutungen

In einem Einzugsgebiet im Norden von Köln hat sich die Fragestellung nach Ausweisung von Überschwemmungsgebieten wie folgt dargestellt: Das ca. 15 Quadratkilometer große Einzugsgebiet ist durch zwei Hochwasserrückhaltebecken gedrosselt. Diese sind auf eine Jährlichkeit von 50 Jahren ausgelegt, im 100-jährlichen Fall sind sie überlastet und die Ortslage am Ende des Einzugsgebietes (Osten) wird überschwemmt. Die Topographie des Einzugsgebietes in der Nähe des alten Rheintals ist zunehmend flach. (Abbildung 1)

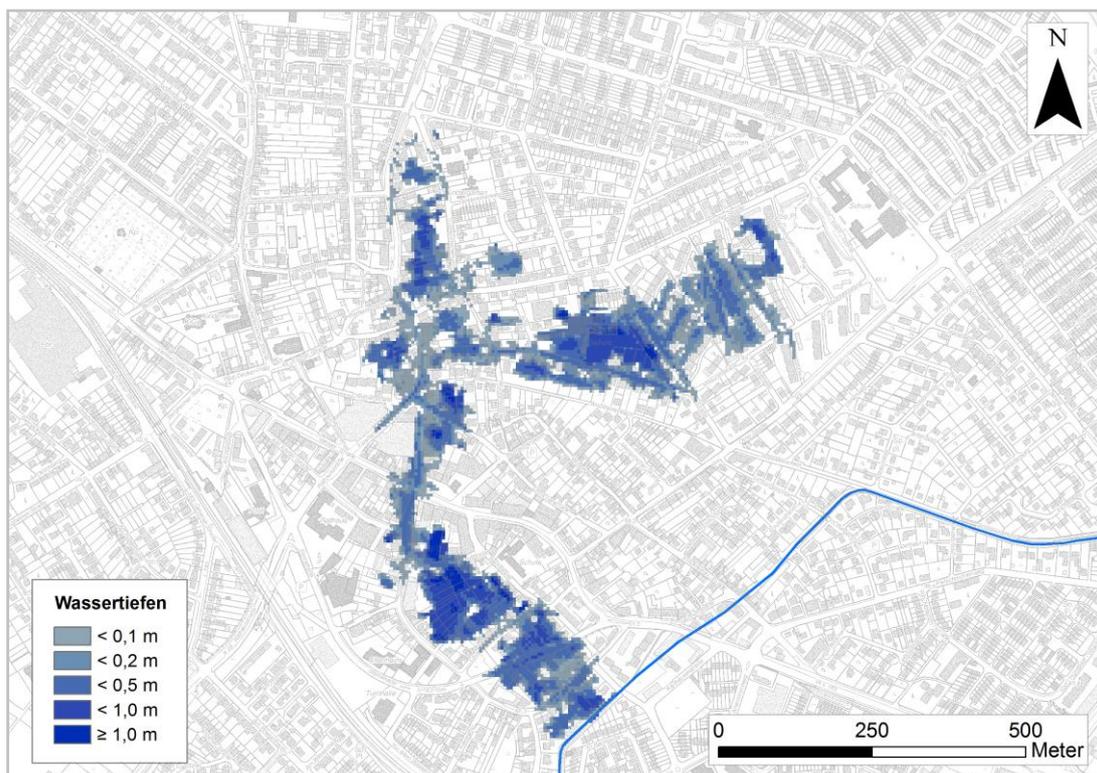


**Abbildung 1:** Einzugsgebiet

Folgende Berechnungen werden für den 100-jährlichen Fall gegenübergestellt und bewertet:

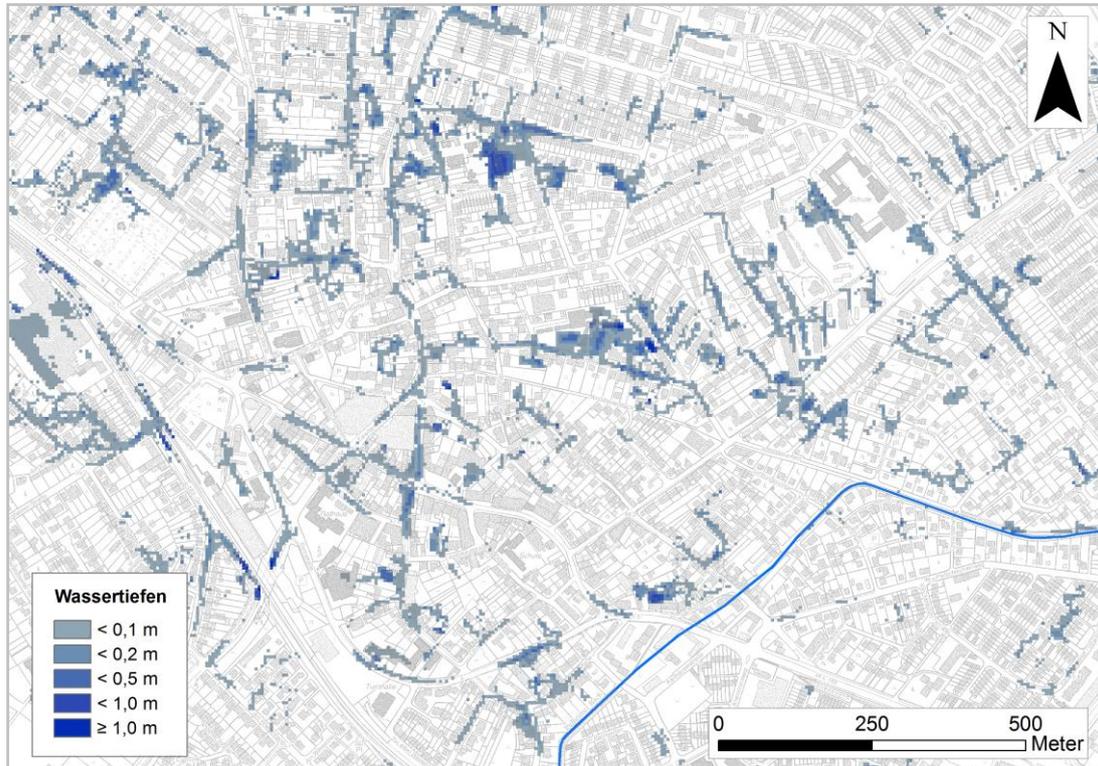
- Gewässerberechnung mit Ausuferungen (Abbildung 2)
- Kanalnetzberechnung mit Überstau ohne Berücksichtigung der Gewässerausuferungen (Abbildung 3)
- Dynamisch gekoppelte Berechnung von Gewässer und Kanalnetz; Interaktion über die Oberfläche (Abbildung 5)

Abbildung 2 zeigt die Ausuferungen aus dem überlasteten Gewässer, die sich aufgrund des Gefälles weitläufig in der Innenstadt verteilen. Der Tiefpunkt des Geländes liegt nördlich des Gewässers.

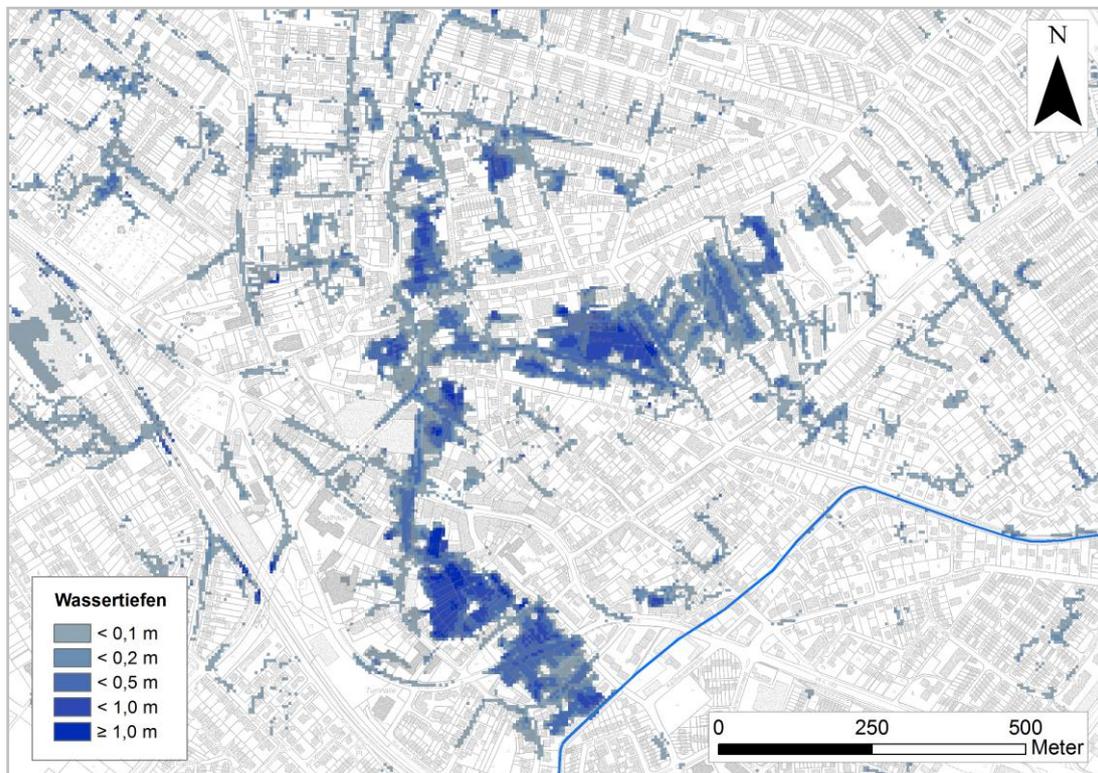


**Abbildung 2:** Überschwemmungsgebiet aus dem Gewässer

Abbildung 3 zeigt Überschwemmungsflächen aus der Kanalnetzberechnung schon mit dem Ansatz, dass Wasser aus dem Kanalnetz austreten und sich oberirdisch ausbreiten kann. Wasser aus überstauenden Kanälen kann über die Oberfläche in andere Schächte fließen. Kanalnetzmodelle ohne Oberflächenkopplung führen das Wasser aus einem überstauenden Schacht ausschließlich in diesen zurück.



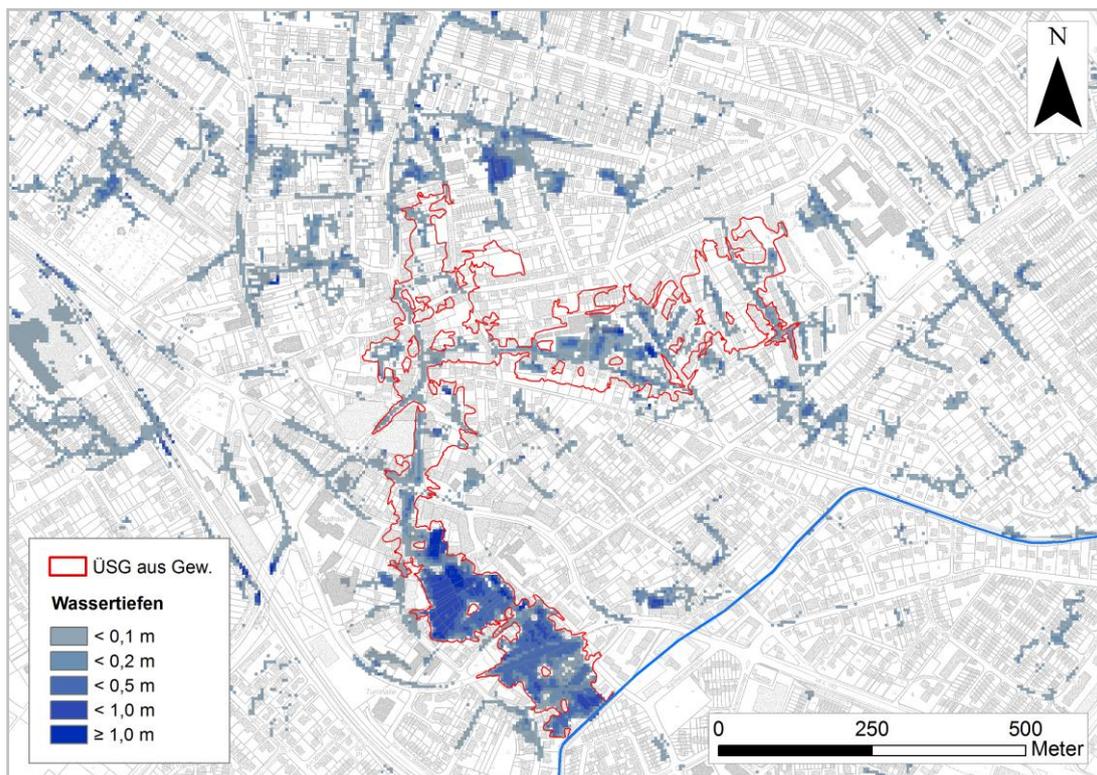
**Abbildung 3:** Überschwemmungsgebiet aus Kanalsystem



**Abbildung 4:** Kombination der Überschwemmungsgebiete aus Gewässer und Kanalnetz

Abbildung 4 zeigt die Überlagerung der jeweiligen Überschwemmungsgebiete ohne deren Interaktion. Dies entspricht dem bisherigen Vorgehen.

Anschließend werden die Modelle so gekoppelt, dass die Abflüsse aus Kanal und Gewässer über die Oberfläche interagieren können (dynamische Kopplung). Wasser aus überstauenden Kanälen kann in das Gewässer fließen und, wie hier überwiegend der Fall, Wasser aus Gewässerausuferungen kann über Kanäle abgeführt werden. Dies ist näher an der Realität als die getrennte Betrachtung.



**Abbildung 5:** Überschwemmungsgebiet aus dyn. gekoppeltem Kanalsystem und Gewässer

Abbildung 5 zeigt, dass sich die Überschwemmungsfläche aus dem Gewässer verkleinert. Die umrandete Fläche stellt die ungekoppelte Gewässerausuferungen aus Abbildung 2 dar. Im dynamisch gekoppelten Modell ufer noch Wasser aus, aber nach etwa 500 Metern Fließweg sind genügend Schächte beteiligt, um das Volumen der weiteren Überschwemmung aufzunehmen und abzuführen. Die Überschwemmungsfläche aus dem Kanalsystem ändert sich nicht, Abflüsse aus Kanal und Gewässer sind jedoch auch nicht mehr eindeutig zu differenzieren.

Der Einfluss der Kopplung von Kanal- und Gewässersmodell ist in diesem Fall bedeutend. Das liegt vor allem an den beiden Hochwasserrückhaltebecken, die die Hochwasserwelle aus dem Gewässer verzögern: Das Niederschlagswasser ist im urbanen Bereich über die Kanäle schon größtenteils abgeführt, wenn das

Gewässer ausufert. Dementsprechend haben die Kanäle Kapazitäten, das Überschwemmungswasser aufzunehmen und sind nicht voll gefüllt, wie normalerweise in solchen Berechnungen anzunehmen ist. In der Summe verringert sich die Überschwemmungsfläche.

### 3 Fazit

Ziel der Untersuchung ist es, zu erkennen, inwieweit die Verbindung der beiden Systeme Gewässer und Kanal über die Oberfläche Auswirkungen auf die berechneten Überflutungsflächen in der Stadt hat und für welche Fälle die komplette, dynamische Kopplung aller drei Systeme Gewässer, Kanal und Oberfläche empfohlen werden sollte.

Grundsätzlich bildet eine solche Kopplung die Realität besser ab. Die Abflüsse aus Kanal und Gewässer können sich sowohl positiv als auch negativ beeinflussen - Abhängig von der Überlagerung der jeweiligen Hochwasserwellen. Die Überflutungen im Stadtgebiet werden größer, wenn zusätzlich Abflüsse aus dem Gewässer das Kanalnetz belasten und nicht abgeführt werden können - der Überflutungsnachweis nach EN 752 wird schwerer zu erfüllen sein. Die Überflutungen reduzieren sich, wenn im System der Stadtentwässerung noch freie Kapazitäten zur Ableitung vorhanden sind und die Volumina aus der Gewässer- ausuferung aufgenommen und schadlos abgeführt werden können.

Nicht zuletzt stellt sich in einem solchen Fall die Frage, wie mit unterschiedlichen Bemessungsansätzen für Kanal und Gewässer in einer solchen Kombination umgegangen werden soll. Für die Schadensbetrachtungen und die Restriktionen aus der Ausweisung von Überschwemmungsgebieten müssen die Konsequenzen noch überlegt werden. Die ausweisungspflichtigen Abflüsse der Gewässer und die Überstaumengen aus dem Kanal lassen sich mit einer dynamischen Kopplung der Modelle nicht mehr trennen. Dem Bürger ist für eine Schadensbetrachtung und den überschwemmten Keller eine solche Differenzierung auch gleichgültig.

## 4 Literatur

- DWA A 118 (2006): Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen, GFA, St. Augustin, März 2006
- EG-HWRM-RL (2007): Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken. Am 26. November 2007 in Kraft getreten und mit der Novelle des Wasserhaushaltsgesetzes am 1.03.2010 in nationales Recht überführt.
- Heiertz, W., Wegner, H. (2010): Neuer Ansatz für Überflutungsnachweis und Sanierungsstrategie im urbanen Raum bei Starkregen, in: Aachener Schriften zur Stadtentwässerung, Band 14, 11. Kölner Kanal und Kläranlagen Kolloquium 2010, Gesellschaft zur Förderung der Siedlungswasserwirtschaft an der RWTH Aachen, Aachen, 2010, ISBN 978-3-938996-07-2, Aachen 2010
- Tolkmitt, L. (2013): Untersuchung des Einflusses von Kanalnetzen auf Gewässerüberflutungen an einem Beispiel, Bachelorarbeit am Lehrgebiet Wasserwirtschaft und Bauinformatik der FH Aachen, Aachen/Erftstadt 2013
- Wegner, H. (2007): Concepts of Flood-Protection and Construction, Flood-Emergency-Concepts, Water Sofia 2007
- Wegner, H. (2008): Stadt-Land-Fluss Hochwasser und Hochwasserschutz, Vortrag zu Hochwasserschutzstrategien im Rahmen von „60 Jahre Hydrotechnische Bildung in Timișoara“, Timișoara 2008
- Wegner, H. (2009): Hochwasser in der Stadt - städtische Überschwemmungen, Vortrag auf dem 1. MIKE Anwendertreffen in Deutschland, Köln 2009
- Wegner, H. (2012): Maßnahmenplanung zur Schadensminderung städtischer Überschwemmung, Vortrag auf dem 3. MIKE Anwendertreffen in Deutschland, Köln 2012
- Wegner, H. (2012): Sinn und Unsinn von privaten/ öffentlichen Hochwasserschutzmaßnahmen, Vortrag auf dem Tag des BWK „Eigenvorsorge und Objektschutz bei Hochwasser“ auf der Nordbau Neumünster am 10.10.2012

Autoren:

Lisanne Tolkmitt

Dr. Harald Wegner

Franz Fischer Ingenieurbüro GmbH  
Holzdamm 8  
50374 Erftstadt

Franz Fischer Ingenieurbüro GmbH  
Holzdamm 8  
50374 Erftstadt

Tel.: +49 2235 402 168

Tel.: +49 2235 402 126

Fax: +49 2235 402 101

Fax: +49 2235 402 101

E-Mail: [lisanne.tolkmitt@fischer-teamplan.de](mailto:lisanne.tolkmitt@fischer-teamplan.de)

E-Mail: [harald.wegner@fischer-teamplan.de](mailto:harald.wegner@fischer-teamplan.de)

# **Anforderungen an moderne Hochwasser- Vorhersagesysteme - Beispiele für die Umsetzung mit Delft-FEWS**

Oliver Buchholz  
Dirk Schwanenberg  
Benedikt Sommer

Hochwasservorhersagesysteme, die als operationelles Werkzeug einen wirkungsvollen Beitrag zur Verminderung von Hochwasserschäden leisten sollen, müssen bestimmte konzeptionelle Anforderungen an die Integration von Daten und Modellen sowie die Skalier- und Portierbarkeit erfüllen. Eine wesentliche Eigenschaft moderner Vorhersagesysteme ist dabei ihre modulare Architektur mit einer klaren Trennung zwischen der Datenebene (Import, Pre- und Postprocessing, Export) und der Modellebene. Dies ermöglichen offene Schnittstellenstandards, die einen breiten Modelleinsatz erlauben, ohne von der spezifischen Modellkenntnis eines Anwenders abzuhängen. Das Softwaresystem Delft-FEWS wurde in seiner Entwicklung entsprechend dieser Anforderungen ausgelegt und dient inzwischen in mehr als 50 Vorhersagezentren als operationelle Plattform. Es ist insbesondere im angelsächsischen Raum verbreitet und wird als nationales Vorhersagesystem z. B. in Großbritannien und den USA verwendet. Die Entwicklung eines Adapters für das N-A-Modell NASIM ermöglicht dessen Kopplung mit Delft-FEWS für die Erstellung von Abfluss- bzw. Hochwasservorhersagesystemen.

Stichworte: Hochwasserschutz, Hochwasservorhersage, N-A-Modell

## **1 Einführung**

Die Diversität operationeller Hochwasserfrühwarnsysteme hinsichtlich ihres konzeptionellen Aufbaus ist groß. Oft handelt es sich um spezifisch entwickelte Anwendungen, die auf die Bedürfnisse bestimmter Flussgebiete und Institutionen zugeschnitten sind. Im Einzugsgebiet des Rheins befassen sich z. B. mehr als 25 Organisationen mit der Erstellung von Vorhersagen und arbeiten teilweise mit sehr unterschiedlichen Ansätzen.

Aufbauend auf Erfahrungen bei der Implementierung verschiedener Hochwassersysteme in England, Wales, Österreich und Deutschland lässt sich eine Reihe von grundlegenden Prinzipien formulieren, denen ein modernes Hochwasservorhersagesystem genügen sollte. Die Wesentlichen sind: (i) die nachträgliche Reproduzierbarkeit von Vorhersagen, (ii) eine prozessorientierte Benutzung des

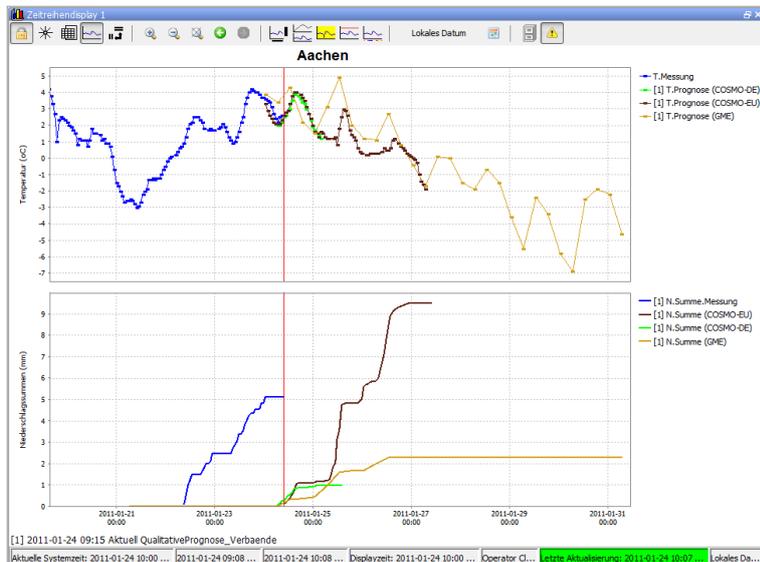
Vorhersagesystems, (iii) qualitativ hochwertige Vorhersagen mit einer konsistenten Gütekontrolle und (iv) seine generische Anwendbarkeit (*Buchholz 2011*).

## 2 Reproduzierbarkeit von Vorhersagen

Die nachträgliche Reproduzierbarkeit von Vorhersagen ist eine der zentralen Forderungen an ein professionelles Vorhersagesystem, um i) den Frühwarnprozess durch eine Optimierung organisatorisch und modelltechnisch zu verbessern (*Casper et al. 2009*) und ii) der Dokumentations- und Beweissicherungspflicht der verantwortlichen Institutionen nachzukommen. Dies ist umso wichtiger, je mehr entsprechende Hochwasserwarnungen zu Speichervorentlastungen, gesteuerten Polderflutungen oder Evakuierungen genutzt werden. Hochwasserereignisse ziehen zunehmend auch juristische Konflikte nach sich, wenn unterlassene Warnungen oder auf der Grundlage von Warnungen getroffene Entscheidungen zu erhöhten oder vermeintlich erhöhten Schäden führen.

Aus der Forderung der Reproduzierbarkeit ergeben sich die folgenden Konsequenzen für den konzeptionellen Aufbau eines Vorhersagesystems:

1. Die Datengrundlage der Vorhersageberechnungen ist zu dokumentieren. Dies impliziert Anforderungen an die Datenhaltung des Vorhersagesystems, die von einer klassischen Datenspeicherung in einer typischen hydrologischen Datenbank abweicht.
2. Der Ablauf einer Vorhersage, d. h. die Abfolge verschiedener Berechnungsschritte ist zu dokumentieren. Da operationelle Vorhersagesysteme im Laufe ihrer Anwendung angepasst und optimiert werden, sollte die Definition von Berechnungsabläufen konfigurierbar und durch eine Versionierung eindeutig identifizierbar sein.
3. Die Vorhersageergebnisse und die darauf beruhenden Warnungen müssen eindeutig den zugrunde liegenden Vorhersageprodukten zugeordnet werden können (siehe Abbildung 1).



**Abbildung 1:** Historische Zeitreihen (links der senkr. Linie) werden mit aktuellen Messwerten ergänzt, ältere Vorhersagen werden durch aktuellere ersetzt (COSMO-DE, COSMO-EU, GME).

### 3 Prozessorientierte Benutzung

In der Vergangenheit wurden Hochwasservorhersagesysteme oft auf Basis eines bestimmten Simulationsmodells entwickelt. Ausgehend von anfangs einfachen Modellen mit geringen Datenanforderungen erfolgte das Pre- und Postprocessing sowie der eigentliche Rechenlauf händisch oder teilautomatisiert. In der Regel gibt es in solchen Systemen keine eindeutige Trennung zwischen dem eigentlichen hydrologischen Rechenlauf und den hochwasservorhersagespezifischen Schritten einer Vorhersage wie beispielsweise der Aufbereitung von Daten.

Es ist daher sinnvoll, durch eine offene Schnittstelle eine Ebene einzuführen, die das Vorhersagesystem von den verwendeten Simulations-Modellen trennt. Trotz eines erhöhten Aufwands zur Implementierung bieten sich folgende Vorteile: (i) die Durchführung einer Hochwasservorhersage wird standardisiert und ist damit unabhängig von der spezifischen Modellkenntnis eines Anwenders ab. (ii) Die offene Modellschnittstelle ermöglicht den Einsatz der vollen Bandbreite der in der Wasserwirtschaft vorhandenen Modelle.

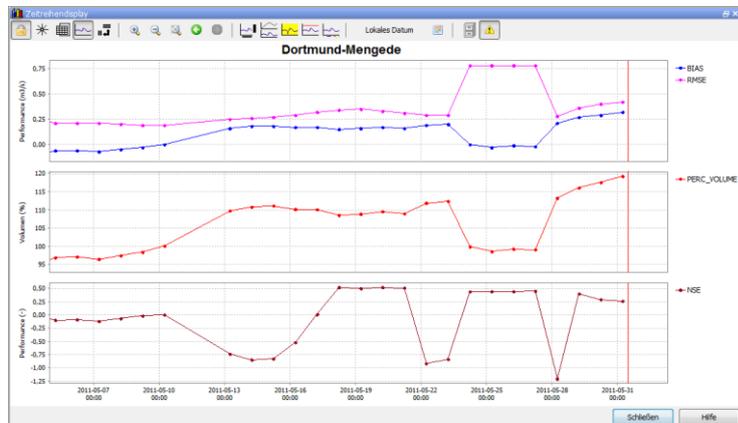
Gleichzeitig sinken dadurch die Anforderungen an die Modelle, da das Vorhersagesystem in der Lage ist, auch das Nachführen der Modelle zu verwalten und die Ensemblevorhersagen zu übernehmen

## 4 Hochwertige Prognosen mit konsistenter Gütekontrolle

Belastbare Prognosen erfordern eine Aussage über die Unsicherheit der gemachten Vorhersage und bei kontinuierlich rechnenden Modellen eine Modellnachführung zur optimalen Aktualisierung des Systemzustands.

Einen Überblick zu aktuellen Anwendungen und Modelltechniken geben *Werner (2005)*, *Maniak (2009)* und *Casper (2010)*. Unabhängig von den angewandten hydrologischen Modellen und Methoden sollte die Vorhersagegüte einer kontinuierlichen Gütekontrolle unterliegen. Dieser Prozess kann in drei Unterpunkte gegliedert werden: (i) Güte der Modellnachführung, (ii) Vorhersagegüte der externen Wettervorhersage, (iii) Vorhersagegüte der Abflussvorhersage.

Die Gütekontrolle der Modellnachführung zielt darauf ab, für den Vorhersagezeitpunkt einen Systemzustand zu berechnen, der möglichst gut mit dem realen Systemzustand übereinstimmt. Als Indikator dafür kommen Kriterien (mittlere Abweichung, Standardabweichung oder Nash-Sutcliffe-Modelleffizienz) zum Einsatz, die auch im Rahmen einer klassischen Modellkalibrierung benutzt werden. Dies setzt voraus, dass das System eine implementierte Nachführung des Dateneingangs besitzt (siehe Abbildung 2).



**Abbildung 2:** Berechnete Performanceindikatoren der historischen Modellnachrechnungen der vergangenen Tage (von oben nach unten: RMSE, BIAS, Volumenfehler, Nash-Sutcliffe-Modelleffizienz)

Bei der Evaluierung der Vorhersagegüte wird in der Regel zwischen der externen Wettervorhersage und der intern berechneten Abflussvorhersage unterschieden. Die meteorologische Vorhersage stellt typischerweise das unsicherste Glied im Vorhersageprozess dar. Es unterliegt als meist externer Input einer besonderen Evaluierung. Ihre Relevanz für die Hochwasservorhersage hängt wesentlich von den hydrologischen Charakteristika des Einzugsgebietes und der definierten Vorhersagedauer ab. In kleinen Einzugsgebieten mit kurzen Reaktionszeiten beeinflusst die Unsicherheit der Wettervorhersage die Abflussvorhersage unmit-

telbar. In den Unterläufen von großen Flusseinzugsgebieten wie dem Rhein nimmt der Einfluss der Wettervorhersagen hingegen ab. Dort basieren die Vorhersagen für einen Vorhersagezeitraum von zwei Tagen noch größtenteils auf den im Oberlauf gemessenen Wasserständen und Abflüssen.

Die Feststellung der Vorhersagegüte findet in der Regel über einen Vergleich der Vorhersagen mit den später eingetroffenen Messungen statt: Berechnung statistischer Parameter wie die mittlere Abweichung für verschiedene Vorhersagehorizonte, Evaluation des zeitlichen und quantitativen Eintretens von prognostizierten Hochwasserscheiteln, der Überschreitung von Warnschwellen sowie der Stabilität von aufeinander folgenden Vorhersagen.

## 5 Generische Anwendbarkeit

Die softwaretechnischen Anforderungen der generischen bzw. allgemeinen Anwendbarkeit eines Hochwasservorhersagesystems sollten folgenden Aspekten genügen: (i) einheitlicher Produktcode mit Konfigurationsmöglichkeiten, (ii) langfristige Verfügbarkeit (professioneller Support mit Update- und Upgrade-Strategien), (iii) Robustheit, (iv) Plattform- und Datenbankunabhängigkeit, (v) Skalierbarkeit, (vi) Stand-Alone- und Client-/Server-Server-Betrieb (Single bis Multi-User-Fähigkeit).

Die letzten drei Aspekte definieren Eigenschaften, die auf die IT-Architektur eines Vorhersagesystems abzielen. Sie sichern die möglichst breite und flexible Anwendbarkeit eines einzelnen Produktcodes bei einer Vielzahl von unterschiedlichen Anwendern, die oft eigene Standards hinsichtlich der Serverkomponenten in ihrer Organisation definiert haben. Bei plattformunabhängigen Serverkomponenten haben sich JAVA-basierte Systeme durchgesetzt, die einfach auf unterschiedlichen Betriebssystemen wie Windows, Linux oder Unix betrieben werden können.

Flexibel skalierbare Systeme sollten die Anwendung der Software sowohl für kleine, regionale Systeme als auch für große nationale Vorhersagesysteme erlauben. Robustheit und Leistungsstärke ermöglichen den Umgang mit hydrometeorologischen Massendaten unterschiedlicher Anbieter (Abruf, Integration, Prüfung, Weiterverarbeitung und Visualisierung). Durch vorkonfigurierte, wiederkehrende Hauptarbeitsschritte kann der Anwender sich auf die Erstellung belastbarer Vorhersagen konzentrieren.

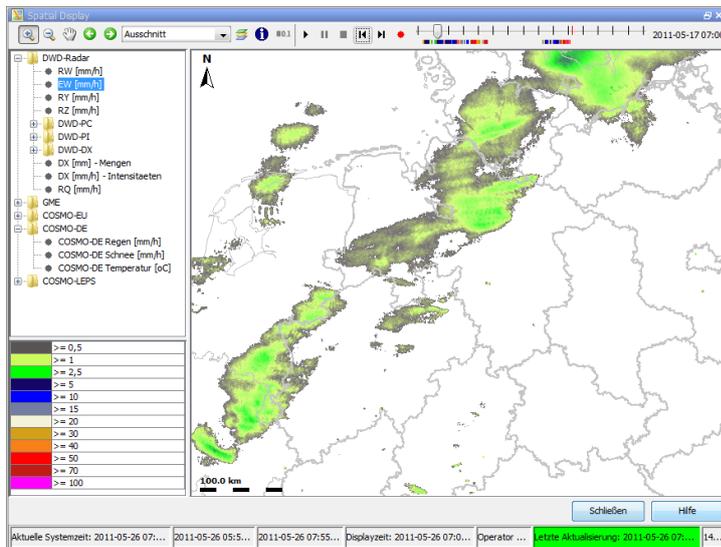
## 6 Das Hochwasservorhersagesystem Delft-FEWS

Basierend auf den oben beschriebenen Anforderungen hat das niederländische Forschungs- und Beratungsinstitut Deltares das modular aufgebaute Hochwasservorhersagesystem Delft-FEWS (Flood Early Warning System) entwickelt. Die lizenzkostenfreie, individuell konfigurierbare und plattformunabhängige Software ermöglicht es den Anwendern, ihre eigenen Modelle für die Vorhersage weiterhin zu benutzen. *Werner (2012)* beschreibt das System ausführlich.

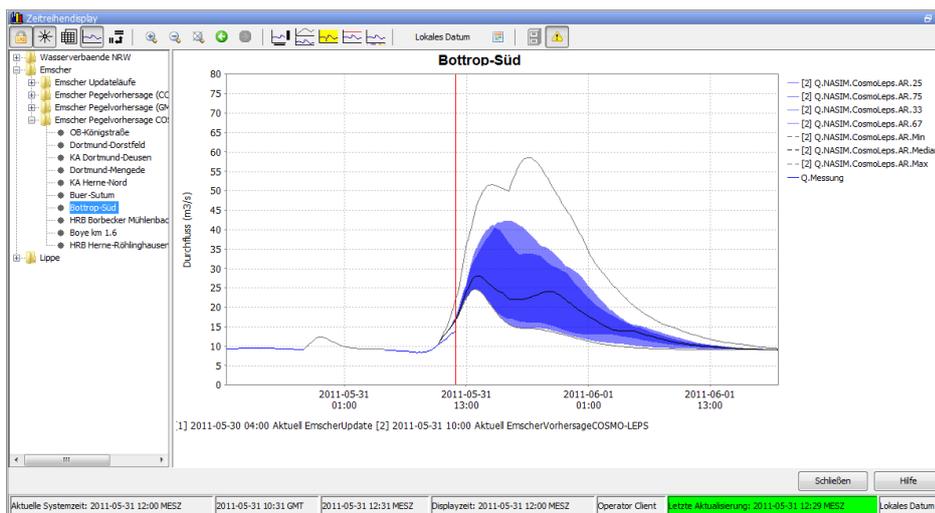
## 7 Kopplung mit dem Niederschlag-Abfluss-Modell NASIM

Die oben beschriebene offene Modellschnittstelle ermöglichte die Kopplung von Delft-FEWS mit dem N-A-Modell NASIM (*Hydrotec 2012*). Der dazu entwickelte Modell-Adapter enthält den NASIM-Rechenkern. Eine separate Installation von NASIM ist nicht erforderlich. Der Adapter steuert den Modellaufruf von NASIM sowie die Übergabe der Modellinput- und Outputdaten und Anfangs- und Endzustände. Aus den prognostizierten Abflüssen werden über Wasserstands-Abfluss-Beziehungen Wasserstände berechnet und an die grafische Nutzeroberfläche übergeben. Ein gekoppeltes NASIM-Modell kann sowohl im Stand-Alone Modus als auch automatisiert auf einem Server betrieben werden.

Als kontinuierlich simulierendes Modell benötigt NASIM Startbedingungen, die von Delft-FEWS als vordefinierte Standard-Zustände (cold states) und von NASIM abgespeicherte Zustände (warm states) verwaltet. Letztere besitzen einen expliziten Zeitstempel. Eine Unterbrechung und Wiederaufnahme der Simulation zu beliebigen Zeitpunkten innerhalb des Abflussgeschehens ermöglicht einen flexiblen und kontinuierlichen Betrieb des Vorhersagemodells.



**Abbildung 3:** Visualisierung der Radar-Daten im Grid-Format im Spatial Display von Delft FEWS



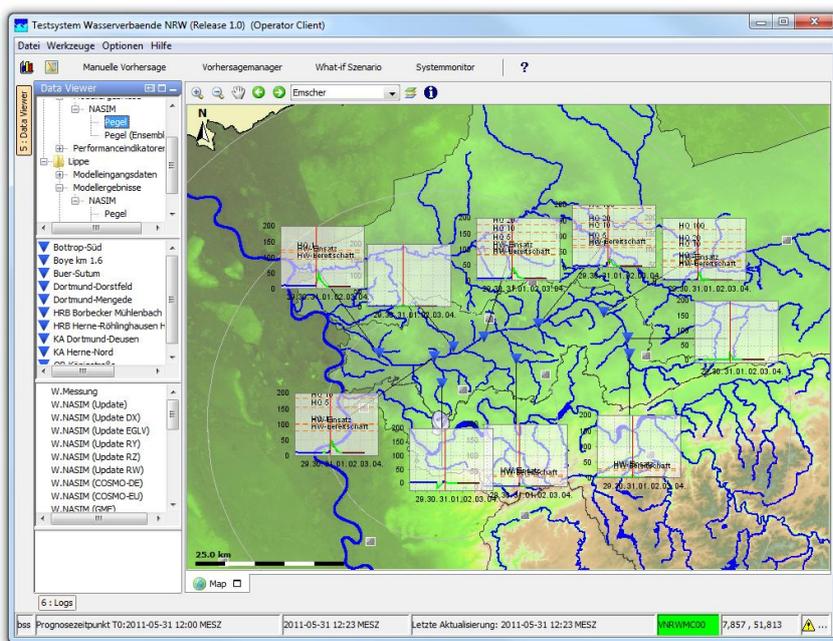
**Abbildung 4:** Statistische Auswertung der Berechnungsergebnisse mit der Ensemble Vorhersage Cosmo-Leps.

Damit ist eine tägliche Modellprüfung und -anpassung an aktuelle Abflussbedingungen im Gebiet sowie eine optimale Modellnachführung möglich. Die konfigurierten Workflows zur kontinuierlichen Abflussvorhersage lassen sich zusätzlich anhand von What-if-Szenarien modifizieren. Eine effiziente Verbesserung der aktuellen Vorhersagegüte kann prinzipiell über die Manipulation von Anfangsbedingungen erreicht werden. Dies ist zurzeit über die NASIM-GUI möglich. In weiteren Entwicklungsschritten soll diese Funktionalität über den Modelladapter Delft-FEWS/NASIM unter Nutzung von OpenDA verfügbar gemacht werden. Die Anwender können alle Ein- und Ausgangsdaten darstellen, vergleichen und mithilfe integrierter Berechnungen Fehlerkorrekturen durchführen (Abbildung 4). Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen Daten

sind so auf einen Blick erkennbar. Die Modellgüte wird wie oben beschrieben mit Hilfe verschiedener Parameter dargestellt.

## 8 Projektbeispiele

In Kooperation zwischen Hydrotec und Deltares sind eine Reihe von Delft-FEWS/NASIM-Anwendungen entstanden: (i) Vorhersagesystem für die Stepenitz in Brandenburg, im Auftrag des Landesamtes für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz, Brandenburg, (ii) Vorhersagesystem für die obere Lippe, im Auftrag der Bezirksregierung Arnsberg, NRW, (iii) Vorhersageplattform der Wasserverbände in NRW. Weitere Systeme unter Einsatz von Modellen Dritter sind (iv) Vorhersagesystem zur Abflussvorhersage, im Auftrag von Verbund Österreich und (v) System zur Niedrigwasservorhersage an der Donau in Österreich, in Auftrag der Via Donau.



**Abbildung 5:** Darstellung der Pegel an der Emscher mit integrierten Zeitreihen-Grafiken

Für die fünf Wasserverbände Emschergenossenschaft/Lippeverband (EG/LV), Ruhrverband (RV), Wupperverband (WV) und Wasserverband Eifel-Rur (WVER) haben Deltares und Hydrotec eine Delft-FEWS entwickelt. Neben der Analyse und Auswertung gemeinschaftlich genutzter wasserwirtschaftlicher und meteorologischer Daten (DWD) wird die Plattform von EG/LV zur Abflussvorhersage im Verbandsgebiet genutzt (Abbildung 5). Die Plattform ist als Client-Server-System realisiert. Das Produktiv-System wird zentral von EG/LV betrieben. Ein identisches System zum Testen von Software- und Konfigurationsupda-

tes ist bei Hydrotec installiert. Die Anwender können mit Ihren Clients (Delft-FEWS-Installationen auf Arbeitsplatzrechnern) zur Steigerung der Ausfallsicherheit auf beide Server-Systeme über das Internet zugreifen. Ein spezielles User-Management lenkt den Zugriff jedes Verbandes auf bestimmte Systembereiche und weist Nutzern innerhalb eines Verbandes verschiedene Funktionsebenen mit unterschiedlichen Rechten, angepassten Funktionsleisten und Datenansichten zu.

In diesem Projekt sind enorme Datenmengen vom Delft-FEWS-Server zu verarbeiten. Durch Komprimierung und inkrementelle Übertragung werden die Daten der über zehn integrierten, zeitlich und räumlich hochaufgelösten Radardatenprodukte des DWD stark reduziert. Das System führt automatisierte, tägliche Routine- und Vorhersagesimulationen mit unterschiedlichen Produkten durch. Es bereitet kontinuierlich ausgewählte Informationen automatisch auf und stellt sie im Intranet und auf Internetseiten der Verbände zur Verfügung.

## 9 Literatur

- Buchholz, O.; Schwanenberg, D.; Sommer, B. (2011): Anforderungen an Hochwasservorhersagesysteme. Erfahrungen mit dem Softwaresystem DELFT-FEWS. In: Korrespondenz Wasserwirtschaft, Nr. 10, S. 564 - 568
- Casper, M.; Herbst, M.; Grundmann, J.; Buchholz, O.; Bliefernicht, J. (2009): Einfluss der Niederschlagsvariabilität auf die Simulation extremer Abflüsse in kleinen Einzugsgebieten, Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, 53. Jahrgang Heft 3 Juni 2009.
- Casper, M.; DWA-Arbeitsgruppe HW-4.2 (2010): Abflüsse aus extremen Niederschlägen. Ergebnisse einer Bestandsaufnahme: Hochwasserereignisse und Modellansätze zu ihrer Abbildung, DWA-Themen, Juli 2010, Hennef.
- Hydrotec (2012): Niederschlag-Abfluss-Modell NASIM, Dokumentation, Version. 4.1, Aachen, [<http://www2.hydrotec.de/vertrieb/nasim/>].
- Maniak, U.; DWA-Arbeitsgruppe HW-4.1 (2009): Modelle zur operationellen Hochwasservorhersage, DWA-Themen, Juli 2009, Hennef
- Werner, M.; Schwanenberg, D. (2005): Operational Flood Forecasting - Examples from current projects in the Netherlands and England. Niederschlag-Abfluss-Modellierung zur Verlängerung des Vorhersagezeitraumes operationeller Wasserstands- und Abflussvorhersagen, BfG Kolloquium, 27. September 2005, Koblenz.
- Werner, M.; J. Schellenkens; P. Gijbers; M. van Dijk, O. van den Akker, K. Heynert (2012): The Delft-FEWS flow forecasting system, Environmental Modelling & Software, in Press, <http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2012.07.010>

Autoren:

Dr. Ing. Oliver Buchholz  
Dipl.-Ing. Benedikt Sommer

Dr.-Ing. Dirk Schwanenberg

Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser  
und Umwelt mbH  
Bachstraße 62-64  
52066 Aachen

Deltares,  
Abt. Operational Water Management  
2600 MH Delft  
The Netherlands

Tel.: +49 241 94689-0  
Fax: +49 241 506889  
E-Mail: [o.buchholz@hydrotec.de](mailto:o.buchholz@hydrotec.de)  
[b.sommer@hydrotec.de](mailto:b.sommer@hydrotec.de)

Tel.: +31 88 3358447  
Fax: +31 88 3358582  
E-Mail: [dirk.schwanenberg@deltares.nl](mailto:dirk.schwanenberg@deltares.nl)

# Hochwasservorhersagemodell für die Lausitzer Neiße

Jörg Walther  
Uwe Büttner  
Björn Fischer

Für den operationellen Einsatz im Landeshochwasserzentrum (LHWZ) des Freistaates Sachsen wurde von der DHI-WASY GmbH ein Hochwasservorhersagemodell für die Lausitzer Neiße entwickelt und in Zusammenarbeit mit der BjörnSEN Beratende Ingenieure GmbH im LHWZ implementiert. Das Modell gestattet die Vorhersage von Wasserständen und Abflüssen für insgesamt 11 Pegel an der Lausitzer Neiße und ihren wichtigsten Nebenflüssen.

A flood forecasting model for the Lausitzer Neiße was developed by the DHI-WASY GmbH for operational application in the Saxon Flood Centre (SFC). The model was implemented in the SFC in cooperation with the BjörnSEN Beratende Ingenieure GmbH. It enables the forecast of water level and discharge for 11 gauges at the Lausitzer Neiße and its main tributaries.

## 1 Veranlassung und Zielstellung

Zu den Aufgaben des Landeshochwasserzentrums (LHWZ) am Sächsischen Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie gehört gemäß Hochwassermeldeordnung (*SMUL*, 2012) auch die Hochwasservorhersage für ausgewählte Gewässer 1. Ordnung. Veranlassung für die Erstellung eines Hochwasservorhersagemodells für die Lausitzer Neiße war das extreme Hochwasser vom August 2010, bei dem an vielen Pegeln an der Lausitzer Neiße und ihren Nebenflüssen die bis dahin beobachteten höchsten Wasserstände übertroffen wurden. Frühere Versuche einer modellgestützten operationellen Hochwasservorhersage für die Lausitzer Neiße lieferten wegen des damaligen Fehlens notwendiger Informationen aus den tschechischen und polnischen Gebietsteilen nur unzureichende Ergebnisse. Infolge einer inzwischen verbesserten Datenverfügbarkeit erhöhten sich auch die Aussichten für eine erfolgreiche Modellentwicklung. Deshalb beauftragte das LHWZ im Herbst 2011 die BjörnSEN Beratende Ingenieure GmbH (IT-Leistungsteil) und die DHI-WASY GmbH (IT- und fachlicher Leistungsteil) mit der Erstellung eines Modells, das die operationelle Vorhersage von Wasserständen und Abflüssen für Pegel an der Lausitzer Neiße und ihren

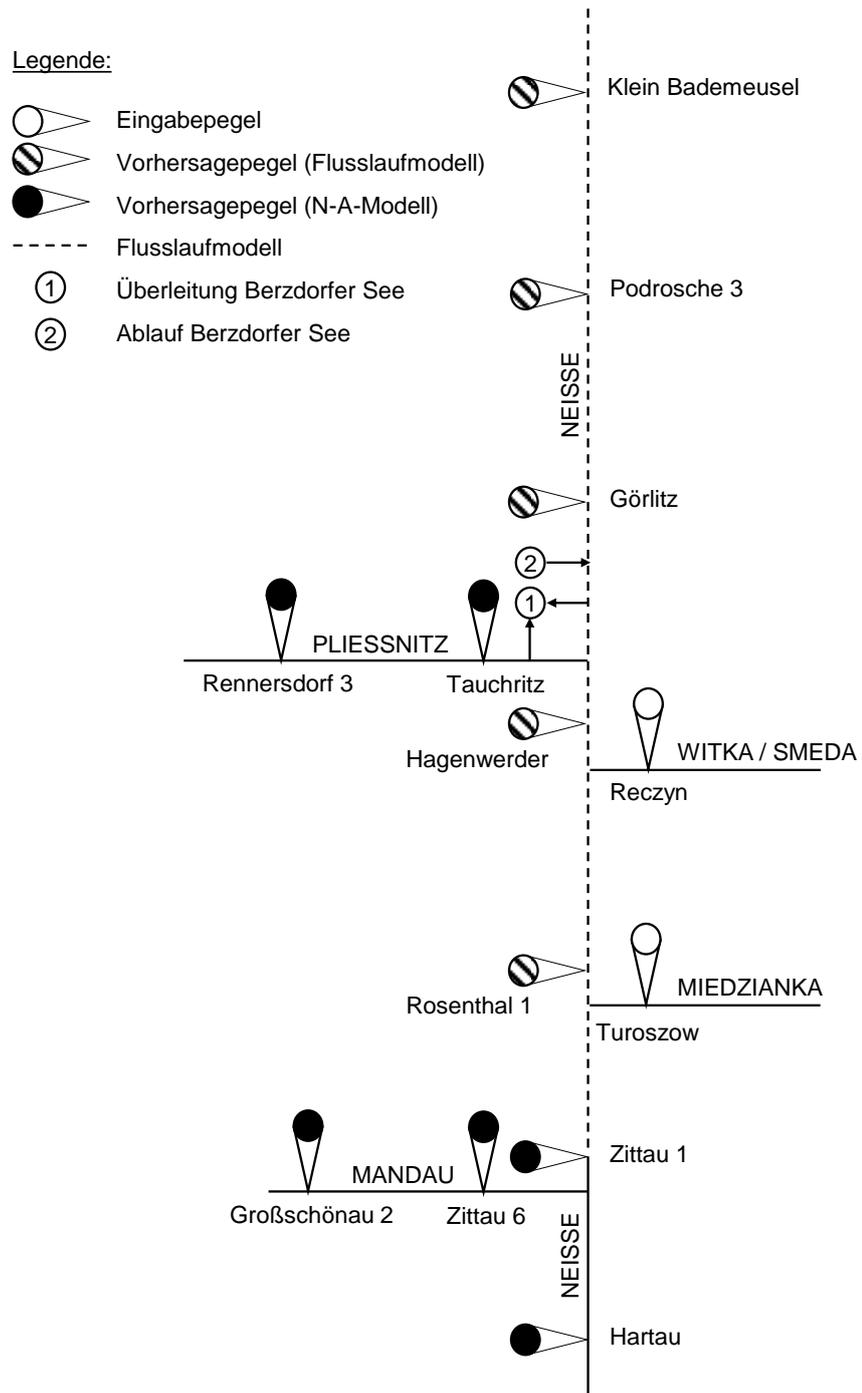
wichtigsten Nebenflüssen gestattet. Um die Vorhersagesicherheit sowie einen effektiven Ablauf bei der Erstellung von Hochwasserwarnungen im LHWZ zu gewährleisten, war das zu erstellende Modell auf die in den Vorhersagemodellen für die benachbarten Flussgebiete Spree und Schwarze Elster bewährten Konzepte zu gründen (Walther u. a., 1998). Das entwickelte Modell wurde Ende 2012 im LHWZ implementiert.

## 2 Betrachtungsgebiet und Modellstruktur

Das entwickelte Hochwasservorhersagemodell gestattet die operationelle Vorhersage von Wasserständen und Abflüssen an insgesamt 10 Pegeln in Sachsen und einem Pegel in Brandenburg für einen Vorhersagezeitraum von bis zu 48 Stunden. Die Systemskizze des Modells in Abbildung 1 veranschaulicht die Lage der Pegel und gibt Auskunft darüber, welche Teilmodelle für die Vorhersage zur Anwendung kommen. Das Modell besteht aus folgenden Teilmodellen:

- 6 Niederschlag-Abfluss-Modelle (N-A-Modelle) für die Pegel Hartau und Zittau 1 an der Lausitzer Neiße, für die Pegel Großschönau 2 und Zittau 6 (Nachfolgepegel von Zittau 5) an der Mandau und die Pegel Rennersdorf 3 und Tauchritz an der Pließnitz,
- 5 Flusslaufmodelle für die Neißepegel Rosenthal 1 (Nachfolgepegel von Rosenthal), Hagenwerder (geplanter neuer Pegel), Görlitz, Podrosche 3 (Nachfolgepegel von Podrosche 2) und Klein Bademeusel.

Die **N-A-Modelle** zur Abflussvorhersage aus Niederschlägen bestehen jeweils aus einem empirischen Baustein zur Beschreibung der Abflussbildung und aus Impulsantworten zur Beschreibung der Abflusskonzentration auf der Landoberfläche. Zur Ableitung der Impulsantworten wurde auf das Konzept der linearen Speicherkaskade zurückgegriffen.



**Abbildung 1:** Systemskizze des Hochwasservorhersagemodells für die Lausitzer Neiße

Als **Flusslaufmodelle** kommen hydrologische Wellenablaufmodelle zur Anwendung, die auf dem Konzept des linearen Stufenmodells basieren (Becker und Kundzewicz, 1986). Dabei werden bis zu drei Durchflussbereiche unterschieden, der Flussbettbereich und zwei Vorlandbereiche. Als lineares Teilmodell des nichtlinearen Stufenmodells wird das Translations-Diffusions-Modell genutzt.

Die Flusslaufmodelle für Neißepegel berücksichtigen neben den linksseitigen Zuflüssen Mandau und Pließnitz auch die wichtigsten rechtsseitigen Zuflüsse, z. B. die aus Polen kommende Witka. Ebenfalls lagegerecht berücksichtigt werden die Überleitung von Wasser aus der Pließnitz und der Neiße in den Berzdorfer See zur Flutung oder Nachsorge sowie die Ausleitung aus dem Berzdorfer See in die Neiße.

Sowohl den N-A-Modellen als auch den Flusslaufmodellen nachgeschaltet ist ein Modellbaustein zur Echtzeit-Vorhersagekorrektur (Nachführung). Die **Nachführung** basiert auf einem Vergleich zwischen den bis zum aktuellen Zeitpunkt (Vorhersagezeitpunkt) berechneten und den beobachteten Abflussganglinien. Ziel der Nachführung ist es, Vorhersagefehler, die infolge fehlerhafter Modelleingabegrößen (z. B. Niederschläge), vom mittleren Systemverhalten abweichender Prozessabläufe (Modellparameter) oder fehlerhafter Übertragungsbeziehungen (z. B. W-Q-Beziehung) entstehen, zu minimieren. Zur Nachführung der berechneten Vorhersagen wird die visuelle Anpassung über Vergleichsrechnungen, die vom Anwender durchgeführt wird, mit einer modellinternen Fehlerkorrektur gekoppelt.

Intern arbeitet das Hochwasservorhersagemodell mit einem Berechnungszeitintervall von 3 Stunden. Für die Wasserstands- und Abflussvorhersage sind folgende Eingabedaten in entsprechender zeitlicher Auflösung bereitzustellen: beobachtete und vorhergesagte Niederschläge, beobachtete Wasserstände und beobachtete und vorhergesagte Abflüsse (nur seitliche Zuflüsse und Überleitungen). Die an den Pegeln beobachteten Wasserstände werden mit Hilfe der Wasserstands-Durchfluss-Beziehungen in beobachtete Abflüsse umgerechnet. Umgekehrt werden für die Pegel aus den berechneten (vorhergesagten) Abflüssen berechnete (vorhergesagte) Wasserstände abgeleitet.

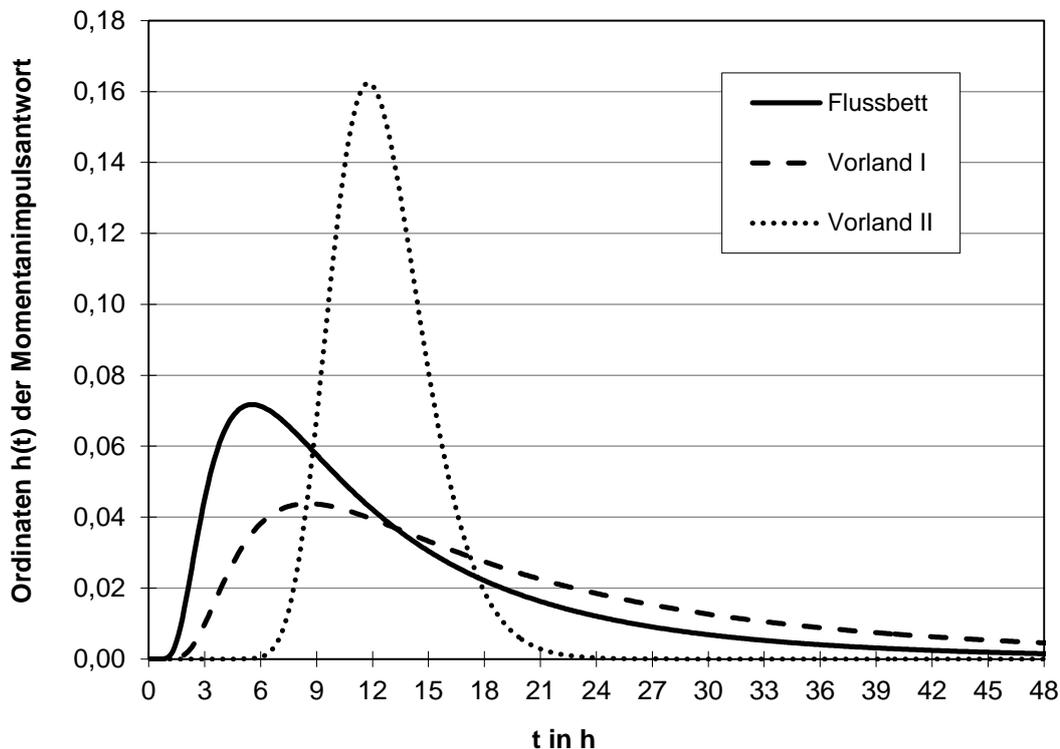
### 3 Kalibrierung der Teilmodelle

Die Datengrundlage für die Kalibrierung der Teilmodelle bildeten Aufzeichnungen über 14 abgelaufene Hochwasserereignisse von 1981 bis 2011. In Abhängigkeit von der Datenlage konnten allerdings nicht für jedes Teilmodell alle Hochwasserereignisse berücksichtigt werden. Beispielsweise war es nicht möglich, das historische Hochwasserereignis vom Juli 1981 auch bei der Kalibrierung der N-A-Modelle zu berücksichtigen. Hier begann die Datenerfassung erst mit dem Hochwasserereignis vom Juli 1997. Zur Kalibrierung der N-A-Modelle konnten maximal 8 Hochwasserereignisse herangezogen werden.

Die Modellkalibrierung soll am Beispiel des Flusslaufmodells für den Pegel Görlitz erläutert werden. Auch hier gab es einige aus der Datenlage resultierende Einschränkungen und Besonderheiten zu beachten. Da der Pegel Hagenwerder noch nicht existiert, musste die Kalibrierung für den Flussabschnitt Rosenthal – Görlitz erfolgen, wobei für jedes Ereignis neben dem seitlichen Zufluss aus der Pließnitz und einer ggf. erfolgten Überleitung von Neißewasser in den Berzdorfer See auch der seitliche Zufluss aus der Witka am Pegel Reczyn zu berücksichtigen war (Abbildung 1). Als Zuflussganglinie am oberen Modellrand wurde je nach Datenverfügbarkeit am Pegel Rosenthal (zukünftig Rosenthal 1) entweder die am Pegel beobachtete Ganglinie verwendet oder die mit dem zuvor kalibrierten Flusslaufmodell Zittau 1 – Rosenthal berechnete. Problematisch war auch die z. T. recht grobe zeitliche Auflösung der Ganglinien am Pegel Reczyn, die eine Interpolation von zusätzlichen Stützstellen notwendig machte, sowie der Ausfall dieses Pegels während des Extremereignisses vom August 2010. Zur Schließung der dadurch entstandenen Datenlücke wurden zusätzliche Informationen recherchiert, z. B. in *IMGW (2011)*. Letztlich gelang es, alle 14 Hochwasserereignisse für die Kalibrierung verfügbar zu machen.

Eine vor der eigentlichen Modellkalibrierung durchgeführte Scheitellaufzeitanalyse deutete bereits darauf hin, dass es auf dem Flussabschnitt Rosenthal – Görlitz nicht möglich ist, den Wellenablauf mit einem Parametersatz für den gesamten Durchflussbereich zu beschreiben. Dazu ist die Bandbreite der Scheitellaufzeiten zwischen 10 und 26 Stunden zu groß. Diese Vermutung hat sich bei der Modellkalibrierung bestätigt, bei der sich zeigte, dass eine Unterteilung in drei Durchflussbereiche notwendig ist, um den Wellenablauf auch bei den extremen Hochwasserereignissen 1981-07, 2010-08 und 2010-09 mit Scheitelabflüssen in Görlitz  $> 400 \text{ m}^3/\text{s}$  gut nachzubilden.

Um das unterschiedliche Systemverhalten der drei Durchflussbereiche zu veranschaulichen, werden in Abbildung 2 die sich aus den im Zuge der Kalibrierung ermittelten Modellparametern ergebenden Momentanimpulsantworten des Translations-Diffusions-Modells dargestellt. Die Impulsantworten zwischen Flussbettbereich, Vorlandbereich I und Vorlandbereich II unterscheiden sich deutlich. Erwartungsgemäß verzögert sich der Wellenablauf, wenn die Ausuferung beginnt. Interessant ist die von beiden Durchflussbereichen deutlich abweichende Charakteristik des Vorlandbereiches II. Hier dominiert die Translation den Prozessablauf, während die Abflachung nur gering ist. Offenbar kommt es nach Füllung des Ausuferungsbereiches, der im vorliegenden Fall durch den Vorlandbereich I repräsentiert wird, und anschließender Inanspruchnahme des Vorlandbereiches II zu einer beschleunigten Hochwasserwellenbewegung.

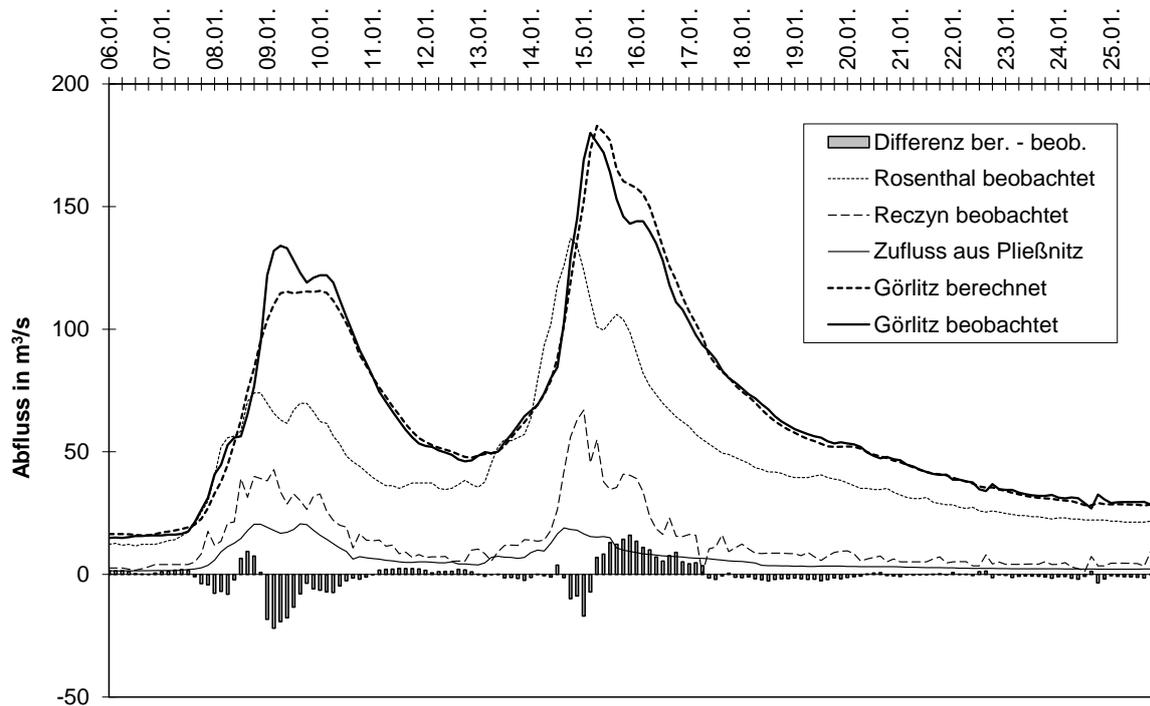


**Abbildung 2:** Momentanimpulsantwort für unterschiedliche Durchflussbereiche auf dem Flussabschnitt Rosenthal - Görlitz

Anhand der für den Flussabschnitt Rosenthal – Görlitz ermittelten Modellparameter wurden Berechnungsgleichungen für die Teilabschnitte Rosenthal - Hagenwerder und Hagenwerder – Görlitz abgeleitet, sodass mit dem Hochwasservorhersagemodell für die Lausitzer Neiße auch eine Vorhersage für den geplanten Pegel Hagenwerder möglich sein wird.

#### 4 Modellvalidierung und Bewertung der Modellgüte

Abbildung 3 zeigt exemplarisch das Ergebnis der Validierung des Flusslaufmodells für den Pegel Görlitz anhand des Hochwassers vom Januar 2011. Die Abflüsse am Pegel Görlitz wurden dabei ausgehend vom Pegel Rosenthal und unter Beachtung der seitlichen Zuflüsse aus der Witka (Pegel Reczyn) und aus der Pließnitz (Pegel Tauchritz abzgl. Flutung Berzdorf) berechnet. Neißewasser wurde bei diesem Ereignis nicht zum Restsee Berzdorf übergeleitet.



**Abbildung 3:** Vergleich von beobachteter und berechneter Abflussganglinie am Pegel Görlitz für das Hochwasser vom Januar 2011

Die abschließende Bewertung der Genauigkeit der einzelnen Teilmodelle erfolgte mit Hilfe des Effizienzkoeffizienten NSE nach *Nash und Sutcliffe (1970)*, einem dimensionslosen Fehlermaß, das anhand der beobachteten und berechneten Abflüsse  $Q_{\text{beob}}$  bzw.  $Q_{\text{ber}}$  wie folgt berechnet wird:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{\text{beob},i} - Q_{\text{ber},i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{\text{beob},i} - \bar{Q}_{\text{beob}})^2} \quad (1)$$

Bei der Berechnung von NSE nach Gleichung (1) wird der mittlere quadratische Fehler auf das Intervall  $(-\infty, 1)$  normiert, wobei der Maximalwert von  $NSE = 1$  ein perfektes Modell charakterisiert und der Wert 0 ein Modell, dessen Prognose genauso gut (oder schlecht) ist wie der beobachtete Mittelwert. Nach *Uhl und Henrichs (2008)* ist eine Prognose dann brauchbar (ausreichend), wenn NSE mindestens 0,25 beträgt. Prognosen mit  $NSE \geq 0,5$  können als befriedigend, Prognosen mit  $NSE \geq 0,8$  als gut und Prognosen mit  $NSE \geq 0,95$  als sehr gut bezeichnet werden.

In Tabelle 1 wird für jedes Teilmodell der Mittelwert von NSE über alle berücksichtigten Hochwasserereignisse angegeben. Dabei wird unterschieden, ob die Berechnung ohne oder mit Nachführung erfolgte. Die Auswertung stützt sich auf die zum Zeitpunkt der Modellerstellung beobachteten Pegel.

**Tabelle 1** Mittelwerte des Fehlermaßes NSE bei der Nachrechnung der Hochwasserereignisse mit N-A-Modellen und Flusslaufmodellen

Modelltyp	Pegel	Anzahl Ereignisse	NSE ohne Nachführung	NSE mit Nachführung
N-A-Modell	Hartau	7	0,45	0,53
	Zittau 1	8	0,56	0,78
	Großschönau 2	7	0,64	0,73
	Zittau 5	7	0,68	0,72
	Rennersdorf 3	4	0,58	0,60
	Tauchritz	6	0,49	0,55
Flusslaufmodell	Rosenthal	6	0,77	0,97
	Görlitz	14	0,82	0,83
	Podrosche 2	8	0,74	0,94
	Klein Bademeusel	14	0,86	0,94

Tabelle 1 veranschaulicht vor allem zwei Sachverhalte: Zum einen wird durch die Nachführung die Qualität der Nachrechnung für alle Pegel verbessert. Dabei ist der Grad der erreichten Verbesserung unterschiedlich. Für die Flusslaufmodelle z. B. ist die Verbesserung umso deutlicher, je größer das unbeobachtete Zwischeneinzugsgebiet ist. Auf jeden Fall ist die Nachführung ein sinnvoller und notwendiger Arbeitsschritt bei der Vorhersage. Auf der anderen Seite wird deutlich, dass mit den Flusslaufmodellen eine zuverlässigere Vorhersage als mit den N-A-Modellen möglich ist. Wird der oben eingeführte Bewertungsrahmen zugrunde gelegt, so ist die Qualität der Berechnung mit N-A-Modellen für alle Pegel „befriedigend“, falls eine Nachführung erfolgt. Dagegen ist die Qualität der Berechnung mit Flusslaufmodellen bei einer Nachführung mindestens „gut“.

## 5 Literatur

- Becker, A. u. Kundzewicz, Z. (1986): Berücksichtigung von Nichtlinearitäten bei Durchflussberechnungen und -vorhersagen in Flüssen mit Hilfe multilinearer Modelle. WWT 36 (1986) 7, S. 165 - 167.
- IMGW (2011): Einschätzung des Einflusses des Dammbrechens am Speicher Niedow auf den Verlauf der Hochwasserwelle im Abschnitt der Lausitzer Neiße ab Witkamündung bis zum Pegelprofil Zgorzelec. Arbeitsgruppe des Zentrums für Hochwassermodellierung des Institutes für Meteorologie und Wasserwirtschaft (IMGW PIG), Außenstelle Wrocław, Oktober 2011.
- Nash, J. E. und Sutcliffe, J. V. (1970): River flow forecasting through conceptual models - Part I: A discussion of principles. Journal of Hydrology, Bd. 10, S. 282 – 290.
- SMUL (2012): Verwaltungsvorschrift zum Hochwassernachrichten- und Alarmdienst im Freistaat Sachsen (HWMO). Inkraftsetzung am 17. August 2004, Änderung am 8. Juli 2008 und am 2. Juli 2012.
- Uhl, M. und Henrichs, M. (2008): Das Tool „KALIMOD“ zur automatischen Kalibrierung von NASIM. NASIM-Anwendertreffen, Aachen, 30. Oktober 2008.
- Walther, J.; Höhne, U. und Walther, P. (1998): Grundlagen, Entwicklungsstand und Einsatz eines Hochwasservorhersagemodells für den sächsischen Teil der Spree. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, Bd. 42, H. 2, S. 54 – 64.

Autoren:

Dr. rer. nat. Jörg Walther  
Dipl.-Hydrol. Björn Fischer

Dipl.-Hydrol. Uwe Büttner

DHI-WASY GmbH  
Niederlassung Dresden  
Comeniusstraße 109  
01309 Dresden

Sächsisches Landesamt für Umwelt,  
Landwirtschaft und Geologie  
Landeshochwasserzentrum  
Pillnitzer Platz 3  
01326 Dresden

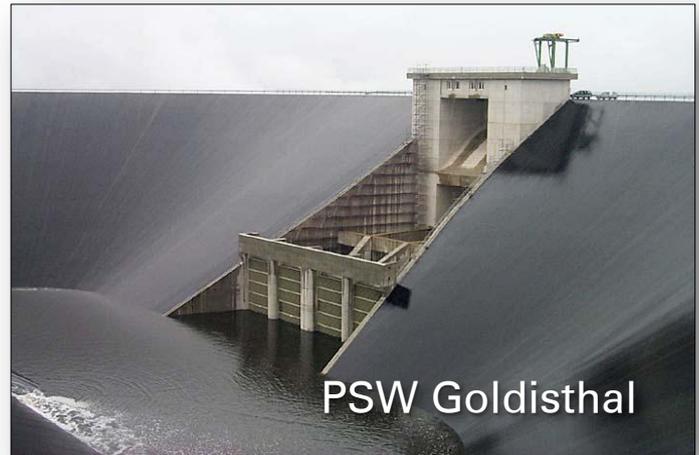
Tel.: +49 351 3161611  
Fax: +49 351 3161612  
j.walther@dhi-wasy.de  
b.fischer@dhi-wasy.de

Tel.: +49 351 89284512  
Fax: +49 351 8928264  
Uwe.Buettner@smul.sachsen.de

# WASSERBAU EXKURSION 2013



Talsperre Leibis-Lichte



PSW Goldisthal

Für Studentinnen und Studenten des Bauingenieurwesens,  
Wasserwirtschaft, Hydrologie

Zeitraum: Mittwoch, 03. April bis Freitag, 05. April 2013

Anmeldung: über **Opal**



Trogbrücke Fürth



bayernhafen Nürnberg

Lehrstuhl für Wasserbau  
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stamm

Dipl.-Ing. Sarah-Christin Mietz  
Zimmer: Bey 54b  
Tel.: (0351) 463 – 32399  
E-Mail: [sarah-christin.mietz@tu-dresden.de](mailto:sarah-christin.mietz@tu-dresden.de)

Dipl.-Ing. Rocco Zimmermann  
Zimmer: Bey 80a  
Tel.: (0351) 463 – 33201  
E-Mail: [rocco.zimmermann@tu-dresden.de](mailto:rocco.zimmermann@tu-dresden.de)

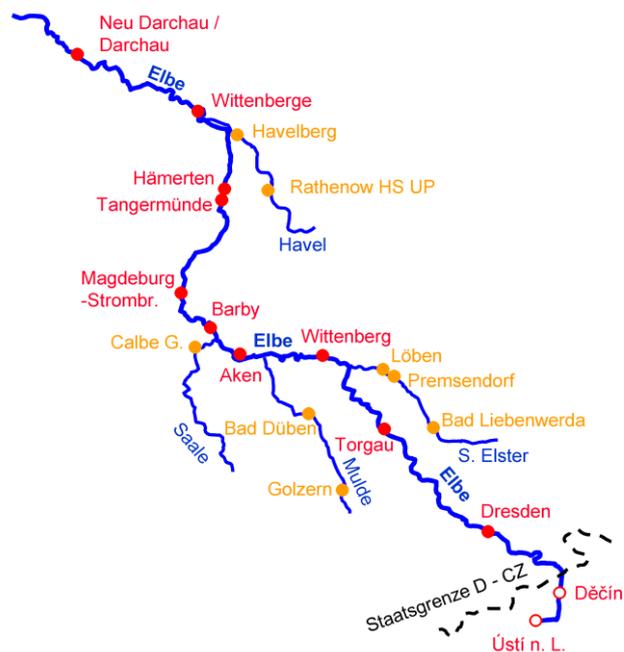
# Beiträge zu einer Neubewertung der Hochwassersituation am deutschen Elbelauf

Martin Helms  
Jürgen Ihringer

Für eine verbesserte wasserwirtschaftliche Planung wurden Abflusskurven und Abflussreihen der deutschen Elbepegel ab 1890 überarbeitet. Damit wird eine Neubewertung der Abflussverhältnisse an der Elbe notwendig. Homogenisierte Hochwasser-(HW-)Statistiken für die Elbepegel Dresden bis Aken zeigen dabei auch mit der verbesserten Datengrundlage Unsicherheiten in dem für die Bemessung von HW-Schutzmaßnahmen maßgeblichen Extrembereich. Zur Ableitung von Strategien eines umfassenden HW-Managements mit wirksamen Schutzmaßnahmen wurde für das Einzugsgebiet der Mittleren Elbe ein Set mit simulierten HW-Szenarien entwickelt. Die Szenarien stellen zum Teil Anforderungen an den HW-Schutz, die die Erfahrungen bei den extremen HW-Ereignissen der letzten Jahre übertreffen.

## 1 Einleitung

Wasserwirtschaftliche Planungen an der Elbe, etwa zur Ableitung des Bemessungshochwassers und von Strategien des Hochwasser-(HW-)Managements, erfordern die umfassende Kenntnis ihres Abflussprozesses. Voraussetzung dafür sind langfristig konsistente tägliche Abflussreihen auf Basis zutreffender Abflusskurven der Elbepegel. Im Projekt „W-Q Elbe 1890“ im Auftrag der Bundesanstalt für Gewässerkunde wurden am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) die Abflusskurven aller deutschen Elbepegel (Abb. 1) im Zeitraum 1890-2006 überarbeitet (Kapitel 2). Im Kapitel 3 wird für die Elbepegel Dresden bis Aken eine Homogenisierung der Abflussreihen im Hinblick auf Wirkungen der tschechischen Talsperren und aufgetretener Deichbrüche vorgenommen, um Extremwertstatistiken mit Serien jährlicher Scheitelabflüsse (HQ) zu erstellen. Für ein umfassendes HW-Management wurde ferner die „Stichprobe“ beobachteter HW-Ereignisse im Elbe-Einzugsgebiet oberhalb Akens durch simulierte HW-Szenarien mit vielfältigen Charakteristiken erweitert (Verbundprojekt „Operationelles HW-Management in großräumigen Extremsituationen am Beispiel der Mittleren Elbe“, BMBF-FKZ 0330698B; Kapitel 4). Kapitel 5 enthält Schlussfolgerung und Perspektiven für die wasserwirtschaftliche Praxis.



**Abbildung 1:** Elbe im deutschen Bereich mit Zuflüssen und untersuchten Pegeln.

## 2 Überarbeitung der Abflusskurven und Abflussreihen der deutschen Elbepegel im Zeitraum 1890-2006

Bei Analysen des Abflussprozesses der Elbe ergaben sich bisher Probleme durch fehlende Abflussreihen einiger deutscher Elbepegel bis in die erste Hälfte des 20. Jh.'s sowie durch fehlerhafte oder nicht ausdifferenzierte Abflusskurven, die den vielfältigen Entwicklungen an der Elbe seit Ende des 19. Jh.'s nicht entsprechen. Im Projekt „W-Q-Elbe 1890“ wurden die bisher genutzten Abflusskurven kritisch geprüft und ggf. plausibilisiert, fehlende Abflusskurven wurden rekonstruiert. Dazu wurden diagnostische W-Q-Diagramme erstellt, in denen bisher angewandte oder neu abgeleitete Abflusskurven verschiedener Gültigkeitszeiträume (GZR) zusammen mit (direkten) Abflussmessungen dieser GZR aufgetragen wurden, um Aufschlüsse über die Eignung oder notwendige Änderungen der Abflusskurven zu erhalten. Eine weitere Methode war die Simulation des Wellenablaufs in der Elbe und ihren Nebenflüssen mit dem Translations-Diffusions-Modell ELBA und anschließender Diagnose am jeweils unterliegenden Pegel. Die Diagnose umfasste u. a. Streudiagramme mit (möglichst schwach streuenden) Wertepaaren beobachteter und simulierter Abflüsse. Bei extremen HW-Abflüssen waren ggf. spezifische Retentionseffekte in der Interpretation der Diagramme zu beachten. Ergänzende Hinweise lieferten Bilanzierungen von Füllen einzelner Abflussereignisse an benachbarten Pegeln.

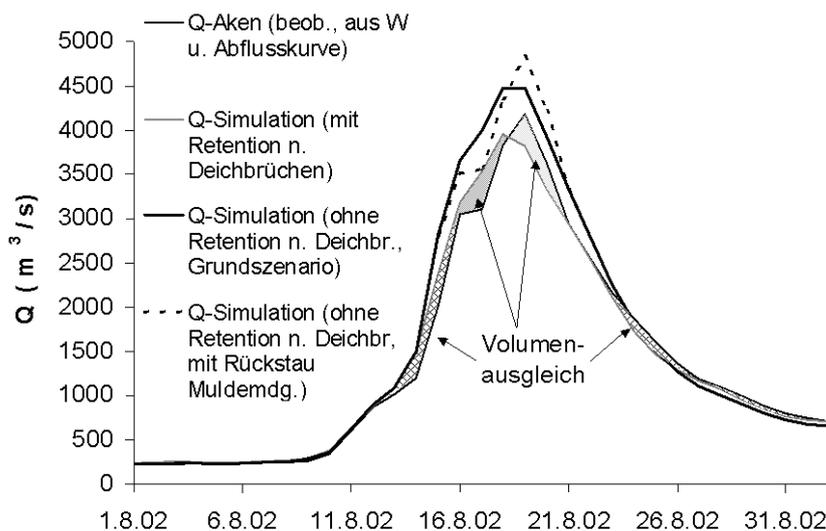
Das umfassendste Problem bei der Überarbeitung der Abflusskurven der Elbepegel war ihre zeitweise starke, jedoch unregelmäßige Dynamik. Dem steht ein zeit- und abflussbereichsweiser Mangel an Abflussmessungen gegenüber, so dass die Abflusskurvenentwicklung an Einzelpegeln oft nicht kontinuierlich belegt ist. Hinzu kommt die Unsicherheit der Abflussmessungen. Somit wurden notwendige Änderungen der Abflusskurve oft zu spät festgestellt und nicht auch rückwirkend vorgenommen. Die Lösung dieses Problems erforderte einen pegelübergreifenden Ansatz mit den o. g., aufeinander abgestimmten Methoden.

Einen Überblick über weitere Probleme bei der Überarbeitung der Abflusskurven geben *Helms et al. (2013)*. Sie werden hier nur genannt: Sommer-Winter-Differenzierung der HW-Segmente sowie Vielgestalt einiger Abflusskurven; Eiseffekte; anthropogene Einflüsse (u. a. Mittel- und Niedrigwasserregulierung, Kriegseinflüsse); langfristig veränderte Wellenablaufcharakteristik in Teilabschnitten der Elbe; unsichere oder bisher fehlende Abflussreihen der Nebenflüsse; Verschiebung von Pegeln und Pegelnullpunkten; Datenverluste (z. B. kriegsbedingt); unterschiedliche Versionen von Abflusskurven; komplexe Situationen im Magdeburger Bereich (v. a. Umflutkanal) und an der Havelmündung (Retentionwirkung bei Elbe-HW vor Absperrung der Havelmündung 1954).

Trotz der vielfältigen, sich überlagernden Probleme konnten plausible Abflusskurven und tägliche Abflussreihen aller deutschen Elbepegel zwischen Dresden und Neu Darchau für den Zeitraum 1890-2006 auf verfügbare Abflussmessungen und aufeinander abgestimmt werden. In diesem Beitrag wird die Rekonstruktion der extremen HW-Ereignisse aus dem Jahr 2002 und aus den 1890er Jahren im Bereich zwischen den Elbepegeln Dresden und Aken hervorgehoben.

Die Rekonstruktion des HW-Ereignisses 2002 war nicht nur für HW-Statistiken wichtig, sondern (neben dem HW-Ereignis 2006) auch wegen seiner intensiven Beobachtung im Bereich extremer HW-Abflüsse, womit sich eine Referenz zur Bewertung früherer HW-Ereignisse und Abflusskurven ergab. Allerdings waren spezifische Retentionseffekte nach Deichbrüchen bei Dautzchen, Gorsdorf, Pratau und Segrehna an der Elbe und Pouch an der Mulde zu berücksichtigen. Deren Überflutungsflächen waren jedoch gut dokumentiert, so dass die Retentionseffekte in eine Simulation des Wellenablaufs eingebunden werden konnten. Abb. 2 zeigt die beobachtete Abflussganglinie (nach Wasserständen und Abflusskurve; Scheitel  $4185 \text{ m}^3/\text{s}$ ) gegenüber der mit deichbruchbedingten Retentionseffekten simulierten Ganglinie des Pegels Aken. Im Scheitelbereich ergibt sich eine unterschiedliche Form, jedoch eine Volumenentsprechung. Die beobachtete Scheitelform Akens bestätigte sich in Abstimmung mit dem Pegel Barby und den Saalepegeln. Als ihre Ursache wird ein ereignisspezifischer Rückstauereffekt durch die sich überlagernden HW-Wellen von Elbe und Mulde ange-

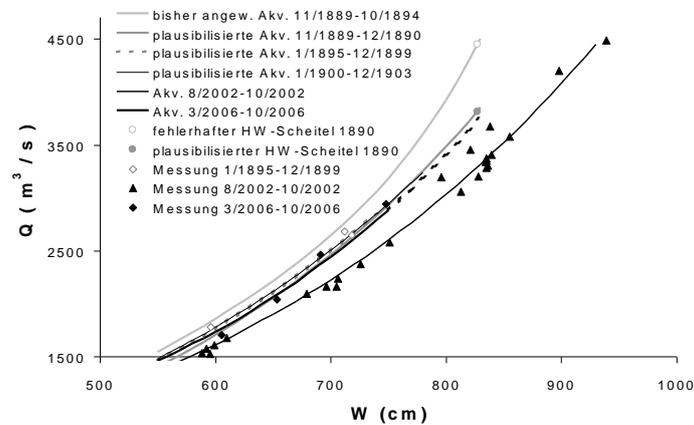
nommen. Abb. 2 zeigt ferner die unter Annahme eines unbegrenzt leistungsfähigen Gewässerprofils der Elbe mit standfesten Deichen simulierte und damit erhöhte Ganglinie Aken (Scheitel 4480 m<sup>3</sup>/s). Der Scheitel erhöht sich weiter auf 4840 m<sup>3</sup>/s, wenn zur (annähernden) Berücksichtigung eines Rückstaueffekts durch sich überlagernde HW-Wellen der Elbe und Mulde die o. g. Scheitelverformung auch auf die Situation ohne Deichbrüche übertragen wird.



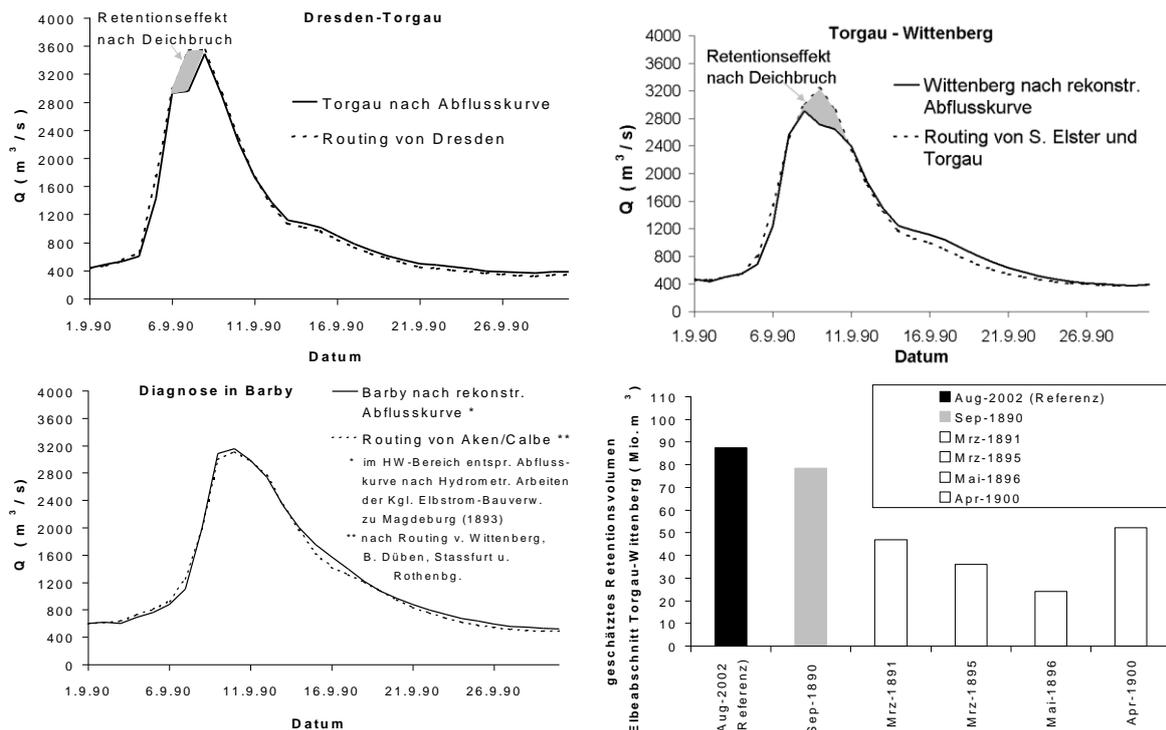
**Abbildung 2:** Abflussganglinien des Elbepegels Aken aus Beobachtung und Simulation.

Im Bereich zwischen Dresden und Aken am ehesten mit dem HW-Ereignis 2002 vergleichbar ist dasjenige vom September 1890, dessen Abflussscheitel in Dresden bis vor kurzem mit 4450 m<sup>3</sup>/s angenommen wurde (Scheitel August 2002: 4500 m<sup>3</sup>/s), s. Abb. 3. Dieser Scheitel 1890 liegt auffällig höher als die durch Messungen belegten Abflusskurven der Jahre 2002 und 2006. Auch Abflussmessungen von 1895 sprechen gegen die bisher für 1890 angenommene Abflusskurve. In einer hydraulischen Studie unter Einbezug historischer Information wurden daher Abflusskurven für 1890 und folgende Jahre mit reduzierten Abflüssen abgeleitet (*Bartl u. Grünwald (2008), Matz u. Pohl (2008)*). Diese reduzierten HW-Abflüsse Dresdens wurden im Zusammenhang mit den unterstromigen Elbepegeln (mit HW-Abflussmessungen in Barby, Magdeburg und Hämerten) und mit allen HW-Ereignissen der Jahre 1890-1900 analysiert. Beim HW-Ereignis 1890 waren dabei Deichbrüche auf den Elbestrecken Dresden-Torgau und Torgau-Wittenberg zu beachten (*Kgl. Elbstrombauverwaltung (1898)*). Simulierte und beobachtete Abflussscheitelbereiche ergaben im Vergleich ebenfalls Hinweise auf entsprechende Retentionseffekte (Abb. 4), für die Strecke Torgau-Wittenberg auch für die HW-Ereignisse 1891, 1895, 1896 und 1900. Abb. 4 zeigt ferner die aus den ohne Retentionseffekte simulierten und den beobachteten Ganglinien abgeleiteten Retentionsvolumina für die Strecke Torgau-Wittenberg. Sie haben gegenüber dem Retentionsvolumen des HW-

Ereignisses 2002 plausible Größenordnungen. Damit bestätigen sich Notwendigkeit und Ausmaß der Reduzierung der HW-Segmente der Abflusskurven von Dresden für das HW-Ereignis 1890 und für die Folgejahre (Abb. 3).



**Abbildung 3:** W-Q-Diagramm für den Pegel Dresden mit Abflusskurven (Akv.) und Abflussmessungen aus verschiedenen Gültigkeitszeiträumen.



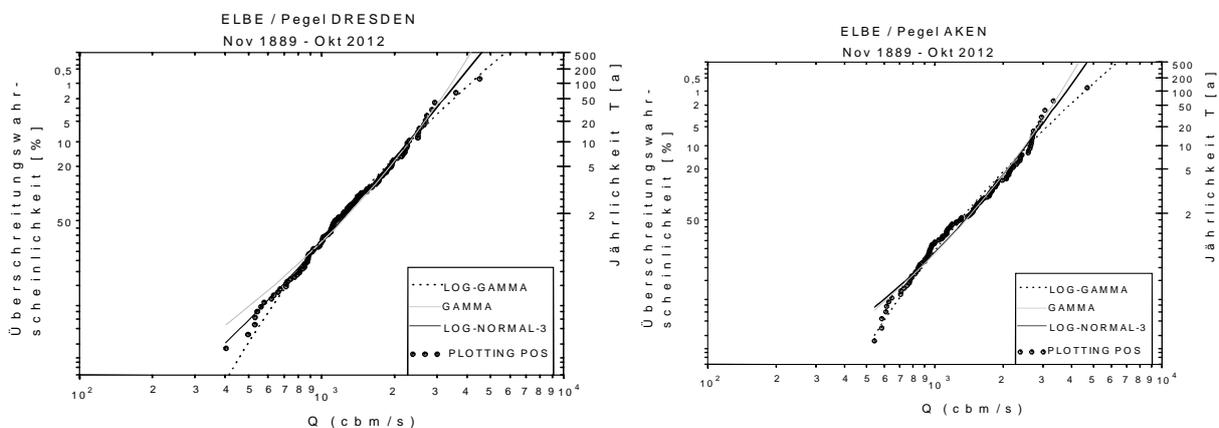
**Abbildung 4:** Durch Wellenablaufmodell ohne spezifische Retentionseffekte geroutete sowie aus Wasserständen und Abflusskurven berechnete Abflüsse des HW-Ereignisses 1890 in Torgau, Wittenberg und Barby. Rechts unten: geschätzte Retentionsvolumina nach Deichbrüchen im Abschnitt Torgau-Wittenberg.

### 3 Homogenisierung der Abflussreihen und Hochwasserstatistik im Bereich zwischen den Elbepegeln Dresden und Aken

Die konsistenten Abflussreihen ab 1890 enthalten neben dem HW-Ereignis 2002 weitere extreme HW-Ereignisse, was die Einbeziehung des HW-Ereignisses 2002 in repräsentative HW-Statistiken unterstützt. Als weitere Voraussetzung für eine Extremwertstatistik waren Inhomogenitäten zu eliminieren. Im hier betrachteten Elbeabschnitt betraf dies neben den Deichbrucheffekten (s. Kapitel 2) den Einfluss durch die tschechischen Talsperren ab den 1950/60er Jahren. Die Abflussreihen vor 1969 wurden daher bezogen auf den heutigen (ab 1969 wirkenden) Talsperreneinfluss (TSE) homogenisiert. Dabei wurde auf Arbeiten von *MŽP et al. (2005)* und *Helms et al. (2008)* aufgebaut, womit bereits für den Pegel Dresden Abflussreihen 1890-2006 mit heutigem sowie mit historisch real aufgetretenem (vor 1954 keinem) TSE vorlagen („hTSE“ und „rTSE“). Um auch die Abflussreihen der Pegel Torgau, Wittenberg und Aken für den hTSE zu homogenisieren, wurden die Reihen mit hTSE und rTSE von oberliegenden Pegeln (z. B. Dresden) zu unterliegenden Pegeln (z. B. Torgau) geroutet und dort die Differenzganglinie (geroutete Reihe mit rTSE minus diejenige mit hTSE) berechnet. Diese wurde anschließend von der am unterliegenden Pegel beobachteten Abflussreihe, in der der rTSE ausgeprägt ist, abgezogen. In die Homogenisierung wurde ferner die Annahme standfester Deiche am deutschen Elbelauf einbezogen, indem die in Kapitel 2 angesprochenen deichbruchbedingten Retentionseffekte bei den HW-Ereignissen 1890, 1891, 1895, 1896, 1900 und 2002 am jeweils unterliegenden Pegel aufgeschlagen wurden.

Die homogenen HQ-Serien 1890-2012 haben keinen Trend, was eine stationäre Extremwertstatistik für den Ist-Zustand ermöglicht. Abb. 5 zeigt angepasste Verteilungsfunktionen (VF'n) und plotting positions nach Weibull (PP) für die HQ-Serien Dresdens und Aken. Bei Dresden ist im Extrembereich eine Streuung der PP erkennbar, die die Wahl der VF erschwert. Die angepasste 2-parametrische log. Gammaverteilung entspricht den PP der beiden größten HQ-Werte von 1890 und 2002, weicht aber deutlich von denen der nächstgrößeren HQ-Werte ( $>2600 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ab, deren PP besser durch die 3-parametrische log. Normalverteilung (LN3) oder die 2-par. Gammaverteilung repräsentiert werden. Diese VF'n weichen jedoch stark von der PP des HQ-Werts 2002 ab. Bei Aken ist die Streuung der PP im Extrembereich noch deutlicher und die Wahl einer anzupassenden VF kaum begründbar, auch ohne Aufprägung des im Kap. 2 diskutierten Rückstau effekts. Grund der starken Streuung ist die Überlagerung von Elbe- und Mulde-HW-Ereignissen mit vielfältigen Charakteristiken in Aken.

Die Streuungen der PP mit besonders hohen HQ-Werten des Jahres 2002 sprechen für eine Informationserweiterung, um HW-Statistiken, Bemessungswerte und ein umfassendes HW-Management zu begründen. Eine Option ist dabei die Ausdehnung der HQ-Serien weiter ins 19. Jh. Auch die getrennte Analyse von Sommer- und Winter-HQ-Serien kann in Dresden zu besseren Anpassungen von VF'n an diese Serien führen. V. a. das Beispiel Aken zeigt – nach näherer Betrachtung – eine große Vielfalt möglicher Ereignischarakteristiken. Es ist anzunehmen, dass mögliche Verläufe extremer HW-Ereignisse in der Beobachtungsreihe (Stichprobe) nicht enthalten sind. Eine Erweiterung dieser Stichprobe durch simulierte HW-Szenarien mit modifizierten Bedingungen ist daher für ein umfassendes HW-Management mit wirksamen Schutzmaßnahmen erforderlich.



**Abbildung 5:** Wahrscheinlichkeitsnetze mit plotting positions und angepassten Verteilungsfunktionen der HQ-Serien 1890-2012 der Elbepegel Dresden und Aken.

#### 4 Simulation extremer HW-Szenarien für die Mittlere Elbe

Zur Simulation extremer HW-Szenarien an der Mittleren Elbe und in ihrem Einzugsgebiet wurden in Zusammenarbeit des KIT und mit dem Tschechischen Hydrometeorologischen Institut Modelle der Meteorologie (Vorhersagemodell COSMO des Dt. Wetterdienstes) und der Hydrologie weiterentwickelt, gekoppelt und im Skalenbereich des Einzugsgebiets der Mittleren Elbe validiert.

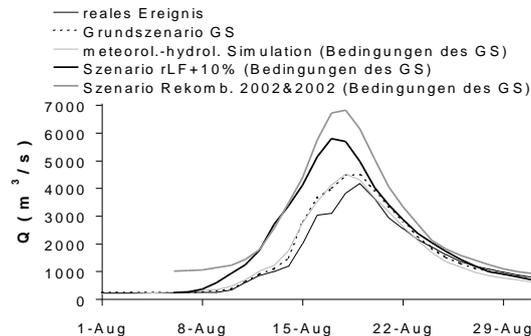
Zur hydrologischen Simulation im tschechischen Bereich setzten die tschechischen Partner das bewährte Modell AquaLog ein (siehe [http://www.aqualogic.cz/Slu\\_by/Produkty/Aqualog/aqualog.html](http://www.aqualogic.cz/Slu_by/Produkty/Aqualog/aqualog.html)). Für die simulierten Abflüsse, die auch Wirkungen der tschechischen Talsperren enthalten, wurde der Wellenablauf bis zur Mittleren Elbe (Muldemündung in Dessau bzw. Pegel Aken) simuliert und mit Abflüssen des deutschen Bereichs überlagert. Letztere wurden mit einem gebiets- und skalenspezifischen stochastisch-

konzeptionellen NA-Modell simuliert, dessen Struktur aus dem langjährigen Abflussprozess im Gebiet selbst abgeleitet wurde (*Helms et al. (2012)*).

Die hydrologischen Modelle wurden im extremen HW-Bereich, v. a. auch für das HW-Ereignis 2002, validiert. Dabei bezog sich diese Diagnose auf ein Grundszenario mit der Annahme unbegrenzt leistungsfähiger, eingedeichter Gewässerprofile am deutschen Elbelauf und an der unteren Mulde (Abb. 6). Die Abflussscheitel des Grundszenarios sind damit höher als beim realen Ereignis, z. B. beim HW-Ereignis 2002 in Aken 4480 statt 4185 m<sup>3</sup>/s (vgl. Kapitel 2). Als Referenz wurden die Annahmen des Grundszenarios allen weiteren Szenarien zugrundegelegt. Nach der Validierung der gekoppelten hydrologischen und meteorologischen Modelle wurden 25 extreme HW-Szenarien definiert.

Mit modifizierten COSMO-Bedingungen ist für das HW-Ereignis 2002 z. B. ein Szenario zu nennen, bei dem die relative Luftfeuchte der COSMO-Randdaten um 10% erhöht wurde (*Schlüter u. Schädler (2010)*). Damit wird an der Mittleren Elbe v. a. durch das verstärkte erste Teilereignis im tschechischen Bereich der HW-Anstieg gegenüber dem Grundszenario beschleunigt (Abb. 6). Zudem wird die Überschreitungsdauer eines für den Deichzustand 2002 kritischen Abflusses von ca. 3000 m<sup>3</sup>/s von 6 auf 8 Tage verlängert. Der Scheitel erhöht sich in Aken auf 5790 m<sup>3</sup>/s. Ähnlich verschärfte HW-Situationen ergaben sich teilweise auch bei räumlicher Verschiebung der Randdaten des COSMO-Modells, z. B. um 28 km nach Westen oder um 28 oder 56 km nach Norden.

Besonders verschärfte HW-Situationen wurden in Szenarien mit realistischer Rekombination bereits aufgetretener Ereigniselemente erhalten. Für das HW-Ereignis vom August 2002 wurde angenommen, dass die extremen Niederschläge vom 2.-13.8.2002 bereits im Zeitraum vor dem 21.7.2002, in dem – wie im Zeitraum 9.-13.8.2002 – eine niederschlagsreiche Großwetterlage „Trog Mitteleuropa“ auftrat, schon einmal gefallen waren. Durch somit erhöhte Vorfeuchten verstärken sich bereits das erste Teilereignis im tschechischen Bereich und das HW-Ereignis im deutschen Bereich. Durch Überlagerung der Ereignisse treten extreme Abflüsse früher ein und dauern länger an. Dabei wird das Grundszenario durch den Szenarioscheitel mit 6830 m<sup>3</sup>/s in Aken deutlich übertroffen (Abb. 6). Ein ähnliches Ausmaß erreicht ein rekombiniertes Frühjahr-HW-Szenario (Schneedecke Ende März 2006 und Wetterlage Anfang Mai 1978). Für weitere Ergebnisse der Szenariensimulationen siehe *Helms et al. (2012)*.



**Abbildung 6:** Beobachtetes HW-Ereignis vom August 2002 und simulierte HW-Szenarien unter modifizierten meteorologischen und hydrologischen Bedingungen.

## 5 Schlussfolgerung und Perspektiven

In der Konsistenzanalyse für die deutschen Elbepegeln ergab sich ein erheblicher Bedarf zur Plausibilisierung bisher genutzter Abflusskurven und zur Rekonstruktion bisher nicht verfügbarer Abflusskurven und -reihen. Es konnten plausible Abflusskurven und tägliche Abflussreihen des Zeitraum 1890-2006 erarbeitet und dabei auf Abflussmessungen und aufeinander abgestimmt werden. Die an die Bundesanstalt für Gewässerkunde übergebenen Abflusskurven und -reihen stellen eine deutlich verbesserte Grundlage dar, die eine Neubewertung der Abflussverhältnisse der Elbe in allen Abflussbereichen erfordert. Auch ergibt sich eine Referenz zur Aufarbeitung historischer Abflussdaten vor 1890.

Zwischen Dresden und Aken wurden die konsistenten Abflussreihen mit der heutigen Wirkung der tschechischen Talsperren und unter Annahme standfester Deiche homogenisiert. Die Methodik ist bei Bereitstellung von Reihen zur Wirkung der thüringischen Talsperren auch auf die gesamte deutsche Elbe anwendbar. Extremwertstatistiken der homogenisierten HQ-Serien der Elbepegel Dresden bis Aken zeigen Unsicherheiten im Extrembereich, die jedoch nicht auf Inkonsistenzen oder Inhomogenitäten beruhen. Es bedarf einer Informationserweiterung, u. a. der Einbeziehung weiterer HW-Ereignisse aus dem 19. Jh.

Eine Informationserweiterung war auch die Simulation extremer HW-Szenarien für die Mittlere Elbe mit gegenüber beobachteten HW-Ereignissen modifizierten Bedingungen. Die Szenarien zeigen vielfältige HW-Verläufe. Teilweise überschreiten ihre Abflussscheitel und -dauern diejenigen der HW-Ereignisse von 2002, 2006 und 2011 deutlich. Auch ist der HW-Anstieg zum Teil beschleunigt, was die Vorbereitungszeit für Schutzmaßnahmen verkürzt. Es ergeben sich Anforderungen an das HW-Management, die über die Erfahrungen beim HW-

Ereignis hinaus gehen. Zur präventiven Ableitung eines flexiblen und ausgewogenen HW-Managements an der Mittleren Elbe wurde ein Szenarioset mit HW-Ganglinien der Pegel Wittenberg und Aken sowie der Mulde für Folgeuntersuchungen (u. a. HN-Modellierung) bereitgestellt. Perspektiven bestehen in der Erweiterung des Szenariosets, auch unter Einbeziehung von HW-Schutzmaßnahmen (Poldereinsatz), sowie in der Ausdehnung der Untersuchungen auf das Saale-Einzugsgebiet, um Aussagen auch für die Elbe unterhalb der Saalemündung (Magdeburg, Havelmündung, Wittenberge) zu treffen.

## 6 Literatur

- Bartl, S. u. Grünwald, U. (2008): Einbeziehung historischer Wasserstands- und Abflussdaten in die Hochwasserstatistik des Pegels Dresden. DWA-Themen.
- Helms, M., Mikovec, R., Ihringer, J., Büchele, B. (2008): Methoden zur Erhebung und hydrologischen Auswertung historischer Hochwasserinformationen für große Flussgebiete am Beispiel der Elbe/Labe. DWA-Themen.
- Helms, M., Ihringer, J., Mikovec, R. (2012): Hydrol. simulation of extreme flood scenarios for operational flood management at the Middle Elbe river. Adv. Geosci., 32.
- Helms, M., Ihringer, J., Mikovec, R. (2013): Verbesserung der hydrol. Datengrundlage an der Elbe: Das Projekt W-Q Elbe 1890. BfG-Veranstaltungen ..../2013 (in Druck).
- Königl. Elbstrombauverwaltung zu Magdeburg (1898): Der Elbstrom, sein Stromgebiet und seine wichtigsten Nebenflüsse. Bd. III. Dietrich Reimer Verlag, Berlin.
- Matz, S., Pohl, Ch. (2008): Erstellung eines hydraul. Teilmodells für die dt. Obere Elbe anhand historischer Daten für das Sommerhochwasser v. 1890. DWA-Themen.
- MŽP – Ministerstvo Životního Prostředí (2005): Vliv velkých údolních nádrží v povodí Labe na snížení povodňových průtoků. VUV TGM, Prag.
- Schlüter, I., Schädler, G. (2010): Sensitivity of heavy precipitation forecast to small modifications of large-scale weather patterns for the Elbe river. J. of Hydromet., 11.

Autoren:

Dipl.-Hyd. Martin Helms

Inst. für Wasser und Gewässerentwicklung  
Karlsruher Institut für Technologie  
Kaiserstr. 12  
76131 Karlsruhe

Tel.: +49 721 60843692

Fax: +49 721 60845651

E-Mail: [helms@kit.edu](mailto:helms@kit.edu)

Dr.-Ing. Jürgen Ihringer

Inst. für Wasser und Gewässerentwicklung  
Karlsruher Institut für Technologie  
Kaiserstr. 12  
76131 Karlsruhe

Tel.: +49 721 60843907

Fax: +49 721 60845651

E-Mail: [juergen.ihringer@kit.edu](mailto:juergen.ihringer@kit.edu)

## **Von der Hochwasservorhersage zur Hochwasserbewältigung - Werkzeuge des Hochwassermanagements im Emscher- und Lippegebiet**

Georg Johann  
Angela Pfister

Emschergenossenschaft und Lippeverband (EGLV) sind als regionale Träger der Wasserwirtschaft für ein 4.100 km<sup>2</sup> großes Gebiet mit 3.7 Mio. Einwohnern zuständig. Nach ihren Verbandsgesetzen sind sie u.a. für die Sicherung des Hochwasserabflusses verantwortlich. Wesentlicher Bestandteil ist hier die Hochwasservorhersage, die eine maßgebliche Grundlage der Hochwasserbewältigung darstellt. Sowohl die Personaleinsatzplanung als auch weitergehende Maßnahmen, von der Deichsicherung bis zur Evakuierung, hängen von der Hochwasservorhersage ab. Die Vorhersagemodelle werden automatisiert im Online-Modus betrieben, so dass eine dauernde Kontrolle der Hochwassergefahr erfolgen kann. Zusätzlich sind Hochwasserrisikoanalysen vor und während des Ereignisses für eine möglichst optimale Hochwasserbewältigung notwendig. Deshalb ist das Hochwasserinformationssystem mit dem Deich-Daten-Dienst verknüpft, der Aussagen zur Hochwassergefahr, wie Freibord-Berechnungen, probabilistisch ermittelten Deichversagensrisiken und überschwemmungsgefährdete Gebiete, interaktiv bereitstellt. Dieser Beitrag beschreibt die Werkzeuge zur Hochwasserbewältigung bei EGLV, wie diese miteinander interagieren und wie die bereitgestellten Informationen als Entscheidung-Unterstützung-System bei der Hochwasserbewältigung dienen. Es wird aufgezeigt, welche Möglichkeiten und Grenzen bei der Hochwasservorhersage in einem urban geprägten Raum mit schnell reagierenden Einzugsgebieten bestehen und wie diese die Strategie der Hochwasserbewältigung prägen. Der Beitrag stellt integrative Maßnahmen eines nachhaltigen Hochwassermanagements am Beispiel der Emscher und Lippe Region dar.

Stichworte: Hochwasservorhersage, online Niederschlag-Abfluss-Simulationen, Radarniederschlagsdaten, Ensemble Vorhersagen, Deich-Daten-Dienst, nachhaltiges Hochwassermanagement

## 1 Aufgabe von Emschergenossenschaft und Lippeverband

Im Umfeld von Emscher und Lippe – beides rechtsseitige Zuflüsse des Rheins – konkurrieren die Nutzungsansprüche von Mensch und Natur. Diese Ansprüche in ein nachhaltiges Gleichgewicht zu bringen, ist Aufgabe von Emschergenossenschaft (EG) und Lippeverband (LV), die in der Region nicht nur für die Abwasserreinigung und das Generationenprojekt des Emscherumbaus mit der naturnahen Umgestaltung offener Abwasserkanäle stehen, sondern vor allem auch für das Hochwassermanagement. Das 865 km<sup>2</sup> große Einzugsgebiet der Emscher im größten Ballungsgebiet Europas zwischen Dortmund und Duisburg und Teile des nörd-östlich anschließenden 3.280 km<sup>2</sup> umfassenden Gebiet des Lippeverbands zeichnen sich mit rund 3.7 Mio. Einwohnern durch eine sehr hohe Besiedlungsdichte aus und bergen daher ein beträchtliches Schadenspotenzial gegenüber Hochwasserereignissen. Hinzu kommt, dass infolge des Steinkohlebergbaus gefährliche potenzielle Überschwemmungsgebiete mit großen Wassertiefen entstanden sind. Das Hochwassermanagement für diese Gebiete gehört zu den zentralen, gesetzlich definierten Aufgaben von EG/LV. In den Verbandsgebieten wird ein wasserwirtschaftlich, ökologisch, ökonomisch und sozial abgewogenes Hochwassermanagement praktiziert (Grün & Johann, 2012). Dabei sind sowohl technische Hochwasserschutzmaßnahmen wie Deiche, Pumpwerke und Hochwasserrückhaltebecken wie auch dezentrale Bewirtschaftungsmaßnahmen (Rückhalt in den Einzugsgebieten, Auen-Anbindung oder die Zukunftsvereinbarung Regenwasser zur Abkopplung von 15% der befestigten Flächen von der Kanalisation in 15 Jahren) berücksichtigt.

## 2 Abflusscharakteristik von Emscher und Lippe

Seit Mitte des 19. Jahrhunderts verursachte der untertägige Steinkohleabbau gravierende Vorflutstörungen in den Gewässern und der Abwasserableitung in der betrachteten Region. Zu Beginn des 20. Jahrhunderts schufen EG/LV durch Begradigung, Eindeichung und Ausbau als offene Schmutzwasserkanäle ein technisch geprägtes Gewässersystem. Dies wiederum gewährleistete vor allem im Einzugsgebiet der Emscher das industrielle Wachstum. Die zunehmende Versiegelung in den Folgejahren führte zu einer verschärften Abflusssituation mit rasch ansteigenden, spitzen Hochwasserwellen. Das Lippegebiet hingegen ist überwiegend ländlich geprägt. Insofern besitzen das Emscher- und das Lippegebiet eine erheblich verschiedenartige Abflusscharakteristik. Im Emschergebiet generieren insbesondere kurze, heftige Starkregen von zwei bis zwölf Stunden Dauer Hochwasserwellen. Im Lippegebiet führen demgegenüber eher advektive, über mehrere Tage lang andauernde Niederschläge zu Hochwasserab-

flüssen. Die Volumina dieser Hochwasserereignisse sind darüber hinaus aufgrund der Einzugsgebietsgröße wesentlich höher.

### **3 Hochwassermanagement bei Emschergenossenschaft und Lippeverband und seine Anforderungen für die Hochwasserbewältigung**

Die Verbände haben Hochwassermanagementkonzepte erstellt (Emschergenossenschaft/Lippeverband, 2003), die weiter entwickelt und neuen Aspekten angepasst werden. Sie bauen auf risikomindernde Maßnahmen, auf quantifizierte Hochwasservorhersagen und daraus abgeleitetes Vorsorgeverhalten gleichberechtigt neben dem baulich-technischen Hochwasserschutz auf. Für die Hochwasservorsorge werden Risikoanalysen und –bewertungen vorgenommen. Diese stellen die Grundlagen für Maßnahmen zur Risikoreduzierung vor dem Hochwasserereignis dar, sie sind aber auch eine unverzichtbare Information für Maßnahmen bei der Hochwasserbewältigung (DWA, 2012).

Kernelement des Hochwassermanagements stellt ein operationell betriebenes Hochwasserfrühwarnsystem dar. Dabei werden Hochwasservorhersagen für die Betriebsabteilungen der Verbände in Form von tagesaktuellen Hochwasserlageberichten erstellt, die vom wöchentlich wechselnd diensthabenden Hydrologen im hausinternen Intranet bereitgestellt werden. Darin ist die aktuelle Wetter- und Hochwassersituation mit einem Ausblick für die nächsten zwei Tage beschrieben, so dass auch die Wochenenden abgedeckt sind. Bei der Erstellung des Lageberichts werden insbesondere die Aktualität aller notwendigen Daten und Vorhersage Quellen geprüft. Dies sind die Abfluss- und Niederschlagsmessdaten, die Vorhersagen des DWD, die Radarbilder und die Modellergebnisreihen.

Im Falle von Überschreitungen von Warnschwellen für die Hochwasserbereitschaft und den Hochwassereinsatz des Betriebes in den Mess- oder den Vorhersagewerten erfolgt die Vergabe entsprechender Ampelfarben. Bei gelber oder roter Ampel werden systemintern automatische Warnungen an einen ausgewählten Personenkreis per Email und über SMS übermittelt. Bei kritischen Situationen werden Bezirksbereitschaften, ggf. auch die übergeordnete Hochwasserzentrale bei EG/LV einberufen und ständig Informationen über die Hochwasserlage ausgetauscht, um die erforderlichen Maßnahmen vor Ort rechtzeitig und angemessen durchführen zu können.

## 4 Unterstützung des Hochwassermanagements

### 4.1 Das Hochwasservorhersage-System HOWIS

Die als wesentlicher Bestandteil des Hochwassermanagementkonzepts charakterisierte Vorhersageplattform ist in einem umfassenden Hochwasserinformationssystem (HOWIS-EGLV) integriert. Sowohl für die Emscher als auch für die Lippe existiert ein Hochwasservorhersagemodell. Diese hydrologischen Gebietsmodelle werden automatisiert im Online-Modus mit einem Zeitschritt von 6 Minuten betrieben, so dass eine dauernde Kontrolle der Hochwassergefahr erfolgen kann.

Als Modelleingangsdaten werden u. a. 58 verbandseigene terrestrische Niederschlagsmessungen verwendet. Die kurze Reaktionszeit der dicht besiedelten Einzugsgebiete mit ihrem hohen Versiegelungsgrad macht eine räumlich und zeitlich hoch aufgelöste Niederschlagsverteilung notwendig, so dass zusätzlich Radardaten des DWD als weitere Modelleingangsgröße verwendet werden (Johann, Ott & Treis, 2009). Für die Berechnung der aktuellen Lage werden also stets zwei Simulationsläufe durchgeführt. Sie liefern die Anfangsbedingungen für die Hochwasservorhersage, welche Niederschlagsvorhersagen des DWD als Eingangsgrößen nutzt.

Die Qualität der Hochwasservorhersage, d.h. die Genauigkeit der vorhergesagten Höhe und Eintrittszeit der Hochwasserscheitel, hängt von verschiedenen Faktoren ab. Zum einen bestehen systemimmanente Unsicherheiten der generalisierten Abbildung eines anisotropen Einzugsgebiets in einem hydrologischen Modell. Dazu kommen Unsicherheiten bei der vereinfachten Simulation der vielfältigen Prozesse, die zu einer Hochwasserwelle führen (Ehret, 2012 und Johann, 2009). Daher wird die Hochwasservorhersagequalität einer konsistenten Gütekontrolle unterzogen und durch die nachträgliche Reproduzierbarkeit von Vorhersagen im HOWIS-EGLV ermöglicht.

Doch noch viel entscheidender für verlässliche Hochwasservorhersagen ist die Qualität der Niederschlagsprognosen (Solomatine et al., 2013). Das HOWIS-EGLV verwendet deshalb neben deterministischen Wetterprognoseprodukten (Niederschlagsvorhersage mit einem Modell-Lauf) auch das Ensemble-Vorhersagesystem COSMO-LEPS (Limited-area Ensemble Prediction System) in Form von meteorologisch 16 gleich wahrscheinlichen Ensemble-Prognosen als Modelleingangsgröße (Montani, 2012). Alle im HOWIS-EGLV genutzten Vorhersageprodukte werden vom DWD bereitgestellt. Die Ensemble-Niederschlagsvorhersage dient zur Ergänzung der deterministischen Vorhersage. Das 0,75-Quantil des COSMO-LEPS Produkts erzielt nutzbare Ergebnisse. Die Ereignisse werden eher unter- als überschätzt. Der Hochwasserscheitel wird

überwiegend zeitlich zu spät vorausgesagt. Die bisherige Erfahrung in der Praxis hat gezeigt, dass aus Sicht der Abflussvorhersage die 16 Ensemble-Vorhersageberechnungen nicht alle gleich wahrscheinlich sind (Horn, Johann & Treis, 2012).

Auch die deterministische Niederschlagsprognose des DWD birgt nennenswerte Unsicherheiten. Besonders ist das bei der Prognose konvektiver Niederschläge der Fall. Hier stellt sich nicht nur die Frage wie viel Regen wann in welchem Zeitraum fällt, sondern besonders auch wo der Niederschlag fallen wird. Das Ziehen der Gewitterzellen ist von vielen nicht vorhersagbaren Parametern abhängig. Für die Nebenläufe von Emscher und Lippe mit Einzugsgebietsgrößen zwischen 50 km<sup>2</sup> und 100 km<sup>2</sup> bestehen auf Grund dieser Unsicherheiten der Niederschlagsprognose noch zu viele zu schwer abschätzbare offene Fragen. Zum Beispiel die wesentliche Frage, ob ein Einzugsgebiet von einer Starkniederschlagszelle getroffen wird oder nicht. Daher werden zurzeit nur für die Emscher und die Lippe Hochwasservorhersagen automatisiert durchgeführt. Für die Nebenläufe werden Vorhersagen bei Bedarf erstellt, dabei werden die Regen-Eingangsdaten auf Plausibilität geprüft und ggf. manuell bezüglich Niederschlagsmenge, deren zeitlicher Verteilung und deren Eintrittszeitpunkt verändert.

Täglich wird die Hochwassergefahr durch einen Experten eingeschätzt und ein Lagebericht für die betrieblichen Anlagen im hausinternen Intranet zur Verfügung gestellt. Bei anlaufenden Hochwasserereignissen werden auch hydrologische Rufbereitschaften einberufen. Während der Dauer des Hochwassers werden kontinuierlich Lageeinschätzungen an die Hochwasserzentralen des Anlagenbetriebs weiter gegeben. Durch die Intranet basierte Darstellung wird sichergestellt, dass alle hochwasserschutzrelevanten Betriebsbereiche im Verbandsgebiet ständig informiert sind. Nur so ist ein optimaler Einsatz der Betriebsmannschaft möglich.

Das Hochwasserinformationssystem HOWIS-EGLV mit seinen hydrometrischen Informationen ist mit dem Deich-Daten-Dienst verknüpft, der Aussagen zu Hochwassergefahren bereitstellt.

## **4.2 Der Deich-Daten-Dienst**

Mit dem Wissen um die bevorstehende Hochwasserhöhe, stellt sich die Frage, welche Konsequenzen das vorhergesagte Hochwasserereignis auf die Hochwasserschutzanlagen hat. Emschergenossenschaft und Lippeverband betreiben rund 220 km Deichstrecken mit Siedlungsgebieten im Deichhinterland, die mit Ausbaugraden zwischen HQ<sub>25</sub> und HQ<sub>250</sub> an unterschiedlichen Gewässerstrecken stehen. Der Deich-Daten-Dienst liefert Informationen zu diesen Deichstrecken.

Ziel des Deich-Daten-Dienstes ist es, die frühzeitige Einleitung von Deichverteidigungsmaßnahmen zu unterstützen. Es werden geometrische Daten der Deichbauwerke und Standsicherheitsuntersuchungen mit Wasserständen im Gewässer verknüpft.

Neben den statischen offline Informationen stellt der Deich-Daten-Dienst auch die aktuelle Hochwassersituation dar. Zum einen werden aus 40 Pegel-online-Messungen Wasserstände auf die Deichstrecken im 15 Minuten Rhythmus übertragen und Informationen über das aktuelle Freibord bereitgestellt. Ergänzend werden die Abflussvorhersagen für Emscher und Lippe mit dem Deich-Daten-Dienst verknüpft: Die vorhergesagten Abflüsse werden über Wasserstand-Abfluss-Beziehungen in Wasserstände an den Deichstrecken überführt, um die vorhergesagte Hochwassergefahr respektive ihr Risiko darzustellen. Diese Funktionalität befindet sich gerade im Aufbau. Somit verschafft der Deich-Daten-Dienst einen schnellen Überblick der Hochwasserlage bzw. -gefahr in den Verbandsgebieten. Diese Information ist für die Steuerung des Personaleinsatzes und für das Einleiten von Maßnahmen zur Hochwasserbewältigung eine wesentliche Hilfestellung.

Neben der Überströmungsgefahr wird zusätzlich das Deichversagensrisiko dargestellt. Mit einer Deich-Einwirkungs-Versagensfunktion, welche die Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches in Abhängigkeit vom Wasserstand zeigt, werden geotechnische Aspekte in die operationelle Sicherheitsbewertung integriert (Bachmann et al., 2012). Bisher wurde das System mit den Emscherdeichen (km 0,0-19,7) getestet und soll künftig auf weitere Deichstrecken ausgeweitet werden.

Durch Gegenüberstellung dieser Informationen mit den durch die Deiche geschützten Gebieten und den damit verbundenen potenziellen Hochwasserschäden können Hochwasser-Risikobewertungen vorgenommen werden. Auf dieser Basis werden den Betriebsmitarbeitern notwendige Hinweise auf Deichabschnitte bereitgestellt, auf die besonderes Augenmerk im Hochwasserfall gelegt werden muss.

## **5 Fazit**

Für eine optimale Hochwasserbewältigung sind so viele Informationen wie möglich über die Hochwasserlage sowie über die Belastung der Hochwasserschutzsysteme – und dies so früh wie möglich – wünschenswert. Jedoch können nicht für jedes Einzugsgebiet Vorhersagen mit einer ausreichenden Sicherheit gegeben werden. Dies gilt vor allem für schnell reagierende, kleine Einzugsge-

biete, die meist mit Hochwasser aufgrund von Starkniederschlägen reagieren. In solchen Gebieten bleiben vom Niederschlag bis zum Hochwassermaximum gerade 2 bis 6 Stunden Zeit. Für Maßnahmen zur Hochwasserbewältigung ist das knapp bemessen. Eine Vorhersage für solche Gebiete ist allerdings besonders unsicher, weil das Entstehen und Ziehen konvektiver Zellen von vielen nicht vorhersagbaren Parametern abhängt. Deshalb werden für die meisten Nebenläufe von Emscher und Lippe lediglich qualitative Vorhersagen bereitgestellt, die stets aktualisiert werden. Die Hochwasserschutzstrategie geht davon aus, dass die Hochwasserbewältigung während des Ereignisses aus Zeitgründen selten möglich ist. Hier wird der Schwerpunkt des Hochwassermanagements auf die Vorsorge gelegt. Für größere Einzugsgebiete mit längeren Konzentrationszeiten hingegen können nutzbringende Hochwasservorhersagen bereitgestellt werden, um Maßnahmen so früh wie möglich einzuleiten.

Für ein handlungsfähiges Hochwassermanagement-Konzept ist es wichtig zu berücksichtigen, wo Möglichkeiten und Grenzen der Hochwasservorhersage liegen. Für die Lagebeurteilung und Ressourcenplanung sind hilfreiche Werkzeuge vorhanden. Eine Kernaufgabe von Emschergenossenschaft und Lippeverband ist es, diese weiter zu entwickeln und den spezifischen Erfordernissen der Region – insbesondere vor dem Hintergrund des fortschreitenden Umbaus des Emschersystems – anzupassen.

## 6 Literatur

- Bachmann, D.; Huber, N. P.; Johann, G.; Schüttrumpf, H. (2012): Die Einwirkungs-  
Versagensfunktion als Element des operationellen Hochwassermanagements. In: 4.  
Symposium Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen. Siegen
- DWA Themen (2012): Schadensanalysen und Projektbewertung im Hochwasserrisikoma-  
nagement. DWA Themen T1, Hennef, Juli 2012
- Ehret, U.(2012): (Un-)sicherheiten in der hydrologischen Modellierung und Vorhersage. In:  
Korrespondenz Wasserwirtschaft 2012 (5) Nr.6, pp.316-320
- Emschergenossenschaft / Lippeverband (2003): Hochwasserschutz an der Lippe und an der  
Neuen Emscher. Emschergenossenschaft / Lippeverband, Dezember 2003
- Grün, E. und Johann, G. (2012): Hochwassermanagement im urbanen Umfeld. In: Hochwas-  
serschutz - eine Daueraufgabe: 42.Internationales Wasserbausymposium, Aachen  
(IWASA). <http://www.iww.rwth-aachen.de/de/menue/iwasa/iwasa2012.html>
- Horn, G., Johann, G. & Treis, A. (2012): Hochwasservorhersage mit den Niederschlags-  
Ensembleprognosen COSMO-LEPS - ein Praxistest für die Emscher. 3. Trierer Work-  
shop zur N-A-Modellierung
- Johann, G.; Ott, B.; Treis, A. (2009): Einfluss von terrestrisch gemessenen und radarbasierten  
Niederschlagsdaten auf die Qualität der Hochwasservorhersage. In: Korrespondenz  
Wasserwirtschaft 2009 (2) Nr.9, pp.487-493
- Johann, G. (2009): Softwareeinsatz zur Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen in der  
Praxis. In: BfG Veranstaltungen 6/2009 Softwarelösungen für ein integriertes Hochwas-  
sermanagement, pp. 70-76
- Montani, A. et al. (2010): Seven years of activity in the field of mesoscale ensemble forecast-  
ing by the COSMO-LEPS system: main achievements and open challenges. Consortium  
for Small-Scale Modelling, Technical Report No. 19, Bologna
- Solomatine, D. P., Di Baldassarre, G., Kayastha, N. & Shrestha, D.L. (2013): Application of  
methods predicting model uncertainty in flood forecasting. In: Comprehensive Flood  
Risk Management. London 2013. pp. 389-395

Autoren:

Dipl.-Hydr. Georg Johann

Kronprinzenstraße 24  
45128 Essen

Tel.: +49 201 104 2249  
Fax: +49 201 104 3149  
E-Mail: [johann.georg@eglv.de](mailto:johann.georg@eglv.de)

Dipl.-Geogr. Angela Pfister

Kronprinzenstraße 24  
45128 Essen

Tel.: +49 201 104 2747  
Fax: +49 201 104 3149  
E-Mail: [pfister.angela@eglv.de](mailto:pfister.angela@eglv.de)

## **Hochwasserschutzkonzepte für Industriebetriebe - Ein Fallbeispiel aus Südwestfalen**

Jürgen Jensen  
Arne Arns  
Christoph Mudersbach

Nach einem Starkniederschlagsereignis am 26.07.2008 kam es im Gemeindegebiet Herscheid zu erheblichen Überflutungen an einem kleinen Fließgewässer; diese verursachten enorme Schäden an ortsansässigen Industriebetrieben und Wohngebäuden. Mit Hilfe eines zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Strömungsmodells wurden die Überflutungsflächen für den Istzustand für unterschiedliche Hochwasserabflüsse ermittelt. Anschließend wurden verschiedene Varianten von Hochwasserschutzmaßnahmen mit dem Modell untersucht und daraus ein integriertes Hochwasserschutzkonzept entwickelt, das der Ausführungsplanung als Grundlage diente. Die Maßnahmen wurden 2012 im Rahmen eines 600.000 € umfassenden technischen Hochwasserschutzkonzeptes umgesetzt.

Stichworte: Integriertes Hochwasserschutzkonzept, hydrodynamisch-numerische Modellierung

### **1 Einleitung**

Am 26.07.2008 kam es im Gemeindegebiet Herscheid (Nordrhein-Westfalen) zu kurzzeitigen, kräftigen Niederschlägen. Infolgedessen trat die Else, ein linksseitiger Zufluss der Lenne, über die Ufer und überschwemmte die angrenzenden Gebiete. Für das Gemeindegebiet Herscheid wurde eine Niederschlagshöhe von 39 mm in einem Zeitraum von 20 Min. ermittelt. Dies entspricht nach KOSTRA (Bartels et al. 2005) einem 100-jährigen Niederschlagsereignis. Dieser Wert wurde punktuell an der Kläranlage Herscheid aufgezeichnet; innerhalb des Einzugsgebietes können aber durchaus Niederschlagsvariationen vorliegen. Die extremen Abflussmengen, die sich infolge des Niederschlagsereignisses einstellten, konnten von der Else und ihren Nebengewässern nicht abgeführt werden. In einigen Bereichen des Untersuchungsgebietes kam es daher zu starken Überschwemmungen mit erheblichen monetären Schäden auf Gewerbe- und Privatgrundstücken. Besonders betroffen waren davon die Gewerbebetriebe Teckentrup, Schröder und Otto Huss (siehe Abbildung 1). Durch das Hochwas-

ser entstand ein Schaden von über einer Million Euro sowie ein Produktionsausfall von mehreren Tagen.

Um gegen Schädigungen durch zukünftige Hochwasserereignisse vorbereitet zu sein, mussten daher adäquate Vorsorgemaßnahmen getroffen werden. Die betroffenen Industriebetriebe beauftragten das Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen mit entsprechenden Untersuchungen. Zur effizienten Gestaltung der Maßnahmen wurden im Vorfeld potenzielle Überflutungsbereiche identifiziert und Schwachstellen lokalisiert. Dies wurde mit Hilfe eines zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modells realisiert.

## **2 Untersuchungsgebiet**

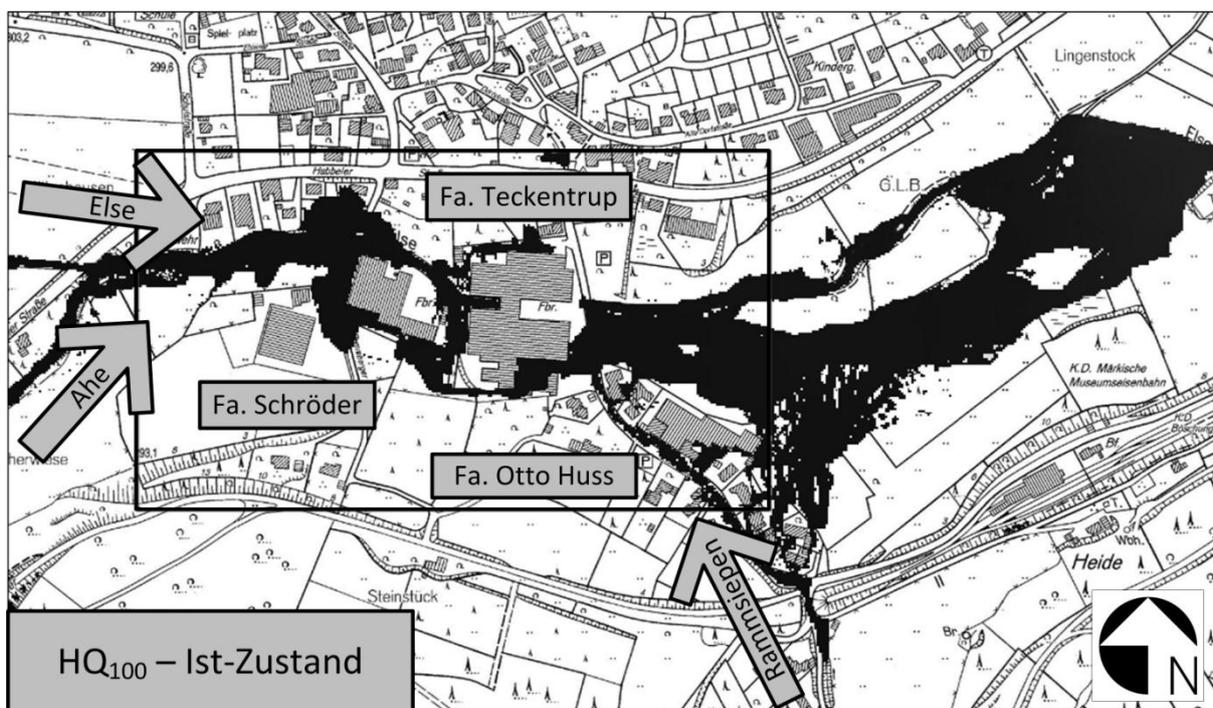
Die Else ist ein grobmaterialreicher silikatischer Mittelgebirgsbach, der sich im Untersuchungsgebiet in weitestgehend natürlichem Zustand befindet. Der Fluss gehört zum Flussgebiet der Ruhr und entwässert von der Quelle bis zur Einmündung in die Lenne insgesamt ein Gebiet von 96,18 km<sup>2</sup>. Das Einzugsgebiet bis zur unteren Grenze des Untersuchungsabschnittes hat eine Größe von 21,32 km<sup>2</sup>. Die Fließstrecke beträgt etwa 12,9 km, wobei ein Höhenunterschied von der Quelle bis zur Mündung von etwa 185 m überwunden wird; Hauptzuläufe der Else sind die Gewässer Ahe und Oester sowie weitere kleinere Zuläufe wie z.B. der Rammsiepen.

## **3 Modellbildung**

Die hydrodynamisch-numerische Modellierung erfolgte unter Verwendung des Rechenkerns TUFlow; die Ermittlung der Strömungsparameter erfolgte durch die numerische Integration von tiefengemittelten zweidimensionalen Flachwassergleichungen. Die Berechnung der Wasserspiegellagen wurde anhand statistisch ermittelter Hochwasserereignisse mit einer Wiederkehrwahrscheinlichkeit von 20, 50 und 100 Jahren (HQ<sub>20</sub>, HQ<sub>50</sub>, HQ<sub>100</sub>) durchgeführt, d.h. im Modell wurden stationäre Abflüsse berücksichtigt. Zur Kalibrierung des Modells wurden Naturmessungen im Untersuchungsgebiet durchgeführt. Hierzu wurden Abflussmessungen am Ein- und Auslaufbereich des Untersuchungsgebietes mit einer Tracer Methode durchgeführt; mit einem digitalen Tachymeter wurden zwischen Ein- und Auslauf die dazu korrespondierenden Wasserspiegellagen ermittelt. Im Rahmen der Kalibrierung wurden die Modellparameter so lange variiert, bis die Differenzen zwischen Modell und Naturmessung minimiert wurden (DVWK 1999).

## 4 Untersuchungen zum Ist-Zustand

Im Rahmen der Untersuchung wurden die Hochwasserereignisse für den Ist-Zustand des  $HQ_{10}$ ,  $HQ_{20}$ ,  $HQ_{50}$  und  $HQ_{100}$  (Abbildung 1) simuliert. Zusätzlich wurde der Einfluss baulicher Veränderungen im Gelände bzw. auf den Firmenarealen auf die Wasserspiegellagen für das  $HQ_{100}$  untersucht. Die Ergebnisse der zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Strömungssimulation zeigten, dass große Teile des betrachteten Gewerbegebietes bereits ab einem  $HQ_{20}$  überflutungsgefährdet sind. Mit steigenden Hochwasserabflüssen verändern sich die flächenmäßigen Ausbreitungen der Überschwemmung kaum noch, während die Überschwemmungstiefen weiter zunehmen.



**Abbildung 1:** Überschwemmungsflächen des Untersuchungsgebietes für das  $HQ_{100}$

Dabei ist der Verlauf der Überschwemmungen bei allen betrachteten Ereignissen vergleichbar. Das Wasser strömt stromaufwärts der Firma Fa. Schröders ab einem  $HQ_{20}$  über das südwestliche Vorland und fließt dem Gelände der Firma Teckentrup zu. Zusätzlich wird die Firma Teckentrup am nördlichen Teil der Bebauung durch Hochwasser bedroht. An dieser Stelle befindet sich eine gewässerseitig angeordnete Schutzmauer. Ab einem  $HQ_{100}$  Hochwasser wird diese seitlich umströmt, was zu Überschwemmungen des Anlieferungsbereiches führt. Die Überschwemmungen im Bereich der Fa. Otto Huss resultieren aus dem Rammsiepen, einem Nebengewässer der Elbe, welches nördlich der Fa. Otto

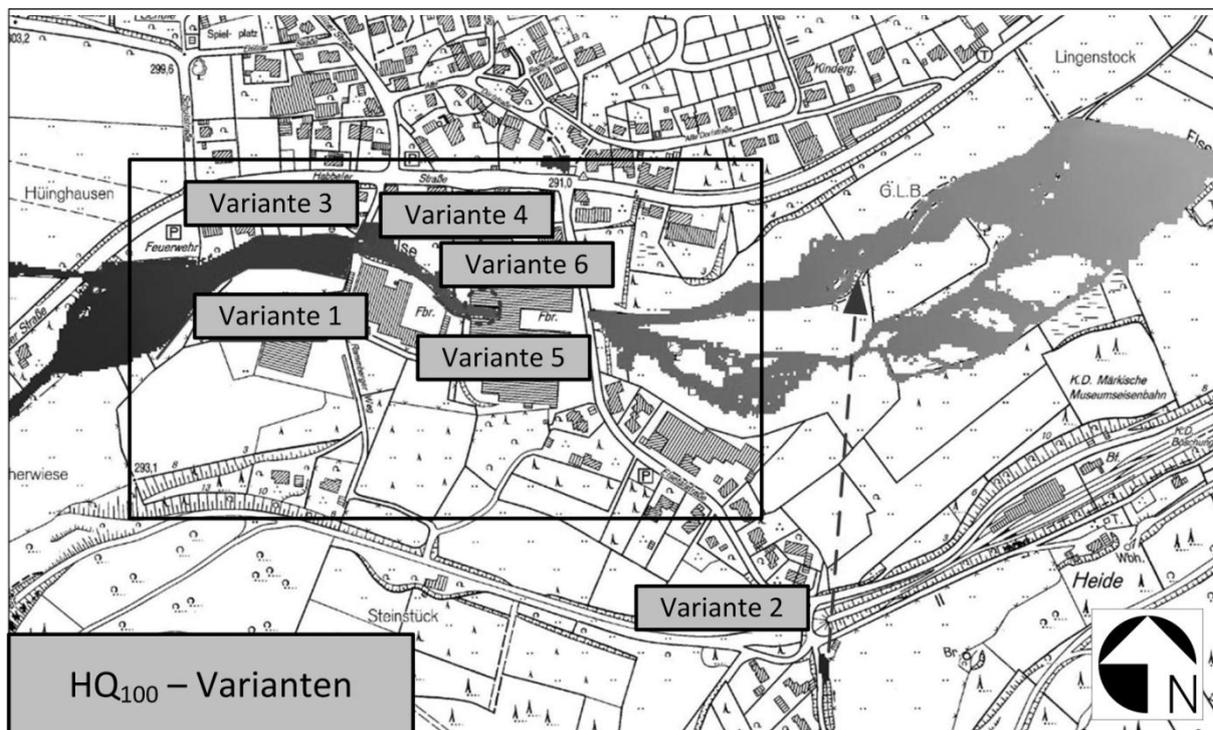
Huss durch eine Verrohrung unterirdisch abgeführt wird. Im Falle erhöhter Abflüsse kann die Verrohrung den Rammsiepen nicht mehr vollständig aufnehmen; der Rammsiepen tritt über die Ufer und das Firmengelände wird von Süden her überströmt (Abbildung 1).

## 5 Variantenstudie

Im Falle eines Starkniederschlages wie am 26.07.2008 lässt die Einzugsgebietscharakteristik der Else eine schnell ansteigende Hochwasserwelle erwarten. Hierdurch wird die Reaktionszeit für eventuelle Vorsorgereaktionen limitiert, wodurch die Wahl des Hochwasserschutzsystems stark eingeschränkt wird. Insbesondere der Einsatz mobiler Hochwasserschutz-Systeme (HWS) war daher nicht möglich (siehe z.B. Krüger et al. 2009). Im Rahmen einer Variantenuntersuchung wurden daher diverse, den Anforderungen gerechte Schutzmaßnahmen in das Modell integriert und deren Wirkung innerhalb des Gesamtsystems ermittelt (Abbildung 2). Insgesamt wurden bei dieser Untersuchung sieben Varianten untersucht, die aufeinander aufbauen.

- Variante 1: Berücksichtigung einer Verwallung zur Retention im Bereich der Weideflächen oberhalb der Fa. Schröder.
- Variante 2: Der derzeitige Gewässerverlauf des Rammsiepens wird teilweise freigelegt; die Einmündung in die Else unterhalb der Fa. Teckentrup wird entfernt. Stattdessen wird, basierend auf einer der Gemeinde Herscheid vorliegenden Vorplanung zur Renaturierung des Rammsiepens, dieser mit Einmündung in die Else weit unterhalb der Gewerbebetriebe verlegt.
- Variante 3: Durch eine Verwallung (z.B. durch eine Hochwasserschutzmauer) oberhalb der Brücke der Fa. Schröder im linksseitigen Uferbereich der Else soll ein permanenter Anwohnerschutz gewährleistet werden.
- Variante 4: Zusätzlich soll eine Verwallung mit Anbindung an die bestehenden Garagen oberhalb der Fa. Teckentrup an der Nordwestseite des Firmengebäudes erfolgen.
- Variante 5: Berücksichtigung einer Verwallung oberhalb des Wendehammers der Fa. Teckentrup an der Südwestseite des Firmengebäudes.
- Variante 6: Beseitigung von Hindernissen im Zulaufbereich der Verrohrung unter dem Firmengelände der Fa. Teckentrup

Die Ergebnisse der Untersuchung zeigen, dass durch jede der untersuchten Varianten eine lokale Absenkung der Wasserspiegellagen erzielt werden kann. Um die Überschwemmungsgefahr des Untersuchungsbereiches insgesamt reduzieren zu können, ist die Kombination aller Varianten erforderlich. Im Falle der Umsetzung selektiver Maßnahmen, d.h. nicht aller untersuchten Varianten, wurden Variante 2 und Variante 6 empfohlen. Beide Varianten führen zu einer deutlichen Reduzierung der Wasserspiegel im untersuchten Bereich.



**Abbildung 2:** Überschwemmungsflächen bei Variante 1, 2, 3, 4, 5, und 6 beim HQ100

Die Genauigkeit der berechneten Wasserspiegel der hydrodynamisch-numerischen Modellierung ist abhängig von dem Detaillierungsgrad der Eingangsdaten. Im vorliegenden Fall standen ein digitales Geländemodell (DGM) mit einer Auflösung von 2,0 x 2,0 m sowie terrestrisch vermessene Gewässerquerprofile zur Verfügung. Bei digitalen Geländemodellen dieser Auflösung kann von einer mittleren Höhengenaugkeit von 10 cm bis 20 cm ausgegangen werden; die Höhenabweichung muss im Rahmen einer Realisierung der Varianten berücksichtigt werden und es empfiehlt sich ein adäquates Freibordmaß vorzusehen. Jedoch ist auch zu berücksichtigen, dass die Möglichkeiten der kontrollierten Hochwasserführung, insbesondere bei extremen Hochwasserereignissen, begrenzt sind. Durch den technischen Hochwasserschutz kann keine absolute

Sicherheit garantiert werden, d.h. das trotz umfangreicher Maßnahmen Schäden nicht ausgeschlossen werden können.

## 6 Maßnahmenrealisierung

Auf Basis der Variantenstudie des fwu wurde unter Beteiligung der Wasserbehörden ein optimiertes Hochwasserschutzkonzept entwickelt und umgesetzt. Auch private Anlieger waren von dem Hochwasserereignis betroffen und wurden daher in das Schutzkonzept einbezogen. Da bei der Umsetzung kein Eingriff in das Gewässer vorgenommen wurde, war kein langwieriges Planfeststellungsverfahren notwendig. Nach einer Planungsphase (Ingenieurbüro Stapelmann & Bramey, Schalksmühle) wurde im November 2011 mit der Maßnahmenrealisierung begonnen. Das insgesamt 600.000 € teure Projekt wurde mit 400.000 € durch Landesmittel bezuschusst. Zudem wurde das Projekt in ein regionales Strukturförderprogramm (Regionale 2013) aufgenommen.

Insgesamt wurden die Varianten 1, 2, 3, 4, 5 und 6 realisiert. Exemplarisch sind in den folgenden Abbildungen Ausschnitte der Maßnahmenrealisierung dargestellt. In Abbildung 3 ist der Einlauf des Rammsiepens zur Straßendurchführung nach Realisierung der Variante 2 dargestellt. Durch die Neugestaltung des Einlaufs mit Rechen soll eine Sicherheit gegen Verklausung erreicht werden (Änderung der Rechenstellung von senkrecht zur angewinkelt). Auch die Mündung des Rammsiepens wurde stromabwärts verlegt und neu gestaltet (siehe Abbildung 4). Der Bereich zwischen Ein- und Auslauf wurde größtenteils freigelegt und renaturiert.

Abbildung 5 zeigt die Ausgangssituation des Gewässerlaufes und des Ufers im Bereich der Anwohner. Im rechten Bereich des Bildes befindet sich Uferbewuchs sowie Zäune (nicht sichtbar), die direkt an die Grundstücke der Bewohner anschließen. In Abbildung 6 ist die Realisierung der Variante 3 dargestellt. Der Fließquerschnitt wurde insgesamt vergrößert, das Ufer befestigt und der Übergang zu den Anwohnergrundstücken wurde durch eine Hochwasserschutzmauer (bemessen auf ein  $HQ_{100}$ ) gesichert.

In Abbildung 7 ist die Abflussschneise unter der Fa. Teckentrup vor der Maßnahmenrealisierung dargestellt. Dabei sind Bewuchs und sonstige Strömungshindernisse zu erkennen. Abbildung 8 zeigt die gleiche Abflussschneise nach der hydraulischen Optimierung gemäß Variante 6.



**Abbildung 3:** Einlauf des Rammsieps zur Straßendurchführung nach Realisierung der Variante 2



**Abbildung 4:** Mündung des Rammsieps in die Elbe nach Realisierung der Variante 2



**Abbildung 5:** Gewässerlauf und Ufer im Bereich der Wohnbebauung **vor** Maßnahmenrealisierung



**Abbildung 6:** Gewässerlauf und Ufer im Bereich der Anwohner **nach** Realisierung der Variante 3



**Abbildung 7:** Abflussthroughführung unter der Fa. Teckentrup **vor** der Maßnahmenrealisierung



**Abbildung 8:** Abflussthroughführung unter der Fa. Teckentrup **nach** Realisierung der Variante 6

## 7 Zusammenfassung und Fazit

Zur Ermittlung der Hochwassergefährdung im Bereich eines Mischgebietes im Bereich Herscheid wurde ein hydrodynamisch-numerisches Gewässermodell eines lokalen Fließgewässers erstellt. Nach Ermittlung des Ist-Zustandes wurden unterschiedliche Varianten verschiedener Schutzmaßnahmen im Modell integriert und untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass durch jede der untersuchten Varianten eine lokale Absenkung der Wasserspiegellagen erzielt werden kann. Um die Überschwemmungsgefahr signifikant zu reduzieren, ist die Kombination aller Varianten zu empfehlen. Aber auch die Realisierung einzelner Varianten führte im Rahmen der Untersuchungen zu einer Minderung der Überflutungsgefährdung. Das Fallbeispiel zeigt, wie durch die gute Zusammenarbeit von Wissenschaft und Praxis wirtschaftliche und praxisingerechte Lösungen für den Hochwasserschutz erarbeitet werden können. Durch die Umsetzung mehrerer kleinerer und kostengünstiger Maßnahmen konnte eine effektive Reduzierung der Hochwassergefahr für die betroffenen Betriebe erreicht werden.

## 8 Literatur

- Bartels, H., B. Dietzer, G. Malitz, F. M. Albrecht, J. Guttenberger (2005): KOSTRA-DWD-2000. Starkniederschlagshöhen für Deutschland (1951–2000), Fortschreibungsbericht. Deutscher Wetterdienst, Hydrometeorologie, Offenbach.
- DVWK (1999): Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern. Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK). Schriften 127.
- Krüger, M., Jensen, J., Wieland, J. (2009): Vergleichende Betrachtungen zu mobilen Hochwasserschutzsystemen für den Objektschutz. WasserWirtschaft, 99. Jahrgang, Heft 12, S. 15-21, Wiesbaden, Vieweg+Teubner Verlag.

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen  
Dipl.-Ing. Arne Arns  
Dr.-Ing. Christoph Mudersbach

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu)  
Lehrstuhl für Wasserbau und Hydromechanik  
Universität Siegen  
Paul-Bonatz-Str. 9-11  
57076 Siegen  
Tel.: +49 271 740 2172  
Fax: +49 271 740 2722  
E-Mail: juergen.jensen@uni-siegen.de

# **Abschätzung verhinderter Schäden für Nutzen- Kosten-Untersuchungen des technischen Hochwas- serschutzes - Das Pilotprojekt Pirna**

Johannes Nikolowski  
Sebastian Golz  
Carlos Rubín  
Thomas Naumann

Hochwasserschutzmaßnahmen müssen bezüglich ihrer Wirtschaftlichkeit bewertet und priorisiert werden. Durch eine Überlagerung und Verknüpfung der hydrologisch-hydraulischen Belastungssituation mit der Landnutzungs- und Vermögensverteilung im hochwassergefährdeten Bereich werden die Hochwasserschäden zukünftiger Ereignisse abgeschätzt. Diese Hochwasserschäden werden dann den Kosten geplanter Hochwasserschutzmaßnahmen, jeweils über die geplante Nutzungszeit der Anlage, entgegengesetzt. Im Pilotprojekt Hochwasserschutz Pirna, einem Projektkomplex der Landestalsperrenverwaltung Sachsen, bestehend aus einem überregionalen Projekt sowie örtlichen Projekten zum öffentlichen Hochwasserschutz, kam ein synthetischer Ansatz zur Erhebung der zu erwartenden Hochwasserschäden an Gebäuden zum Einsatz. Mit Hilfe eines geografischen Informationssystems (GIS) wurden Flächennutzungen kartiert, bevor durch Ortsbegehungen eine gebietsspezifische Wohngebäudetypologie erstellt wurde. Eine detaillierte Analyse der Struktur und Baukonstruktion ausgewählter Gebäuderepresentanten bildete die Basis für eine synthetische Ermittlung von Wasserstand-Schaden-Beziehungen. Weiterhin wurden auch besondere Substanzschäden infolge von hydrodynamischen Einwirkungen ermittelt und in Form mehrdimensionaler Schadensbeziehungen dargestellt. Abschließend wurden die durch die Methodik ermittelten Hochwasserschäden als monetäre Nutzen den Kosten der Hochwasserschutzmaßnahmen gegenübergestellt.

Stichworte: Nutzen-Kosten-Untersuchung, Wasserstand-Schaden-Beziehung, Hochwasserschäden

## **1 Einleitung**

Die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung von technischen Hochwasserschutzmaßnahmen bildet einen wichtigen Teilbereich im integrierten Hochwasserrisikomanagement, indem sie sowohl die Gefährdung in einem definierten Untersuchungsgebiet als auch die Exposition und Verletzbarkeit von Objekten, einschließlich

im Ereignisfall möglicher Schäden, berücksichtigt. Während auf der Einwirkungsseite hydrologisch-hydraulische Simulationen die Belastungssituation widerspiegeln, sind im Hinblick auf die Verletzbarkeit gebietsspezifische Hochwasserschadensanalysen erforderlich. Um diesen Anforderungen zu entsprechen, sollten mindestens zwei Arten von Ingenieurwissen kombiniert werden: einerseits eine wasserbauliche Expertise zur Erkundung und Modellierung der hydraulischen Verhältnisse sowie der wasserbaulichen Projektparameter und andererseits eine baukonstruktiv-schadensanalytische Expertise zur ingenieurmäßigen Betrachtung des Bestandes an Gebäuden und Infrastruktur sowie von Schadensursachen, Schadensprozessen und Schadensbildern. Im Bestreben um eine fachgerechte und einheitliche Bewertung von Hochwasserschutzmaßnahmen erarbeitete die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) eine Arbeitshilfe zur systematischen Umsetzung solcher Bewertungsfragen (*LTV 2007*). Für die praktische Umsetzung dieses Bewertungsprozesses wurde durch die LTV ein Pilotprojekt im Stadtgebiet von Pirna initiiert, welches den Zusammenfluss der Nebenflüsse Gottleuba und Seidewitz sowie den Mündungsbereich der Gottleuba in die Elbe umfasst. In diesem etwa 182 ha großen Untersuchungsgebiet wurden die oben benannten Expertisen durch die Autoren zusammengeführt, um die Wirtschaftlichkeit geplanter Hochwasserschutzmaßnahmen mittels einer Nutzen-Kosten-Untersuchung zu überprüfen.

## 2 Untersuchungsmethodik

Eine Nutzen-Kosten-Untersuchung (NKU) im technischen Hochwasserschutz benötigt grundsätzlich vier Modelle:

- Hydrologie (Jährlichkeiten werden Abflüsse zugeordnet)
- Hydraulik (Abflüssen werden Wasserstände zugeordnet)
- Wasserstand-Schaden-Beziehung (Wasserständen werden monetäre Schäden zugeordnet)
- Schadensauswertung (monetären Schäden werden Jährlichkeiten der Abflüsse zugeordnet und Schadenserwartungswerte werden berechnet)

Innerhalb des Pilotprojektes wurden die hochwassergefährdeten Objekte und Flächennutzungen identifiziert und die Schadensfunktionen für Wohn- und Nichtwohngebäuden hinsichtlich hydrostatischer und hydrodynamischer Einwirkungen, die Inventarschäden sowie sonstige Schadenspotenziale und Wertschöpfungsverluste ermittelt. Auf der Basis der ingenieurmäßig abgeleiteten Schadensfunktionen konnten so in Abhängigkeit von der Belastung (Jährlichkeit + Abfluss + Wasserspiegel + Überflutungsfläche + Fließgeschwindigkeit) und

der vorhandenen Landnutzung (Typ + Lage + Höhe) monetäre Hochwasserschäden berechnet werden.

### 3 Abschätzung zukünftiger Hochwasserschäden

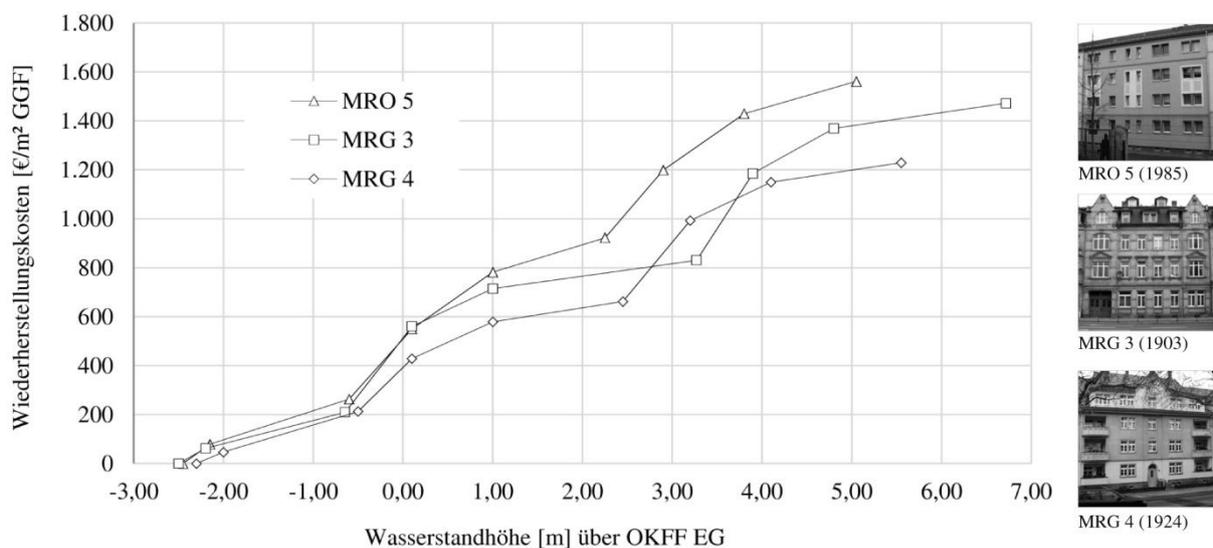
#### 3.1 Identifizierung und Klassifizierung hochwassergefährdeter Objekte und Flächennutzungen

Die Basis für die Erhebung der Schadensanfälligkeit des Siedlungskörpers im Untersuchungsgebiet Pirna bildete ein (instationäres) 2D-Wasserspiegellagenmodell (*IWD 2010*), welches als Grundlage ein gebietsspezifisches aktuelles Niederschlagsabflussmodell (*DHI 2009*) nutzt. Die Ergebnisse der 2D-Wasserspiegellagenberechnung sind Überschwemmungsgebietsflächen, Fließgeschwindigkeiten und Wasserstände für definierte Jährlichkeiten des Hochwasserabflusses. Eine GIS-gestützten Analyse der im Hochwasserfall betroffenen Objekte und Flächennutzungen lieferte Grundlagendaten für die Schadensmodellierung sowie für die Ermittlung der Schadensanfälligkeit. Darauf aufbauend wurden durch systematische Ortsbegehungen Gebäudetypen klassifiziert und relevante Gebäudeattribute aufgenommen. Zur Gliederung des Wohngebäudebestandes wurde eine Gebäudetypenmatrix gebildet, welche die Gebäude nach ihrer Bebauungsart und Baualterstufe unterteilt (vgl. *Nikolowski et al. 2012*). Aufgrund seiner innerstädtischen Lage ist das Untersuchungsgebiet Pirna durch einen hohen Bestand an Wohngebäuden geprägt. Nichtwohngebäude sind insbesondere durch Gewerbeimmobilien, Büro- und Verwaltungsbauten sowie Schulgebäude vertreten. Jedes relevante Gebäudepolygon im Überflutungsbereich erhielt eine Identifikationsnummer, um so eine Verknüpfung mit der gebäudetypenspezifischen Wasserstand-Schaden-Beziehung zu ermöglichen. Eine Identifizierung von Flächennutzungen, wie etwa Kleingartenanlagen, Garagenhöfe oder Sportanlagen, erfolgte ausschließlich polygonflächenbezogen.

#### 3.2 Substanzschäden an Wohn- und Nichtwohngebäuden infolge hydrostatischer Einwirkungen

Für jeden relevanten Wohngebäudetyp wurde je nach Bedeutung im Untersuchungsgebiet, eine bestimmte Anzahl von Repräsentanten ausgewählt und bei Ortsbegehungen detailliert analysiert. Alle wesentlichen Informationen wurden in einem Gebäudesteckbrief zusammengefasst, welcher die Grundlage für die weiteren Untersuchungen bildet. Neben der Überflutungsdauer ist die Wasserstandshöhe das entscheidende Kriterium für die zu erwartende Schadenshöhe. Das entwickelte Überflutungsstufenmodell erlaubt eine sukzessive Bewertung der entstandenen Schäden (vgl. *Naumann et al. 2012* und *Rubín 2012*). Die da-

mit definierten Überflutungsstufen beinhalten typische Konstruktionselemente des Gebäudes und grenzen so Leistungsbereiche für eine bauliche Instandsetzung zur Beseitigung der Hochwasserschäden ab. Um die Vergleichbarkeit verschiedener Repräsentanten zu gewährleisten, sind die Überflutungsstufen unabhängig von den Geschosshöhen definiert. Sie orientieren sich an definierten Höhenpunkten, wie etwa den Oberkanten der Fertigfußböden (OKFF), wobei OKFF Erdgeschoss als Nullpunkt festgelegt ist. Zur Ermittlung der Wasserstand-Schaden-Beziehung waren Leistungsverzeichnisse erforderlich, welche alle notwendigen Instandsetzungsleistungen für jede Überflutungsstufe wiedergeben und sowohl Mengenermittlungen als auch detaillierte Kostenkennwerte zur Kostenplanung beinhalten. Die so ermittelten absoluten Kosten wurden auf die Grundfläche des Gebäudes, welche bei der Flächenidentifizierung durch Luftbilder und digitale Karten eine einfach zu ermittelnde Gebäudekenngröße darstellt, bezogen. Durch die Verknüpfung des zu erwartenden Wasserstandes im Gebäude mit den zu erwartenden Wiederherstellungsleistungen konnten gebäudetypenspezifische Wasserstand-Schaden-Beziehungen dargestellt werden (siehe Abb. 1). Eine Validierung der Ergebnisse mittels realer Schadensgutachten von Vergleichsobjekten rundete diesen Untersuchungsschritt ab.



**Abbildung 1:** Wasserstand-Schaden-Beziehungen für ausgewählte Gebäudetypen unter Berücksichtigung hydrostatischer Einwirkungen

Ein grundsätzlich vergleichbarer qualitativer Verlauf der Schadensfunktionen ist auf ähnliche Instandsetzungsumfänge bei Wohngebäuden zurückzuführen. Im Bereich des Kellergeschosses steigen die Schadensfunktionen, aufgrund eines meist niedrigeren Ausbaustandards, nur gering an, bevor mit der Überflutung der Kellerdecke die Wiederherstellungskosten erstmals stark zunehmen. Im weiteren Verlauf beschreibt die Funktion eine konkave Krümmung, bevor sie die

nächste Deckenebene durchdringt. Die systematische Schadensanalyse verschiedener Repräsentanten veranschaulicht die Auswirkungen charakteristischer Konstruktionsprinzipien unterschiedlicher Bauzeiten auf die Verletzbarkeit von Gebäuden infolge Hochwassereinwirkung.

Neben Wohngebäuden treten innerhalb eines Siedlungskörpers verschiedene Nichtwohngebäude auf, für die verschiedene Methoden zur Analyse von Hochwasserschäden entwickelt wurden. Zu den Nichtwohngebäuden zählen unter anderem Büro-, Verwaltungs- und Schulgebäude, Sporthallen, Scheunen und Kirchen, aber auch Garagenhöfe, Tankstellen und Parkhäuser sowie Gewerbeimmobilien. Verschiedene Alleinstellungsmerkmale in Bezug auf die Baukonstruktion, die technische Gebäudeausrüstung und das Inventar lassen hier mitunter eine Typisierung nicht zu. Die Abschätzung der Hochwasserschäden bediente sich daher unterschiedlicher Methoden, welche alle auf einer Datenerhebung im Zuge von Ortsterminen und Interviews mit Objektverantwortlichen, wie etwa Eigentümern oder Verwaltern, beruhen, um möglichst präzise Informationen über das Bauwerk sowie über das Inventar zu erhalten. Auf dieser Grundlage wurden im Pilotprojekt Pirna mehr als 65 Gebäude hinsichtlich ihrer Verletzbarkeit gegenüber Hochwassereinwirkungen analysiert und die daraus resultierenden Wasserstand-Schaden-Beziehungen erarbeitet. Sofern in einigen Fällen keine Informationen verfügbar waren, wurden hier die Hochwasserschäden über die flächenbezogenen Normalherstellungskosten ermittelt. Für jedes Nichtwohngebäude konnten so separate Schadensfunktionen für die Konstruktionselemente des Rohbaus, des Ausbaus und für das Inventar entwickelt werden.

### **3.3 Prognose von Substanzschäden an Gebäuden infolge hydrodynamischer Hochwassereinwirkungen**

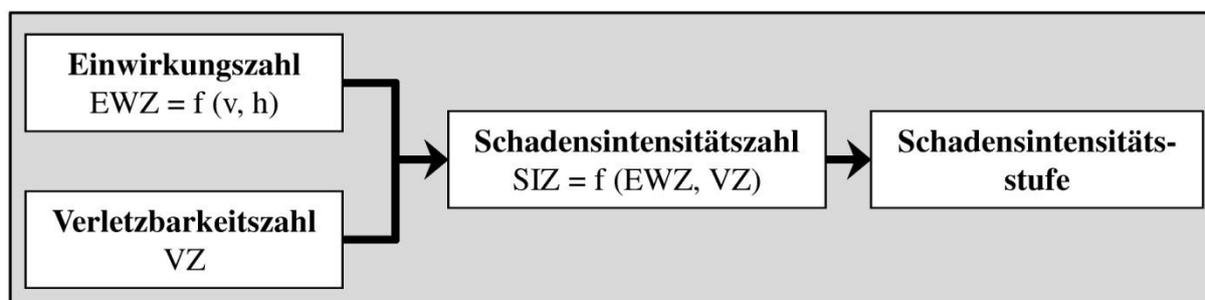
Zurückliegende Hochwasserereignisse haben – nicht nur im Untersuchungsgebiet Pirna – gezeigt, dass die Vielfalt und das Ausmaß von Substanzschäden an Gebäuden mit zunehmender Fließgeschwindigkeit erheblich ansteigen können. Die Intensität der Schäden reicht in diesen Fällen von vereinzelt Rissen in der Gebäudehülle über den Verlust der Tragfähigkeit von Teilstrukturen bis hin zur Gefährdung der Standsicherheit des gesamten Gebäudes. Allein die bauliche Beseitigung der Substanzschäden an betroffenen Gebäuden führt zu einem überproportionalen Anstieg der Wiederherstellungskosten im Vergleich zu den Kosten für die Beseitigung von Feuchte- und Wasserschäden nach einem Hochwasserereignis. Derzeit liegen keine technischen Regelwerke, Berechnungsvorschriften, Normen oder Merkblätter zur Differenzierung und Abschätzung von Substanzschäden an Gebäuden durch hydrodynamische Hochwassereinwirkungen vor. Daraus leitete sich die Notwendigkeit ab, eine Methode zu entwickeln, mit der für verschiedene Einwirkungsszenarios realitätsnahe Prognosen sowohl

über die zu erwartenden Substanzschäden als auch über deren Instandsetzungskosten getroffen werden können.

Neben quasi statischen Hochwassereinwirkungen, welche durch eine geringe Fließgeschwindigkeit von weniger als 1 m/s gekennzeichnet sind, treten nach intensiven Niederschlagsereignissen insbesondere an Gebirgsflüssen auch deutlich höhere Fließgeschwindigkeiten auf. Übersteigt die Abflussmenge die Kapazität des Gerinnes, können erhebliche Lasten (z. B. Strömungsdruck, Treibgut-anprall) auf nahestehende Gebäude einwirken. Die Prognose von Substanzschäden an den Konstruktionselementen ist dann ein multikriterielles Problem, da zahlreiche Faktoren den Umfang und die Intensität der Schäden signifikant beeinflussen. Zu diesen Faktoren gehören

- hochwasserspezifische Faktoren wie etwa die Fließtiefe, die Fließgeschwindigkeit sowie die Einwirkdauer,
- standortspezifische Faktoren wie etwa die Topographie und der Bewuchs des Geländes, die Beschaffenheit der Geländeoberfläche und die örtlichen Baugrundverhältnisse sowie
- gebäudespezifische Faktoren wie etwa strukturtypologische Aspekte, die Geometrie des Baukörpers, die Ausrichtung des Gebäudes in Bezug zur Fließrichtung des Gewässers sowie die Art und die Tiefe der Gründung.

Die Methodik zur Berücksichtigung dieser Schäden basiert auf dem Vergleich der Einwirkungen mit den vorhandenen Widerständen. Aus den beiden hochwasserspezifischen Faktoren „Fließgeschwindigkeit“ und „Fließtiefe“ leitet sich die Einwirkungszahl (EWZ) ab, welche die Intensität der Einwirkung beschreibt (siehe Abb. 2). Je höher der Wert einer der beiden Faktoren, desto höher ist die Einwirkungszahl und desto größere Lasten wirken auf Konstruktionselemente betroffener Gebäude. Für die Faktoren „Einwirkdauer“ und „Angriffsrichtung der Einwirkung“ wurde der für das Gebäude ungünstigste Lastfall angenommen, so dass beide Faktoren als variable Größen unberücksichtigt bleiben.

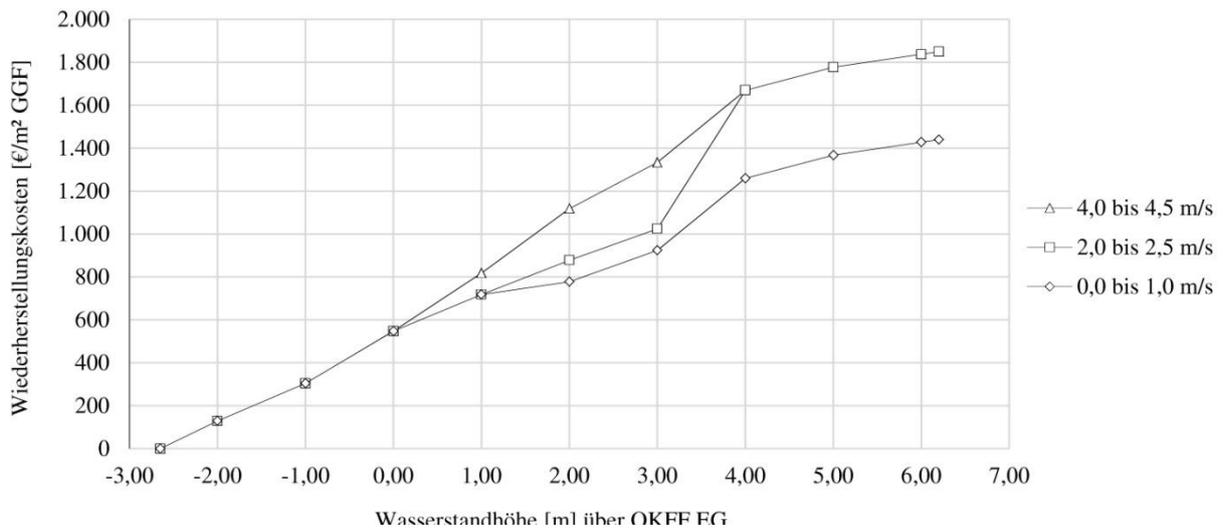


**Abbildung 2:** Methodik der Schadensprognose infolge hydrodynamischer Hochwassereinwirkungen

Die skizzierten standort- und gebäudespezifischen Faktoren bestimmen wesentlich die Verletzbarkeit eines Gebäudes gegenüber hydrodynamischen Hochwassereinwirkungen und somit das zu erwartende Ausmaß der Substanzschäden. Der Einfluss der vielfältigen standort- und gebäudespezifischen Faktoren wird durch die Verletzbarkeitszahl (VZ) beschrieben. Je nachteiliger sich einer dieser Faktoren auf die Robustheit eines Gebäudes gegenüber hydrodynamischen Hochwassereinwirkungen auswirkt, desto höher ist die Verletzbarkeitszahl.

Die empirisch abgeleitete Schadensintensitätszahl (SIZ) verknüpft die Einwirkungs- und die Verletzbarkeitszahl miteinander. Mit Hilfe der *SIZ* können Rückschlüsse auf den Umfang der zu erwartenden Schadensbilder und deren Intensität am Gebäude gezogen werden. Je höher der Wert der *SIZ*, desto ausgeprägter sind die Erfordernisse einer fachgerechten Schadensbeseitigung. Schadensintensitätszahlen, denen ähnliche Schadensbilder zuzuordnen sind, wurden in diskretisierten Schadensintensitätsstufen zusammengefasst. Für jede dieser abgegrenzten Schadenintensitätsstufen wurden die vielfältigen Schadensbilder am baukonstruktiven Gefüge in ihrer Qualität und Quantität verbal detailliert beschrieben. Auf dieser Grundlage wurden, analog zu anderen Hochwasserschäden, die erforderlichen Instandsetzungsleistungen abgegrenzt und die Wiederherstellungskosten kalkuliert.

Ein wesentliches Ergebnis der entwickelten Methodik zur Prognose von Substanzschäden infolge hydrodynamischer Hochwassereinwirkungen sind mehrdimensionale Schadensbeziehungen, welche den Zusammenhang zwischen der Einwirkungsintensität (Fließgeschwindigkeit, Fließtiefe) und den Kosten für fachgerechte Bauleistungen zur Schadensbeseitigung wiedergeben. In Abbildung 3 sind am Beispiel eines Wohngebäudes sowohl eine Schadensbeziehung für hydrostatische (Fließgeschwindigkeit 0,0 und 1,0 m/s) als auch zwei Schadensbeziehungen für hydrodynamische Einwirkungen dargestellt.



**Abbildung 3:** Wasserstand-Schaden-Beziehungen eines Wohngebäudes unter Berücksichtigung hydrodynamischer Einwirkungen für ausgewählte Fließgeschwindigkeiten

### 3.4 Abschätzung von Inventarschäden

Die Abschätzung von Inventarschäden in Wohnungen, in gewerblich genutzten Einheiten sowie in Büroräumen und Arztpraxen basiert auf verschiedenen Methoden. Für die Bestimmung des Hausratwertes in Wohnungen standen verschiedene Ansätze zur Verfügung. Üblich ist hier unter anderem die Verwendung durchschnittlicher Versicherungswerte. Im Pilotprojekt Pirna wurde ein gebietsspezifischer Wert von 700 Euro pro Quadratmeter Wohnfläche für den Hausrat abgeleitet. Da belastbare Inventarwerte für Gewerbe, Büroräume und Arztpraxen fehlten, konnten auf der Grundlage diverser Interviews dazu detaillierte Informationen gewonnen werden. Für Handwerksbetriebe wurden durchschnittliche Inventarwerte der Handwerkskammer genutzt. Analog zur stufenweise synthetischen Flutung des Gebäudes wurde für die Schadensprognose des Inventars in jedem Geschoss ein vereinfachtes dreistufiges gebietsspezifisches Überflutungsmodell verwendet, welches aus zahlreichen Interviews im Untersuchungsgebiet abgeleitet wurde. Bei einem Wasserstand von 30 cm über der Oberkante des Fertigfußbodens liegt die Schadenserwartung bei 50%, bei 100 cm bei 80% und bei 200 cm bei 100%.

### 3.5 Sonstige Schadenspotenziale inklusive Wertschöpfungsverluste

Neben den zuvor beschriebenen Nutzungen und deren Schadensermittlung wurden für das Projektgebiet auch Schäden an Kleingartenanlagen, Infrastruktureinrichtungen und Kfz-Vermögen abgeschätzt sowie Wertschöpfungsverluste berücksichtigt. Auf der Grundlage einer Besprechung mit dem lokalen Dachverband wurden Kleingartenanlagen in drei Gruppen aufgeteilt und eine lineare

Schadensfunktion mit einem Totalschaden bei 2,5 m zugeordnet. Straßen, Gehwege und weitere untergeordnete Flächennutzungen wurden über Schadensfunktionen in Form von flächenbezogenen Vermögenswerten berücksichtigt (Kok et. al. 2004). Die Schäden an den Kfz sowie die Wertschöpfungsverluste wurden in Anlehnung an die *LTV-Arbeitshilfe (2007)* abgeschätzt. Die Anzahl an Kfz im Projektgebiet wurde über eine Zählung in einem Orthofoto, die Erfassung der Stellplätze und eine Belegungsannahme im Hochwasserfall abgeschätzt. Je Fahrzeug wurde ein Schadensgrad von 50% des mittleren Fahrzeugvermögens wasserstandsabhängig angesetzt. Die gebietsspezifischen Wertschöpfungsverluste wurden mit 180 € pro Beschäftigtentag angesetzt, wobei die Anzahl der Beschäftigten bei Ortsbegehungen und Interviews ermittelt und die Ausfallzeiten wasserstandsabhängig angenommen wurden.

#### 4 Nutzen-Kosten-Untersuchung

Nach den Vorgaben der *LTV-Arbeitshilfe (2007)* erfolgte die Gesamtbeurteilung der verschiedenen Varianten von technischen Hochwasserschutzmaßnahmen anhand von zwei sogenannten Teilbilanzen: Die Teilbilanz 1 bewertet die im Rahmen einer Kostenvergleichsrechnung rechnerisch nachgewiesene ökonomische Effizienz, wohingegen die Teilbilanz 2 die weiteren, in der Regel nicht monetarisierbaren Effekte verbal-argumentativ bewertet.

Die Berechnung der in der Teilbilanz 1 berücksichtigten monetarisierbaren Nutzen und Kosten erfolgte auf der Grundlage der „Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen“, den sogenannten KVR-Leitlinien der *LAWA (2005)*. Der Nutzen ist hier die Schadensminderung, die sich aus der Differenz zwischen den Schäden im Istzustand und den in den Varianten ergibt. Dieser Vergleich erfolgt anhand der Schadenserwartungswerte, die etwa dem mittleren jährlichen Schaden entsprechen. Dieser Nutzen wurde unter Ansatz einer Nutzungsdauer und von Zinssätzen auf einen aktuellen Projektnutzenbarwert umgerechnet (siehe Tabelle 1).

Die monetären Schäden und jährlichen Schadenserwartungswerte wurden auf der Basis der berücksichtigten Objekte, ihrer Schadensausmaße für jede Variante und jede berücksichtigte Jährlichkeit sowie nach Zuordnung einer Schadensfunktion mit Hilfe der Software HWSCalc berechnet. HWSCalc wurde von der ProAqua Ingenieurgesellschaft (Aachen) im Auftrag des Umweltministeriums Nordrhein-Westfalen entwickelt und ermittelt auf der Basis von Nutzungen, Schadensfunktionen und Wasserspiegellagen für verschiedene Jährlichkeiten monetäre Hochwasserschäden sowie jährliche Schadenserwartungswerte.

**Tabelle 1** Projektnutzen

Zustand	Schadenserwartungswert [€/a]	Projektnutzenbarwert PNBW [€]
Istzustand	5.730.000	-
Varianten	2.573.000	126.238.000
	2.489.000	129.568.000
	2.423.000	132.217.000
	2.137.000	143.664.000

Die Wirtschaftlichkeit einer Maßnahme ergibt sich aus dem Vergleich des Projektnutzenbarwertes mit dem Projektkostenbarwert, der aus der finanzmathematischen Aufbereitung der maßnahmenspezifischen Kosten resultiert. Der Vergleich erfolgt unter anderem in Form des Nutzen-Kosten-Verhältnisses (NKV) als Quotient aus Projektnutzenbarwert und Projektkostenbarwert (siehe Tabelle 2). Die Kosten, die in Form von Investitions-, Reinvestitions- und laufenden Kosten auftreten, wurden für die verschiedenen Varianten auf der Grundlage der vorliegenden Vorplanungen zusammengestellt.

**Tabelle 2** Projektkosten und Nutzen-Kosten-Verhältnis

Zustand	Projektkostenbarwert [€]	Nutzen-Kosten-Verhältnis [-]
Varianten	34.495.000	3,66
	46.591.000	2,78
	50.367.000	2,63
	53.110.000	2,71

Im Rahmen der Teilbilanz 2 wurden weitergehende Hochwasserauswirkungen wie Verkehrsunterbrechungen für den Straßen- und Schienenverkehr, Schäden an Ver- und Entsorgungseinrichtungen, Personengefährdungen und Schäden an Umweltgütern untersucht und bewertet. Die beschriebenen Auswirkungen sind jedoch für alle Varianten nahezu gleich, so dass das Verhältnis aus der Teilbilanz 1 zwischen den einzelnen Varianten erhalten bleibt.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Die im Pilotprojekt Pirna erstmalig angewendete Methodik der Hochwasserschadenspotenzialermittlung mit Hilfe synthetisch abgeleiteter Wasserstand-

Schaden-Beziehungen und einer gebietsspezifischen Gebäudetypologie hat sich als sehr gute Grundlage erwiesen, die geforderten Nutzen-Kosten-Untersuchungen zu Maßnahmen des technischen Hochwasserschutzes durchzuführen und entsprechende Empfehlungen für die Landestalsperrenverwaltung zu erarbeiten. Die vorliegenden Projektergebnisse bestärken die Bearbeiter in der Ansicht, dass damit eine praxisgerechte Methodik verfolgt wurde, die zugleich verschiedene Einwirkungsparameter und regionale Besonderheiten berücksichtigt. Durch weitere Projekte im nationalen und internationalen Kontext, umgesetzt zwischen 2010 und 2012, konnte sowohl der Bestand gebäudetypenspezifischer Wasserstand-Schaden-Beziehungen erhöht als auch eine Übertragbarkeit auf andere baukulturelle Gebiete nachgewiesen werden.

## 6 Literatur

- DHI - WASY GmbH (2009): Niederschlag-Abfluss-Modellierung für die Gottleuba, Dresden 2009
- IWD - Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik der TU Dresden (2010): Wasserspiegellagenmodell der Seidewitz, Gottleuba inkl. Rückstaubereich Elbe, erarbeitet vom IWD, Dresden 2010
- Kok, M.; Huizinga, H.J.; Meijerink, T.C. [et al.] (2004): Standaardmethode 2004 - Schade en Slachtoffers als gevolg van overstromingen. Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 2004
- LAWA - Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (2005): Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen, 7. überarb. Aufl., Hannover 2005
- LTV - Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (2007): Arbeitshilfe zur Behandlung von Bewertungsfragen bei Hochwasserschutzmaßnahmen. Unveröffentlicht, Pirna 2007
- Naumann, Th., Nikolowski, J. und Golz, S. (2012): Entwicklung analytischer Schadensfunktionen und deren Einsatz in der Projektbewertung. In: Schadensanalysen und Projektbewertung im Hochwasserrisikomanagement. p. 64-79, DWA-Themen T1/2012, Hennef 2012
- Nikolowski, J.; Hennersdorf, J. und May, F. (2012): Gebäudetypen der Modellregion Dresden. In: Weller, B.; Naumann, Th. und Jakubetz, S. (Hrsg.): Gebäude unter den Einwirkungen des Klimawandels. Heft 3 der Publikationsreihe des BMBF-geförderten Projektes REGKLAM. ROHMBOS-Verlag, Berlin 2012
- Rubín, C. (2012): Hochwasserschadenserhebungen und deren Einsatz in der Projektbewertung, dargestellt am Beispiel des Pilotprojekts Pirna. In: Schadensanalysen und Projektbewertung im Hochwasserrisikomanagement. p. 104-114, DWA-Themen T1/2012, Hennef 2012

## Autoren:

Dipl.-Ing. Johannes Nikolowski  
Dipl.-Ing. Sebastian Golz  
Dr.-Ing. Thomas Naumann

Leibniz-Institut für ökologische  
Raumentwicklung (IÖR)  
Weberplatz 1  
01217 Dresden

Tel.: +49 351 4679 263  
Fax: +49 351 4679 212  
E-Mail: j.nikolowski@ioer.de  
s.golz@ioer.de  
t.naumann@ioer.de

Dipl.-Ing. Carlos-Rubín

ProAqua Ingenieurgesellschaft für  
Wasser- und Umwelttechnik mbH  
Turpinstr. 19  
52066 Aachen

Tel.: +49 241 94992 12  
Fax: +49 241 94992 29  
E-Mail: crubin@proaqua-gmbh.de

Die Autoren danken Frau Dipl.-Ing. Karen Riedel und Herrn Dr. rer. nat. Stephan Gerber, beide Referat Wasserbau der LTV Sachsen, sowie Herrn Dipl.-Ing. Gerd Ahnert, Prüfingenieur für Baustatik in Pirna, die mit ihrer Kompetenz und ihrem Engagement wesentlich zum Gelingen des Pilotprojektes Pirna beigetragen haben.

# Freibordbemessung an Hochwasserschutzanlagen

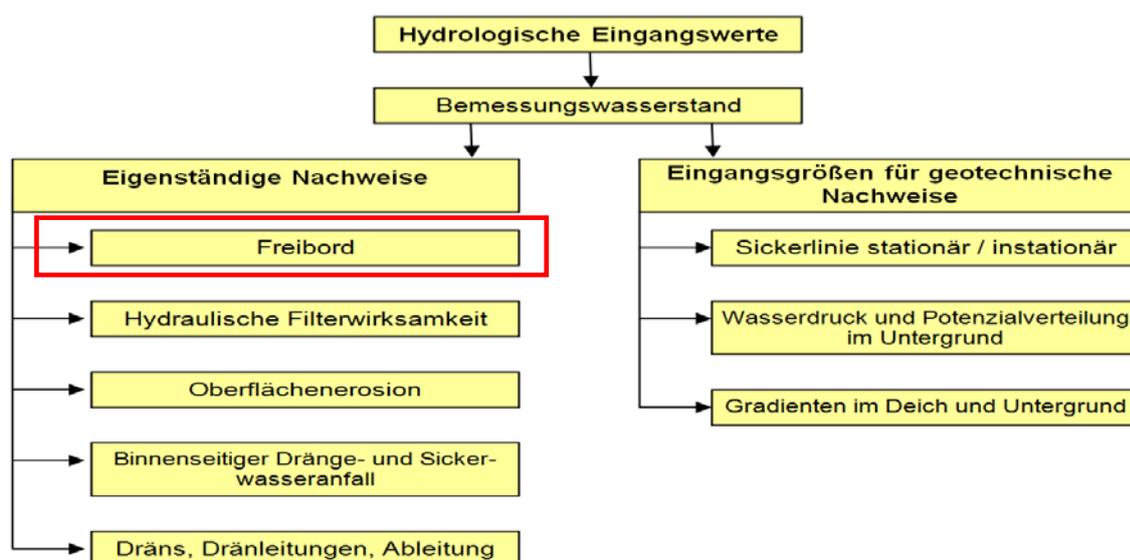
Reinhard Pohl

Die einschlägigen Regelwerke verlangen zur Festlegung der Kronenhöhe von Deichen eine Freibordbemessung. Im vorliegenden Beitrag werden die dafür zur Verfügung stehenden technischen Regeln und deren Anwendung auf Fließgewässer diskutiert und zusätzliche Informationen gegeben.

Stichworte: Hochwasserschutzanlage, Deich, Hochwasserschutzwand, Freibord, Wellenauflauf, Bemessungswasserstand

## 1 Einführung

Bei der hydraulischen Bemessung von Hochwasserschutzanlagen, bedarf es der Formulierung bestimmter Schutzziele. Die möglichen *Einwirkungen* durch das Hochwasser müssen quantifiziert werden (Hydrologie, Hydraulik), um dann den erforderlichen, der Einwirkung entgegensetzenden *Widerstand* (Wasserbau, Geotechnik) festlegen zu können. Dazu bedarf es verschiedener hydraulischer Berechnungen, die entweder als eigenständiger Nachweis oder als Ausgangswerte für weiterführende Standsicherheitsberechnungen dienen. Die Freibordbemessung nimmt dabei einen wichtigen Platz ein, weil sie die Überflutungssicherheit bis zum Schutzziel garantieren soll.



**Abbildung 1:** Übersicht über die hydraulischen Nachweise bei Deichen.

Als technische Regel für die Freibordbemessung wird in Deutschland vielfach das DVWK-Merkblatt 246/1997 „Freibordbemessung an Stauanlagen“ ange-

wendet. Dieses ist ursprünglich für stehende Binnengewässer, also für natürliche und künstliche Seen sowie breitere Kanäle erarbeitet worden. Angesichts der großen Wasserflächen und Streichlängen des Windes bei Hochwasser, die durch Deichrückverlegungen noch vergrößert werden, wird von Anwendern immer wieder die Frage gestellt, inwieweit diese Ansätze auch für Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern anwendbar sind.



**Abbildung 2:** Hochwasserschutzdeiche beidseits des Mississippi oberhalb von New Orleans, LA, USA. Streichlängen ca. 1 km.

**Abbildung 3:** Hochwasserschutzwand mit verschließbarer Durchfahrt und Übersteigmöglichkeit, Belle Schasse, LA, USA (Fotos: Verfasser)

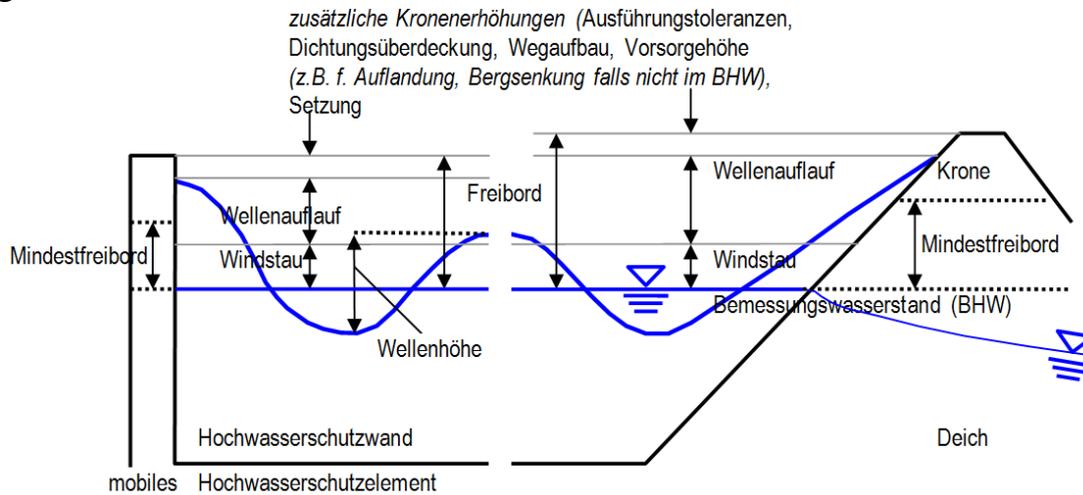
## 2 Grundzüge der Freibordbemessung

Der Freibord ist der vertikale Abstand zwischen der Krone der Hochwasserschutzanlage und dem Bemessungshochwasserstand und damit ein Maß für die Gewährleistung der Bauwerkssicherheit gegenüber Versagen infolge Überströmung. Er setzt sich aus *Windstau*, *Wellenauflauf* und zusätzlichen *Kronenerhöhungen* zusammen.

Für die praktische Berechnung der *Wellenkennwerte* ( $H$ ,  $T$ ) und den sich daraus für eine bestimmte Ufergeometrie ergebenden Größen *Windstau* und *Wellenauflauf* gibt es detaillierte Anleitungen (z.B. DVWK-Merkblatt 246/1997), die auf eine Auswahl von geeigneten Ansätzen aus einer Vielzahl von Verfahren zurückgreifen.

Der *Windstau* kann z.B. mit der empirischen Zuiderzee-Formel in Abhängigkeit von der Form und Ausdehnung der vom Wind überwehten Fläche (Streichlänge, Windwirklänge), von der hauptsächlich Windrichtung, der Windgeschwindigkeit, der Windeinwirkzeit, der Wassertiefe und der Strömung ermittelt werden. Bei kleinen Streichlängen ist er vernachlässigbar. Bei großen Wasserflächen ge-

ringer Tiefe (z. B. Vorländer, Flutungspolder) kann er wenige Dezimeter betragen.



**Abbildung 4:** Zusammensetzung der rechnerisch erforderlichen Freibordhöhe

Den größten Anteil an der rechnerisch erforderlichen Freibordhöhe beansprucht im Allgemeinen der *Wellenauflauf*, der aus den zuvor ermittelten Wellenkennwerten in Abhängigkeit von der Form und der Beschaffenheit der Auflaufböschung berechnet werden kann.

In Abhängigkeit von der Bauweise und der Größe/Bedeutung der Hochwasserschutzanlagen werden Mindestfreibordempfehlungen vorgeschlagen, die nur dann zum Tragen kommen, wenn die rechnerisch ermittelte Freibordhöhe an kleinen Flüssen geringer ausfällt: für kleine und mittlere Deiche: 50 cm; große Deiche mit 3 m Deichhöhe: 50 cm, ab 5 m Deichhöhe: 1 m; Zwischen 3 m und 5 m Deichhöhe wird eine gleitende Mindestfreibordhöhe (z. B. mit linearer Interpolation von 0,50 bis 1,0 m) empfohlen. Für Hochwasserschutzwände und überströmungsfeste mobile Hochwasserschutzelemente wird ein Mindestfreibord von 20 cm vorgeschlagen, während für die Überströmung nicht zugelassene mobile Hochwasserschutzelemente wenigstens 50 cm Freibord haben sollten. Außerdem sollten sie mindestens gleich hoch wie der angrenzende Deich oder die Hochwasserschutzmauer sein, um nicht als erstes überströmt zu werden.

Bei kleinen und mittleren Deichen kann der Freibordnachweis entfallen, wenn Wellenauflauf, Windstau und notwendige zusätzliche Kronenerhöhungen keine den Mindestfreibord überschreitende Größe erwarten lassen wie dies i. d. R. bei Hauptstreichlängen unter 100 Metern und Wassertiefen unter 5 Metern sowie wasserseitigen Böschungsneigungen von 1 : 3 und flacher der Fall ist.

Die abschnittsweise Festsetzung des Freibordes mit stufenlosen Übergängen hat sich als zweckmäßig erwiesen. Die Summe aller ermittelten Freibordanteile ist mit dem Mindestfreibord zu vergleichen. Maßgebend für die Festlegung der

Kronenhöhe ist der größere Wert. In Abhängigkeit vom gewählten Schutzbauwerk, den maßgebenden Streichlängen, der Lage sowie der Flussmorphologie können sich unterschiedliche erforderliche Kronenhöhen ergeben, die aber bei Betrachtung aller Einwirkungen den gleichen Schutzgrad aufweisen.

Bei der *Festlegung der Kronenhöhe* sind in der Regel noch weitere Gesichtspunkte wie benachbarte und gegenüberliegende Deichkronenlagen sowie das Schutzziel und das Restrisiko zu berücksichtigen. Weil ein Schutz gegen das höchstmögliche Hochwasser nicht möglich ist, nimmt man ein bestimmtes Restrisiko in Kauf, über dessen Annehmbarkeit unter Berücksichtigung der Folgen (des Schadenspotenzials) zu entscheiden ist.

Diese gesellschaftliche Entscheidung muss mit einem besonderen Maß an Verantwortung getroffen werden, da sie wirtschaftliche, technische, ökologische, städtebauliche, psychologische und politische Gesichtspunkte berührt und gebührend berücksichtigen muss.

Eine Deichüberströmung birgt große Gefahren, weil ein dadurch möglicherweise initiiertes Bruch im Hinterland katastrophale Schäden anrichten kann. Daher sollte der Polderraum bei Überschreiten der Bemessungsgrenze allmählich gefüllt werden (z.B. durch erosionsstabile Überlaufstrecken oder andere Flutungsbauwerke), um somit den unkontrollierten Bruch zu vermeiden. Kammerungen (Binnendeiche) im Polderraum können helfen, Restrisiken zu vermindern.

### 3 Weiterführende Berechnungsansätze

Zusätzlich zu den im DVWK-Merkblatt 246 aufgeführten Ansätzen können noch weitere Einflüsse berücksichtigt werden. Dies sind insbesondere das Auflaufverhalten im Übergangsbereich zwischen brechenden und nicht brechenden Wellen, der schräge Wellenan- und -auflauf sowie der Einfluss einer deichparallelen Strömung. Darüber hinaus gibt es verschiedene Möglichkeiten, der Ermittlung des wellenbedingten Freibordanteiles, wofür vom Verfasser bereits 1989 Kriterien vorgestellt wurden:

1. Die Auflaufhöhe, die von einem bestimmten auf die anlaufenden Wellen bezogenen Prozentsatz überschritten wird, ist maßgebend. (z. B. 2%: von 100 Wellen gelangen 2 Aufläufe auf/über die Krone).
2. Der Überlauf von Wellen, deren Auflaufhöhe größer ist als die mit einer bestimmten Überschreitungswahrscheinlichkeit wird zugelassen. (z. B. 2%: von 100 Aufläufen gelangen 2 auf/über die Krone).

3. Ein kritisches wellenbezogenes Überlaufvolumen (z.B.  $q \cdot T = 0,5 \text{ m}^3/\text{m}$ ) mit einer bestimmten Überschreitungswahrscheinlichkeit ist maßgebend. (z.B. 2% von 100 Überläufen haben 2 ein Volumen  $> 0,5 \text{ m}^3/\text{m}$ ).
4. Der mittlere quasistationäre spezifische Überlauf  $q$  darf einen Grenzwert (z.B.  $q = 0,001 \text{ m}^3/\text{s}$ ) nicht überschreiten.
5. In einer bestimmten Zeit darf nur eine festgelegte Anzahl von Überläufen ein kritisches Volumen überschreiten (z.B. pro Stunde maximal 2 Überläufe mit  $q \cdot T = 0,5 \text{ m}^3/\text{m}$ )

Die Kriterien 1 und 4 sind modelltechnisch am besten zu erfassen. Während Möglichkeit 1 bei Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern die gängige Praxis ist, wird vor allem bei Seedeichen zunehmend das vierte Kriterium benutzt.

### 3.1 Übergangsbereich zwischen brechenden und nicht brechenden Wellen

Auf der Grundlage von Modellversuchen wurde vom Verfasser (Pohl 1997) vorgeschlagen, die Auflauhöhen der brechenden und der nicht brechenden Wellen in eine Gleichung miteinander zu verbinden, so dass sich eine stetige Funktion der Auflauhöhe

$$R = R_{nb} \cdot P + R_b \cdot (1 - P) \cdot k_r \quad (1)$$

in Abhängigkeit vom Brandungsparameter

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_{m0} / L_{m-1,0}}} \quad (2)$$

mit der Wahrscheinlichkeit

$$1 - P = e^{-\left(\frac{\xi_{m-1,0}}{3,6}\right)^{2,25}} \quad (3)$$

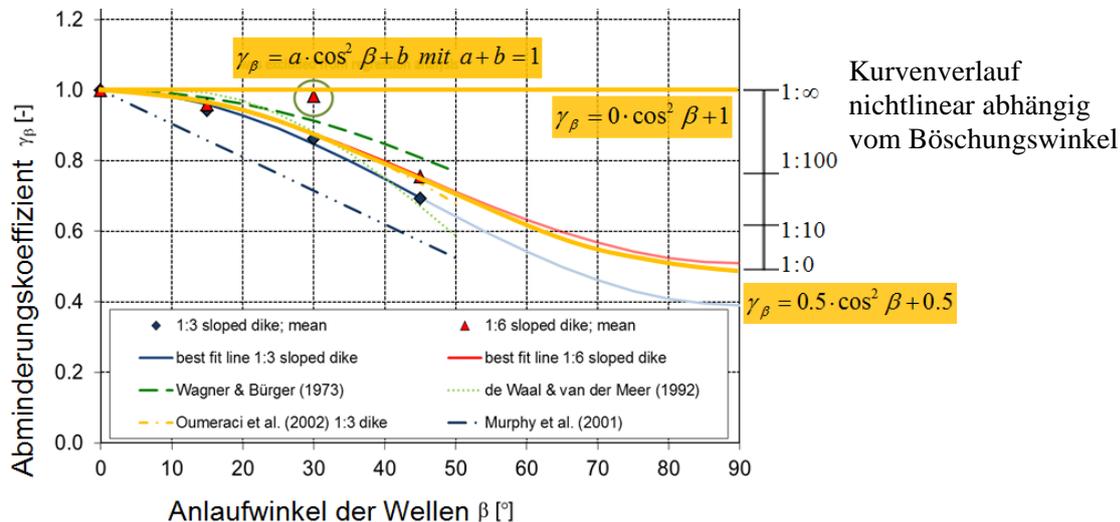
des Wellenbrechens für  $R_{2\%}$  ergibt. Diese Funktion der Auflauhöhe startet mit kleinen Böschungsneigungen und Brandungsparametern in der Nähe von Null und geht über ein lokales Maximum bei etwa  $\zeta = 3$  zur Auflauhöhe schwingender Wellen an einer senkrechten Wand, um sich dem Wert  $R_{2\%}/H_{m0} \rightarrow 2$  asymptotisch zu nähern. Die zugehörigen Auflauhöhen  $R$  für den brechenden (b) und den nicht brechenden (nb) Bereich werden mit üblichen Ansätzen ermittelt, die nachfolgend verkürzt dargestellt sind

$$R_{b,2\%} = 1,77 \cdot H_{m0} \cdot \xi_{m-1,0} \quad (4)$$

$$R_{nb,2\%} = 1,89 \cdot \sqrt{\frac{\pi}{2 \cdot \alpha}} \cdot H_{m0} \quad (5)$$



auf 1:3 und 1:6 geneigten Böschungen mit  $H_s = 0,07 \dots 0,15$  m;  $T_p = 1,0 \dots 2,15$  s;  $\beta = -45^\circ, -30^\circ, -15^\circ, 0^\circ, +15^\circ, +30^\circ$  und deichparallelen Strömungsgeschwindigkeiten  $v = 0; 0,15; 0,3; 0,4$  m/s durchgeführt. Über weitere Details der Versuche gibt der entsprechende Forschungsbericht Auskunft.



**Abbildung 6:** Abminderung der Auflaufhöhe bei schrägem Wellenanlauf

Aus theoretischen Überlegungen und unter Berücksichtigung der Randbedingungen wurde für den Abminderungsfaktor bei schrägem Wellenanlauf die Gleichung

$$\gamma_\beta = a \cdot \cos^2 \beta + b \quad \text{mit } a + b = 1 \quad (7)$$

vorgeschlagen. Die Anpassung an die Versuchswerte ergab die Gleichungen

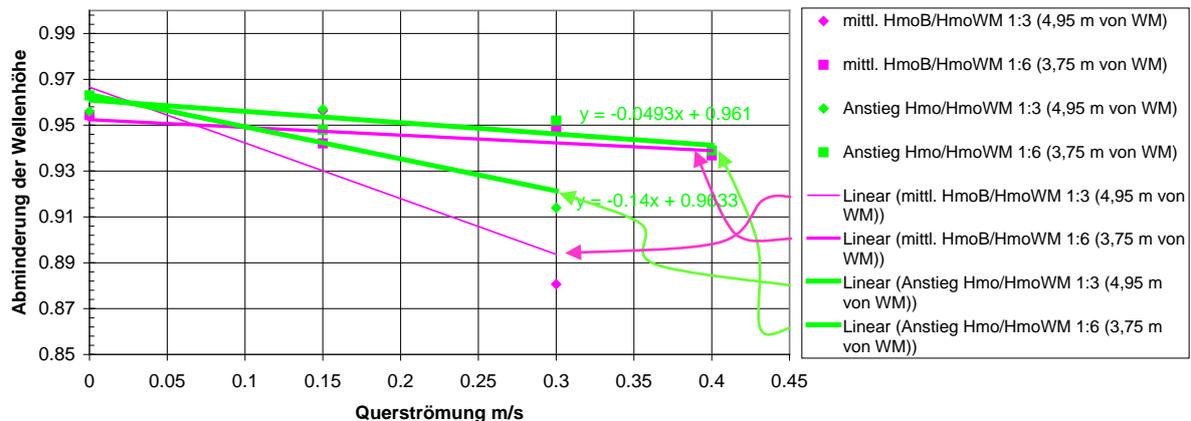
$$\gamma_\beta = 0,49 \cdot \cos^2 \beta + 0,51 \quad \text{für } 1 : 6 \quad (8)$$

$$\text{und } \gamma_\beta = 0,61 \cdot \cos^2 \beta + 0,39 \quad \text{für } 1 : 3, \quad (9)$$

die in der Tendenz den theoretischen Vorüberlegungen entsprechen.

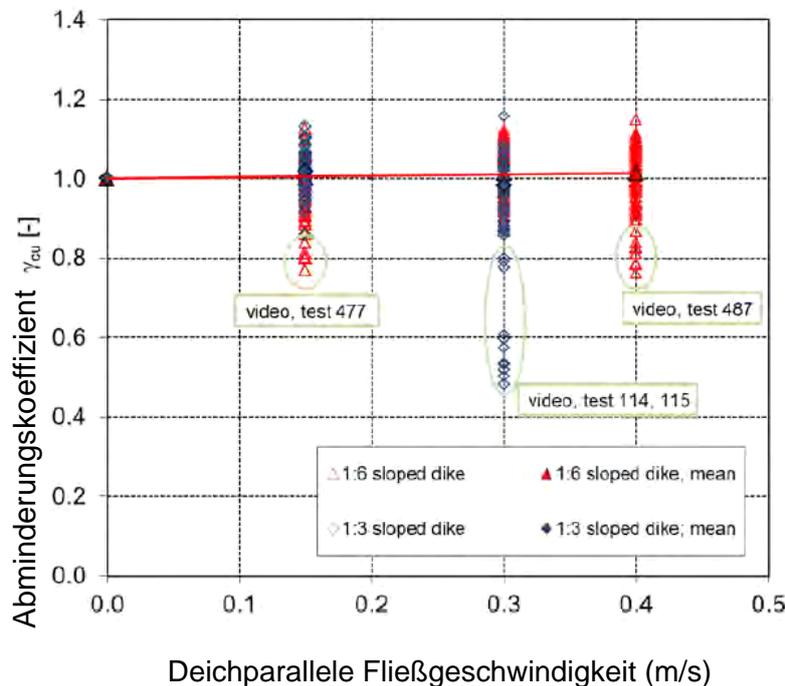
### 3.3 Einfluss einer deichparallelen Strömung auf den Wellenaufbau

Die für die Berechnung von Windstau und Windwellenkennwerten auf Fließgewässern zur Verfügung stehenden Ansätze basieren meist auf Beobachtungen an stehenden Gewässern und gelten daher nur für sehr geringe Fließgeschwindigkeiten. Deshalb war die Untersuchung des Einflusses von quer oder schräg zur Wellenausbreitungsrichtung verlaufenden Strömungen ein besonders wichtiger Punkt der durchgeführten Modellversuche.



**Abbildung 7:** Abminderung der Wellenhöhe (Verhältnis der signifikanten Wellenhöhen nach und vor der Strömungsquerung am Wellenerzeuger) in Abhängigkeit der Querströmungsgeschwindigkeit und der Lauflänge nach zwei verschiedenen Auswertemethoden

Zunächst wird die mögliche Veränderung der Wellenkennwerte auf dem Weg durch das quer zur Wellenausbreitungsrichtung fließende Wasser betrachtet. Wegen der versuchstypischen Streuung der Werte bei Wellenversuchungen ist die Feststellung einer signifikant nachweisbaren Abminderung der Wellenhöhe durch die Querströmung schwierig. Nach dem gegenwärtigen Stand der Auswertung zeichnet sich ab, dass die in Gl. (4) und (5) eingesetzten Wellenhöhen beim Durchlaufen der Querströmung eine geringe Abminderung auf 90 bis 95 Prozent erfahren (Abb. 7), die von der Quergeschwindigkeit und der Lauflänge abhängig ist. Die Abminderung ist relativ gering, weil beim Anlauf mit Querströmung lediglich eine seitliche Parallelverschiebung der Wellenkämme stattfindet. Wenn für die Wellenbewegung das Orbitalmodell benutzt werden soll, ergeben sich durch die seitliche Verschiebung der Wellenkämme spiralförmige Bahnlinien der Wasserteilchen, die mit einem etwas längeren Weg verbunden sind, der bei gleichem Energieinhalt zu geringeren Wellenhöhen führen mag.



**Abbildung 8:** Auflaufhöhe bei Querströmung

Die Ergebnisse der auf die Wellenkennwerte am Fuß der 1 : 3 und 1 : 6 geneigten Böschungen bezogenen Auflaufhöhen mit Fließgeschwindigkeiten von bis zu 0,4 m/s und Wassertiefen von 50 cm bei bis zu 15 cm Wellenhöhe haben im Mittel keinen signifikanten Einfluss der Strömung, wohl aber eine gewisse Streuung der Einzelwerte erkennen lassen (Abb. 8).

Es ist also mit einer geringfügigen Abminderung der Wellenkennwerte auf ihrem Weg durch die Querströmung, nicht aber mit einer Abminderung des auf die Wellenkennwerte am Böschungsfuß bezogenen Auflaufes zu rechnen.

Wenn von einem 10fach vergrößerten *Froudemodell* ohne größere Maßstabseffekte ausgegangen werden könnte, wäre eine Übertragung auf Naturverhältnisse mit 5 m Wassertiefe, 1,5 m signifikanter Wellenhöhe und mittleren Fließgeschwindigkeiten von etwa 1,25 m/s möglich. Die Ergebnisse bestätigen also die früher schon praktizierte Anwendung der Ansätze der Freibordbemessung für stehende Gewässer auch auf Fließgewässer und gestatten nicht oder nur in sehr geringem Umfang die vielleicht erhoffte Abminderung der Auflaufhöhe.

## 4 Zusammenfassung

Die Freibordbemessung für Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern kann mit den bekannten Ansätzen für stehende Gewässer vorgenommen werden.

Die bisherigen Beziehungen für die Berechnung des Wellenauflaufes konnten im brandenden Bereich bestätigt und im Übergangsbereich zu den nicht brechenden Wellen mit einem weiteren Ansatz ergänzt werden. Es wurde festgestellt, dass monoton steigende Auflauhöhen mit zunehmendem Brandungsparameter, wie zum Beispiel im *EurOtop Manual 2007* dargestellt, nicht zu erwarten sind. Vielmehr gibt es ein Auflaufmaximum in der Nähe von  $\xi \approx 3$ .

Untersuchungen zum Einfluss einer Querströmung haben keine signifikanten Änderungen des Wellenauflaufes (bezogen auf die Wellenkennwerte am Böschungsfuß) verglichen mit stehenden Gewässern gezeigt. Daraus wird der Schluss gezogen, dass eine Abminderung der Wellenauflaufhöhe an Hochwasserschutzanlagen von Fließgewässern nicht sachgerecht ist. Insbesondere die Randbereiche des schrägen Wellenanlaufes bedürfen noch einer weiteren Untersuchung. Es wird erwartet, dass die Auswertung von im September 2012 gewonnenen Versuchsergebnissen mit sehr schrägem Wellenanlauf hierzu weitere Aufschlüsse liefern kann.

## 5 Literatur

- Bornschein, A., Lorke, S., Pohl, R.: Influence of Current and Wind on Wave Run-up on Slopes.- Mitteilungen des Lehrstuhls und Institutes für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, Heft 165, Proceedings of the 5th Int. Short Conf. on applied coastal Research (SCACR) Aachen: Shaker-Verlag 2012, S. 121-128, ISBN 978-3-8440-1132-6
- DIN 19712 (E) Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern.- Gelbdruck 2011
- DVWK-Merkblatt 246/1997: Jäger, W.; Krinitz, H.; Lehmkuhler, A.; Pohl, R.; Schelp, H.: Freibordbemessung an Stauanlagen.-
- DWA-Merkblatt M 507-1 Deiche an Fließgewässern, Hennef 2011 (ersetzt DVWK-Merkblatt M 210) Bieberstein, A., Bielitz, E., Buschhüter, E., Haselsteiner, R., Kast, K., Pohl, R.: Deiche an Fließgewässern, Teil 1: Planung, Bau, Betrieb.- Merkblatt DWA-M 507-1 – DWA-Regelwerk, Dez. 2011, ISBN 978-3-941897-76-2
- EurOtop-Manual: Wave overtopping of sea defences and related structures: Assessment Manual.- In: Die Küste (2007)73
- Franke, D.; Engel, J.; Niesche, H.; Krüger, F.; Pohl, R.: Ursachen von Deichschäden.- In: Wasserwirtschaft-Wassertechnik. Berlin: Verlag Bauwesen (1999)1, S. 49-54
- Heyer, T., Pohl, R.: Der Auflauf unregelmäßiger Wellen im Übergangsbereich zwischen Branden und Schwingen.- In: Wasser und Abfall 7(2005)4, S. 20-24

- Krüger, N., Bornschein, A., Schüttrumpf, H., Pohl, R.: Wellenauflauf an Deichen unter komplexen Randbedingungen.- In: Wasserwirtschaft 102(2012)12, S. 15-19, ISSN 0043-0978
- Lorke, S., Bornschein, A., Schüttrumpf, H., Pohl, R.: Influence of wind and current on wave run-up and wave overtopping, Final Report, RWTH Aachen and TU Dresden, Germany 2012
- Lorke, S., Pohl, R., Schüttrumpf, H.: Wellenüberlauf an Flussdeichen.- In: Wasserwirtschaft 102(2012)12, S. 20-24, ISSN 0043-0978
- Martin, H.; Pohl, R.: New aspects of freeboard design of dams.- In: Berga, L. (ed.) Dam Safety (Proc. of Int. Symposium on new Trends and Guidelines on Dam Safety, Barcelona 1998), vol. 2, Rotterdam: A.A. Balkema 1998, pp. 1127-1134 ISBN 9054109742
- Pohl, R.: Aspekte der Standsicherheit von Deichen mit inhomogenem Aufbau.- In: Wasser und Abfall (2000)11 S. 52 - 57
- Pohl, R.: Der Wellenüberlauf über Dämme und Deiche.- In: Seewirtschaft, Berlin 22(1990)6, S. 313-316
- Pohl, R.: Erfahrungen bei der Freibordbemessung an Stauanlagen.- Dresdner Wasserbauliche Mitteilung 29/2005, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, S. 297-309, ISSN 0949-5061, ISBN 3-86005-461-9
- Pohl, R.: Neue Aspekte der Freibordbemessung an Fluss- und Ästuardeichen.- In: Dresdner Wasserbauliche Mitteilung 40/2010, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik S. 467-478, ISSN 0949-5061, ISBN 978-3-86780-135-5
- Pohl, R.: Wellenauflauf im Übergangsbereich zwischen Brandung und Reflexion.- In: Hansa, Hamburg 134(1997)10, S. 62-64
- Pohl, R.: Hydrologische und hydraulische Bemessung von Deichen.- DWA-Lehrgangsbericht zum Merkblatt M-507 am 22./23.5.2007 in Fulda, am 3./4.6. 2008 in Regensburg, am 12./13.5.2009 in Magdeburg, DWA, Hennef 2007, 2008, 2009

Autor:

Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl  
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden  
George-Bähr-Straße 1, 01062 Dresden

Tel.: +49 351 46335693 Fax: +49 351 46335654

E-Mail: [Reinhard.Pohl@TU-Dresden.DE](mailto:Reinhard.Pohl@TU-Dresden.DE)



Wasserbau  
Geotechnik  
Tunnel-/Spezialtiefbau  
Projektmanagement

- \_ Talsperren und Dammbauwerke
- \_ Wasserkraftanlagen und Wehre
- \_ Hochwasserschutz und -rückhaltebecken
- \_ Flutpolder und Wildbachverbauungen
- \_ Flussbau und Renaturierungen
- \_ Hydraulik und Hydrologie
- \_ Stahlwasserbau und MSR-Technik
- \_ Verkehrswasserbau



Dillwächterstraße 5  
80686 München  
Telefon: +49 89 547112-0

[www.edr.de](http://www.edr.de)

## **Audit – „Hochwasser wie gut sind wir vorbereitet“**

Joachim Gfrörer

### Kurzfassung

Das Audit „Hochwasser: wie gut sind wir vorbereitet“ Hochwasservorsorge-Audit (HVA) ist ein Angebot der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA), das sich an Kommunen, Landkreise, Verbände, Betriebe bis hin zu den Verantwortlichen für einzelne Kultur und Wirtschaftsgüter in einschlägig tätigen Körperschaften richtet.

Das Audit in diesen jeweiligen Risikogemeinschaften dient u.a. dazu, die Verantwortlichen für die unterschiedlichen betroffenen Fachbereiche in die Lage zu versetzen, ihren Status der nicht-baulichen Hochwasservorsorge zu prüfen und zu bewerten. Die Prüfung umfasst einerseits die Maßnahmen, die im Rahmen der Europäischen Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie erfasst werden, und bezieht sich andererseits auf die Hochwasservorsorge in Bezug auf Flusshochwasser und die Risikovorsorge bei Starkregenereignissen mit Überflutungsfolgen. Diese Risikobereiche werden bei einem Audit in zwei Schritten erhoben und anhand eines Bewertungsrahmens eingeordnet, der sich an der Europäischen Hochwasserrisikomanagementrichtlinie ausrichtet.

Mit dem Ergebnis des Audits können sich alle eingebundenen Fachbereiche und interessierte Personen einen umfassenden Überblick verschaffen, welche mit Hochwassersituationen verbundenen Risiken in ihrem Zuständigkeitsbereich und Lebensumfeld bestehen. Auf dieser Grundlage können die Beteiligten in weiteren Schritten selbst Entscheidungen zur Verbesserung der Hochwasservorsorge ableiten.

Die DWA unterstützt diese Entscheidungsüberlegungen durch Hinweise auf anerkannte Regeln der Technik ebenso, wie durch die Vernetzung mit anderen Betroffenen, die praxisnahe Lösungen gefunden haben. Die Inhalte des Audits werden vorgestellt und die Modalitäten der Teilnahme sowie der Nutzen für die Teilnehmer erläutert.

Stichworte: Hochwasserrisikomanagement, Hochwasservorsorge, Flusshochwasser, Starkregen, Sturzfluten, Audit Hochwasser, Risikovorsorge

## **1 Inhalt des Audits**

Das Audit „Hochwasser – wie gut sind wir vorbereitet“ stellt die Informationslage aller Beteiligten über die Risiken und die möglichen Maßnahmen zu ihrer

Verminderung in den Mittelpunkt. Bewertet wird nicht der Status der Risiken sondern die Güte der Information über die Risiken. Gut informierte Entscheider und gut informierte Bürgerinnen und Bürger werden langfristig die richtigen Entscheidungen treffen, wenn ihnen plausible und angemessene Lösungen für ihr Problem angeboten werden. Die Bewertung des aktuellen Vorsorgestatus ist insofern nur der Einstieg in eine andauernde Auseinandersetzung mit dem Thema des örtlichen Hochwasserrisikos. Weitere inhaltliche Eckpunkte sind:

- (1) Bezugsraum des Audits ist die Risiko- und Verantwortungsgemeinschaft einer Kommune oder eines Verbandes ungeachtet tatsächlicher Sach- und Fachzuständigkeiten. Allein mit einem solchen zuständigkeits- und fachübergreifenden Ansatz wird der Komplexität der Materie Rechnung getragen.
- (2) Das Audit konzentriert sich auf die Bewertung lokal zu verantwortender Maßnahmen der nicht technischen Hochwasservorsorge. Maßnahmen des technischen Hochwasserschutzes sind nicht Bestandteil des Audits. Ebenfalls nicht behandelt wird die überörtliche Katastrophenabwehr.
- (3) Die Bewertung folgt in der Struktur den sieben Handlungsbereichen der nicht-baulichen Hochwasservorsorge, wie sie von der Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA 2010) in Umsetzung der Europäischen Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie vom Oktober 2007 definiert worden sind.

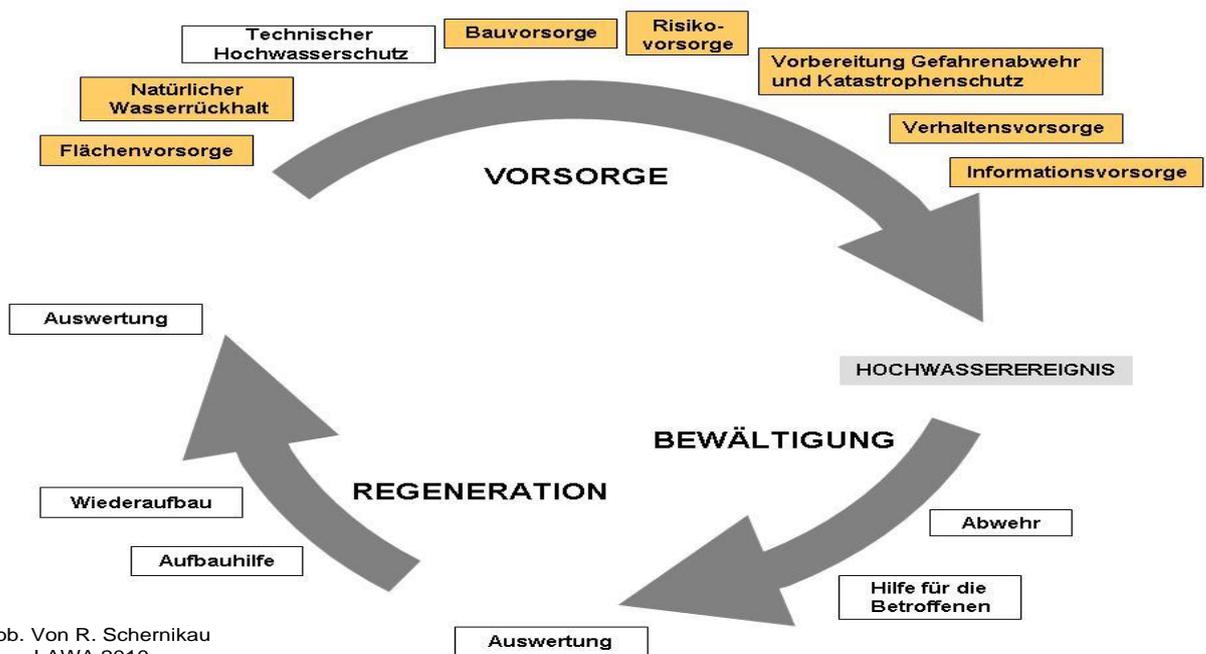


Abb. Von R. Schernikau  
LAWA 2010

**Abbildung 1:** Hochwasser-Risikomanagement- Kreislauf LAWA (2010) mit Kennzeichnung der im Audit bewerteten Handlungsbereiche (grau hinterlegt)

## 2 Wie funktioniert das Audit?

### 2.1 Vorgehensweise

Das Audit beginnt mit einem Antrag einer interessierten Kommune bzw. eines Verbandes bei der DWA-Bundesgeschäftsstelle. Die DWA benennt zwei Auditoren/innen, die das Audit im Namen der DWA durchführen. Die Auditoren sind Fachleute aus der Praxis, die über ausgewiesene Kenntnisse in allen Belangen der Hochwasservorsorge verfügen.

Die Auditoren führen ein Vorgespräch zu Rahmen und Zielsetzung des Audits, auf dessen Grundlage die Kommune in die Lage versetzt ist, sich sach- und fachgerecht auf das Audit vorzubereiten.

Der Audittermin vor Ort dauert in der Regel zwei Tage. Dabei gehen die Auditoren gemeinsam mit den Vertretern der auditierten Kommune bzw. des Verbandes den im Merkblatt DWA-M 551 (2010) niedergelegten Katalog der Merkmale und Indikatoren zur Bewertung der Hochwasservorsorge durch. Sie kommen dabei zu einer Einordnung des vorhandenen Status der Hochwasservorsorge, jeweils getrennt für die Zielebenen von Flusshochwasser und Sturzfluten. Projekte, die bereits in Vorbereitung sind, gehen mit der halben Punktzahl in die Bewertung ein. In der Regel werden alle Fragen beim Audit abschließend bewertet.

Die Ergebnisse des Audits werden in einem Audit-Protokoll dokumentiert. Darin werden die erreichten Bewertungspunkte in Form einer „Hochwasservorsorge-Ampel“ (Abbildung 2) dargestellt. Die in Vorbereitung befindlichen Projekte werden noch einmal in einer gesonderten „to do“-Liste zusammengefasst. Die DWA unterstützt deren Umsetzung durch die Vernetzung mit dem „know-how“ anderer auditierter Kommunen und Verbänden, die bereits praxisnahe Lösungen gefunden haben.

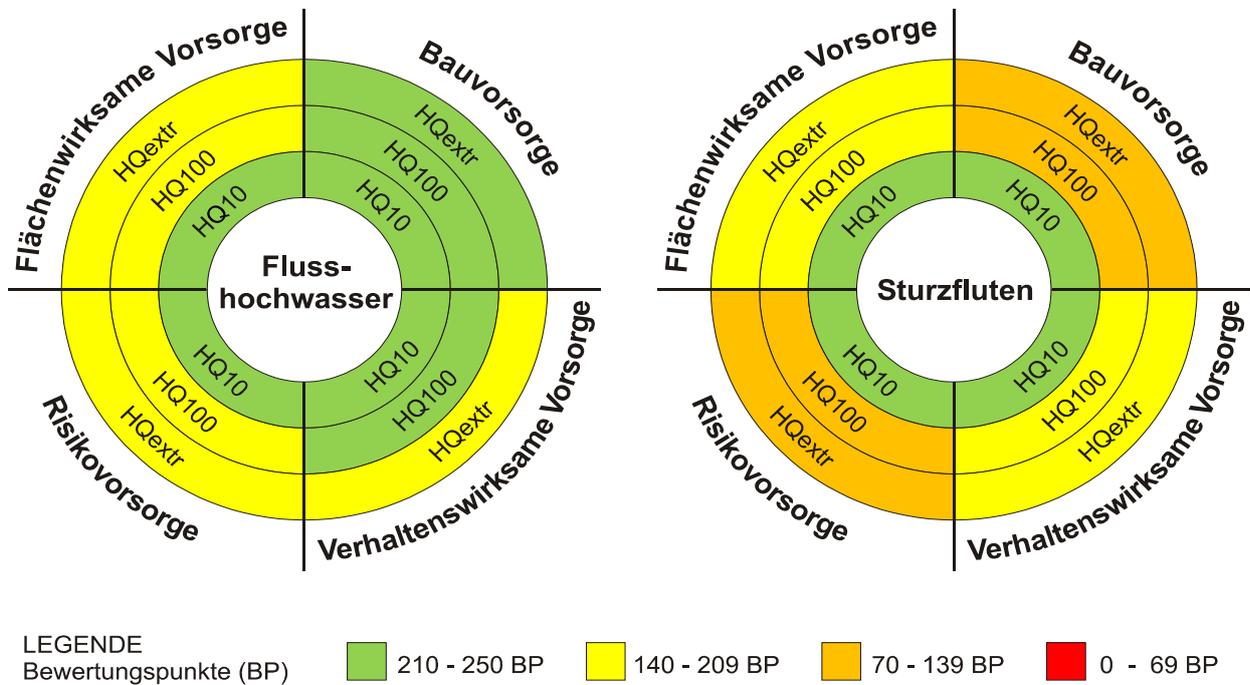
Zum Abschluss des Audits erhält die Kommune, bzw. der Verband eine Urkunde über die Durchführung des Audits, sowie das genannte Protokoll. Die Urkunde ist für 6 Jahre gültig. Dem prozessunterstützenden Charakter des Audits folgend sollte nach einem bestimmten Zeitraum, spätestens nach 6 Jahren ein Folgeaudit durchgeführt werden, um gegenüber den verantwortlichen Entscheidern, ebenso wie gegenüber der Öffentlichkeit den Fortschritt in der Hochwasservorsorge zu dokumentieren.

### 2.2 Bewertung

Gegenstand der Bewertung sind die insgesamt 35 im Merkblatt DWA-M 551 definierten Indikatoren und Merkmale, gegliedert nach den Handlungsbereichen

von Flächenvorsorge, natürlichem Wasserrückhalt, Bauvorsorge, Verhaltensvorsorge, Informationsvorsorge, lokaler Gefahrenabwehr und Risikovorsorge, die für die Szenarien eines häufigen Hochwassers ( $HQ_{\text{häufig}}$ ), eines Hochwassers mit mittlerer Wahrscheinlichkeit im Sinne der EG-HwRM-RL ( $HQ_{100}$ ) und eines außerordentlich seltenen Hochwassers ( $HQ_{\text{extr}}$ ) jeweils für die Zielebenen Flusshochwasser und Sturzfluten getrennt

Um die Kommunikation der Aussagen des Audits zu zentrieren, werden für die Ergebnisdarstellung die Handlungsbereiche Natürlicher Wasserrückhalt und Flächenvorsorge zum Bewertungssektor „Flächenwirksame Vorsorge“ sowie die Handlungsbereiche Informationsvorsorge, Verhaltensvorsorge und Lokale Gefahrenabwehr zum Bewertungssektor „Verhaltenswirksame Vorsorge“ zusammengefasst.



**Abbildung 2:** Hochwasservorsorge-Ampel, (Merkblatt DWA-M551)

Die im Audit erreichten Punktzahlen – jeweils maximal 250 Punkte für einen Bewertungssektor – werden je nach der Anzahl der Punkte von grün über gelb und ocker bis hin zu rot farblich visualisiert, wobei am einen Ende grün für „alle Hausaufgaben sind gemacht“ steht und am anderen Ende rot für „Vorsorgewüste“. Stärken und Schwächen in der Hochwasservorsorge werden auf diese Weise

auch einem breiteren Publikum unmittelbar zugänglich und bilden die Basis für weiteres zielgerichtetes Vorsorgehandeln.

Darüber hinaus wird das Ergebnis des Audits und die im Rahmen des Audits durch die auditierte Risikogemeinschaft erklärten Initiativen für die Zielebenen Flusshochwasser und Sturzfluten umfassend protokolliert. Mit der zusammenfassenden Darstellung im Protokoll hat die Risikogemeinschaft, z. B. eine Kommune oder ein Verband, die für sie maßgeblichen Detailinformationen zur Hochwasservorsorge gebündelt verfügbar.

### **3 Der Nutzen für die Teilnehmer**

Von der Europäischen Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie werden an Bund, Länder und Kommunen als neue Anforderungen formuliert, Hochwasserrisiken öffentlich zu kommunizieren. Das Audit „Hochwasser - wie gut sind wir vorbereitet“ ist ein Instrument, das lokale Risikobewusstsein in die Umsetzung der Europäischen Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie einzubringen und die daraus resultierenden Maßnahmen aktiv mit zu gestalten.

Durch den integrativen Ansatz und die daraus resultierende Einbeziehung der verschiedenen Fachämter wird beispielsweise innerhalb der Kommunen die nichttechnische Hochwasservorsorge als Aufgabe aller und nicht nur des „Tiefbauamtes“ begriffen.

Das Audit versetzt die vor Ort Verantwortlichen aber auch die potentiell von Hochwasser betroffenen Bürgerinnen und Bürger in die Lage, den Status der Hochwasservorsorge aus ihrer lokalen Perspektive zu prüfen, zu bewerten und daraus Prioritäten zum weiteren Handeln abzuleiten. Das Audit kümmert sich dabei nicht nur um die Hochwasservorsorge vor den Risiken aus regionalen und überregionalen Hochwasserentwicklungen (Flusshochwasser), sondern auch um das Risiko von lokalen Starkregen mit Überflutungsfolgen (Sturzfluten), die gerade aus der kommunalen Perspektive erfahrungsgemäß von ebenso großer Bedeutung für die örtliche Gefahrenabwehr sind.

Auch bei optimaler Vorsorge, werden Hochwasserschäden nie ganz auszuschließen sein. Das Audit hilft den Verantwortlichen gegenüber den Betroffenen ebenso wie gegenüber der kritischen Öffentlichkeit glaubhaft zu machen, dass alle Maßnahmen und Initiativen zur Hochwasservorsorge, die im gemeinsamen Konsens als möglich und notwendig realisiert worden sind, diese Schäden nicht haben verhindern können.

## 4 Danksagung

Der Autor bedankt sich bei allen Mitgliedern der Arbeitsgruppe insbesondere bei Herrn Dr. Karl Rother, der zeitgleich mit dem Erscheinen der EG-HWRM-RL in 2007 die Arbeit am Merkblatt DWA M-551 initiiert hat. Das Audit und die vorliegende Veröffentlichung ist daher als Ergebnis aller Mitglieder der Arbeitsgruppe zu verstehen, die durch die DWA hervorragend unterstützt wird.

## 5 Literatur

- EG-HWRM-RL – Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie: Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken. ABl. L 288 vom 6.11.2007 S. 27–34
- LAWA (2010): Empfehlungen zur Aufstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen. Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser, 25./26. März 2010, Sächs. Staatsmin. für Umwelt und Landwirtschaft, Dresden, 2010
- Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), (2010): Merkblatt DWA-M 551 Audit „Hochwasser – wie gut sind wir vorbereitet“, Hennef 2010

Autor:

Dipl.-Ing. Joachim Gfrörer  
Sprecher der DWA AG HW-4.6

ARCADIS Deutschland GmbH  
Griesbachstraße 10  
76185 Karlsruhe

Tel.: +49 721 98580 0  
Fax: +49 721 98580 80  
E-Mail: j.gfroerer@arcadis.de

Ansprechpartner für die  
Durchführung des Audits:

Dipl.-Geogr. Georg Schrenk  
Dipl.-Geogr. Dirk Barion

DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft Abwasser und Abfall e. V.  
Theodor-Heuss-Allee 17  
53773 Hennef

Tel.: +49 2242 872-210 oder -161  
Fax: +49 2242 872 135  
E-Mail: schrenk@dwa.de  
E-Mail: barion@dwa.de

# **Ereignisanalyse der Hochwasser von 2010 und 2011 – meteorologische und hydrologische Ursachen, Prozesse, Schäden und Lehren**

Petra Walther  
Christina Görner  
Stephan Gerber  
Peter Wundrak

Block B3  
Saal 5

Innerhalb von sechs Monaten kam es im Freistaat Sachsen zu mehreren Hochwasserereignissen mit teilweise extremen Ausmaßen. In einer Ereignisanalyse werden die mit den Hochwassern im Zusammenhang stehenden Prozesse erfasst, beschrieben und bewertet sowie wesentliche Schlussfolgerungen gezogen. Damit stehen Behörden und der Öffentlichkeit umfassende Informationen zu diesen Hochwasserereignissen zur Verfügung, die als Ausgangspunkt für die weitere Verbesserung des Hochwasserrisikomanagements im Freistaat Sachsen verwendet werden können. Die Ereignisanalyse erfolgt unter Federführung des Landesamtes für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie und der Landestalsperrenverwaltung sowie unter Mitwirkung zahlreicher Institutionen und Behörden, insbesondere der Landesdirektion Sachsen.

Stichworte: Hochwasserereignis, Ereignisanalyse, Starkniederschlag, Schadensprozesse, Hochwasserschutz

## **1 Einleitung**

Infolge von Starkniederschlägen kam es im August und September 2010 in den Landkreisen Görlitz, Bautzen, Meißen, Sächsische Schweiz - Osterzgebirge und im Großraum Chemnitz zu mehreren regional begrenzten Hochwasserereignissen, die in einigen Gebieten die Grenzen des bisher aufgezeichneten Hochwasserausmaßes überschritten. Es waren vier Todesopfer zu beklagen. An Gewässern und der Infrastruktur entstanden große Schäden sowie starke infrastrukturelle und wirtschaftliche Einschränkungen. Im Januar 2011 sorgten rasche Schneeschmelze und einsetzender Regen für Hochwasser mit starken Schäden vor allem im Großraum Leipzig.

Durch die Häufung von Hochwasserereignissen innerhalb kurzer Zeit, die hinsichtlich Ursachen, Intensität und regionaler Verteilung variieren, bot sich eine zusammenfassende Untersuchung der Naturereignisse an.

Die wesentlichen Inhalte der Analyse sind die:

- Aufarbeitung und Dokumentation der Hochwasserereignisse aus meteorologischer und hydrologischer Sicht,
- Analyse der aufgetretenen Schadensprozesse,
- hydraulischen Untersuchungen,
- Untersuchung der Ereignisbewältigung und Anpassungen im Hochwassernachrichtendienst.

Die Ereignisanalyse soll ein besseres Verständnis der während Hochwasser ablaufenden Prozesse sowie eine Qualitätskontrolle vorhandener Grundlagen und Konzepte, der Wirkung von Maßnahmen des Hochwasserrisikomanagements und der akuten Hochwasserbekämpfung ermöglichen.

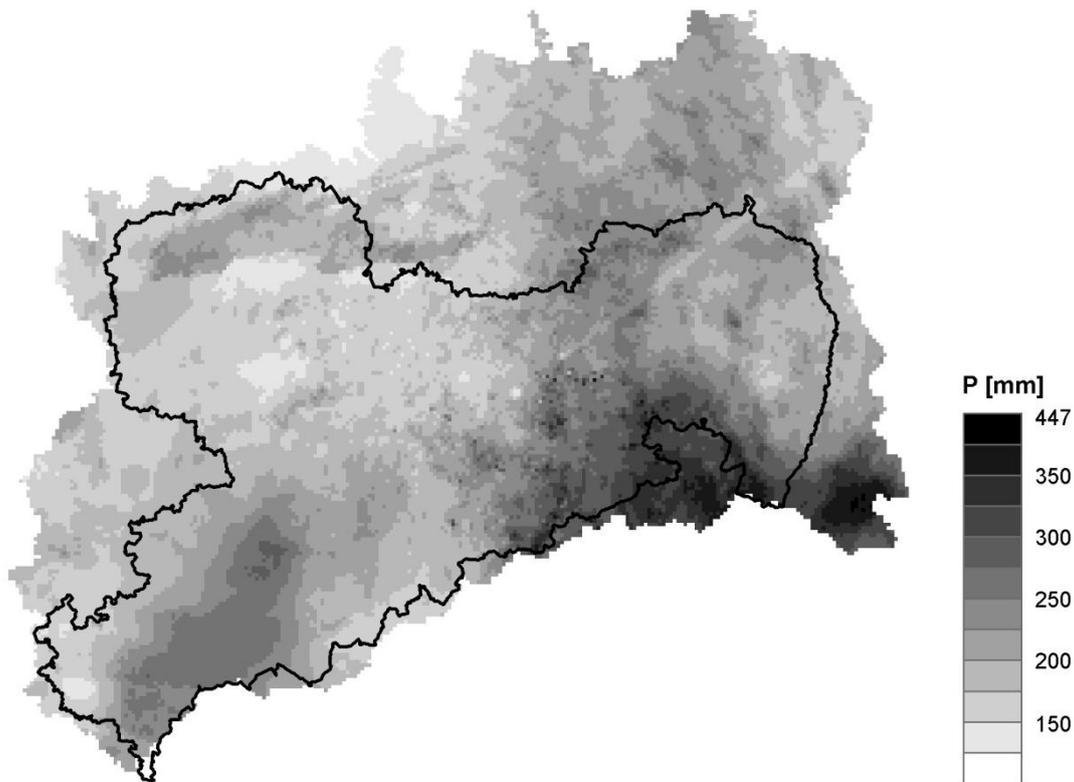
## **2 Meteorologische Ursachen der Hochwasserereignisse**

### **2.1 August und September 2010**

Im August und September 2010 waren drei deutliche Niederschlagsereignisse abzugrenzen, wobei das erste Niederschlagsereignis Anfang August die weitaus höchsten Intensitäten aufwies.

Nachdem sich mit dem Tiefdruckgebiet „Viola“ eine Vb-ähnliche Situation ausgebildet hatte, entwickelte sich ein großräumiges Regengebiet, das über viele Stunden hinweg nahezu ortsfest blieb und insbesondere am 6. und 7. August Hochwasser auslösende Starkniederschläge brachte. Durch die nördliche bis nordöstliche Strömung verstärkten sich die Luveffekte an den Hängen des Isergebirges und des Lausitzer Berglands sowie des mittleren Erzgebirges und des Böhmisches Mittelgebirges (vgl. Abb. 1). Zusätzlich wurden die Niederschläge durch Schauer und Gewitter verstärkt.

Der zweite Abschnitt der Hochwasserserie ereignete sich Mitte August. Im Verlauf des 15. August und in der Nacht zum 16. August zog die Kaltfront eines Tiefs zügig über Sachsen nach Norden, wobei es insbesondere im Südosten Sachsens zu kräftigen Schauern und Gewittern mit erneut Hochwasser auslösenden Starkniederschlägen kam.



**Abbildung 1:** Räumliche Verteilung der monatlichen Niederschlagssummen in Sachsen für August 2010 (Auswertung auf Basis von DWD-Daten)

Ende September entwickelte sich das Genuatief „Lya“. Am Boden setzte eine entsprechend Vb-artige Entwicklung mit anhaltenden Aufgleitniederschlägen ein. Vom 25. bis zum 28. September bildete sich auf der Westseite der Luftmassengrenze ein großräumiges, dauerhaftes und intensives Regenband, das von Österreich über Tschechien und Sachsen hinweg bis zur Ostsee reichte. In Sachsen waren dabei besonders die Westlausitz und die Großenhainer Pflege betroffen.

## 2.2 Januar 2011

Ende Dezember 2010 wurden in Sachsen beachtliche Schneehöhen von bis zu 1 m im Bergland und 30 cm im Flachland erreicht. In der Nacht zum 6. Januar leiteten Tiefausläufer aus Westen eine Wetterumstellung ein. Tageshöchsttemperaturen von bis zu 10 Grad im Tiefland und 4 Grad im Bergland in Verbindung mit ergiebigem Dauerregen ließen die Schneedecken bis zum 10. Januar stark abtauen. Danach waren im Bergland noch Schneedecken von 10 bis 50 cm und im Tiefland bis 3 cm zu verzeichnen. Nach einer kurzen kälteren Zwischenphase zog am 12. Januar von Westen wieder eine Warmfront heran und brachte

milde Luft mit zeitweiligem Regen. Es kam erneut zu starkem Tauwetter bis ins obere Bergland. Diese zweite Phase dauerte bis zum 18. Januar. Danach waren nur noch geringe Niederschläge zu verzeichnen, die milden Temperaturen ließen jedoch die Schneedecke weiter tauen.

### **3 Hydrologische Auswertung**

Die aus den Niederschlägen resultierenden Abflüsse in den betroffenen Teileinzugsgebieten spiegeln mit ihren Wiederkehrintervallen deutlich das differenzierte Niederschlagsgeschehen wieder. Die höchsten Wiederkehrintervalle wurden an den Gewässern, die die oben dargestellten Niederschlagszentren entwässern, erreicht.

An der Lausitzer Neiße wurden die höchsten Scheitel an allen Pegeln bei der ersten Hochwasserwelle im August erreicht, wobei den Durchflüssen Wiederkehrintervalle von bis zu 500 Jahren zuzuordnen sind. An den Nebenflüssen der oberen Elbe wurden die höchsten Scheitel ebenfalls bei der ersten Augusthochwasserwelle erreicht. Hier ist insbesondere die Kirnitzsch hervorzuheben. An den Pegeln wurden Durchflüsse ermittelt, deren Wiederkehrintervalle teilweise bei 500 Jahren lagen. Das Einzugsgebiet der Schwarzen Elster wurde unterschiedlich von den einzelnen Hochwasserwellen getroffen. So bildeten sich die größten Scheitel im Einzugsgebiet des Hoyerswerdaer Schwarzwassers als Auswirkung der Starkniederschläge im Lausitzer Bergland beim ersten Augusthochwasser aus, während weiter stromab an der Schwarzen Elster und im Gebiet der Großen Röder die lang andauernden, flächenhaften Niederschläge im September die extremen Hochwasserscheitel verursachten. An der Schwarzen Elster haben die Durchflüsse dabei Wiederkehrintervalle bis zu 100-200 Jahren erreicht, an der Großen Röder bis zu 200 Jahren. Innerhalb des Einzugsgebietes der Spree zeigten sich ebenfalls die auch an der Schwarzen Elster beobachteten Unterschiede im Hochwassergeschehen. So wurden die Abflussscheitel an den Pegeln mit räumlicher Nähe zum Lausitzer Bergland bei der ersten Hochwasserwelle im August mit Wiederkehrintervallen von bis zu 500 Jahren erreicht. An den Pegeln im Unterlauf wurden die höheren Scheitel dagegen beim Hochwasser Ende September erreicht, mit Wiederkehrintervallen der Durchflüsse von bis zu 50-100 Jahren. Im Einzugsgebiet der Zwickauer Mulde, an Chemnitz und Würschnitz, wurden die Abflussscheitel am 7. August beobachtet. Sie können in ein Wiederkehrintervall zwischen 50 und 100 Jahren eingeordnet werden. Vorhandene Stauanlagen konnten die Auswirkungen der enormen Abflüsse erheblich mindern, so trugen insbesondere im Spreeinzugsgebiet die Talsperre Bautzen (bei der ersten Augusthochwasserwelle) und die Talsperre Quitzdorf (beim

Septemberhochwasser) sowie im Pleißeeinzugsgebiet der Speicher Borna (beim Januarhochwasser) entscheidend zur Verringerung der Hochwasserscheitel unterhalb der jeweiligen Anlage bei.

#### **4 Hydraulische Untersuchungen**

In der Auswertung der Hochwasser 2010 und 2011 hat sich gezeigt, dass in einigen Abschnitten an Gewässern I. Ordnung die bestehenden Strömungsmodelle der Hochwasserschutzkonzepte das prognostizierte Abflussverhalten nicht mehr ausreichend genau abbilden. Die Landestalsperrenverwaltung hat deshalb unter Abwägung verschiedener Randbedingungen entschieden, inwieweit für ausgewählte Flussgebiete die bestehenden hydraulischen Modelle anhand der neuen Erkenntnisse angepasst bzw. grundlegend neu erstellt werden müssen. Eine grundsätzliche Überarbeitung der hydronumerischen Modellierung wurde z.B. an der Großen Röder, der Spree und der Lausitzer Neiße als notwendig erachtet. Mit diesen Modellanpassungen ist es dann möglich, notwendige Hochwasserschutzmaßnahmen hinsichtlich Umfangs, Lage und Dimensionierung sowie Art und Weise der technischen Ausführung weiter zu optimieren. So wird sichergestellt, dass diese Maßnahmen nach geltenden Richtwerten, bei minimiertem Eingriff in den Naturhaushalt und unter Beachtung des Gebotes der Wirtschaftlichkeit, eine optimale Schutzwirkung bei angemessenen Hochwasserschutzniveaus gewährleisten.

#### **5 Schadensprozesse und entstandene Schäden**

Die hohen Abflüsse verursachten vielfältige Schadensprozesse, die in Folge der Größe des betroffenen Gebietes unterschiedlich ausgeprägt waren. So dominierten im Bergland bedingt durch extreme Wasserstände und hohe Fließgeschwindigkeiten erosive Prozesse, die eine Vielzahl an Uferbefestigungen und gewässernaher Infrastruktur, Brücken sowie Gebäude zerstört bzw. beschädigt haben. Die Extremabflüsse insbesondere im tschechischen und polnischen Einzugsgebiet der Lausitzer Neiße hatten tragischer Weise auch die Zerstörung des Speichers Niedow in der Witka in den Abendstunden des 07.08.2010 zur Folge.

Im Tiefland traten weitere Prozesse wie Erosion an Deichen bzw. rückschreitende Erosion an überströmten Deichen hinzu. Schaden verschärfend wirkte dabei vielerorts der Versatz von Querbauwerken durch Tot- oder gelagertes Schnittholz und Müll (Abb. 2). Zusätzlich wurden in den Niederschlagszentren erhebliche Schäden durch oberflächlich abfließendes Wasser, sogenanntes wild abflie-

ßendes Wasser, verursacht. Besonders gefährdete Bereiche sind dabei große geneigte und intensiv genutzte Landwirtschaftsflächen. Ebenso stiegen durch die lang anhaltend hohen Wasserstände in einigen Regionen die Grundwasserstände an, sodass in der Folge deutliche Nutzungsbeeinträchtigungen auftraten.



**Abbildung 2:** Verklausung der Brücke Bahnhofstraße in Ostritz (Foto: LTV)

Insgesamt wurden die durch die Hochwasser im August und September 2010 verursachten Schäden auf etwa 850 Mio. Euro geschätzt. Die mit Abstand größten Schäden waren in den Einzugsgebieten von Mandau, oberer Lausitzer Neiße und oberer Spree zu verzeichnen. Weitere Hauptschadensschwerpunkte waren die Kirnitzsch, Biela und Würschnitz einschließlich ihrer Zuflüsse. Bis auf das Einzugsgebiet der Würschnitz sind die Schäden in den genannten Gebieten durch eine Doppelbetroffenheit bei beiden Augustereignissen gekennzeichnet. Das Septemberhochwasser verursachte im Einzugsgebiet der Schwarzen Elster ebenfalls große Schäden, die aber in ihrem Ausmaß nicht ganz an die Schäden der Auguthochwasser heranreichen.

## 6 Ereignismanagement und -bewältigung

Das Zusammenspiel der Behörden hat sich bei den Hochwassern 2010 und im Januar 2011 grundsätzlich gut bewährt. Dazu haben wesentlich der nach 2002 erfolgte Ausbau des Niederschlagsmessnetzes, die Ertüchtigung des Pegelmessnetzes und die redundante Datenfernübertragung beigetragen. Aber auch das Zusammenspiel zwischen Landeshochwasserzentrum (LHWZ) und Talsperrenmeldezentrale sowie die schnelle und direkte Verteilung der Hochwasserwarnungen haben gut funktioniert. Dennoch zeigte das Hochwasser die Grenzen der Hochwasservorhersage an kleinen, schnell reagierenden Einzugsgebieten auf, die direkt von einer lokal und quantitativ exakten Vorhersage der Niederschläge anhängig ist. Ebenso wurde deutlich, dass die Prüfung einer angemessenen Verkleinerung der Warngebiete und der Übergang von flussgebietsbezogenen zu wasserlaufbezogenen Hochwasserwarnungen sinnvoll sind.

## 7 Schlussfolgerungen

Sachsen hat nach den Erfahrungen der Flutkatastrophe im Jahr 2002 eine umfassende Hochwasserschutzstrategie entwickelt. Diese Hochwasserschutzstrategie ist ganzheitlich angelegt und beinhaltet planerische Vorsorgemaßnahmen, Maßnahmen zum flächenhaften Hochwasserrückhalt, einzugsgebietsbezogene Hochwasserschutzkonzepte als Grundlage für einen technischen Hochwasserschutz sowie eine effektive Hochwasserbekämpfung mit dem Zusammenspiel von Landeshochwasserzentrum und dezentraler Hochwasserabwehr. Dieser Ansatz hat sich grundsätzlich bewährt. Sachsen ist damit gut für die Bewältigung von Hochwasserereignissen gerüstet. Dennoch ist es sinnvoll, einzelne Elemente, seien es Meldewege, Hochwasservorhersagemodelle oder auch geplante Hochwasserschutzmaßnahmen, nach signifikanten Ereignissen zu überprüfen und auf Verbesserungsmöglichkeiten zu untersuchen.

Die wichtigsten Ergebnisse, die die Analyse der Hochwasserereignisse 2010 und 2011 für das Hochwasserrisikomanagement aufgezeigt haben sind, dass:

- eine weitere Verbesserung der Hochwasservorhersage und -warnung v.a. unter Berücksichtigung starker, extrem schnell ablaufender und lokal begrenzter Niederschlags- bzw. Hochwasserereignisse notwendig ist,
- Maßnahmen des technischen Hochwasserschutzes unter Beachtung der gewässerökologischen Anforderung weiterhin unverzichtbar sind,

- der Standsicherheit, Unterhaltung und Überwachung von wasserbaulichen Anlagen, vor allem der Überflutungssicherheit von Stauanlagen, weiterhin eine besonders hohe Priorität einzuräumen ist,
- öffentlichen Schutzmaßnahmen nicht vor jedem Extremereignis schützen können und dafür die Bewusstsein weiter zu fördern ist,
- auch in Zukunft nach signifikanten Hochwasserereignissen Ereignisanalysen zur Sicherung und Auswertung von Erfahrungswerten sowie zur Identifizierung eventueller Verbesserungsmöglichkeiten durchgeführt werden sollten.

## Autoren:

Dipl.-Hydrol. Petra Walther

Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft  
und Geologie  
Landeshochwasserzentrum  
Pillnitzer Platz 3  
01326 Dresden PillnitzTel.: +49 351 8928 4514  
E-Mail: [petra.walther@smul.sachsen.de](mailto:petra.walther@smul.sachsen.de)

Dr. Stephan Gerber

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates  
Sachsen  
Postfach 10 02 34  
01796 PirnaTel.: +49 3501 796 489  
E-Mail: [stephan.gerber@ltv.sachsen.de](mailto:stephan.gerber@ltv.sachsen.de)

Dipl.-Geogr. Christina Görner

Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und  
Geologie  
Landeshochwasserzentrum  
Pillnitzer Platz 3  
01326 Dresden PillnitzTel.: +49 351 8928 4507  
E-Mail: [christina.goerner@smul.sachsen.de](mailto:christina.goerner@smul.sachsen.de)

Dipl.-Ing. Peter Wundrak

Sächsisches Staatsministerium für Umwelt  
und Landwirtschaft  
Postfach 10 05 10  
01076 DresdenTel.: +49 351 564 2446  
E-Mail: [peter.wundrak@smul.sachsen.de](mailto:peter.wundrak@smul.sachsen.de)

## **Analyse des Hochwasserereignisses 2010 im Rödergebiet mittels hybrider Modellierung**

M. Schuckert, B. Lange, Th. Kopp, St. Schurig

Das Rödergebiet ist ein sehr verzweigtes Fließgewässersystem in Sachsen, das stark anthropogen überprägt ist. Während des Septemberhochwassers 2010 zeigte sich, dass die hydrodynamisch-numerische Modellierung des Rödergebietes aus dem entsprechenden Hochwasserschutzkonzept die beobachteten Fließwege und Überflutungen nur unzureichend prognostizieren kann. Daher wurden für dieses Gebiet ein Niederschlags-Abfluss-Modell und ein Strömungsmodell neu erstellt. Der Beitrag beschreibt, wie mit einer hybriden instationären Modellierung ein sehr komplexes Fließgewässersystem erfolgreich analysiert und wie der Informationsaustausch mit Gemeinden, Behörden auch länderübergreifend gewährleistet werden kann.

Stichworte: Hochwasserschutzkonzepte, numerische Strömungsmodelle, Niederschlags-Abfluss-Modellierung, Hochwasser 09/2010

### **1 Einleitung**

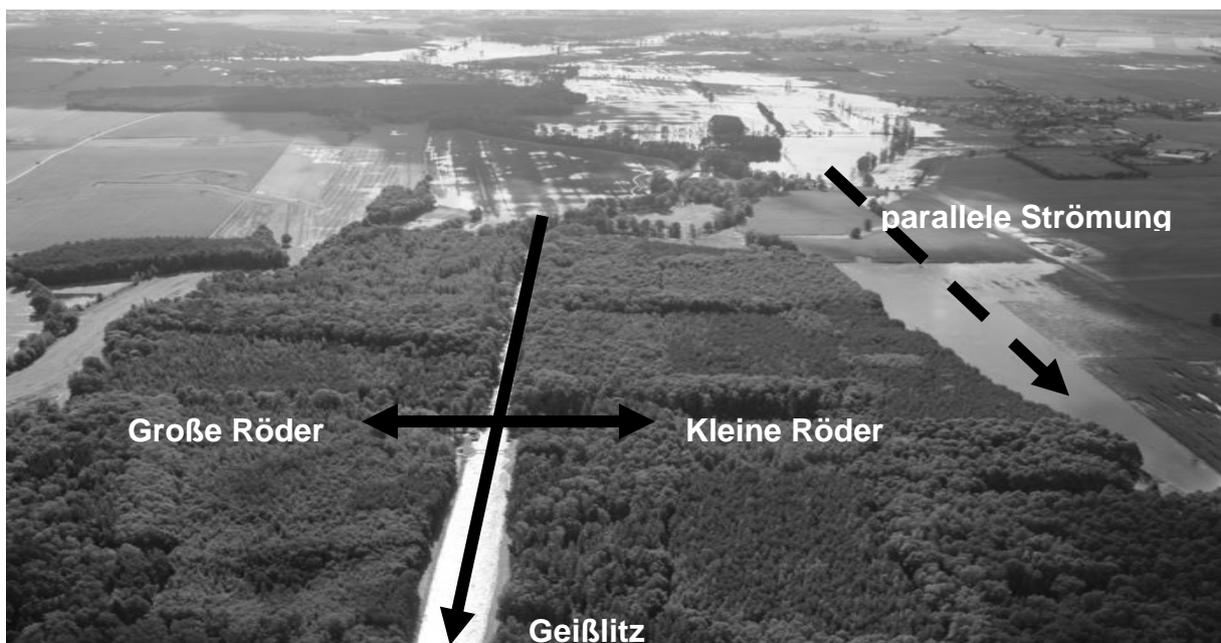
Nach dem Augusthochwasser 2002 wurden für die Fließgewässer I. Ordnung im Freistaat Sachsen Hochwasserschutzkonzepte (HWSK) erarbeitet, so auch für das komplexe Fließgewässersystem der Großen Röder mit ihren Nebenflüssen im Zuständigkeitsbereich der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV). Darin wurden konzeptionell regional und überregional wirksame Maßnahmen abgeleitet, die zukünftig einen nachhaltigen Hochwasserschutz an den Fließgewässern 1. Ordnung im Rödergebiet ermöglichen sollen.

Die Beobachtungen während des Hochwasserereignisses im September 2010 im Rödergebiet zeigten jedoch, dass die hydraulischen Berechnungen des bestehenden Hochwasserschutzkonzeptes aktualisiert und präzisiert werden müssen. Mehrfach traten während des Hochwassers Fließwege und Fließgewässerinteraktionen auf, die mit dem bestehenden Strömungsmodell des HWSK nicht nachvollzogen werden konnten. Dieses basierte auf einem eindimensionalen Strömungsmodell für den Flussschlauch, das mit einem zweidimensionalen, rasterbasierten Strömungsmodell für das Vorland gekoppelt war. Aufgrund des sehr komplexen und anthropogen geprägten Fließgewässersystems der Großen Röder, der Vielzahl von Regelbauwerken und der weitläufigen, flachen Über-

schwemmungsflächen mit signifikanter Retentionswirkung wurde entschieden, für das Rödergebiet im Bereich unterhalb der Speicher Radeburg I bis zur Mündung in die Schwarze Elster mit einem neuen vollständig zweidimensionalen Strömungsmodell instationär zu analysieren.

Die instationäre Ereignisanalyse stellte wiederum große Anforderungen an die hydrologischen Randbedingungen des Strömungsmodells. Da für die Zuflüsse zur Großen Röder keine Ganglinien vorlagen, musste eine hydrologische Systemanalyse für das Rödergebiet durchgeführt werden.

In Anbetracht der speziellen hydrologischen und hydraulischen Randbedingungen wurden daher ein Niederschlags-Abfluss-Modell (N-A-Modell) für das gesamte Rödergebiet und ein zweidimensionales hydrodynamisch-numerisches Modell (2D-HN-Modell) für den Bereich unterhalb der Speicher Radeburg I bis zur Mündung in die Schwarze Elster für die Analyse des Hochwassers 2010 im Rödergebiet kombiniert angewendet.



**Abbildung 1:** Stromauf gerichteter Blick an der Geißlitz mit normaler Strömungsrichtung am Gabelwehr Zabeltitz (Pfeile, durchgezogen) und paralleler Fließweg zum HW 09/2010 (Pfeil, gestrichelt)

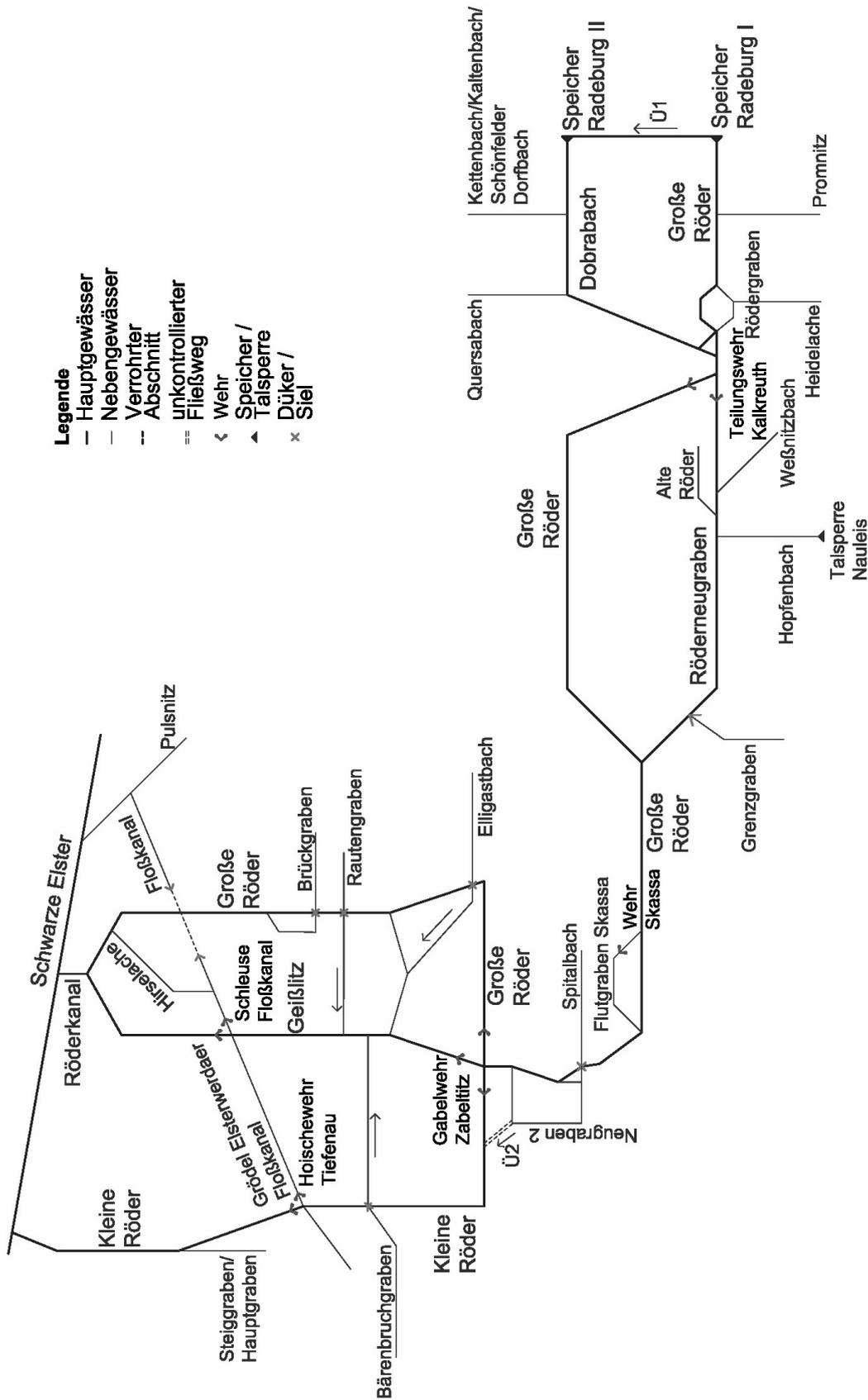
## 2 Das Gewässersystem der Großen Röder

Die Große Röder entspringt in Rammenau im Kreis Bautzen. Der Naturraum gehört zum Westlausitzer Berg- und Hügelland.

In Fließrichtung durchquert die Große Röder unter anderem die Orte Großröhrensdorf, Radeberg, Ottendorf-Okrilla, Radeburg und Großenhain. Am Gabelwehr Zabeltitz wird die Große Röder in drei Gewässer aufgeteilt (Geißlitz, Kleine und Große Röder), die in Brandenburg zwischen Elsterwerda und Bad Liebenwerda in die Schwarze Elster münden. Das Gesamtwässersystem hat unter Berücksichtigung der Verzweigungen und relevanten Zuflüsse eine Fließlänge von über 300 km. Das 2D-HN-Modell bildet das Gewässersystem vom Speicherverbundsystem Radeburg bis zur Mündung in die Schwarze Elster ab (vgl. Abb. 2 / 3).



**Abbildung 2:** Modellgebiet des 2D-HN-Modells mit Darstellung der Fließgewässer des Rödergebietes ab dem Speicherverbundsystem Radeburg



**Abbildung 3:** Skizze des hydraulischen Systems der Großen Röder und ihrer Nebengewässer

Der Speicher Radeburg I liegt im Hauptschluss der Großen Röder. Im Verhältnis zu dessen Einzugsgebiet besitzt der Speicher Radeburg I nur einen geringen Stauinhalt und einen sehr kleinen Ausbaugrad, wodurch dieser Speicher über keinen nennenswerten Retentionsraum verfügt. Im Hochwasserfall erfolgt jedoch eine Überleitung aus diesem zum Speicher Radeburg II, dessen Grundablass am Dobrabach liegt. Der Speicher Radeburg II übernimmt damit die hochwasserreduzierende Funktion für die Große Röder.

Das Gebiet unterhalb Radeburg bis zum Gabelwehr Zabeltitz ist vor allem durch seine flache Geländemorphologie charakterisiert, was sich in großflächigen Überschwemmungen im Hochwasserfall äußert.

Das Gebiet unterhalb des Gabelwehres Zabeltitz bis zur Mündung ist durch ein komplexes, anthropogen entstandenes Graben- und Kanalsystem charakterisiert, wodurch auch eine Verbindung zwischen der Großen Röder und der Elbe anthropogen entstanden ist (der Grödel-Elsterwerdaer Floßkanal).

Entlang der Flussläufe der Hauptgewässer existieren eine Vielzahl von Nebengewässern und Gräben, die entsprechend ihrer hydraulischen Bedeutung im Modell zu berücksichtigen waren.

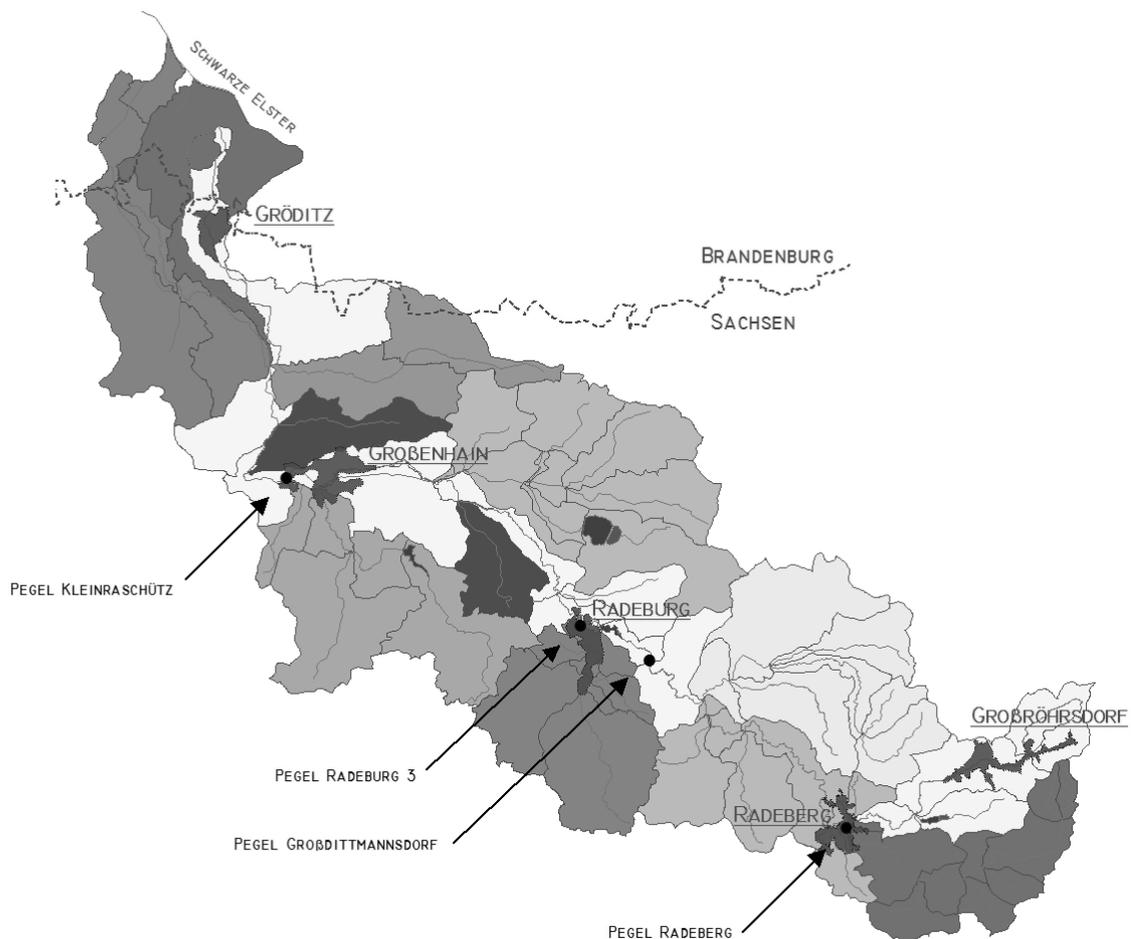
### 3 Niederschlags-Abfluss-Modellierung

Das etwa 900 km<sup>2</sup> große Einzugsgebiet der Großen Röder, welches mit dem N-A-Modell abgebildet wird, ist im süd-östlichen Teil durch eine weitestgehend unbeeinflusste Gewässerstruktur charakterisiert, mit Ausnahme der Talsperre Wallroda am Steinbach. Stromab des Speicher Radeburg I zeigt der nordwestliche Teil des Einzugsgebiets eine starke anthropogene Beeinflussung der Großen Röder. Diese zeichnet sich vor allem durch das Speicherverbundsystem Radeburg aus (vgl. Abb. 2 und 3). Zusätzlich befindet sich eine weitere Talsperre (Nauleis) am Hopfenbach, welcher in Großenhain in den Röderneugraben mündet.

Das N-A-Modell bildet im Gegensatz zum 2D-HN-Modell das gesamte Einzugsgebiet der Großen Röder ab, um die Zuflussrandbedingungen für das 2D-HN-Modell erzeugen zu können.

Für die Erstellung des Niederschlag-Abfluss-Modells, wurde das Gesamteinzugsgebiet der Großen Röder in 76 Teilgebiete aufgeteilt, die später als Steuerungseinheiten der Modellierung dienen. Anschließend wurden die Teilgebiete mit Boden- und Landnutzungskarten verschnitten, wodurch Kleinflächen gleicher hydrologischer Eigenschaften entstanden, die in der späteren Modellierung die Simulationsflächen bildeten.

Die Kopplung der Teilgebiete mit untergeordneten Simulationsflächen erfolgte durch Transportelemente mit den spezifischen Querprofilangaben zu den Fließgewässerabschnitten. Die vier Talsperren, die sich im Einzugsgebiet befinden (Wallroda, Speicherverbundsystem Radeburg I/ II und Nauleis) wurden anhand ihrer Wasserstands-Inhalts-Funktion sowie der Steuerungsfunktionen des Grundablasses und der Hochwasserentlastungsanlage implementiert. Anhand von Steuerungsregeln in Abhängigkeit des Abflusses wurden zudem das Teilungwehr Kalkreuth und Gabelwehr Zabeltitz berücksichtigt.



**Abbildung 4:** Übersicht über das der Niederschlags-Abfluss-Modellierung zugrunde liegende Gesamteinzugsgebiet der Großen Röder

Die Simulation des Hochwasserereignisses vom September 2010 erforderte hochaufgelöste Niederschlags-eingangsdaten, die im Einzugsgebiet für 2 Messstationen vorlagen. Anhand der Tagessummen von weiteren Messstationen konnte die räumliche Niederschlagsvariabilität auf die Teileinzugsgebiete übertragen werden. Als weitere Eingangsparameter wurden die tagesgemittelten Ganglinien der Temperatur und potentiellen Verdunstung von repräsentativen Klimastationen im Modell implementiert, die abstandsgewichtet den einzelnen

Teileinzugsgebieten zugeordnet worden sind. Die hochaufgelösten (15 Minuten) Abflussganglinien der Hochwassermeldepegel Radeberg, Großdittmannsdorf, Kleinraschütz und des Pegels Radeburg 3 dienten als Kalibrierungsreferenz für die Simulation. Zusätzlich standen am Speicher Radeburg I für das Hochwasserereignis 09/2010 viertelstündlich aufgelöste Ganglinien des Zu- und Abflusses sowie der Überleitung zum Speicher Radeburg II zur Verfügung.

## 4 Zweidimensionale Strömungsmodellierung

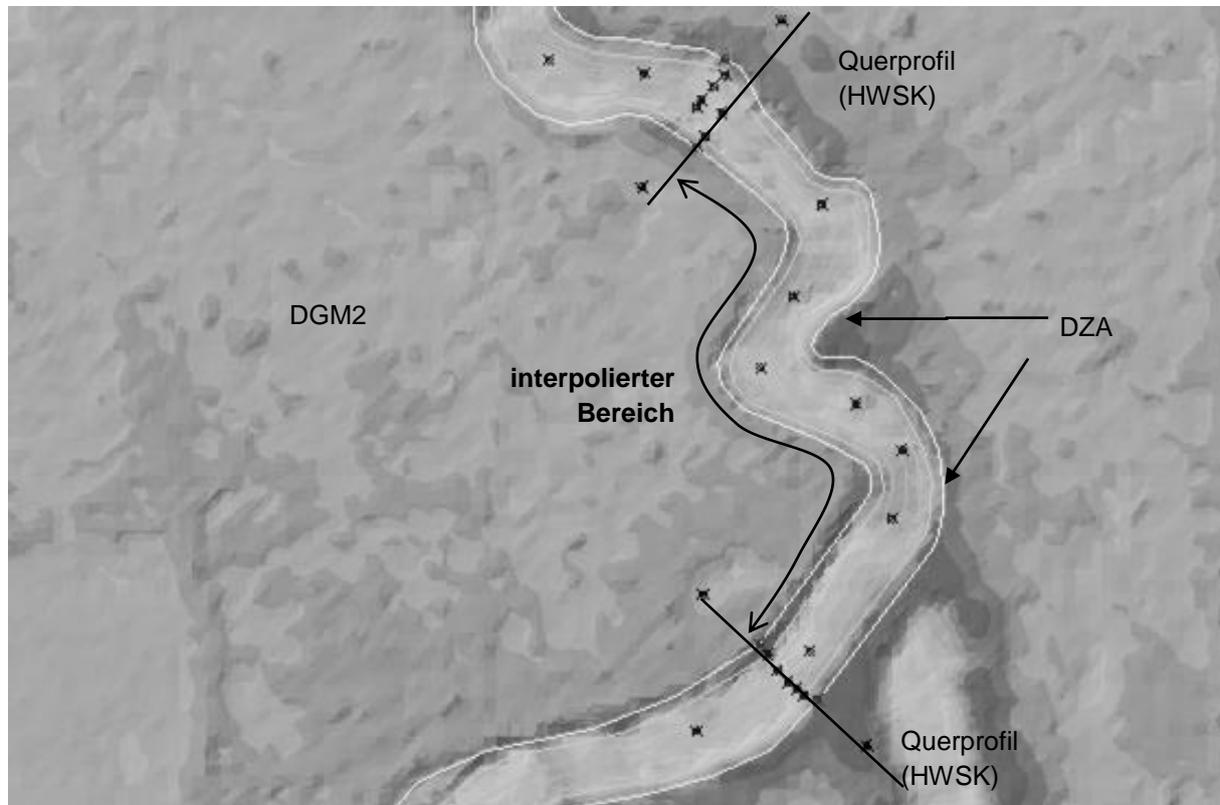
Die Erstellung des zweidimensionalen Strömungsmodells erfolgte im Wesentlichen in drei Schritten.

Als **erstes** wurde das Digitale Geländemodell (DGM) erstellt. Hierfür stand eine Vielzahl von Datenquellen zur Verfügung, die sich in Ihrer Qualität, im Lage- und Höhensystem, in ihrer geographischen Transformation, in der Vermessungsdichte und dem Zeitpunkt der Erhebung der Daten stark unterschieden. Nach Analyse der Daten und Lokalisierung von Defizitbereichen, wurde Ergänzungsvermessungen in diesen Bereichen durchgeführt. Diese Vorgehensweise stellte eine hohe Qualität des DGM für den Flussschlauch sicher. Bei der Erstellung des DGM wurden die Vermessungsdaten mit dem neuesten Datenstand prioritär behandelt. Die älteren Datenbestände wurden lediglich zum Schließen von Lücken bzw. zur Ergänzung des DGM verwendet.

Für den Großteil der Gewässer lagen die Vermessungsdaten als Querprofile aus der HWSK-Vermessung und der Gewässervermessung des Landes Brandenburg vor, welche den tatsächlichen, oft mäandrierenden Gewässerverlauf nicht abbilden. Aus diesem Grund wurden die aufbereiteten Höhendaten aus dem vorliegenden ATKIS-DGM2 und der DZA zur Modellierung des Verlaufes der Gewässerachse und der Uferlinien verwendet (vgl. Abb. 5). Anhand dieser Daten konnten die Bruchkanten entlang der farblich abgestuften Höhendaten nachgezeichnet werden. Die Höhen zwischen den Querprofilen wurden dann interpoliert. Besonders im Bereich der durch Infrastruktur geprägten Gebiete wurden auch Digitale Orthophotos verwendet, um die Geländestrukturen im Modell adäquat abzubilden.

Zur Modellierung des Vorlandes wurden wiederum die Daten des AKTIS-DGM2 verwendet. Diese Daten wurden in Form eines triangulierten Netzes (TIN - triangulated irregular network) aufbereitet, sodass zusätzliche Bruchkanten visuell erkannt und in das Modell eingearbeitet werden konnten. Weiterhin stand das Digitale Landschaftsmodell (DLM) zur Verfügung, aus dem die Linienführung von Straßen und Schienenwegen abgeleitet werden konnte. Aus den generierten Bruchkanten und den ASCII-Rohdaten des AKTIS-DGM2 wurde

ein Raster im ESRI-GRID-Format erstellt, welches das an die Gewässer angrenzende Vorland abbildet.



**Abbildung 5:** Visualisierung verschiedener Datengrundlagen (HWSK-Querprofile, 3D-Polylinien der DZA und DGM2-Höhendaten)

Im **zweiten** Schritt wurde das Finite-Elemente-Netz erstellt. Es wurde ein Berechnungsnetz aufgebaut, das aus linearen Dreiecks- und Viereckelementen besteht. Solche unstrukturierten Netze ermöglichen eine sehr gute Anpassung an topographische und hydromechanische Gegebenheiten. Das Berechnungsnetz konnte daher so generiert werden, dass es den Gelände- und Strömungsverlauf optimal beschreibt. Dabei geben die finiten Elemente die wichtigsten Bruchlinien, Deiche, Böschungen, Mauern, Gebäude usw. wieder.

Das Finite-Elemente-Netz (FEN) für den Flussschlauch entstand auf Grundlage der dreidimensionalen (3D)-Polylinien des Digitalen-Geländemodells. Diese wurden zu einem zweidimensionalen Netz vermascht. Die hierbei durchgeführten Approximationen wurden so vorgenommen, dass die Konturen des Gewässers erhalten blieben.

Für den Vorlandbereich wurden überwiegend Dreieckselemente generiert, die der Simulation in diesen Bereichen genügen und den vorherrschenden topografischen Gegebenheiten gerecht werden. Die für das DGM generierten Geländebruchkanten stellten hierbei die Grundlage des Finite-Elemente-Netzes (FEN) des Vorlandbereiches dar. Zusätzlich wurden die Flächen durch die Biotopty-

pen- und Landnutzungskartierung (BTLNK) strukturiert, so dass bereits hier Zuordnungen innerhalb des Modells erfolgten, welche später mit Rauheitsparametern belegt wurden.

Bei der Modellierung der Gebäude hat sich aus hydraulischer Sicht die Modellierung als Modellrand bewährt, d. h. die Gebäude wurden aus dem FE-Netz ausgeschnitten.

Die aus den Geländebruchkanten und aus der BTLNK generierten Flächen wurden mit den vereinfachten Gebäudegeometrien verschnitten und an den Kreuzungspunkten der Geometriedaten bereinigt. Das eigentliche Finite-Elemente-Netz entstand anschließend durch Triangulation der Umgrenzungslinien bei gleichzeitiger Übertragung der Flächennutzungsarten.

Die Zuweisung der Höhendaten des DGM auf die Netzknoten erfolgte nach der Vereinigung der Finite-Elemente-Netze von Flussschlauch und Vorland zu einem Berechnungsnetz. Das entstandene Berechnungsnetz besitzt folgende Kennwerte:

Ausdehnung:	188.351.400 m <sup>2</sup>	Brücken	212
Netzknoten:	1.179.796	Wehre	48
Netzelemente:	1.765.829	Düker	32



**Abbildung 6:** Finite-Elemente-Netz im Bereich Großenhain

Im **dritten** Schritt sind die inneren und äußeren Randbedingungen in das Modell implementiert worden.

Das hier erzeugte Modell soll der instationären Simulation dienen. Somit wurden für die Zuläufe ins Modell Ganglinien definiert und als Auslauftrandbedingungen Wasserstands-Abflussbeziehungen aus den Berechnungsergebnissen an der Schwarzen Elster generiert.

Alle relevanten Brücken wurden im 2D-HN-Modell berücksichtigt und sofern erforderlich mit der Konstruktiven Unterkante (KUK) zur Simulation des Druckabflusses als auch mit Parametern belegt, die ein Überströmen der Brücken ermöglichen.

Die Wehre wurden anhand der jeweiligen Vermessungsgrundlagen mit Kronenhöhe und Überfallbreite in dem Modell berücksichtigt.

Die Düker und Durchlässe sind über eindimensionale Elemente im Modell berücksichtigt worden.

Die Rauheitszonierung erfolgte für den Flussschlauch manuell auf Grundlage der terrestrischen Vermessung und mittels der Erkenntnisse von Ortsbesichtigungen sowie durch Auswertung der Orthophotos. Für das Vorland wurden die Rauheiten aus der CIR-Biotoptypen- und Landnutzungskartierung nach Zusammenfassung gleichartiger Gruppen übertragen. Zusätzlich wurden Rauheiten für Ufermauern (hydraulisch glatte Oberflächen im Gerinne) und für Deiche eingeführt. Insgesamt wurden somit 14 Rauheitszonen festgelegt, deren Rauheitswerte im Rahmen der Kalibrierung des Modells abschließend festgelegt wurden.

## **5 Hybrider Modellbetrieb**

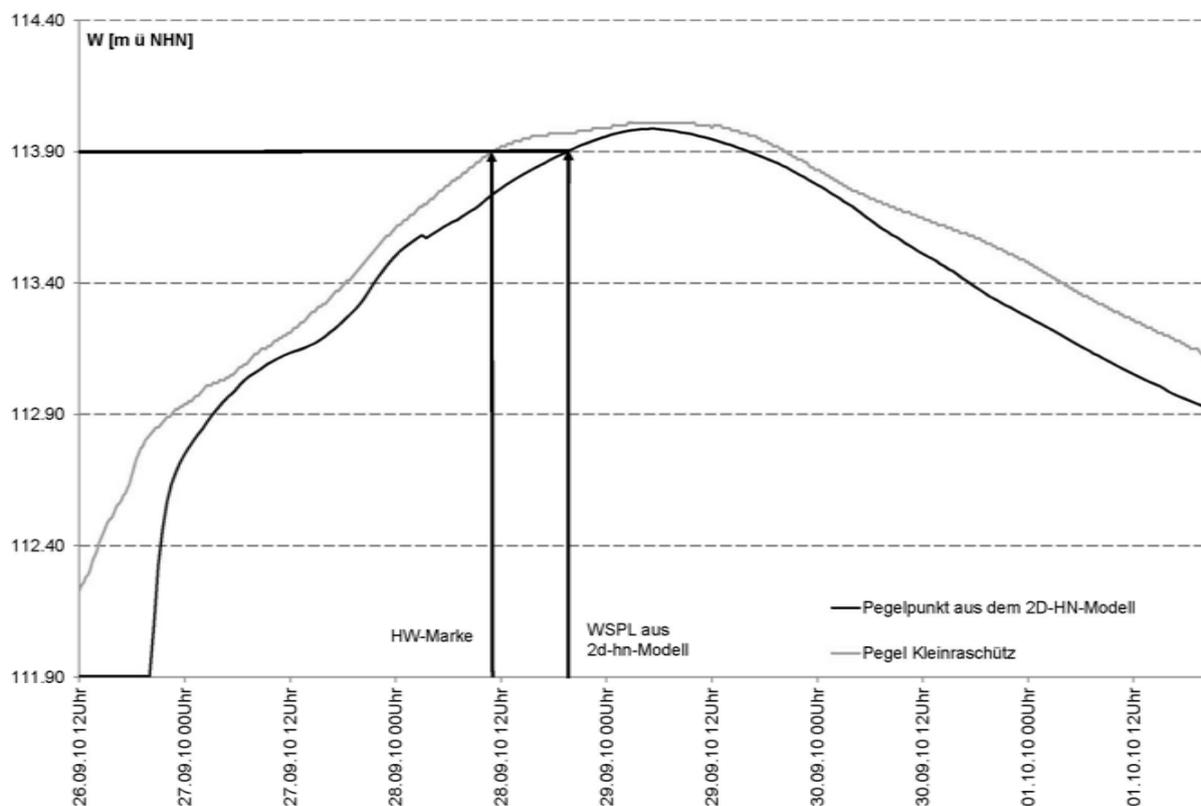
Die hybride Modellierung wurde eingesetzt, um die Unsicherheiten und Einschränkungen zweier Modellkonzepte durch Verknüpfung beider zu reduzieren.

Das N-A-Modell ist ein flächendifferenziertes, deterministisches Bilanzmodell, welches lediglich an den Scheitelabflüssen und Volumen der Ganglinien im Abgleich mit vorhandenen Pegeln unter Verwendung geeigneter Gütekriterien kalibriert werden kann. Pegelabflüsse unterliegen jedoch einer Unsicherheit, da diese nicht direkt gemessen, sondern meistens über den Wasserstand abgeleitet werden. Besonders im Hochwasserfall können daher vereinzelt die zugrundeliegenden W-Q-Beziehungen an den Pegeln verletzt werden (z. B. durch Umläufigkeiten bzw. Abflussbehinderungen ober- oder unterstrom).

Das 2D-HN-Modell benötigt für eine instationäre Kalibrierung Abflussganglinien aus dem N-A-Modell am oberstromigen Modellrand und die der seitlichen Zuflüsse unter Berücksichtigung der zeitlichen Überlagerung. Vor allem für län-

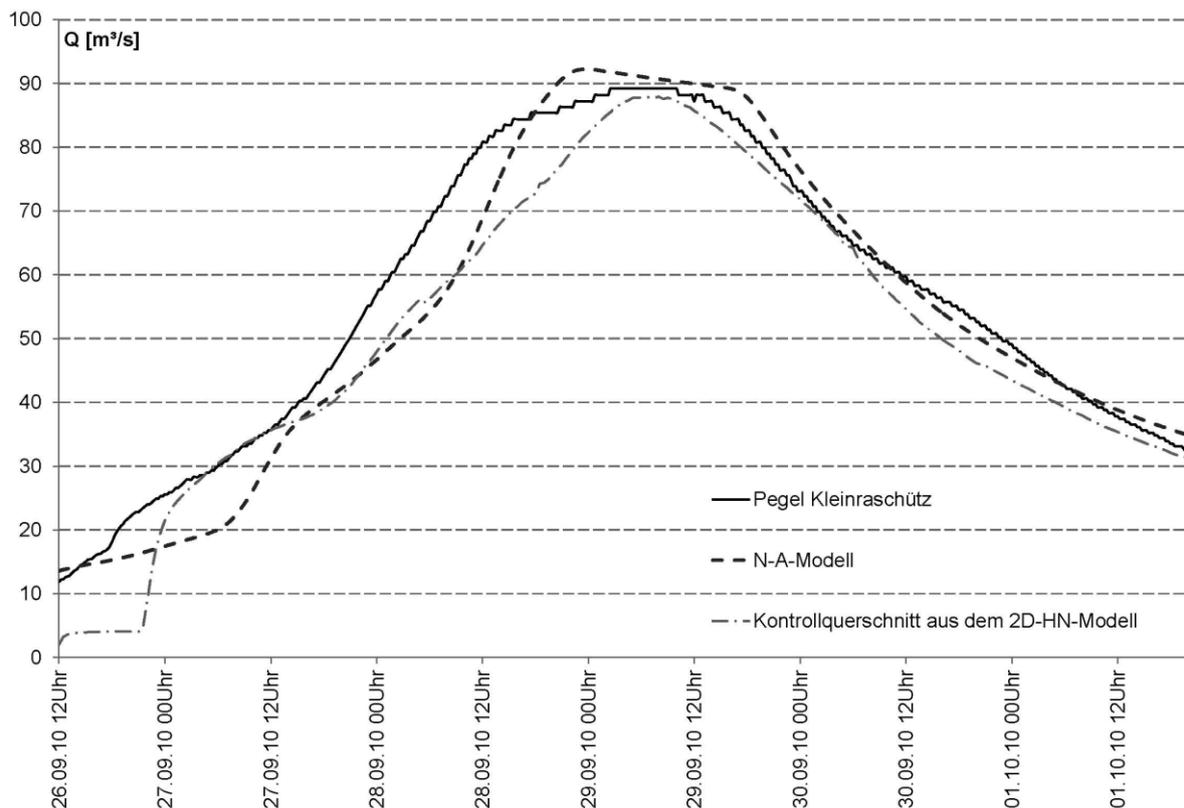
gere Flussgebietsmodelle mit mehreren relevanten seitlichen Zuläufen ist dieses Vorgehen nahezu unumgänglich, da meistens keine Pegelaufzeichnungen aller seitlichen Zuläufe zur Verfügung stehen. Die Kalibrierung erfolgte anhand der aufgezeichneten Wasserstände am Pegel Kleinraschütz und Referenzpunkten (HW-Marken) im Gewässerverlauf sowie anhand dokumentierter Überflutungsflächen über die Anpassung der Reibungsbeiwerte.

Zunächst wurde das 2D-HN-Modell quasi-stationär kalibriert. Diese erste Kalibrierung sollte Aufschlüsse über grundlegende Modellfunktionalität und erforderliche Modellpräzisierungen geben. Die abschließende Kalibrierung und die ausführliche Bewertung der zum Vergleich vorliegenden Dokumentationen des Hochwasserereignisses 09/2010 erfolgte instationär.



**Abbildung 7:** Vergleich der gemessenen Wasserspiegellagen am Pegel Kleinraschütz mit der 2D-HN-Modellierung

Der Vorteil der instationären Modellkalibrierung bzw. Simulation ist, dass überschwemmte Flächen nicht bis zum quasi-stationären Zustand geflutet werden, sondern nur solange, wie die zeitlich begrenzte Abflussfülle die Überschwemmung verursacht. Dadurch konnten die Überflutungsflächen des HW 09/2010 wesentlich besser abgebildet werden, die bei der quasi-stationären Kalibrierung erst zu groß simuliert worden waren. Weiterhin konnten durch die instationäre Kalibrierung auch die Hochwassermarken zur Auswertung herangezogen werden, die außerhalb des Scheitelzeitraumes gesetzt wurden (vgl. Abb. 7).



**Abbildung 8:** Ganglinienvergleich 2D-HN- und N-A-Modell am Pegel Kleinraschütz (HW 09/2010)

Für den Bereich des Pegels Kleinraschütz konnte das 2D-HN- und das N-A-Modell anhand der aufgezeichneten Abflussganglinie des Pegels Kleinraschütz iterativ abgeglichen werden. Die mit dem N-A-Modell generierten Abflussganglinien für das HW 09/2010 wurden an das 2D-HN-Modell übergeben, woraufhin die Wasserspiegellagen und Überflutungsflächen simuliert wurden. Der dazugehörige Abflussverlauf am Pegel Kleinraschütz wurde durch einen Kontrollquerschnitt abgeleitet und mit den aufgezeichneten und den im N-A-Modell berechneten Ganglinien verglichen. Ausgehend von diesem Vergleich konnten in beiden Modellen die anfänglichen Abweichungen der Ganglinien im Scheitelabfluss, der Fülle und der Scheiteleintrittszeit durch Parameteranpassung minimiert werden (siehe Abb. 8).

## 6 Projektbegleitender Arbeitskreis

Die in diesem Projekt erstellten Modelle sollen zukünftig Bemessungsgrundlagen für die Planung und Überprüfung von Hochwasserschutzanlagen im Zuständigkeitsbereich der LTV bereitstellen sowie nach Bedarf zur Aktualisierung von Hochwassergefahrenkarten verwendet werden. Aus diesem Grund sind die Akzeptanz der Modellergebnisse sowie der gewählten Methoden von großer Be-

deutung. Zur Erhöhung der Akzeptanz und Gewährleistung größtmöglicher Transparenz wurde ein projektbezogener Arbeitskreis initiiert.

In diesem kommen die Fach- und Genehmigungsbehörden der Länder Brandenburg und Sachsen sowie VertreterInnen der betroffenen Kommunen, Umweltverbände, interessierte Bürger etc. zusammen. Ziel des Arbeitskreises ist es einerseits, eine möglichst vollständige Datengrundlage für die Modellierung und die Ereignisanalyse des Hochwasserereignisses vom September 2010 zu schaffen. Andererseits soll so die Plausibilität der Berechnungsergebnisse gewährleistet und die Akzeptanz daraus resultierender Maßnahmen erhöht werden.

In den Diskussionen mit den genannten VertreterInnen wurden wertvolle Hinweise zum Ablauf des Hochwasserereignisses und zur Plausibilisierung der Berechnungsergebnisse gewonnen. Des Weiteren konnten auf diese Weise Bedenken hinsichtlich der verwendeten Methoden frühzeitig ausgeräumt und Hinweise berücksichtigt werden. Dies wird vor allem hinsichtlich der geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen als sehr vorteilhaft eingeschätzt. Nicht zuletzt bietet der projektbegleitende Arbeitskreis die Basis für eine kontinuierliche Abstimmung mit dem Land Brandenburg bezüglich der ermittelten Bemessungsabflüsse und deren Berücksichtigung bei den zukünftig anstehenden Aktualisierungen der Gefahrenkarten.

## 7 Resümee und Ausblick

Mit der quasi-stationären Kalibrierung des 2D-HN-Modells wurden die dokumentierten Überflutungsgrenzen und Hochwassermarken gut abgebildet, waren jedoch vor allem unterhalb der Abflussaufteilung am Wehr Zabeltitz teilweise zu groß. Diese Abweichungen sind bei der instationären Simulation nicht mehr signifikant. Weiterhin konnten infolge der instationären Modellierung auch Hochwassermarken zur Plausibilisierung der Berechnungsergebnisse verwendet werden, die nicht zum Abflussscheitel aufgenommen wurden waren. Grundlage für die instationäre Berechnung bildeten die mit dem kalibrierten Niederschlags-Abfluss-Modell ermittelten Abflussganglinien.

Zusammenfassend kann daher festgestellt werden, dass das Strömungsmodell aufgrund der besonders im Norden vorherrschenden flachen Geländemorphologie sehr instationär reagiert. So zeigten die berechneten Überflutungsgrenzen zwischen der quasi-stationären und instationären Simulation große Unterschiede, wobei durch die instationäre Kalibrierung die deutlich besseren Kalibrierungsergebnisse erreicht wurden.

Mit dem kalibrierten 2D-HN-Modell sollen in einem weiteren Arbeitsschritt Wasserspiegellagen und Überflutungsgrenzen mit den Ganglinien aus dem N-A-

Modell für Hochwasserabflüsse bestimmter Jährlichkeiten ermittelt werden. Auf diesen Ergebnissen wird die vorläufige Bewertung zur Umsetzbarkeit des Maßnahmenkataloges aus der HWSK basieren.

Nach deren Überprüfung wird die Einarbeitung der umzusetzenden Maßnahmen in das Strömungsmodell und die Berechnung von Bemessungswerten erfolgen. Die Ergebnisse bzw. das erstellte Strömungsmodell werden als Grundlage zur Optimierung der untersuchten Maßnahmen verwendet. Abschließend ist eine vertiefte Untersuchung zu möglichen Flutpoldern bzw. Deichrückverlegungen im Rödergebiet geplant.

Im Ergebnis von Erörterungsgesprächen mit den Beteiligten des projektbegleitenden Arbeitskreises konnten alle offenen Fragestellungen zu Ausuferungsbereichen geklärt und wertvolle Hinweise zum Hochwasserverlauf gewonnen werden. Im Rahmen der Diskussionen wurde auch deutlich, dass die gewählte Modellkonzeption zu sehr guten Ergebnissen bei der Analyse des Septemberhochwassers 2010 im Rödergebiet führte und entsprechend gute Ergebnisse auch bei den Untersuchungen zu Hochwasserabflüssen bestimmter Jährlichkeiten zu erwarten sind.

Dipl.-Hydrol. Stefanie Schurig  
Dipl.-Ing. Markus Schuckert

Koban + Schuckert  
Ingenieurpartnerschaft

Cottaer Straße 13  
01159 Dresden

Telefon: 0351 / 30707070  
E-Mail: [info@koban-schuckert.de](mailto:info@koban-schuckert.de)

Dipl.-Geol. Birgit Lange  
Dipl.-Ing. Thomas Kopp

Landestalsperrenverwaltung  
des Freistaates Sachsen

Bahnhofstraße 14  
01796 Pirna

Telefon: 03501 / 796-352  
E-Mail: [birgit.lange@ltv.sachsen.de](mailto:birgit.lange@ltv.sachsen.de)  
[thomas.kopp@ltv.sachsen.de](mailto:thomas.kopp@ltv.sachsen.de)

# Schnelle Hochwasserereignisanalyse in Deutschland

Kai Schröter  
Heidi Kreibich  
Hendrik Zwenzner  
Bruno Merz

Die schnelle Hochwasserereignisanalyse führt ereignisabhängige Informationen zur Abschätzung der Intensität und der Auswirkungen zusammen. Am Beispiel des Hochwassers vom Januar 2011 wird an einem Abschnitt der Saale die schnelle Schadensschätzung auf Grundlage von satellitengestützten Überflutungstiefenkarten vorgestellt. Gegenüber einer Referenzschätzung auf Grundlage von Luftbildern bestehen Abweichungen in der Schadenssumme von rd. 70%. Der Aufnahmezeitpunkt und somit die Erfassung der maximalen Überflutungsausdehnung ist ein entscheidender Faktor.

## 1 Einführung

Nahe-Echtzeitinformationen über den Ablauf und die Auswirkungen von Hochwasserereignissen sind für das Katastrophenmanagement sowie für die Planungen zur Schadensbewältigung und den Wiederaufbau von großem Nutzen. Darüber hinaus bilden die genaue Beobachtung und Dokumentation der Entstehung und Entwicklung eines Hochwasserereignisses bis hin zu dessen Auswirkungen eine wichtige Grundlage für eine tiefgehende Analyse und ein verbessertes Verständnis des Zusammenspiels von meteorologischen, hydrologischen und gesellschaftlichen Faktoren bei der Entstehung von Hochwasserschäden.

Viele Informationen zu einzelnen Aspekten eines Hochwasserereignisses liegen bereits innerhalb weniger Tage vor. Informationen zur Meteorologie und zur Ausprägung des Ereignisses werden beispielsweise auf der Webseite Wettergefahrenfrühwarnung (Mühr et al. 2013) zusammengestellt. Die Hochwasserzentralen der Länder fassen in aktuellen Hochwasserlageberichten die Pegelstände, die Überschwemmungssituation sowie die erwartete weitere Entwicklung zusammen. Hochwasserschäden werden nach großen schadenträchtigen Ereignissen u.a. in der Datenbank EM-DAT ([www.em-dat.be](http://www.em-dat.be)) oder von der Münchner Rückversicherung ([www.munichre.com](http://www.munichre.com)) zusammengestellt. Technische Berich-

te zu Hochwasserereignissen von der Bundesanstalt für Gewässerkunde (z.B. Belz et al. 2006) oder von den verschiedenen Landesbehörden stehen erst einige Monate nach dem Ereignis bereit. Eine schnelle, konsistente Zusammenschau zu allen genannten Aspekten für das gesamte Ereignis, d.h. in einer landesweiten Betrachtung über die Grenzen einzelner Flussgebiete hinaus, wird jedoch bislang nicht erstellt.

Die Forschungs- und Entwicklungsarbeit zur schnellen Hochwasserereignisanalyse in Deutschland ist in das aktuelle CEDIM Projekt „Forensische Katastrophenanalyse“ (FDA) eingebunden CEDIM (2012). CEDIM-FDA greift die Initiative des ‚Integrated Research on Disaster Risk (IRDR) Projekts ‚Forensic Investigations of Disasters‘ (FORIN) auf (IRDR 2011) und entwickelt Methoden und Modelle für die forensische Katastrophenanalyse in naher Echtzeit. Die schnelle Hochwasserereignisanalyse umfasst die Erfassung, Analyse und Bewertung der hydrometeorologischen und hydrologischen Situation vor, während und nach dem Ereignis bis hin zur Abschätzung direkter Hochwasserschäden.

Dieser Beitrag beschreibt den Aufbau und den Funktionsumfang des Ereignisanalysesystems. Die Nutzung von Fernerkundungsdaten zur Schadensschätzung in naher Echtzeit wird am Beispiel des Hochwasserereignisses vom Januar 2011 für einen Abschnitt der Elbe/Saale veranschaulicht.

## **2 Methodik**

Die Analyse von Hochwasserereignissen in naher Echtzeit beinhaltet das Zusammenführen ereignisabhängiger und grundlegender Daten und Informationen zur Abschätzung der Intensität und der Auswirkungen des Ereignisses. Dafür werden hydrometeorologische und hydrologische Variablen kontinuierlich aus dem Stationsnetz des DWD, der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) sowie der Messdienste der Länder abgerufen. Nach Verfügbarkeit werden Überflutungsmasken aus Satellitenbeobachtungen vom Deutschen Luft- und Raumfahrtzentrum (DLR) eingebunden. Die Abschätzung der Auswirkungen ist zunächst fokussiert auf Schäden an Wohngebäuden auf Grundlage von disaggregierten Vermögenswerten und Gebäudeeigenschaften unter Anwendung des Schadensmodells FLEMOps+r (Elmer et al. 2010).

Die Übernahme und Verarbeitung der verschiedenen räumlich und zeitlich detaillierten Daten und Informationen erfordert ein leistungsfähiges und effizientes Datenmanagement und eine weitgehende Automatisierung der Abläufe. Der Kern des Ereignisanalysesystems ist ein objekt-relacionales Datenbanksystems.

Ein Prototyp wurde unter Verwendung des Open-Source Datenbanksystems PostgreSQL mit einer PostGIS-Erweiterung aufgesetzt.

## 2.1 Eingangsdaten und Methoden

### 2.1.1 Erfassung und Einordnung der Hochwassersituation

Hydrometeorologische und hydrologische Daten bilden die Grundlage für die Erfassung der aktuellen Situation vor und während dem Hochwasserereignis. Für die Anwendung auf großräumige Hochwasserereignisse in Deutschland wurden rd. 400 Pegeleinzugsgebiete als räumliche Einheiten festgelegt. Die Auswahl der Pegeleinzugsgebiete basiert erstens auf der Verfügbarkeit langjähriger Aufzeichnungen und zweitens der Möglichkeit eines online Zugriffs auf aktuelle Messwerte. Die Regionalisierung der Abflusswerte auf die Pegeleinzugsgebiete wurde in Anlehnung an das von (Uhlemann et al. 2010) vorgeschlagene Verfahren auf Grundlage des CCM2 Gewässernetzes (Vogt et al. 2007) vorgenommen.

Aus dem Messnetz des DWD werden regelmäßig Daten zur Niederschlagshöhe, Bodenfeuchte, Bodenfrost, Temperatur, Änderung der Schneehöhe und Sonnenscheindauer übernommen. Diese werden mit Bezug auf die definierten räumlichen Einheiten im Datenbanksystem abgelegt. Gleichmaßen werden in regelmäßigen Abständen die aktuellen Abfluss- und Wasserstandsaufzeichnungen der ausgewählten Pegelstationen des WSV und der Bundesländer online abgerufen.

Satellitengestützte Aufnahmen des DLR liefern zeitnahe Informationen zur Überflutungssituation (Martinis et al. 2009; Martinis et al. 2011; Martinis und Twele 2010). Die automatisierte Ermittlung von Überflutungstiefen aus den Hochwassermasken ist Gegenstand aktueller Entwicklungen am DLR. Dafür wird die Wasserspiegellage durch die Ableitung der Höheninformationen an der Land-Wassergrenze aus einem hochaufgelösten LiDAR Geländemodell und deren räumlicher Interpolation ermittelt. Die Differenz aus der Wasserspiegellage und der Geländehöhe liefert die Überflutungstiefe (Zwenzner und Voigt 2009).

Für die Bezugspegel der räumlichen Einheiten liegen in der Datenbank langjährige Zeitreihen maximaler jährlicher Abflüsse vor. Diese werden mit Methoden der Extremwertstatistik hinsichtlich der statistischen Wiederkehrintervalle der Abflusswerte analysiert. Anhand dieser Ergebnisse werden die aktuellen Hochwasserabflüsse hinsichtlich der Größe des Ereignisses vorläufig eingeordnet. Anhand der Regionalisierungsbeziehung für die Pegelstationen werden diese Ergebnisse räumlich zugeordnet und hinsichtlich der von (Uhlemann et al. 2010) definierten Kriterien zur Ereignisstärke und großräumigen Betroffenheit bewer-

tet. Diese Kennzahlen ermöglichen einen Vergleich zu vergangenen Hochwasserereignissen.

### 2.1.2 Bewertung der Hochwasserauswirkungen

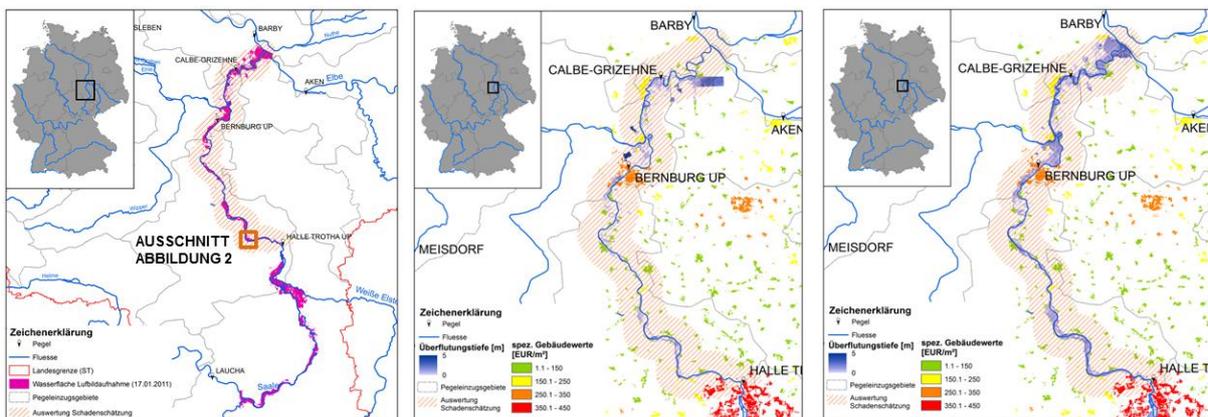
Die Abschätzung der Auswirkungen basiert auf diversen Geobasis- und Geofachdaten. Die Werte der Wohngebäude wurden deutschlandweit je Gemeinde auf Grundlage der Normalherstellungskosten 2005 (BMVBS 2005) ermittelt (Kleist et al. 2006). Die räumliche Zuordnung der Wohngebäudewerte erfolgt anhand der ATKIS (BKG GEODATENZENTRUM 2009) Landnutzungsklassen für Wohngebiete (Code 2111) und gemischte Nutzungen (Code 2113) mit einem binären Disaggregierungsansatz (Wünsch et al. 2009). Im Ergebnis stehen die spezifischen Wohngebäudewerte als flächendeckendes Raster für ganz Deutschland zur Verfügung. Weitere Datengrundlagen für die Schadenmodellierung sind Angaben zu den Gebäudetypen und zur Gebäudequalität aus dem Infas Geodatenkatalog (Infas Geodaten GmbH 2009). Diese Daten werden flächendeckend für Deutschland vorgehalten und regelmäßig aktualisiert.

Die Schadensschätzung erfolgt auf der Mesoskala mit dem Schadenmodell FLEMOps+r (Elmer et al. 2010). Als Eingangsdaten stehen aus den vorausgehenden Arbeitsschritten räumlich detaillierte Informationen zu Überflutungstiefen, Gebäudequalität, Gebäudetypen und Wiederkehrintervallen bereit. Damit berechnet FLEMOps+r die Schädigungsgrade an Wohngebäuden. Durch Multiplikation mit den spezifischen Wohngebäudewerten werden die direkten Hochwasserschäden an Wohngebäuden berechnet.

## 3 Anwendungsbeispiel Hochwasser Januar 2011

Ein Warmlufteinbruch in Verbindung mit ergiebigen Regenfällen führte zwischen dem 5. und 6. Januar 2011 zu einer weiträumigen Schneeschmelze und einem ersten Anschwellen der Abflüsse in den Gewässern. Im weiteren Verlauf fiel zwischen dem 12. und 14. Januar 2011 auf die bereits gesättigten Böden ausgedehnter Niederschlag. In der Folge entstand eine zweite Hochwasserwelle mit einem erneuten Überschreiten der Meldegrenzen an vielen Gewässern in den Einzugsgebieten des Rheins, der Donau, der Weser und der Elbe (Axer u. a. 2012). In Sachsen Anhalt traten um den 15. Januar insbesondere an Elbe, Saale, Havel, Schwarzer und Weißer Elster, Wipper und Bode Wasserstände im Bereich der Alarmstufe 4 auf (LHW 2011). Das Hochwasserereignis führte in den Einzugsgebieten des Rheins, der Donau, der Weser und Elbe zu Überflutungen mit nachteiligen Auswirkungen. Das Hochwasser erreichte aber an keiner Stelle katastrophale Ausmaße. Die Gesamtschäden belaufen sich nach Schätzungen

der Deutschen Rückversicherung auf deutlich mehr als 100 Mio. € (Axe u. a. 2012). Für dieses Hochwasserereignis wurden im Rahmen des GMES SAFER Projekts vom DLR-ZKI Hochwasserkarten auf Basis von aktuellen TerraSAR-X und Radarsat-2 Daten erstellt ([www.zki.dlr.de/de/article/1724](http://www.zki.dlr.de/de/article/1724)). Auf Grundlage einer TerraSAR-X StripMap Szene wurden für den Abschnitt der Saale zwischen Halle und der Einmündung in die Elbe Hochwassermasken sowie im Nachgang an die Notfallkartierung Überflutungstiefenkarten erzeugt. Dieser Abschnitt wurde daher als Untersuchungsgebiet für eine Schadensschätzung unter Verwendung von Fernerkundungsdaten ausgewählt, siehe Abbildung 1. Darüber hinaus wurden in diesem Gebiet Luftbilder aufgenommen. Die Luftbilder dokumentieren die Überschwemmungssituation für dieses Ereignis sehr detailliert und ermöglichen eine genaue Ermittlung der Überflutungstiefen. Sie werden als Referenz für die Beurteilung der Ergebnisse aus den TerraSAR-X Daten verwendet. Die Luftbilder wurden jedoch nur zur Validierung des GMES SAFER Service in Auftrag gegeben und stehen nur in Ausnahmefällen zur Verfügung. Bei der Analyse des Ereignisses wird die Datenverfügbarkeit in einer nahe Echtzeit Anwendung betrachtet.



**Abbildung 1:** Untersuchungsgebiet Ereignisanalyse Hochwasser Januar 2011 (links), Überflutungstiefen aus TerraSAR-X StripMap-Szene (Mitte) und Luftbildaufnahmen (rechts) mit spez. Wohngebäudewerten im Untersuchungsabschnitt der Saale

### 3.1 Ereignisverlauf und Datenverfügbarkeit

Der Verlauf des Hochwassers vom Januar 2011 an der Saale ist anhand der Abflusszeitreihen der Pegel Halle-Trotha und Calbe-Grizehne in Abbildung 2 dargestellt. Die Lage der Pegel und deren Einzugsgebiete sind in Abbildung 1(links) enthalten. Abbildung 2 zeigt weiterhin die Aufnahmezeitpunkte der Luftbilder und der Terra-SAR-X-StripMap Szene sowie die Verfügbarkeit der daraus ermittelten Hochwassermasken und Überflutungstiefen. Im unteren Teil der Abbildung sind beispielhaft die Überflutungsflächen, Überflutungstiefen

sowie eine Verschneidung mit den spezifischen Wohngebäudewerten für die Schadensschätzung in einem Gebietsausschnitt dargestellt (zur Lage des Ausschnitts siehe Abbildung 1). Die Luftbilder wurden am 17. Januar in sehr guter zeitlicher Übereinstimmung mit dem Auftreten des Hochwasserscheitelabflusses in der Saale aufgenommen. Die TerraSAR-X StripMap-Szene wurde fünf Tage später aufgezeichnet. In diesem Zeitraum war der Wasserstand z.B. am Pegel Halle-Trotha bereits um rd. einen Meter gesunken.

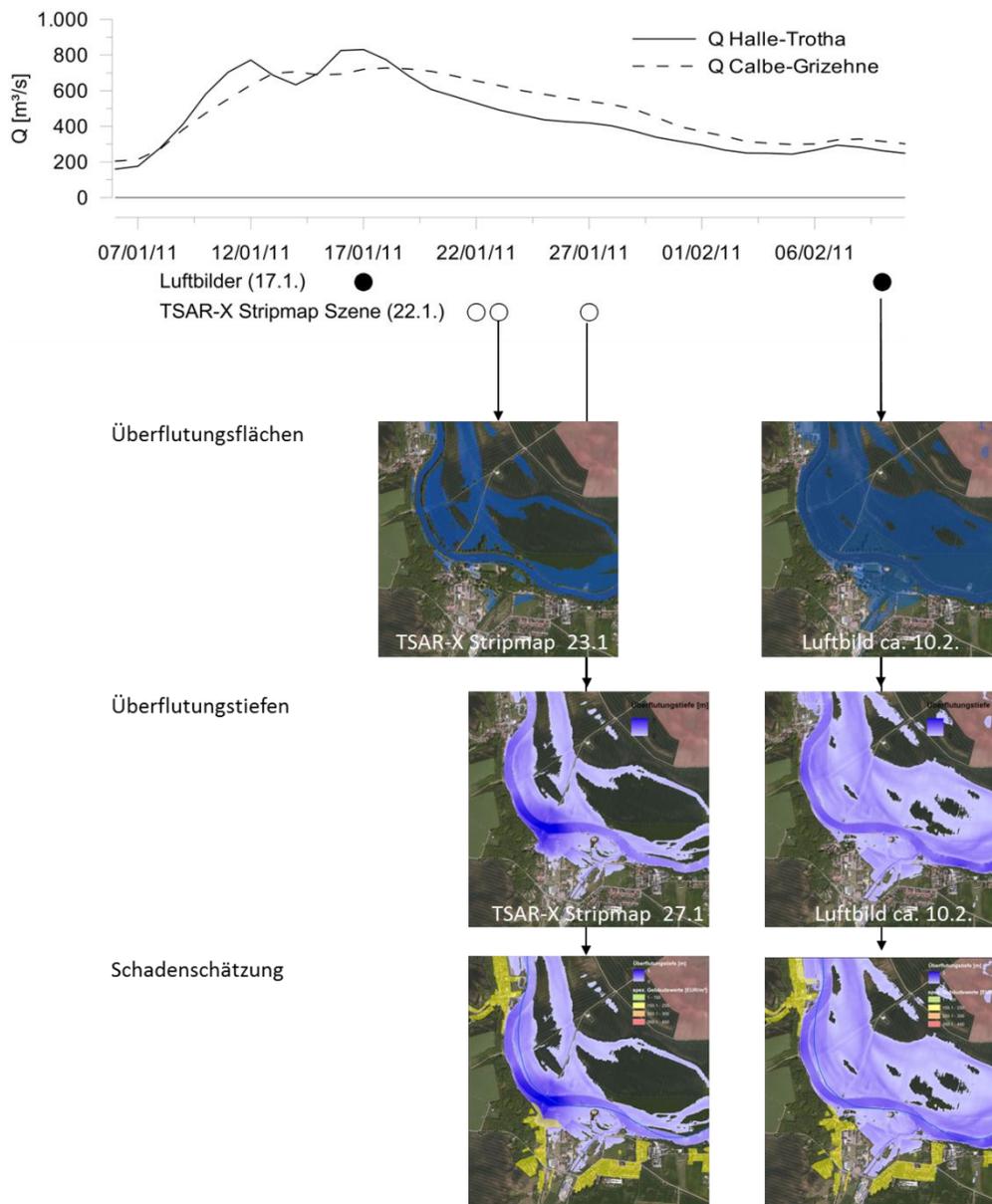
### 3.2 Ergebnisse

Auf Grundlage der TerraSAR-X StripMap-Szene wurde am 23. Januar eine erste ereignisbezogene Karte der Überflutungsflächen erzeugt. Die Ableitung der Überflutungstiefen wurde am 27. Januar fertiggestellt. Eine erste Schadensschätzung mit FLEMOps+r durch die räumliche Auswertung der Überflutungstiefen, Gebäudetypen- und Gebäudequalitätsdaten sowie spezifischen Wohngebäudewerten war rund fünf Tage nach Aufnahme der StripMap-Szene und zehn Tage nach Auftreten des Hochwasserscheitels möglich, siehe Abbildung 2.

Demgegenüber lagen die Ergebnisse der Luftbildauswertung erst mehrere Wochen später (ca. am 10. Februar) vor. In Abbildung 1 (Mitte und rechts) sind die Überflutungstiefen im Untersuchungsabschnitt aus beiden Datenquellen zusammen mit den spezifischen Wohngebäudewerten dargestellt.

Die Gegenüberstellung beider Datengrundlagen (siehe auch Detailausschnitte in Abbildung 2) zeigt, dass die Ausdehnung der überfluteten Flächen aus TerraSAR-X Daten geringer ist als aus den Luftbildern (TerraSAR-X: 41,6 km<sup>2</sup>, Luftbilder: 65,8 km<sup>2</sup>). Die mittlere Überflutungstiefe im Untersuchungsgebiet aus TerraSAR-X Daten ist mit 1,5 m erheblich größer als aus den Luftbildern mit 0,18 m. Die maximale Wassertiefe in den TerraSAR-X Daten beträgt 58,2 m und in den Luftbildern 14,6 m.

Der Gesamtwert der Wohngebäude im Untersuchungsausschnitt beträgt rd. 867 Mio. € (Stand 2011). Die mit FLEMOps+r berechneten direkten Schäden an Wohngebäuden betragen für die TerraSAR-X Überflutungstiefen rd. 8,3 Mio. € und für die Luftbildüberflutungstiefen rd. 14,2 Mio. €.



**Abbildung 2:** Verlauf Hochwasser Januar 2011 an der Saale und Datenverfügbarkeit von Überflutungsflächen und Überflutungstiefen. Überlagerung mit spez. Wohngebäudewerten zur Schadensschätzung (Lage Beispielausschnitt vgl. Abbildung 1 (links) orangener Kasten)

## 4 Diskussion und Ausblick

Auf der Grundlage von Satellitendaten können für ein Hochwasserereignis innerhalb weniger Tage Überflutungsflächen und Überflutungstiefen bereitgestellt werden. Für das betrachtete Anwendungsbeispiel konnte ca. fünf Tage nach Datenaufnahme eine erste Schätzung direkter Hochwasserschäden an Wohngebäuden mit einem mesoskaligen Schadensmodell durchgeführt werden.

Die automatisierte Ermittlung von Überflutungstiefen aus Fernerkundungsdaten befindet sich gegenwärtig in der Entwicklung. Herausforderungen bestehen hinsichtlich der automatisierten Abgrenzung der Überflutungsfläche und der Konstruktion der Wasserspiegellage. Diese setzt die Verfügbarkeit eines hochauflösten Geländemodells voraus, um brauchbare Höheninformationen an der Land-Wassergrenze zu erhalten. Anwendungserfahrungen zeigen, dass insbesondere vom Hochwasser betroffene Siedlungs- und Waldflächen problematisch sind, da hier die automatische Wasserklassifikation aus den Satellitendaten fehlerhaft ist und manuelle Korrekturverfahren angewendet werden müssen.

Die Abweichung von der Referenzschadenschätzung (Luftbilder) liegt bei ca. 70 %. Eine Ursache für die Unterschätzung des Schadens ist der zeitliche Unterschied der Datenaufnahme bei einer zeitlich veränderlichen Hochwasserwelle. Die Luftbilder wurden in sehr guter zeitlicher Übereinstimmung mit dem Auftritt des Hochwasserscheitels in der Saale aufgenommen. Demgegenüber wurde die TerraSAR-X StripMap-Szene fünf Tage später aufgezeichnet. Zu diesem Zeitpunkt war der Wasserstand schon deutlich zurückgegangen (ca. 1 m am Pegel Halle-Trotha). Folglich haben die überfluteten Flächen auf Grundlage der TerraSAR-X Daten eine geringere Ausdehnung, d.h. es wird eine kleinere Fläche als betroffen erkannt. Die TerraSAR-X Daten enthalten aufgrund der automatisierten Ableitung verschiedentliche Artefakte und mitunter unplausible Werte. Eine umfassende Qualitätsprüfungen und Plausibilisierung der Daten ist zeitaufwendig und steht einer schnellen Bereitstellung entgegen. Die Eingrenzung der Unsicherheit in den Daten und deren Berücksichtigung in den verschiedenen Auswertungsschritten bis hin zur Schadensschätzung ist daher ein wichtiger Aspekt für zukünftige Anwendungen.

Die Verfügbarkeit der Fernerkundungsdaten im Hochwasserfall und die Flächenabdeckung von Deutschland ist abhängig von der Beauftragung des DLR im Rahmen der verschiedenen Aktivierungsmechanismen. Diese Daten stehen daher nicht grundsätzlich für die schnelle Hochwasserereignisanalyse zur Verfügung. Umgekehrt können aus der Zusammenstellung der verschiedenen hydrometeorologischen und hydrologischen Daten frühzeitig Hinweise zu räumlichen Schwerpunkten der Betroffenheit gegeben werden. Die räumliche Abdeckung und die zeitliche Steuerung der Satellitenaufnahmen könnten somit verbessert werden.

Das Ereignisanalysesystem befindet sich im Aufbau. Zukünftig sollen weitere Daten- und Informationsquellen für die Beschreibung und Analyse von Hochwasserereignissen einbezogen werden. Dazu zählen hydrologische und hydraulische Modellberechnungen. Die Modellergebnisse tragen zur Verdichtung der Informationen insbesondere in Bereichen ohne direkte Beobachtungen bei. Wei-

terhin sollen Möglichkeiten zur Nutzung von sozialen Sensoren untersucht werden. Informationen von Augenzeugen, die über soziale Medien verbreitet werden, sind eine vielversprechende Ergänzung der etablierten Mess- und Beobachtungssysteme. Auf diesem Weg können in kürzester Zeit nach dem Ereignis wertvolle Hinweise z.B. zur Überflutungssituation in einem Wohngebiet ausgewertet werden.

## Danksagung

Die Fernerkundungsdaten wurden vom DLR im Rahmen des GMES Emergency Response Projektes SAFER über Mittel des 7. Rahmenprogrammes der EU erhoben.

## 5 Literatur

- Axer, Thomas, Thomas Bistry, Matthias Klawa, Meike Müller, und Michael Süßer. 2012. Sturmdokumentation 2011 Deutschland. Düsseldorf: Deutsche Rück.
- Belz, Jörg Uwe, Peter Burek, Helga Matthäus, Bruno Rudolf, Stefan Vollmer, und Wilfried Wiechmann. 2006. Das Hochwasser der Elbe im Frühjahr 2006. Koblenz: Bundesanstalt für Gewässerkunde, Deutscher Wetterdienst.
- BKG GEODATENZENTRUM. 2009. „ATKIS-Basis-DLM“.
- BMVBS. 2005. Normalherstellungskosten 2005 (NHK 2005). Berlin: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- CEDIM. 2012. „CEDIM - Forensische Katastrophenanalysen“. Text. <http://www.cedim.de/2131.php>.
- Elmer, F., A. H. Thieken, I. Pech, und H. Kreibich. 2010. „Influence of flood frequency on residential building losses“. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 10 (10): 2145–2159. CEDIM Flood Loss. doi:10.5194/nhess-10-2145-2010.
- „Hochwasser in Deutschland | DLR - ZKI“. 2013. Zugegriffen Januar 15. <http://www.zki.dlr.de/de/article/1724>.
- Infas Geodaten GmbH. 2009. „Infas Geodaten“.
- IRDR. 2011. Forensic investigations of Disasters: The FORIN project. IRDR FORIN Publication No. 1. Beijing: Integrated Research on Disaster Risk.
- Kleist, L., A. H. Thieken, P. Köhler, M. Müller, I. Seifert, D. Borst, und U. Werner. 2006. „Estimation of the regional stock of residential buildings as a basis for a comparative risk assessment in Germany“. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 6 (4): 541–552. CEDIM Flood Loss. doi:10.5194/nhess-6-541-2006.
- LHW. 2011. Bericht über das Hochwasser Januar 2011. Magdeburg: Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt.
- Martinis, S., A. Twele, und S. Voigt. 2009. „Towards operational near real-time flood detection using a split-based automatic thresholding procedure on high resolution TerraSAR-X data“. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9 (2): 303–314. doi:10.5194/nhess-9-303-2009.
- Martinis, S., A. Twele, und S. Voigt. 2011. „Unsupervised Extraction of Flood-Induced Backscatter Changes in SAR Data Using Markov Image Modeling on Irregular

- Graphs“. IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing 49 (1): 251–263. doi:10.1109/TGRS.2010.2052816.
- Martinis, Sandro, und André Twele. 2010. „A Hierarchical Spatio-Temporal Markov Model for Improved Flood Mapping Using Multi-Temporal X-Band SAR Data“. Remote Sensing 2 (9): 2240–2258. doi:10.3390/rs2092240.
- Mühr, Bernhard, Georg Müller, Christoph Kottmeier, Michael Kunz, Manuel Schmidberge, Christian Ehmann, Daniel Köbele, und Adrian Lexser. 2013. „Wettergefahren Frühwarnung“. Wettergefahren Frühwarnung. <http://www.wettergefahren-fruehwarnung.de/>.
- Uhlemann, S., A. H. Thielen, und B. Merz. 2010. „A consistent set of trans-basin floods in Germany between 1952–2002“. Hydrol. Earth Syst. Sci. 14 (7): 1277–1295. doi:10.5194/hess-14-1277-2010.
- Vogt, J., P. Soille, A. de Jager, E. Rimaviciute, W. Mehl, S. Foisneau, K. Bodis, u. a. 2007. A pan-European river and catchment database. European Commission.
- Wünsch, Anja, Ulrich Herrmann, Heidi Kreibich, und Annegret Thielen. 2009. „The Role of Disaggregation of Asset Values in Flood Loss Estimation: A Comparison of Different Modeling Approaches at the Mulde River, Germany“. Environmental Management 44 (3): 524–541. Flood Risk Uncertainty. doi:10.1007/s00267-009-9335-3.
- Zwenzner, H., und S. Voigt. 2009. „Improved estimation of flood parameters by combining space based SAR data with very high resolution digital elevation data“. Hydrol. Earth Syst. Sci. 13 (5): 567–576. doi:10.5194/hess-13-567-2009.

## Autoren:

Dr.-Ing. Kai Schröter	Dipl. Geogr. Hendrik Zwenzner
Dr. Heidi Kreibich	
Prof. Dr. rer. nat. habil. Dr.-Ing. Bruno Merz	Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt (DLR)
	Deutsches Fernerkundungszentrum (DFD)
Helmholtz-Zentrum Potsdam	Oberpfaffenhofen
Deutsches Geoforschungszentrum (GFZ)	82234 Weßling
Sektion 5.4 Hydrologie	
14473 Potsdam	Tel.: +49 8153 28 3399
	Fax: +49 8153 28 1445
Tel.: +49 331 288 1525	E-Mail: Hendrik.Zwenzner@dlr.de
Fax: +49 331 288 1570	
E-Mail: kai.schroeter@gfz-potsdam.de	
kreib@gfz-potsdam.de	
bmerz@gfz-potsdam.de	

## **Großräumige Einflüsse tschechischer und thüringischer Talsperren auf ausgewählte extreme Hochwasser an der deutschen Binnenelbe**

Marcus Hatz  
Norbert Busch

Das Auftreten von drei bedeutenden Elbehochwassern (2002, 2006, 2011) innerhalb eines Jahrzehnts hat in Deutschland sowohl der betroffenen Bevölkerung als auch den Fachleuten aus Wasserwirtschaft und Politik die Bedeutung eines funktionierenden Hochwasserrisikomanagements vor Augen geführt. Die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG), welche als Bundesoberbehörde auch für alle Bundeswasserstraßen in Deutschland zuständig ist, beteiligt sich deshalb schon seit 2004 an EU-Projekten, die ihren Fokus auf Hochwasser und Hochwasserschutzfragen an der Elbe legen. Sowohl im Projekt „ELLA“ (2004-2006) als auch im 2012 abgeschlossenen Projekt „LABEL – Anpassung an das Hochwasserrisiko im Elbe-Einzugsgebiet“ konnte die BfG dabei mit verschiedenen angewandten Themen aus Forschung und Praxis eine Schnittstellenfunktion im Hochwasserrisikomanagement zwischen Bund, Bundesländern und europäischen Partnern ausfüllen.

Für die drei genannten Hochwasser wurden mittels großräumiger mathematischer Abflussmodellierungen, die in Kooperation mit tschechischen Partnern (Masaryk Water Research Institute, AquaLogic Consulting) ausgeführt wurden, die Wirkungen tschechischer und thüringischer Talsperren auf Hochwasser an der Elbe staaten- und länderübergreifend untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass während der drei Hochwasser in den berücksichtigten Talsperren ein Retentionsvolumen von bis zu mehreren 100 Mio. m<sup>3</sup> zur Verfügung stand, dessen Nutzung sich nicht nur positiv auf die Scheitelwasserstände der Elbe in Tschechien auswirkte. Auch entlang der gesamten deutschen frei fließenden Elbe konnten durch die Modelluntersuchungen Scheitelwasserstandsreduktionen von bis zu 1 Meter nachgewiesen werden, die in der Vergangenheit erheblich zur Verbesserung des Hochwasserschutzes an der Oberen und Mittleren Elbe beigetragen haben. Durch die Berechnungen wurde ebenfalls deutlich, dass die langen HQ-Reihen (1890 – 2011) für deutsche Elbepegel durch die sukzessive Errichtung der größten Talsperren im Elbegebiet zwischen 1932 und 1968 inhomogen sind und so für extremwertstatische Berechnungen keine belastbaren Aussagen liefern.

Stichworte: Hochwasserrückhalt in Talsperren, Moldaukaskade, Oberlieger-Unterlieger-Problematik, Homogenisierung langer HQ-Reihen

## 1 Hochwasserrisiko im Einzugsgebiet der Elbe

Für viele Regionen und Städte im Einzugsgebiet waren und sind die Elbe und ihre Nebenflüsse wichtige Motoren für die wirtschaftliche Entwicklung. Zahlreiche Talsperren an Moldau, Eger oder Saale (Abb. 1) sichern die Versorgung mit Trinkwasser und Elektrizität; die Wasserstraße Elbe stellt Nutzungspotentiale für die Transportwirtschaft bereit und der Tourismus profitiert von einer reizvollen Mischung aus kulturellen Hotspots mit naturnahen Auenlandschaften. Die extremen Hochwasser der Jahre 2002, 2006 und 2011, welche durch außergewöhnliche meteorologische Bedingungen im Einzugsgebiet hervorgerufen wurden, haben gezeigt, dass die beschriebene positive Situation jederzeit durch Hochwasser gefährdet werden kann; insbesondere deshalb, weil in den letzten 150 Jahren in der Flussaue über 85 % der natürlichen Überschwemmungsgebiete verloren gingen, die Schadenspotentiale sich jedoch gerade dort durch den Ausbau und die Verdichtung der Infrastruktur erhöht haben. Das Hochwasserrisiko ist somit gestiegen (*IKSE 2005*).

Im Elbegebiet hat man sich dieser Problematik angenommen. Zusätzlich zu den permanenten Gremien und Arbeitsgruppen im Elbegebiet formierte sich schon schnell nach dem sogenannten „Jahrhunderthochwasser“ vom August 2002 eine weitere Initiative, die erkannte, dass ein nachhaltiges Hochwasserrisikomanagement nicht allein durch die Wasserwirtschaft, sondern nur im Verbund mit der Raumordnung realisiert werden kann. Gefördert wird diese Initiative durch das EU-Programm INTERREG B, mit dessen Unterstützung unter Beteiligung von nationalen, lokalen und regionalen Behörden aus Deutschland, Tschechien und anderen Partnerländern, die beiden EU-Projekte „ELLA“ (2004-2006) und „LABEL“ (2009-2012) erfolgreich durchgeführt wurden.

In beiden Projekten war die BfG aktiver Projektpartner und konnte als Bundesoberbehörde eine Schnittstellenfunktion zu den beteiligten Landesbehörden und europäischen Projektpartnern ausfüllen. Zusammen mit diesen Partnern wurde von der BfG einer der Schwerpunkte in LABEL auf großräumige, modellgestützte Untersuchungen zum Hochwasserablauf an der Elbe gelegt. Aufbauend auf den im ELLA-Projekt durchgeführten Analysen zur Wirkung von geplanten Poldern und Deichrückverlegungen in Sachsen und Sachsen-Anhalt (*BfG 2006*), war es das Ziel, das bereits vorhandene Wissen (*Kašpárek et al. 2006*) zu den Wirkungen von Talsperren in Tschechien und Thüringen auf den Hochwasserablauf an der Elbe genauer zu spezifizieren und zu klären, wie weit die positiven Einflüsse auf der deutschen Elbestrecke wirken.



**Abbildung 1:** Das Einzugsgebiet der Elbe mit den wichtigsten Talsperren und Pegeln

## 2 Ermittlung der Auswirkungen der Talsperren

Aufgrund ihres Wasserrückhaltevermögens spielen die Talsperren im Einzugsgebiet der Elbe in Tschechien und Thüringen eine wichtige Rolle für die Wasserwirtschaft und insbesondere für den Hochwasserablauf. So wurde in *IKSE (2009)* nachgewiesen, dass durch die Vorentleerung der Talsperren an der Mol-

dau im Winter 2005/2006 „ein bedeutender Teil der Hochwasserwelle des Hochwassers vom Frühjahr 2006 zurückgehalten werden konnte.“ Dabei wurde davon ausgegangen, dass die Wirkungen tschechischer Talsperren, deren Einsatz auf den dortigen Hochwasserverlauf angepasst ist, sich in Deutschland nur bis „in den Raum Dresden“ (IKSE 2009) bemerkbar machen.

## 2.1 Eingesetzte Modellwerkzeuge

Um das vorhandene Wissen zu durch Talsperren beeinflussten Hochwasserabläufen präzisieren zu können, untersuchte die BfG zusammen mit den tschechischen Partnern *T.G. Masaryk Water Research Institute* und *Aqualogic Consulting* die zuvor beschriebenen Effekte am Beispiel der realen Situation während der Hochwasser 2002, 2006 und 2011 für die gesamte tschechische und deutsche Binnenelbe. Hierbei kam ein deutsch-tschechisches Modellsystem zum Einsatz, in dem das 1D-Fließgewässermodell der BfG für die frei fließende deutsche Elbe bis Geesthacht (Software: SOBEK; *BfG 2012*) mit einem 1D-Fließgewässermodell der tschechischen Elbe (Software: HecRas) und der Moldau gekoppelt wurde. Um die Effekte der Talsperren an der Moldau (Moldaukaskade) nachweisen zu können, war es für diese notwendig zwei unterschiedliche Modellzustände (mit jeweils unterschiedlichem Modelllayout) aufzubauen. Für die Simulation des tatsächlich eingetretenen, durch Talsperren beeinflussten Hochwasserablaufs wurde der Wellenablauf in der Moldau und der Speicherbetrieb in der Moldaukaskade mit Hilfe der tschechischen Software sMAN simuliert (siehe auch *BfG 2012*). Der Verlauf der Hochwasser, wie er potentiell ohne Einsatz der Talsperren eingetreten wäre, konnte mit einem HecRas-Modell rekonstruiert werden, welches basierend auf geometrischen Daten der Jahre 1902 bis 1911 aufgebaut wurde. So war es möglich, die morphologische Situation der Moldau vor Bau der Moldaukaskade im Modell abzubilden und die Wellenlaufzeiten realistisch zu ermitteln (*BfG 2012*).

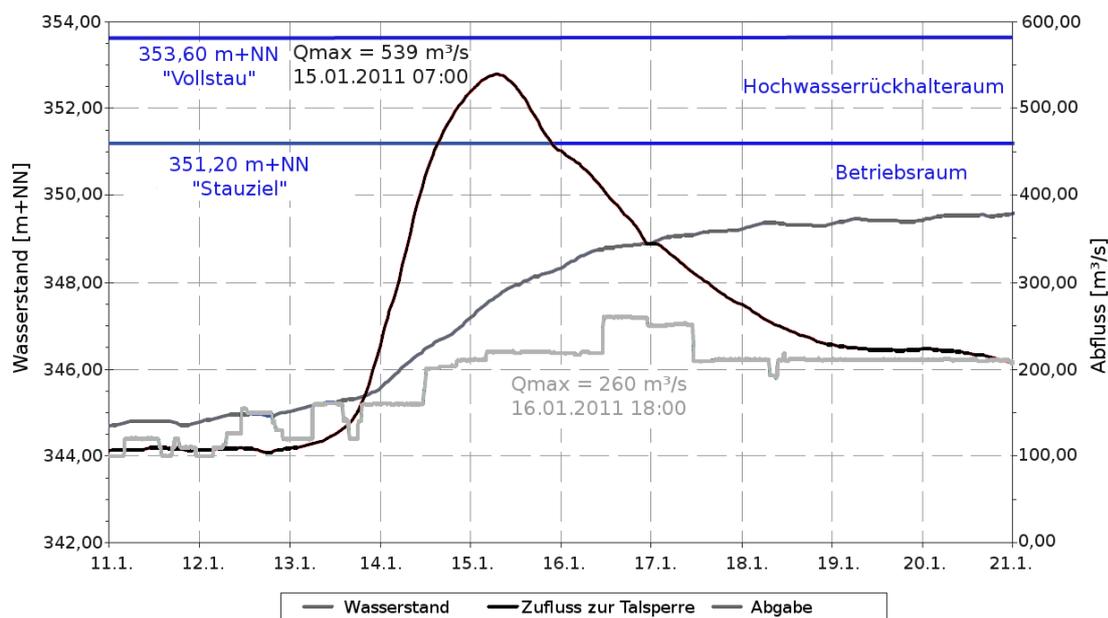
## 2.2 Talsperren in Tschechien und Thüringen

Die großen Talsperren werden in Tschechien als Mehrzweckspeicher betrieben, die – neben weiteren Einsatzzwecken – hauptsächlich der Wasserversorgung, der Erzeugung elektrischer Energie und dem Hochwasserschutz dienen. Im Falle der Nutzung als Hochwasserrückhaltebecken ist die Abgabe aus der Stauhaltung darauf ausgerichtet, im unterstromig gelegenen Gewässerabschnitt ein definiertes Schutzniveau zu garantieren und somit nennenswerte Schäden zu vermeiden. Diese auf den Schutz der Unterlieger gesteuerte Abgabe variiert zwischen einem Abfluss von  $HQ_1$  und  $HQ_5$ .

**Tabelle 1** Rückhaltevolumen der wichtigsten Talsperren an Moldau, Eger und Saale (Angaben in Mio. m<sup>3</sup>)

Talsperre (Gewässer)	Lipno I (Moldau)	Orlík (Moldau)	Nechranice (Eger)	Bleiloch (Saale)	Hohenwarte (Saale)
<b>Vollstau</b>	309,5	716,5	287,6	215	182
<b>Gewöhl. Rückhalteraum</b>	33,2	62,1	36,6	27	13

Die insgesamt 136 Talsperren im tschechischen Teil des Elbegebiets verfügen über einen Gesamtstauraum von 2.567 Mio. m<sup>3</sup>. Davon beträgt gegenwärtig (Quelle: ISKE, Stand: 31.12.2008) der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum bei einem kontrollierten Einsatz der Becken im Sommer 231 Mio. m<sup>3</sup>, während er sich im Winter auf 264 Mio. m<sup>3</sup> vergrößert. Die bedeutendsten tschechischen Talsperren (Tab. 1) an der Moldau (*Lipno I*, *Orlík*) und der Eger (*Nechranice*) stellen zusammen einen gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum von über 130 Mio. m<sup>3</sup> zur Verfügung. Ergänzend sind in Tabelle 1 die bedeutenden Saale-Talsperren *Bleiloch* und *Hohenwarte* in Thüringen genannt, die im Hochwasserfall einen gewöhnlichen Rückhalteraum von 40 Mio. m<sup>3</sup> bereithalten.

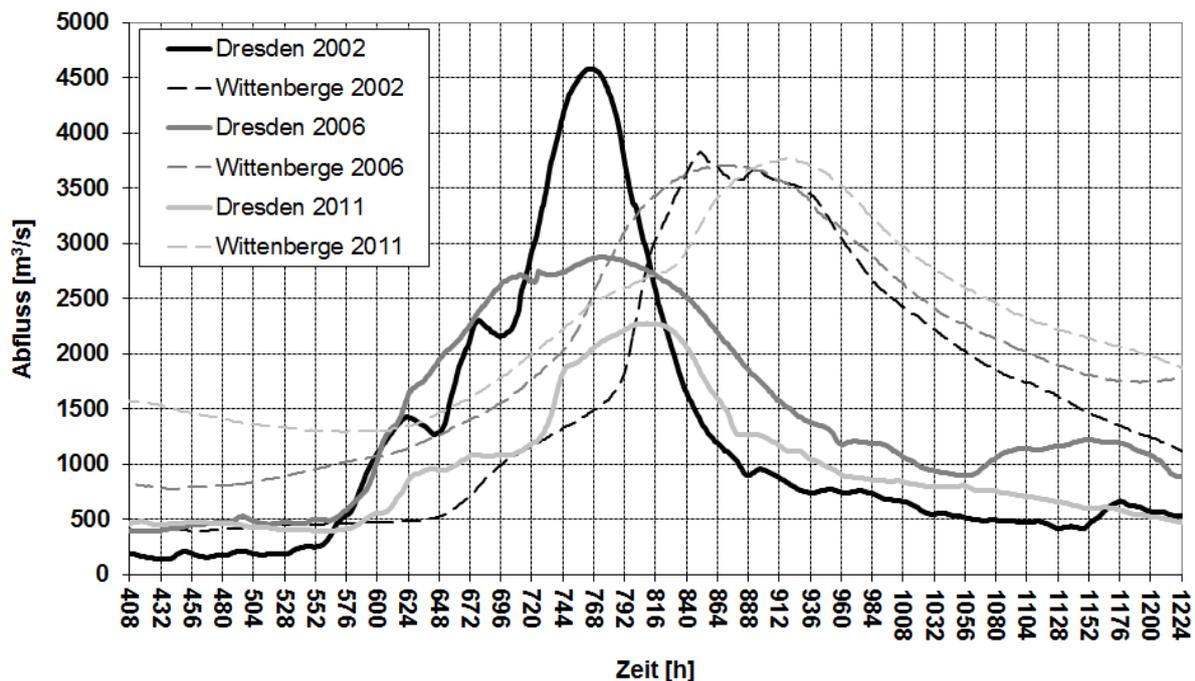
**Abbildung 2:** Vorentleerung und Steuerung der Talsperre Orlík während des Hochwassers im Januar 2011 (BfG 2012)

Über den Einsatz des gewöhnlichen Rückhalterums hinaus besteht im Falle eines drohenden Hochwassers gegebenenfalls die Möglichkeit, durch eine Absenkung des Stauziels in den Betriebsraum hinein (Vorentleerung) weiteres freies Volumen zu generieren und einzusetzen. Dieser Prozess, der vor Eintritt des Ereignisses erfolgen muss, kann jahreszeitlich verschieden stark ausgeprägt sein.

Während die Absenkung des Beckenwasserstands im Winter mit dem sukzessiv ansteigenden Wasseräquivalent der Schneedecke vorgenommen werden kann, erfolgt die Vorentleerung im Sommer in Abhängigkeit von den vorhergesagten Niederschlagsintensitäten. In diesem Fall sind die Vorhersagezeiträume/-güte sowie die Wellenlaufzeiten die begrenzenden Faktoren für die Vorabsenkung. Bei einer maximalen täglichen Talsperrenabgabe von 10 bis 20 Mio. m<sup>3</sup> (Kašpárek 2003) kann bei Sommerhochwassern somit weit weniger zusätzlicher freier Stauraum geschaffen werden als bei Winter- und Frühjahrereignissen. Abbildung 2, in der das Stauziel (351,20 m+NN) und der Beckenwasserstand vor Hochwassereintritt (ca. 344,40 m+NN) dargestellt sind, zeigt für die Talsperre Orlik und das Hochwasser vom Januar 2011 die Bedeutung der durchgeführten Vorabsenkung von annähernd 7 m.

### 2.3 Die Hochwasser 2002, 2006 und 2011

In Abbildung 3 sind die aus den unterschiedlichen Hochwassergenesen der Jahre 2002, 2006 und 2011 hervorgegangenen Wellenformen für die Pegel Dresden und Wittenberge zeitlich übereinander gelegt dargestellt.



**Abbildung 3:** Ganglinien der HW 2002, 2006 & 2011 an den Pegeln Dresden/Wittenberge

Die Ganglinien stehen stellvertretend für Sommerhochwasser mit kurzen, steilen Scheiteln und im Verhältnis dazu geringen Abflussfüllen (2002) und Winter-/Frühjahrshochwasser (2011 bzw. 2006) mit eher langen Scheitelplateaus und großen Abflussfüllen. Neben dem in den Talsperren vorhandenen Rückhalte-

raum sind diese Merkmale eines Hochwassers (Scheitelform und Abflussfülle) ausschlaggebend für den Einfluss der Talsperren auf den Hochwasserverlauf.

### 3 Wirkungen der Talsperren auf den Hochwasserablauf an der Elbe in Tschechien und Deutschland

Die Simulationsergebnisse (*BfG 2012*) zeigen, dass für die historischen Hochwasser 2002, 2006 und 2011 erhebliche Scheitelreduktionen durch den nachweislich vorgenommenen Einsatz der tschechischen und thüringischen Talsperren erreicht wurden. Sie brachten nicht nur positive Effekte für den Hochwasserablauf in Tschechien und an der Oberen Elbe in Deutschland (Nahwirkung, siehe *Pegel Dresden*), sondern wirkten großräumig bis hin zur unteren Mittel-Elbe in Deutschland (Fernwirkung, siehe *Pegel Wittenberge*). Am Pegel Dresden, an dem die Wirkung aller tschechischer Rückhalteräume nachvollzogen werden kann, hätte der Scheitelwasserstand im August 2002 (gemessen: 940 cm am Pegel) ohne Einsatz der Talsperren die Marke von 10 m überschritten. Tabelle 2 zeigt die erzielten Scheitelreduktionen (Q/W) an den Pegeln Dresden und Wittenberge.

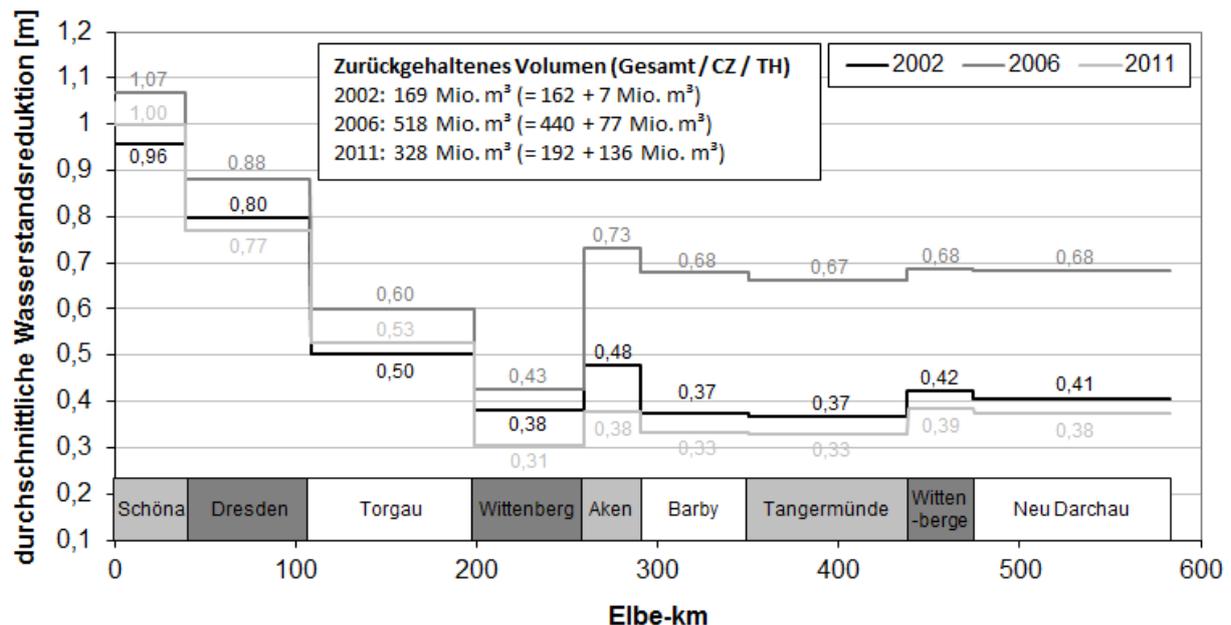
**Tabelle 2** Erzielte Scheitelreduktionen an den Pegeln Dresden/Wittenberge (*BfG 2012*)

	<b>Pegel Dresden</b> (nur tschechische Maßnahmen wirken)	<b>Pegel Wittenberge</b> (rechnerisch: nur tschechische Maßnahmen wirken)	<b>Pegel Wittenberge</b> (real: Maßnahmen in Tschechien und an der Saale wirken)
<b>Aug. 2002</b>	-888 m <sup>3</sup> /s / -72 cm	-572 m <sup>3</sup> /s / -43 cm	-574 m <sup>3</sup> /s / -43 cm
<b>April 2006</b>	-754 m <sup>3</sup> /s / -76 cm	-721 m <sup>3</sup> /s / -64 cm	-840 m <sup>3</sup> /s / -71 cm
<b>Jan. 2011</b>	-569 m <sup>3</sup> /s / -68 cm	-366 m <sup>3</sup> /s / -33 cm	-452 m <sup>3</sup> /s / -40 cm

Die beschriebenen Scheitelreduktionen konnten nur erreicht werden, weil im Hochwasserablauf zwischen 169 Mio. m<sup>3</sup> (2002) und 518 Mio. m<sup>3</sup> (2006) Wasser aus der Welle in den Talsperren zurückgehalten wurde (siehe Abb. 4). Hierfür stand nicht nur der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum zur Verfügung, sondern auch zusätzliches freies Volumen im Betriebsraum der Talsperren, welches durch Vorabsenkung generiert wurde. Mögliche Potentiale und Grenzen solcher Vorentleerungsprozesse wurden durch diese beispielhaften Modelluntersuchungen nochmals verdeutlicht. So war der Wasserstand im Januar 2011 in der Talsperre Orlik aufgrund der Vorabsenkung so niedrig, dass während des Hochwasserereignisses der gewöhnliche Hochwasserrückhalt nicht benötigt wurde (Abb. 2). Obwohl im Sommer 2002 „nur“ 162 Mio. m<sup>3</sup> Wasser in Tschechien zurückgehalten wurden (zusätzlich zu vernachlässigbaren 7 Mio. m<sup>3</sup> in den thüringischen Talsperren, Abb. 4), wurde für die damalige steile Hochwas-

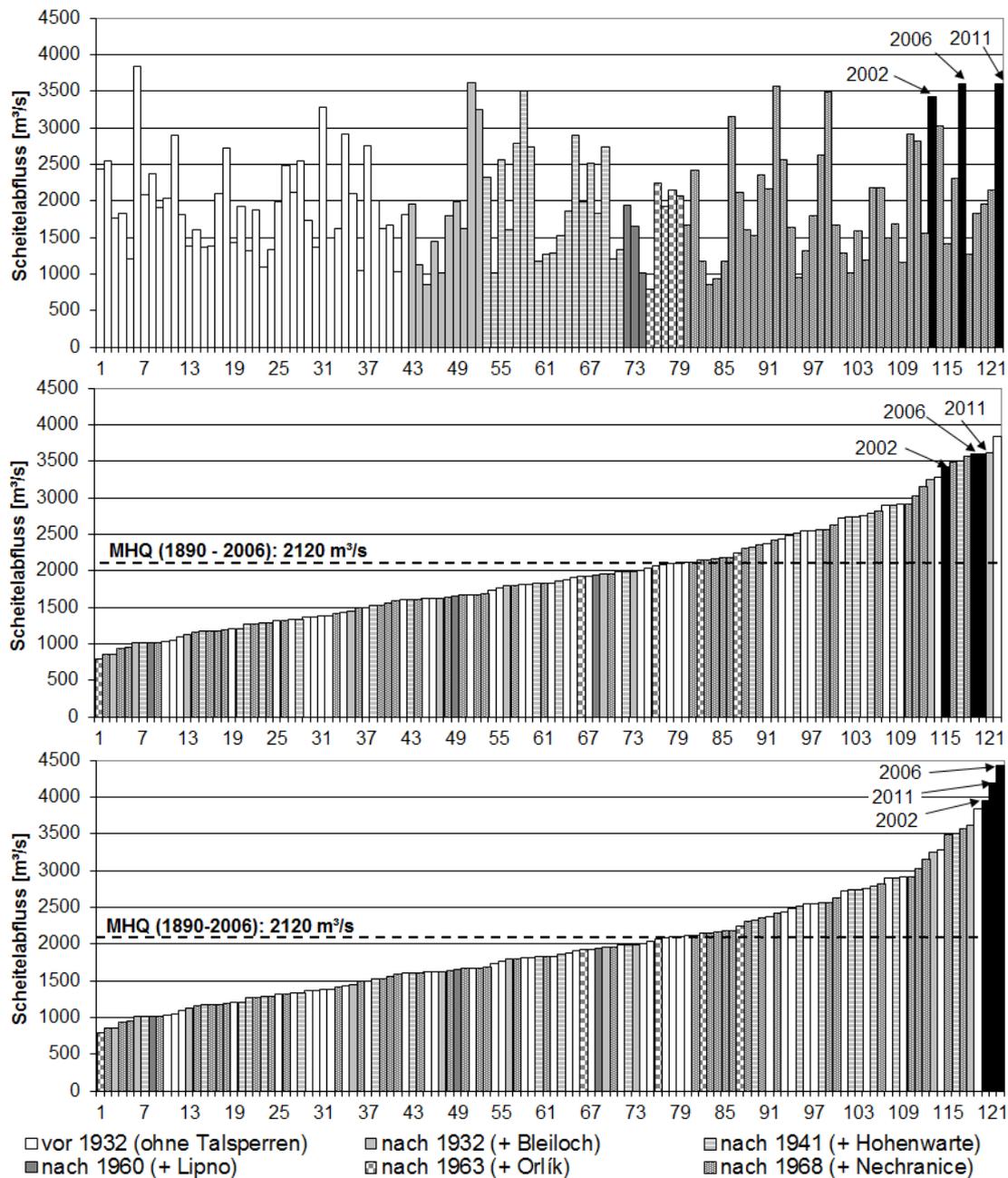
serwelle am Pegel Dresden die größte Scheitelabflussreduktion erreicht. Hierbei wird nochmals deutlich, dass Hochwasser mit kurzer Dauer - bei vergleichbarer Scheitelhöhe - weniger Speichervolumen als Hochwasser mit langem Scheitel benötigen.

Abbildung 4 fasst die abschnittsgemittelten Reduktionen des Scheitelwasserstands für die drei Hochwasser entlang der gesamten deutschen Elbe zusammen.



**Abbildung 4:** Durchschnittliche Scheitelwasserstandsabsenkungen an der deutschen Elbe während der Hochwasser der Jahre 2002, 2006 und 2011

Die Untersuchungen im LABEL-Projekt verdeutlichen darüber hinaus, dass durch die sukzessive zwischen 1932 und 1968 errichteten größten Talsperren im Elbeinzugsgebiet Effekte auf die Hochwasserscheitel erzeugt werden können, die in der langjährigen Hochwasserstatistik nicht zu vernachlässigen sind. Die in Deutschland bisher für die Elbepegel verwendeten langen HQ-Reihen (1890-2011; Abb. 5-oben) verfügen jedoch über unterschiedlich durch Talsperren beeinflusste Ereignisse und liefern somit keine hydrologisch belastbaren Aussagen. Die ranggelistete Darstellung in Abbildung 5 unterstreicht dies nochmals: Während die real abgelaufenen Hochwasser der Jahre 2002, 2006 und 2011 (schwarze Balken) an dritter, vierter und achter Stelle der größten Hochwasser am Pegel Neu Darchau (Mittelelbe) stehen (Abb. 5-Mitte), erhöht sich ihre Bedeutung dramatisch, wenn der Einfluss der Talsperren rechnerisch eliminiert wird (Abb. 5-unten). Die Hochwasser nehmen dann die Ränge 1 bis 3 ein.



**Abbildung 5:** Lange HQ-Reihe (1890-2011) für den Pegel Neu Darchau; (a) **oben:** chronologisch, (b) **Mitte:** ranggelistet und (c) **unten:** ranggelistet und ohne Einfluss der Talsperren in 2002, 2006 und 2011 (schwarze Balken)

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

Mehrere Millionen Menschen an der deutschen Binnenelbe leben hinter Deichen und sind somit bis zu einem gewissen Grad vor Hochwassern geschützt. Die im Rahmen des EU-Projekts LABEL durchgeführten Untersuchungen zu den

Hochwassern 2002, 2006 und 2011 zeigen, dass heutzutage eine zweite Schutzmaßnahme existiert - tschechische und thüringische Talsperren - die ebenfalls in beträchtlichem Maße zum Hochwasserschutz beiträgt. Aufgrund der existierenden und eingesetzten Rückhaltevolumina und der Tatsache, dass die deutschen Nebenflüsse für die Hochwasserentstehung an der Elbe zumeist nur eine untergeordnete Rolle spielen, befindet sich das Elbegebiet in einer außergewöhnlichen Situation. An keinem anderen deutschen Strom (Rhein, Donau, Weser, Oder) profitieren die Unterlieger so stark von den Maßnahmen der Oberlieger. Dies gilt es zukünftig sowohl im Hochwasserrisikomanagement als auch bei der Ermittlung hydrologischer Grundlagen zu berücksichtigen.

## 5 Literatur

- BfG (2006): Modellgestützter Nachweis der Auswirkungen von geplanten Rückhaltemaßnahmen in Sachsen und Sachsen-Anhalt auf Hochwasser der Elbe, BfG-1542, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz 2006
- BfG (2012): Bewertung von Einflüssen tschechischer und thüringer Talsperren auf Hochwasser an Moldau und Elbe in Tschechien und Deutschland mittels Einsatz mathematischer Abflussmodelle, BfG-1725, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz 2012; DOI: 10.5675/BfG-1725-DT bzw. 10.5675/BfG-1725-TSCH
- IKSE (2005): Die Elbe und ihr Einzugsgebiet. IKSE, Magdeburg 2005
- IKSE (2009): Zweiter Bericht über die Erfüllung des Aktionsplans Hochwasserschutz Elbe im Zeitraum 2006 bis 2008, Internationale Kommission zum Schutz der Elbe, Magdeburg 2009
- Kašpárek, L. (2003): Liv, Analýza a možnosti využití ochranné funkce údolních nádrží pro ochranu před povodněmi v povodí labe. Závěrečná zpráva za rok 2003 projektu Vav/650/6/03, MŽP Praha
- Kašpárek, L., Novický, O., Jeníček, M., Buchtela, Š. (2006): Influence of large reservoirs in the Elbe River basin on reduction of flood flows. T.G.M. V.U.V., Prag

Autoren:

**Marcus Hatz**

**Norbert Busch**

Bundesanstalt für Gewässerkunde  
Referat M2 – Wasserhaushalt, Vorhersagen und Prognosen  
Am Mainzer Tor 1  
56068 Koblenz

Bundesanstalt für Gewässerkunde  
Referat M2 – Wasserhaushalt, Vorhersagen und Prognosen  
Am Mainzer Tor 1  
56068 Koblenz

Tel.: +49 261 1306 5574  
Fax: +49 261 1306 5280  
E-Mail: hatz@bafg.de

Tel.: +49 261 1306 5227  
Fax: +49 261 1306 5280  
E-Mail: busch@bafg.de

## **Der Hochwasserrisikomanagementplan – Herausforderung für Wasserwirtschaft und Raumplanung**

Dr. Thomas Hartmann  
Prof. Dr. Robert Jüpner

Die Europäische Hochwasserrisikomanagementrichtlinie (2007/60/EC) sieht vor, dass alle Mitgliedsstaaten bis 2015 Hochwasserrisikomanagementpläne erstellen müssen. Dieses neue Instrument beeinflusst in besonderer Weise das Verhältnis von Wasserwirtschaft und Raumplanung. Zwar ist die Idee von integriertem Hochwasserrisikomanagement nicht neu, jedoch institutionalisiert der Hochwasserrisikomanagementplan den sich seit etwa zwei Jahrzehnten vollziehenden Paradigmenwechsel von technisch orientiertem Hochwasserschutz hin zu flächenhaftem und integriertem Risikomanagement.

Dies ist eine Herausforderung für Wasserbauer und Raumplaner zugleich. Zum Einen erfordert und institutionalisiert der flächenhafte und flusseinzugsgebietsbezogene Ansatz des Hochwasserrisikomanagementplans erstmals ein Umdenken in der Wasserwirtschaft – eingespielte ingenieurwissenschaftliche Steuerungsansätze (Modes of Governance) funktionieren nicht mehr. Zum Anderen fordert der neue Plan die Berücksichtigung von Extremereignissen – jenseits der in der Wasserwirtschaft gebräuchlichen Bemessungshochwasser. Dies stellt für Raumplaner neue Informationen bereit die einen Diskurs um die möglichen und notwendigen Risikomanagementmaßnahmen erst ermöglichen aber auch forcieren.

Der Erfolg des Hochwasserrisikomanagementplans hängt daher in besonderer Weise vom Zusammenspiel von Wasserwirtschaft und Raumplanung ab. Dieses Zusammenspiel wird durch institutionelle, rechtliche, und praktische Einflüsse auf die verschiedenen Modes of Governance beeinflusst. In dem vorliegenden Beitrag wird diskutiert welche Fähigkeiten und Kenntnisse für künftiges Hochwasserrisikomanagement nötig sein werden.

Stichworte: Hochwasserrisikomanagementplan, Modes of Governance, Raumplanung, Hochwasserrisikomanagementrichtlinie

## 1 Einleitung: Zwei besondere Anforderungen

Die Europäische Hochwasserrisikomanagementrichtlinie (HWRL) 2007/60/EG schreibt den Mitgliedstaaten vor bis 2015 Hochwasserrisikomanagementpläne zu erstellen. Damit sollen hochwasserbedingte nachteilige Folgen für Mensch, Umwelt, Kulturerbe und Wirtschaft verringert werden (Artikel 7 II HWRL). Diese Zielvorgabe stellt besondere Anforderungen an Wasserwirtschaft und Raumplanung. Entstanden ist die Hochwasserrisikomanagementrichtlinie als Reaktion auf die großen Hochwasserereignisse vergangener Jahre (Dworak & Görlach 2005: 97). Sie institutionalisiert einen bereits seit Jahren andauernden Paradigmenwechsel im Umgang mit Hochwasser. Dieser Paradigmenwechsel ist eingebettet in einen breiten wissenschaftlichen und öffentlichen Diskurs (Klijn, Samuels & van Os 2008: 307), der besonders durch die extremen Überschwemmungen in Deutschland und den Niederlanden in 1993 und 1995 am Rhein und seinen Nebenflüssen initiiert wurde (LAWA 1995: 8; UBA (Umweltbundesamt) 1999: 25–27), aber auch die Hochwasser 1997 an Oder und 2002 an Elbe und Donau hatten einen großen Einfluss auf den Prozess des Umdenkens von infrastrukturellem Hochwasserschutz zu umfassenden und integriertem Hochwasserrisikomanagement (Moss & Monstadt 2008: 63; Mostert & Junier 2009: 4971; Jüpner 2005). Hochwasserrisikomanagement geht davon aus, dass Hochwasserrisiko ganzheitlich beeinflusst werden muss (Begum, Stive & Hall 2007; Drews 2003; Greiving 2002) anstatt Hochwasserschutz als einen ausschließlichen „Kampf gegen das Wasser“ zu betrachten (Johnson & Priest 2008: 513; Gruenewald 2005). Mit anderen Worten: Die Hochwasserrisikomanagementrichtlinie forciert mit dem Hochwasserrisikomanagement einen umfassenderen und integrierten Ansatz im Umgang mit den negativen Folgen des Hochwassers - grundsätzlich im gesamten Einzugsgebiet.

Dies ist in besonderer Weise eine Herausforderung für das Verhältnis von Raumplanung – die Bauleitplanung und Regionalplanung umfassend – und Wasserwirtschaft. In diesem Beitrag wird auf zwei besondere Herausforderungen für die jeweiligen Steuerungsansätze der Institutionen eingegangen: Zum Einen fordert der Hochwasserrisikomanagementplan eine flusseinzugsgebietsweite Betrachtung des Hochwasserrisikos. Diese räumliche Komponente widerspricht der traditionellen Arbeitsweise von Wasserbauingenieuren, die zunächst gewohnt sind Wasser von der Fläche fern zu halten. Zum Anderen sieht die Hochwasserrisikomanagementrichtlinie vor, auch extreme Ereignisse in die Abwägung von Hochwasserrisiken einzubeziehen. Dies ist in spezieller Weise für Raumplaner von besonderer Bedeutung, denn die so zu Verfügung stehenden Informationen über Risiken und residuale Risiken müssen nun in die raumplanerischen Abwägungsprozesse einbezogen werden. Welche Anforderungen er-

wachsen aus diesen beiden Herausforderungen für künftige Hochwasserrisiko-manager?

## 2 Die räumliche Komponente

Dass in Zukunft mehr Raum für die Flüsse benötigt wird ist unumstritten (Priemus 2005: 371). So fordert der Hochwasserrisikomanagementplan grundsätzlich mehr Retentionsräume zu sichern und wiederherzustellen und dabei auch Effekte für Unterlieger bei der Planung zu berücksichtigen (Artikel 7 IV HWRL). Aber die räumliche Komponente bedeutet auch, dass zum Einen Hochwasserrisikomanagementpläne Flusseinzugsgebiete als Planungsraum zugrunde legen (Artikel 7 I HWRL), und zum Anderen dass alle relevanten Aspekte aus Wasserwirtschaft, Raumplanung, Bodennutzung, Umwelt, Schifffahrt, etc. sowie technische und nicht-technische Maßnahmen mit einbezogen werden (Artikel 7 III HWRL).

### 2.1 Flusseinzugsgebietsweite Planung

Die Forderung nach flusseinzugsgebietsweiter Planung zum Thema Hochwasser folgt dem generell mehr flächenbezogenen Ansatz der europäischen Wasserpolitik (Dworak & Görlach 2005: 98). Bereits die europäische Wasserrahmenrichtlinie erforderte eine solche Betrachtung – allerdings ohne explizit auf Hochwasser Bezug zu nehmen (Dworak & Görlach 2005: 98). Im Hochwasserschutz geht die räumliche Komponente über den traditionellen Betrachtungshorizont der Wasserwirtschaft hinaus. Während bisher die Deiche, Hochwasserschutzmauern und Hochufer oftmals den Planungsraum der Wasserwirtschaft begrenzen (Ison, Röling & Watson 2007: 500; Wiering & Immink 2006: 423), bedeutet die neue Herangehensweise, dass Wasserbauingenieure nun die „Politikarena“ von Raumplanung hinter den Deichen betreten müssen.

### 2.2 Einbeziehung nicht-technischer Maßnahmen

Technische Hochwasserschutzmaßnahmen waren und sind größtenteils darauf ausgerichtet, Wasser und Land voneinander zu trennen. Die Hochwasserrisikomanagementrichtlinie negiert diese scharfe Abgrenzung. Durch die geforderte Berücksichtigung verschiedener Szenarien in die Analysen wird auch das Versagen bestehender Schutzeinrichtungen als Möglichkeit einbezogen (Artikel 6 IIIa HWRL). Dementsprechend fordert die Richtlinie explizit, dass die neuen Pläne auch nicht-technische Maßnahmen berücksichtigen und u.a. nachhaltige Bodennutzungspraktiken fördern sollen (Artikel 7 III HWRL). Dies betont die bereits 2002 erkannte Notwendigkeit der Integration des Hochwasserthemas in Fach- und Raumplanung (Dworak & Görlach 2005: 98), und erfordert, dass die

Hochwasserrisikomanagementpläne explizit auf Stadtentwicklung Einfluss nehmen müssen (Albrecht 2007: 501).

So konsequent und logisch die Forderungen nach mehr nicht-technischen Maßnahmen auch hinter den Deichen ist, sie führt zu nicht unerheblichen Veränderungen im Verhältnis von Raumplanung und Wasserwirtschaft. Während Raumplanung umfassend, übergeordnet und abwägend ist, ist Wasserwirtschaft fachspezifisch und deterministisch (Moss 2009: 60). Raumplanung verfügt über nahezu kein eigenes Budget zur Umsetzung von Plänen und Maßnahmen und Steuerung findet selten „top-down“ statt. Stattdessen spielen Abwägung, Konsensfindung und Kooperationen eine wichtige Rolle (Roth & Warner 2007: 520–521). Das ganze institutionelle Gefüge der Raumplanung ist auf diese mehr netzwerkorientierte Arbeitsweise ausgerichtet (Stür 2004: 416; Moss 2009: 60; Wegener 2012). Diese Arbeitsweise widerspricht der Vorgehensweise der Wasserwirtschaft, wo Steuerung in der Regel durch klare Vorgaben und zentrale Institutionen funktioniert und für die Umsetzung von Maßnahmen ein vergleichsweise großes Budget zur Verfügung steht (Hartmann & Spit 2012).

### **2.3 Umfassend und integriertes Hochwasserrisikomanagement**

Schlussendlich verlangt die neue räumliche Komponente des Hochwasserrisikomanagementplans umfassenden und integrierten Ansatz im Umgang mit allen Aspekten des Hochwassers. Umfassend heißt hier, dass Wasserbauingenieure künftig nicht nur die Berechnung von Wassermengen und –ständen sowie die Dimensionierung entsprechender Schutzeinrichtungen in die Planungen einstellen müssen, sondern auch adaptive Bauweisen oder spezielle Bodennutzungen und –bewirtschaftungsformen im Hinterland der Deiche. Integriert bedeutet, dass die flusseinzugsgebietsweite Betrachtung dazu führt, dass Hochwasserrisikomanagement mit neuen Akteuren und Politikfeldern in Berührung kommt. Dies erfordert Arbeitsweisen der Wasserwirtschaft wie sie in der Raumplanung üblich sind: Abwägen von Belangen und verhandeln und koalieren mit Akteuren (Assmann 2001; Heiland 2002). Der Paradigmenwechsel im Mode of Governance scheint dabei nicht weniger einschneidend als der Wandel in den 1970er Jahren in der Raumplanung weg vom Raumingenieur hin zu postmoderner Raumplanung (Baum 1977; Healey 1996; Allmendinger 2002). Ein Blick in einschlägige planungstheoretische Debatte der Raumplanung kann daher eine Hilfe für den Wandel im Hochwasserrisikomanagement liefern (Hartmann 2012), wobei erste Pilotprojekte in der Wasserwirtschaft derzeit bereits richtungsweisend sind (Jüpner 2005; Gretzschel 2008).

### 3 Extremereignisse denken

Neben der räumlichen Komponente stellt die zweite große Herausforderung die mit dem Hochwasserrisikomanagementplan verbunden ist, die vorgesehene Berücksichtigung von Extremereignissen dar. Was zunächst wie ein weiterer Rechenfall für Wasseringenieure erscheint, hat in der Tat erhebliche Auswirkungen für den künftigen Umgang mit Hochwasser in der Gesellschaft. In der Vergangenheit wurde von Wasserbauingenieuren ein 100%iger Schutz gegen Überschwemmung erwartet (Mandelbaum 1996: 11–12; Heiland 2002: 18); auch wenn diese Erwartungshaltung von den Fachleuten stets als unrealistisch zurückgewiesen wurde (vgl. u.a. Patt 2001). Umfassende risikobasierte Herangehensweisen stecken – auch in anderen europäischen Ländern – noch immer in Kinderschuhen (Klijn, Samuels & van Os 2008: 317). Hochwasserschutz ist noch immer an das Erreichen festgelegter Schutzniveaus – etwa das HQ100 – orientiert. Hochwasser werden dabei anhand von Wahrscheinlichkeiten des Auftretens bestimmter Hochwasserabflüsse kategorisiert (Fleming 2002: 119). Dies ermöglicht präzise Berechnungen mit Hilfe hydraulischer Modelle (Strobl 2006: 383). Diese sehr technische Herangehensweise birgt zwei miteinander verbundene „Lock-in“-Situationen (Wesselink u.a. 2007):

- Sie führt zum Deichparadoxon, das durch steigende Schadenspotentiale hinter den Deichen gekennzeichnet ist, denn die Menschen im „deichgeschützten Gebiet“ fühlen sich durch den Deich geschützt und betreiben wenig bzw. keine Risikovorsorge (vgl. u.a. Hartmann 2011). Ein Versagen oder Überströmen der Hochwasserschutzanlage führt dann konsequenterweise zu höheren Schäden in den betroffenen Gebieten (siehe 3.1).
- Innerhalb des Flußeinzugsgebietes bzw. teilweise auch entlang eines Flusses existieren häufig undifferenzierte Schutzniveaus, die das Risiko letztendlich erhöhen (siehe 3.2).

Wie im Folgenden dargestellt wird, verlangt der Hochwasserrisikomanagementplan auf diese beiden „Lock-in“-Situationen zu reagieren.

#### 3.1 Mehr Schadenspotentiale durch Deiche

Auch wenn Wasserbauingenieure die Grenzen und Probleme von Deichbauwerken kennen, so wird das residuale doch häufig nicht explizit benannt und hervorgehoben (Patt & Jüpner 2013). Die Erfahrungen der Hochwasserereignisse der letzten Jahre und Jahrzehnte zeigen, dass trotz eines hohen Standards an technischem Hochwasserschutz das Hochwasserschadenspotential weiter ansteigt (Munich Re 2010). Das Deichparadoxon beschreibt das Phänomen, dass steigende Investitionen in den technischen Hochwasserschutz das Hochwasserrisiko sogar erhöhen können. Durch die scharfe Abgrenzung entlang der Deichli-

nien aber auch durch Überschwemmungsgebietsabgrenzungen entstehen bei der Bevölkerung und auch bei Planern und Politikern Fehlinterpretationen. Das Überschwemmungsrisiko scheint am Deich und an den Gebietsabgrenzungen zu enden – es entsteht der Eindruck von „risikofreien“ Gebieten (Loucks u.a. 2008: 542). Deiche spiegeln so eine trügerische Sicherheit vor und tragen dazu bei, dass hinter den Deichen Schadenspotentiale angehäuft werden (Hartmann 2011; Wagner 2008: 776). Dieser Effekt wird dadurch verstärkt, dass nach dem Ablauf von Hochwasserereignissen oftmals kurzfristig umfangreiche Gelder für die Schadensbeseitigung bereitgestellt werden. Diese müssen schnell genutzt werden, sonst verfallen diese. Da jedoch ein flächenhaftes Hochwasserrisikomanagement in der Regel schwieriger und langwieriger umzusetzen ist, werden so häufig Investitionen in technische Maßnahmen priorisiert und somit das Deichparadox weiter verschärft (siehe auch Hartmann 2011).

Der Hochwasserrisikomanagementplan verlangt drei unterschiedliche Hochwasserszenarien - bis hin zum Extremereignis - in die Planungen einzubeziehen (Artikel 11 V HWRL). Dies konfrontiert Nutzer und Entscheidungsträger mit neuen Informationen zum Überschwemmungsrisiko. Wasserbauingenieure geben künftig nicht mehr eine „Trennlinie“ zwischen „sicherem“ und „ungeschütztem“ Bereich vor, vielmehr erfordern die gestaffelten Schutzniveaus und Szenarien ein neues Abwägen von verschiedenen Risiken. Die europäische Richtlinie schreibt weiterhin vor, dass im Aufstellungsprozess der Hochwasserrisikomanagementpläne alle Beteiligten und Betroffenen aktiv involviert werden sollen. So kann der Hochwasserrisikomanagementplan zum Kommunikationsinstrument und zu einem Anlass für Risikodiskurse werden – welche in bisherigen Planungen und Maßnahmen zum Hochwasserschutz die Ausnahme waren.

### **3.2 Undifferenzierte Schutzniveaus**

Ohne Zweifel werden Deiche und andere technische Hochwasserschutzanlagen auch in Zukunft ein wichtiges Element des Hochwasserrisikomanagements bilden um vor allem unbewegliche Werte in unseren Flusslandschaften zu schützen (Strobl 2006: 391). Es wird jedoch künftig mehr und mehr nötig sein, den Aufwand für Bau und Unterhaltung der Deiche im Verhältnis zu den dahinter zu schützenden Werten zu betrachten (Vogt 2005). Dabei geht es nicht ausschließlich um ökonomische Werte – auch hier darf Hochwasserrisikomanagement nicht vor einem Wertdiskurs schrecken. In Frage zu stellen ist insbesondere die gegenwärtige Praxis Hochwasserschutz-niveaus entlang von Gewässern nicht zu differenzieren.

Extremereignisse übersteigen die Schutzniveaus oder nehmen den Versagensfall der Schutzeinrichtungen an. Durch die Einbeziehung von solchen Extremereignissen in die Überlegungen zum Hochwasserrisikomanagementplan besteht nun

auch die Möglichkeit der kontrollierten Überschwemmung bestimmter Gebiete zur Entlastung anderer Gebiete (Artikel 7 III HWRL; siehe auch Hartmann 2011). Grundsätzlich sollte der „Lastfall Überströmen“ in einer Gesamtbetrachtung einbezogen werden. Konsequenterweise wären somit Flächen geringen Schadenspotentials vorrangig geeignet, um im Falle eines drohenden unkontrollierten Überströmens der Deiche vorrangig, z.B. durch Überlaufstrecken, geflutet zu werden. Solche Diskussionen werden durch die bloße Verfügbarkeit in Form eines Planwerkes und der institutionalisierten Bereitstellung relevanter Informationen zu Extremhochwassern forciert. Insofern bietet der Hochwasserrisikomanagementplan eine Chance, einen politischen und sozialen Risikodiskurs zum Thema Hochwasser zu führen. Dieser Prozess der Abwägung der Risiken ist nur im engen Zusammenwirken von Wasserwirtschaftlern und Raumplanern effektiv zu gestalten.

### 3.3 Ein neuer Risikodiskurs

Dass die europäische Union keine verbindlichen Grenzwerte und Maßnahmen in der Hochwasserrisikomanagementrichtlinie vorgibt, kann als Schwäche der Richtlinie ausgelegt werden (Reinhardt 2008), bietet aber andererseits eine Chance zum gesamtgesellschaftlichen Diskurs, der durch die bisherigen eher starren gesetzlichen Vorgaben zum Hochwasserschutz und zu Schutzniveaus umgangen werden konnte. Dies ist eine große Umstellung für die Wasserwirtschaft, die durch diese neue Herangehensweise des diskursiven Aushandelns von einer Exekutiven zu einer viel mehr politisch und meditativen Kraft wird und werden muss (Klijn, Samuels & van Os 2008: 309; Wagner 2008: 776). Künftig werden Kernfragen des Hochwasserschutzes nicht mehr darin bestehen, wie eine möglichst exakte genauen Abbildung des HQ100 modelltechnisch erreicht werden kann oder wie die optimale Konstruktion für einen sicheren Deich aussehen könnte, sondern vielmehr Fragen umfassen wie:

- Was sind die Grenzen bestehender Schutzeinrichtungen?
- Welche Nutzungen bedürfen welchen Schutzes bzw. welchen Schutzniveaus?
- Welches Hochwasserrisiko ist eine Gesellschaft – oder auch differenzierter: eine lokale Gemeinschaft – bereit zu tragen?

Erste Erfahrungen mit Hochwasserrisikomanagementplänen zeigen die Notwendigkeit von Kommunikation und Information aller Beteiligter und Betroffener (Worreschk 2012: 19). Es bleibt abzuwarten inwieweit das neue Instrument die Chancen zur umfassenden Beschäftigung Extremereignissen tatsächlich nutzen kann und einen breiten gesellschaftlichen Risikodiskurs stimulieren wird.

## 4 Schlussbetrachtung

Der vorliegende Beitrag zeigt, dass der Hochwasserrisikomanagementplan einen Paradigmenwechsel vom Sicherheitsversprechen hin zum integrierten Hochwasserrisikomanagement institutionalisiert. Allerdings wird auch deutlich, dass damit erhebliche Herausforderungen verbunden sind, die sowohl bei Wasserbauingenieuren als auch Raumplanern ein Umdenken erfordern. Die räumliche Komponente („Hochwasserschutz als Flächenaufgabe“) und das Einbeziehen von Extremereignissen in das Hochwasserrisikomanagement sind dabei die markantesten Herausforderungen.

Es bleibt zu hoffen, dass es gelingt mit Hilfe des Hochwasserrisikomanagementplans den Diskurs über den Umgang mit Hochwasser neu zu fassen. Künftige Hochwasserrisikomanager müssen Fähigkeiten aus Wasserwirtschaft, konstruktivem Wasserbau und Raumplanung vereinen, um einerseits die hohen und komplexen technischen und wasserbaulichen Rahmenbedingungen zu verstehen, und andererseits die Partizipationsprozesse zu moderieren und die Belange unterschiedlicher Akteure fair untereinander und gegeneinander abzuwägen. Hierfür ist ein Überdenken gegenwärtiger Ausbildungskonzepte nötig. Dies alles steht unter der Prämisse, dass die Hochwasserrisikomanagementpläne bereits bis 2015 fertiggestellt sein müssen.

## 5 Literatur

- Albrecht, J. (2007): Umweltqualitätsziele im Gewässerschutzrecht. Berlin: Duncker&Humblot.
- Allmendinger, P. (2002): Towards a post-positivist typology of planning theory. *Planning Theory* 1(1), 77–99.
- Assmann, A. (2001): Dezentraler, integrierter Hochwasserschutz – vom Konzept zur Planung, in Heiden, S., Erb, R. & Sieker, F. (Hrsg.): *Hochwasserschutz heute - nachhaltiges Wassermanagement*. Berlin: E. Schmidt, 197–236.
- Baum, H.S. (1977): Toward a post-industrial planning theory. *Policy Sciences* 8(4), 401–421.
- Begum, S., Stive, M. J. & Hall, Jim W. (2007): *Flood risk management in Europe: Innovation in policy and practice*. Dordrecht: Springer.
- Boettcher, R. (1997): Wird die Umweltplanung dem Problem Hochwasser gerecht? In Immendorf, R. (Hrsg.): *Hochwasser*. Heidelberg: C.F. Müller, 115–144.
- Drews, I. (2003): Hochwasservorsorge in Deutschland. Bonn: DKKV.
- Dworak, T. & Görlach, B. (2005): Flood risk management in Europe. *Int. Journal of River Basin Management* 3(2), 97–103.
- Fleming, G. (2002): *Flood risk management: Learning to live with rivers*. London: T. Telford.
- Greiving, S. (2002): *Räumliche Planung und Risiko*. München: Gerling-Akademie.
- Gretzschel, M. (2008): Kommunale Hochwassermanagementsysteme als Baustein zur Umsetzung der Europäischen Hochwasserrichtlinie. Aachen: Shaker.
- Gruenewald, U. (2005): Vom Hochwasser-'Schutzversprechen' zum -'Risikomanagement'. In Jüpner, R. (Hrsg.): *Hochwassermanagement*. Aachen: Shaker, 5–22.
- Hartmann, T. (2011): *Clumsy floodplains: Responsive land policy for extreme floods*. Farnham: Ashgate.
- Hartmann, T. (2012): Wicked problems and clumsy solutions: Planning as expectation management. *Planning Theory* 11(3), 242–256.
- Hartmann, T. & Spit, T. (2012): Managing Riverside Property, in Hartmann, T. & Needham, B. (Hrsg.): *Planning by law and property rights reconsidered*. Surrey: Ashgate, 97–114.
- Healey, P. (1996): The communicative turn in planning theory and its implications for spatial strategy formation. *Environment and Planning B* 23, 217–234.
- Heiland, P. (2002): Vorsorgender Hochwasserschutz durch Raumordnung, interregionale Kooperation und ökonomischen Lastenausgleich. Darmstadt: Institut WAR.
- Ison, R., Röling, N. & Watson, D. (2007): Challenges to science and society in the sustainable management and use of water. *Env. Science & Policy*(10), 499–511.
- Johnson, C.L. & Priest, S.J. (2008): Flood Risk Management in England. *Int. Journal of Water Resources Development* 24(4), 513–525.
- Jüpner, R. (Hrsg.) (2005): *Hochwassermanagement*. Aachen: Shaker.
- Jüpner, Robert & Tzschirner, M. (2005): Development of an Integrated Flood Management System for Stendal county in Saxony-Anhalt, Germany, in: Alphen, J. v., Beek, E. v. & Taal, M. *Floods, from defence to management*. Leiden: Taylor & Francis. 278-279
- Klijn, F., Samuels, P. & van Os, A. (2008): Towards flood risk management in the EU. *Int. Journal of River Basin Management* 6(4), 307–321.
- LAWA (1995): Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz. Berlin: LAWa.
- Loucks, D.P., u.a. (2008): Private and Public Responses to Flood Risks. *Int. Journal of Water Resources Development* 24(4), 541–553.
- Louka, E. 2008. *Water law & policy*. Oxford: Oxford University Press.
- Mandelbaum, S.J. (Hrsg.) (1996): *Explorations in planning theory*. New Brunswick: Rutgers.
- Moss, T. (2009): Zwischen Ökologisierung Gewässerschutz und Kommerzialisierung Wasserwirtschaft. *RuR* (1), 54–68.

- Moss, T. & Monstadt, J. (2008): Restoring floodplains in Europe. London: IWA.
- Mostert, E. & Junier, S.J (2009): The European flood risk directive: challenges for research. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*(6), 4961–4988.
- Munich Re (2010): Natural Catastrophes 2010. Munich: Munich Reinsurance Company.
- Patt, H. (Hrsg.) (2001): *Hochwasser-Handbuch: Auswirkungen und Schutz*. Berlin: Springer.
- Patt, H. & Jüpner, R. (Hrsg.) (2013): *Hochwasser Handbuch: Auswirkungen und Schutz*. Berlin, Heidelberg: Springer.
- Priemus, H. (2005): Importing and exporting spatial needs. *Europ. Plan. Stud.* 13(3), 371–386.
- Reinhardt, M. (2008): Der neue europäische Hochwasserschutz. *NuR* 30(7), 468–473.
- Roth, D. & Warner, J. (2007): Flood risk uncertainty and changing river protection policy in the Netherlands. *Tijdschrift voor Econ. en Soc. Geografie* 98(4), 519–525.
- Strobl, T. (2006): Wasserbau. Berlin: Springer.
- Stürer, B. (2004): Hochwasserschutz im Spannungsverhältnis zum übrigen Fachplanungsrecht, Raumordnungsrecht und zur Bauleitplanung. *NuR* 26(7), 415–420.
- UBA (1999): Anforderungen des vorsorgenden Hochwasserschutzes an Raumordnung, Landes / Regionalplanung, Stadtplanung und die Umweltfachplanungen. Berlin: UBA
- Vogt, M. (2005): Hochwassermanagement und räumliche Planung, in Jüpner, Robert (Hrsg.): *Hochwassermanagement*. Aachen: Shaker, 97–118.
- Wagner, K. (2008): Der Risikoansatz in der europäischen Hochwassermanagementrichtlinie. *NuR* 30(11), 774–779.
- Wegener, M. (2012): Government or Governance? In Hartmann, T. & Needham, B. (Hrsg.): *Planning by law and property rights reconsidered*. Surrey: Ashgate, 157–170.
- Wesselink, A., u.a. (2007): Dutch Dealings with the Delta. *Nature & Culture* 2(2), 188–209.
- Wiering, M. & Immink, I. (2006): When water management meets spatial planning: a policy-arrangement perspective. *Environment and Planning C* (26), 423–438.
- Worreschk, B. (2012): Stand der Umsetzung der HWRM-RL im Rheingebiet, in Jüpner, R. & Müller, U. (Hrsg.): Forum zur Europäischen Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie (EG-HWRM-RL): Tagungsband zur 4. Veranstaltung des Forums der EG-HWRM-RL am 14. Juni 2012 in Leipzig. Aachen: Shaker, 9–20.

#### Autoren:

Dr. Thomas Hartmann

Utrecht University  
Faculty of Geosciences  
Dept. Human Geography and Planning

PO-Box 80 115  
3508 TC Utrecht, The Netherlands

Tel.: +31 30 253 2053  
Fax: +31 30 253 2037  
t.hartmann@uu.nl

Prof. Dr. Robert Jüpner

Technische Universität Kaiserslautern  
Fachbereich Bauingenieurwesen  
FG Wasserbau und Wasserwirtschaft

Paul-Ehrlich-Str. 14  
67663 Kaiserslautern

Tel.: +49 631 205 3805  
Fax: +49 631 205 3904  
robert.Jüpner@bauing.uni-kl.de

# **Technischer und organisatorischer Hochwasserschutz in tidebeeinflussten Gebieten am Beispiel der Freien und Hansestadt Bremen**

Dr.-Ing. Heiko Spekker  
Dipl.-Ing. Hauke Krebs

Die Unterweserregion ist wegen ihrer Nähe zur Küste und der bereichsweise sehr geringen Geländehöhen stark überflutungsgefährdet. Die Landesfläche Bremens ist sogar zu 89 % hochwassergefährdet. Zum einen durch Sturmfluten, zum anderen durch Hochwasser aus dem Binnenland. Bremen ist daher auf den Schutz durch die Landesschutzdeiche angewiesen.

Seit 1973 wird die Landesschutzdeichlinie auf Basis einer die Bundesländer übergreifenden Grundlage, dem „Generalplan Küstenschutz Niedersachsen/ Bremen“, den jeweils aktuellen Erkenntnissen angepasst. Eine aktuelle Fassung wurde 2007 vorgelegt. Bis zum Jahr 2025 werden die HWS-Bauwerke auf einer Länge von fast 60 km um rd. 1,0 m erhöht. Dabei sind nicht nur Deiche, sondern in erster Linie konstruktive Bauwerke wie Kaianlagen, rückversetzte HWS-Wände sowie Schleusen, Schöpf- und Sperrwerke anzupassen oder neu zu bauen.

Im Beitrag werden aktuelle von der INROS LACKNER AG begleitete Projekte in der Freien und Hansestadt Bremen vorgestellt und die Besonderheiten in der Planung und baulichen Umsetzung der Deiche und konstruktiven Hochwasserschutzbauwerke erläutert.

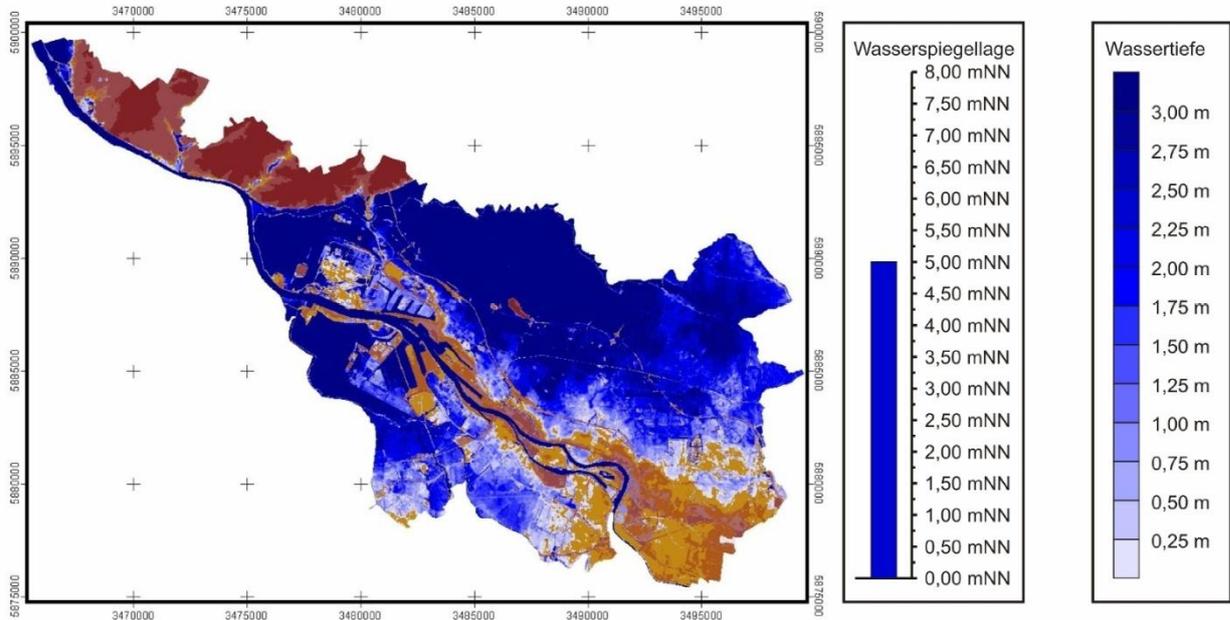
Stichworte: Küstenschutz, Hochwasserschutz, Bremen, Weser

## **1 Einleitung und Grundlagen**

### **1.1 Hochwassergefährdung der Stadt Bremen**

In Bremen wurde am Pegel Große Weserbrücke das HHThw am 28.01.1994 mit 5,43 mNN aufgezeichnet. Abb. 1 zeigt Flächen im Bremer Stadtgebiet, welche bei einem Wasserstand von 5,00 mNN überflutungsgefährdet sind. Die Abbildung verdeutlicht die Notwendigkeit der seit Jahrhunderten gebauten und unterhaltenen Hochwasserschutzanlagen. In Bremen wird ein hoher Sicherheitsstandard mit jährlichen Überschwemmungswahrscheinlichkeiten von statistisch weniger als 1mal in 1.000 Jahren erreicht. Im Schutz der Deiche und HWS-Wände

ist daher eine Besiedlung und Nutzung der Flächen möglich, die der in nicht sturmflutgefährdeten Regionen entspricht.



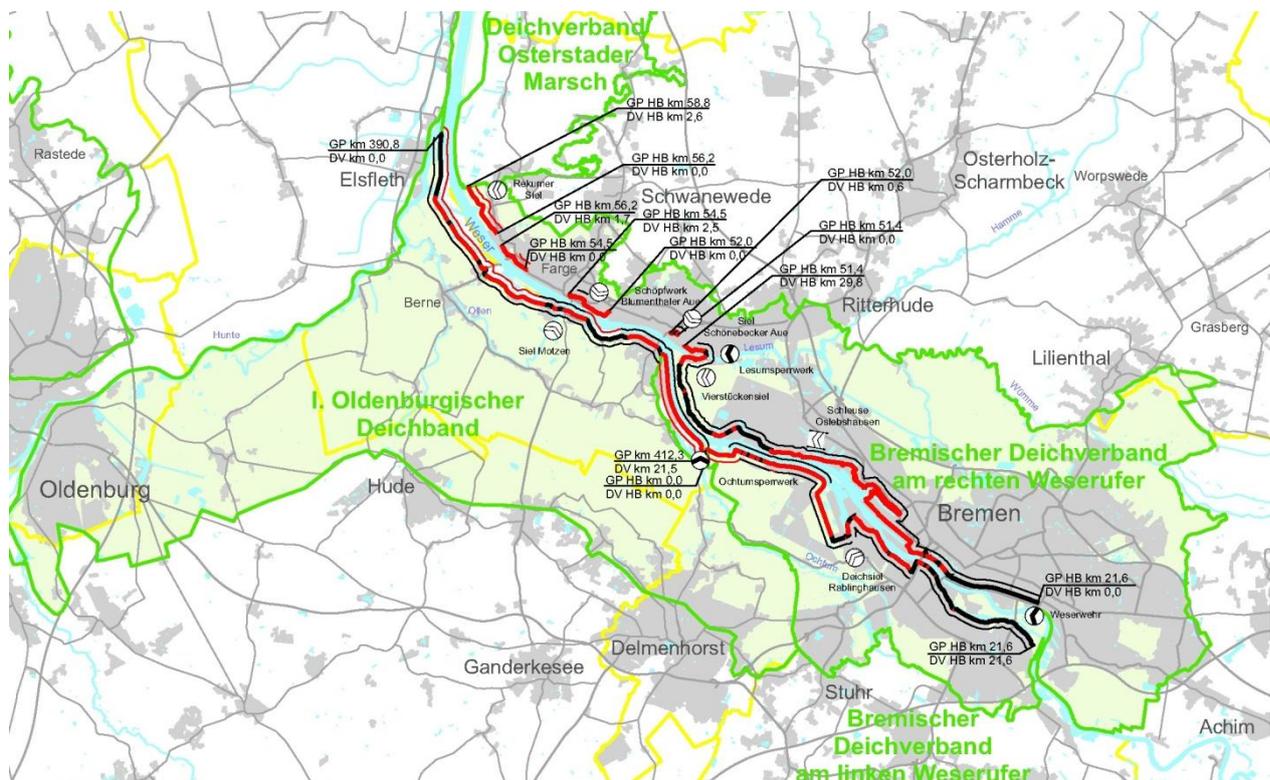
**Abbildung 1:** Sturmflutgefährdete Flächen (< NN + 5,00 m) in der Stadt Bremen

Der beobachtete säkulare Meeresspiegelanstieg an der deutschen Nordseeküste beträgt 25 bis 30 cm. Die Projektionen des IPCC ergeben in den kommenden 100 Jahren erhöhte Anstiege des globalen Meeresspiegels, welcher für die Neufestsetzung der Bestickhöhen in Bremen mit 50 cm angesetzt wurde.

Zudem sind die in der Weser durchgeführten Fahrrinnenvertiefungen von Bedeutung. Sie führen in der Regel zu höheren Tidehochwasserständen und niedrigeren Tideniedrigwasserständen.

## 1.2 Generalplan Küstenschutz

Im überarbeiteten Generalplan Küstenschutz (NLWKN, 2007) wird den neuesten Erkenntnissen über den klimabedingt beschleunigten säkularen Meeresspiegelanstieg und über den örtlich auftretenden Wellenauflauf Rechnung getragen. In den Bundesländern Niedersachsen und Bremen werden jährlich bis zu 50 Mio. € für Planungs- und Baumaßnahmen bereit gestellt. Abb. 2 zeigt die Deichabschnitte mit Unterbestick (rote Linie) zwischen dem Bremer Weserwehr und der Huntmündung bei Elsfleth.



**Abbildung 2:** Deichabschnitte mit Erhöhungsbedarf (rote Linie) in der Stadt Bremen [NLWKN, 2007]

### 1.3 Bemessungswasserstände

Die Bestickhöhen, d.h. die Schutzhöhen für sofort und zukünftig herzustellende Bauwerke wurden nach einheitlichen Bemessungsmethoden festgelegt, um so bundeslandübergreifend einheitliche Sicherheitsniveaus einzuführen. Zur Festlegung der aktuell anzusetzenden Bemessungswasserstände im Weserästuar dienten numerische Modelle.

Das Bremer Umweltressort (Senator für Umwelt, Bau und Verkehr) hat im Jahr 2008 beschlossen, zusätzlich zum säkularen Meeresspiegelanstieg in Höhe von 25 cm einen so genannten Klimazuschlag in Höhe von weiteren 25 cm zu berücksichtigen. Damit ergeben sich für Bremen aktuelle Bemessungswasserstände zwischen 6,90 mNN und 7,45 mNN.

Die Bestickhöhen liegen bis ca. 1,20 m über den Bemessungswasserständen und betragen bis zu 8,40 mNN. Neu zu errichtende Küstenschutzelemente werden statisch und erdstatisch zudem so bemessen, dass zukünftig eine weitere Erhöhung um bis zu 75 cm technisch einfach umsetzbar ist.

## 2 Administrative Aspekte

Obere Wasserbehörde im Land Bremen ist der Senator für Umwelt, Bau und Verkehr (SUBV). Untere Wasserbehörden sind der SUBV für das Gebiet der Stadtgemeinde Bremen, der Magistrat der Stadt Bremerhaven für das Gebiet der Stadt Bremerhaven, das Bremische Hafenamts für das stadtbremische Überseehafengebiet in Bremerhaven und die übrigen Hafengebiete in Bremerhaven.

Die Projektträger für die Hochwasserschutzmaßnahmen und/oder Unterhaltungspflichtige in Bremen sind die beiden Deichverbände am linken und rechten Weserufer sowie der Senator für Wirtschaft, Arbeit und Häfen. Als gesetzliche Grundlage dient das Bremische Wassergesetz (BremWG).

Prüfbehörde aus technischer und umweltrechtlicher Sicht sowie Finanzgeber ist der SUBV, wobei die Küstenschutzmaßnahmen zu großen Teilen aus Mitteln des Gesetzes zur „Verbesserung der Agrarstruktur und des Küstenschutzes (GAK)“ finanziert werden. Unter anderem auf Basis des Artikels 91a Abs. 1 des Grundgesetzes wird im GAK-Gesetz geregelt, dass Maßnahmen zur Erhöhung der Sicherheit an den Küsten der Nord- und Ostsee sowie an den fließenden oberirdischen Gewässern im Tidegebiet gegen Sturmfluten durchgeführt werden. Dabei trägt der Bund 70 % und das Land 30 % der investiven Kosten.

Ergänzend zur klaren Abgrenzung der Projektträgerschaft haben die senatorischen Dienststellen eindeutige Verfahrensabläufe zur Projektabwicklung, Mittelbeschaffung und -abfluss sowie Richtlinien zu den Inhalten der einzelnen Planungsphasen definiert. So ist beispielsweise neben der generellen Überprüfung der Ertüchtigungsfähigkeit auch immer eine auf Bauwerksuntersuchungen basierende Prognose zur Restnutzungsdauer abzugeben, sowie bereits in der Vorplanung eine Kostenvergleichsrechnung durchzuführen.

## 3 Praxisbeispiele

### 3.1 Hochwasserschutz am Kohlekraftwerk in Bremen-Farge

Für den Deichverband am rechten Weserufer ist die ILAG mit Planungen zur Erhöhung der Landesschutzdeichlinie im Ortsteil Farge beauftragt. Aktuell erfolgt die Entwurfs- und Genehmigungsplanung für den Planungsabschnitt Kohlekraftwerk Farge unter besonderer Berücksichtigung der betrieblichen Anforderungen des Kraftwerksbetreibers (u.a. Aufrechterhaltung des Kohleumschlags an der Kaje und zu den Kohlehalden, Sicherstellung von Verkehrswegen und Errichtung von Deichscharten, Verlegung von Schweröltanks aus dem Überschwemmungsgebiet).





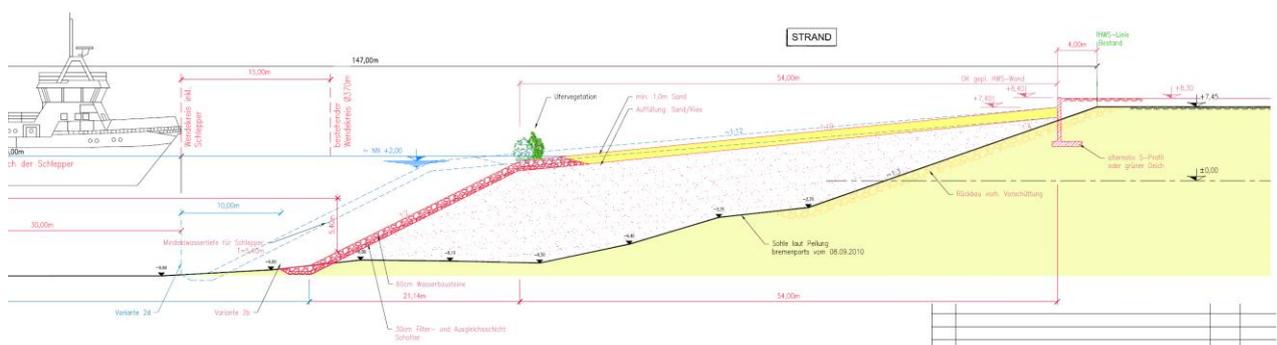


**Abbildung 5:** Promenade an der Nordkaje des Europahafens

### 3.2.3 Hochwasserschutz und Sandstrand am Überseepark / Wendebecken

Im Rahmen der Bearbeitung des HWS-Rahmenentwurfs für die Überseestadt Bremen wurden verschiedene technische Hochwasserschutz-Varianten für den Abschnitt Überseepark / Wendebecken untersucht. Freiraumplanerische Überlegungen sehen für dieses Gebiet die Errichtung eines Sandstrands im Bereich der derzeit vorhandenen Steinschüttung am Wendebecken vor.

Geplant ist eine buchtartige Sandaufschüttung mit einem 1:10 geneigten Sandstrand sowie einer Unterwasserböschung aus Wasserbausteinen im Bereich des Wendebeckens. Der HWS soll durch eine Winkelstützmauer aus Stahlbeton gewährleistet werden, welche auch bei Erosion des Sandstrands noch lagestabil ist. Die landseitig verlaufende Strandpromenade soll als Deichverteidigungsweg dienen.



**Abbildung 6:** Geplanter Sandstrand am Wendebecken

### 3.2.4 Hochwasserschutz am Weserbahnhof

Der Weserbahnhof war ein 1857-1859 gebauter Güterbahnhof für den Bremer Freihafen, welcher im 2. Weltkrieg zerstört wurde. Anschließend wurde das Gelände wieder mit Lagerhallen bebaut und für Umschlagszwecke genutzt. Das Planungsgebiet liegt am nördlichen Ende der Weserpromenade „Schlachte“, welche durch das Vorhaben auf einer Länge von 250 m in die Überseestadt verlängert wird.

Im Rahmen der Vorplanung zur Erhöhung der HWS-Linie wurde festgestellt, dass die ausreichende Standsicherheit der vorhandenen Ufereinfassung in diesem Bereich nicht mehr gewährleistet werden kann. Daraufhin wurde eine land- und wasserseitige Sperrung der Kaje veranlasst. Eine Variantenuntersuchung mit Kostenvergleichsrechnung ergab, dass ein Ersatzneubau der Ufereinfassung (Abb. 7) gegenüber dem Erhalt der Uferspundwand aus dem Jahr 1929 mittels Vorschüttung die wirtschaftlichste Methode zur langfristigen Sicherung der Ufereinfassung ist.

2,0 m vor der heutigen Uferspundwand wurde eine kombinierte Spundwand als neue Ufereinfassung errichtet. Diese wurde aus Gründen des Lärm- und Erschütterungsschutzes vollständig im Rüttelverfahren eingebracht. Mittels Pfahlprobelastungen wurde der Lastabtrag im Vorfeld des Baus überprüft. Neben dem Neubau der Uferwand wird eine Winkelstützwand in Ortbetonbauweise 6,0 m hinter der heutigen Uferwand hergestellt. Diese übernimmt zwei Funktionen: einerseits fängt sie den landseitigen Geländesprung ab, andererseits stellt sie mit ihrer Oberkante den Hochwasserschutz her.





## Fachinformationssystem Deiche B-W

Bernd Karolus  
Jan-Christoph Walter

### Kurzfassung:

Das Fachinformationssystem Deiche Baden-Württemberg (FIS Deiche) wurde für die Verwaltung und Organisation von Informationen und Daten der landeseigenen Hochwasserschutzanlagen längs eines Gewässers d.h. überwiegend den Flussdeichen entwickelt. Ziel von FIS Deiche ist es die vorliegenden Informationen zu den Deichen gebündelt zu sammeln, gezielt auswertbar zu machen und langfristig gesichert abzulegen. Die bisherige individuelle "Aktenablage" sollte systematisiert und über die Anbindung eines GIS-Systems georeferenziert werden. Das System sollte jedoch so einfach sein, dass die tägliche praktische Arbeit der zuständigen Flussmeister unterstützt wird.

Um auch eine externe Datenerfassung zu ermöglichen wurde eine web-basierte Anwendung entwickelt, welche über die Benutzerverwaltung einen gesicherten und projektspezifischen Zugriff von externen Auftragnehmern ermöglicht. Neben der Altaktenübernahme als digitales Dokument soll kontinuierlich die technische und geotechnische Beschreibung sowie die Darstellung der hydrologischen / hydraulischen Situation der Deiche bei den laufenden Sanierungsmaßnahmen durchgeführt werden. Des Weiteren werden sukzessiver Informationen zu den Unterhaltungsarbeiten erfasst. Für den Betrieb der Anlagen d.h. für die Deichverteidigung werden Daten zu potentiellen Schwachstellen wie z.B. Bauwerke und Leitungen im und entlang des Deich, Zufahrtsmöglichkeiten etc. erhoben.

Neben individuellen Auswertungen werden auch spezifische Auswertungen z. B. die nach DIN 19712 und DWA-M 507-1 geforderten Statusberichte und Karten ermöglicht. Das FIS Deiche stellt damit ein digitales Deichbuch dar.

Stichworte: Flussdeiche, digitales Deichbuch

## 1 Ziele und Anforderungen

Das Projekt Fachinformationssystem Deiche wurde Mitte 2009 gestartet und von einer landesweiten Facharbeitsgruppe begleitet. In FIS Deiche werden die landeseigenen Bauwerke des Anlagentyps Flussdeich, Längsdamm, Schutzeinrichtungen, welche längs des Gewässers verlaufen, erfasst und gepflegt.

Damals lagen die Deichinformationen, auch aufgrund der zurückliegenden Verwaltungsreformen, verstreut in unterschiedlichen manuellen Ablagen, oft unvollständig vor. Viele Informationen gingen verloren oder sind nur noch den Flussmeistern bekannt. Ein systematischer Überblick fehlte weitgehend.

Daher sollten die verantwortlichen Dienststellen in die Lage versetzt werden für die landeseigenen Flussdeiche wichtige Daten und Dokumente in einem Fachinformationssystem zu erfassen. Hierdurch sollen die vorliegenden Informationen zu den Deichen systematisch gesammelt, gezielt auswertbar und langfristig gesichert werden. Des Weiteren sollten Synergien durch Verknüpfungen zu deichrelevanten Informationen z. B. aus der Profildatenbank erzielt werden.

In der Bau- und Unterhaltungslast des Landes Baden-Württemberg liegen ca. 1.100 km Flussdeiche am Rhein, Neckar, Donau und Gewässer I. Ordnung. Die Landesbetriebe Gewässer bei den vier Regierungspräsidien in B-W sind hierfür zuständig.

## 2 Webbasierte Fachanwendung

Um auch eine externe Datenerfassung durch beauftragte Büros zu ermöglichen wurde eine web-basierte Fachanwendung entwickelt. Der Zugang zu FIS Deiche ist damit über einen Link von jedem Rechner mit Internetzugang möglich. Im Dezember 2010 wurde die Fachanwendung frei geschaltet und bis Ende 2012 programmtechnisch weiterentwickelt. Die Fachanwendung sowie die Datenbank laufen zentral bei der LUBW in Karlsruhe.



Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz **LUBW**  
Baden-Württemberg

FIS DEICHE

- Zugang für Auftragnehmer
- Zugang für Regierungspräsidien

Zugang für Regierungspräsidien

Anmelden

Benutzer:

Kennwort:

Anmelden

Abbildung 1: Anmeldemaske FIS Deiche

## 2.1 Benutzerverwaltung

Über eine Benutzerverwaltung wurde ein gesicherter Zugriff für die Dienststellen und für externe Auftragnehmer ermöglicht. Entsprechende EDV-Technische Sicherungen wurden implementiert. Es ist damit möglich den Auftragnehmern projektspezifisch und zeitlich befristet einen Zugriff zu erteilen.

## 2.2 Datenerfassung / -übernahme

Der Grunddatenbestand wird i. d. R. extern durch Ingenieurbüros erfasst (Benutzerverwaltung). Die Beauftragung erfolgt objektbezogen und wird nach Aufwand abgerechnet. Erfasst werden die aus der Aktenlage vorliegenden Informationen.

Im Rahmen von Sanierungsplanungen sollen die Daten aus der Bestandsaufnahme (Vermessung, geotechnische Erkundung, Fotodokumentation) in FIS Deiche aufgenommen werden. Hier steht der Zugang über die Benutzerverwaltung zur Verfügung. Bei sehr großem Datenvolumen ist auch eine zentrale Einspielung kompletter Datenpakete über die LUBW möglich.

## 2.3 Sachdaten

In FIS Deich kann zu den nachfolgenden Fachthemen Daten erfasst und Dokumente abgelegt werden. Jede Anlage wird durch einige Stammdaten identifiziert:

- Allgemeine Daten
- Technische Daten
- Geotechnische Daten
- Unterhaltung
- Sanierung
- Buchhaltung
- Deichverteidigung
- Hydrologie / Hydraulik

Die Sachdatenpflege erfolgt über einzelne Sachdatenfelder. Je nach Thema können die Sachdaten der gesamten Anlage, einem Abschnitt der Anlage oder einem Punkt zugeordnet werden. Die Dokumente und Bilder werden in der zentralen Datenbank themenspezifisch abgelegt. Ein Dokument kann einem gesamten Deich oder einem Punkt zugeordnet werden.

## 2.4 Geometrien

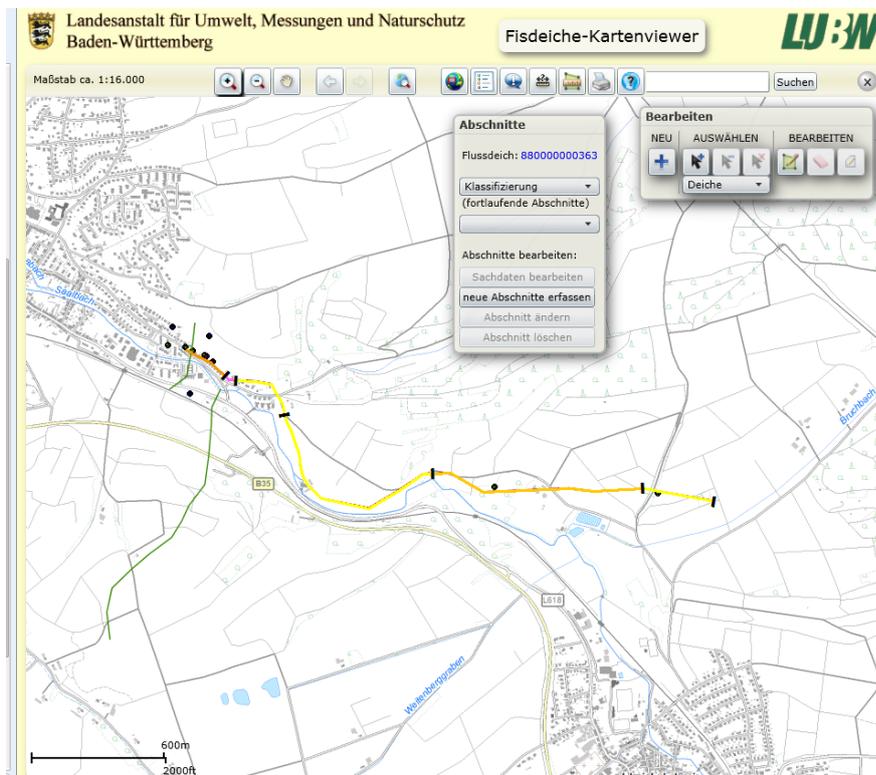
Jede Anlage ist als Polygon (Linienobjekt) mit Anfangs- und Endpunkt zu erfassen. Bei Flussdeichen und Längsdämmen soll die Dammkronenmitte dargestellt werden. Das Linienobjekt (M-Shape) soll entgegen der Fließrichtung digitalisiert werden. Jeder Punkt auf der Linie hat einen Wert, die sogenannte „Basisstationierung der Anlage“. Der Anfangspunkt hat den Wert Null, jeder weitere Punkt die digitale Länge der Linie in m.

Deiche rechts und links eines Gewässers sind jeweils eigenständige Objekte. Für die Erfassung, Eingabe, Pflege und Nutzung wurde generell angestrebt, dass möglichst wenig einzelne Objekte, d. h. bei den Flussdeichen möglichst lange Objekte gebildet werden. Anfangs- und Endpunkte eines Einzelobjektes werden bestimmt durch:

- Unterbrechungen durch größere seitliche Zuflüsse,
- Ein Wechsel in der Unterhaltungs- und Sanierungszuständigkeit,
- Längere Bauwerke wie Ufermauern, sehr große Wehranlagen oder Brücken.

Auf den Linien können bei vorgegebenen Themen Abschnitte gebildet werden. Hierdurch kann z.B. die Flussdeichklassifizierung nach DWA-M 507-1 erfasst werden. Einzelne Themen, wie z. B. geotechnische Aufschlüsse und Sondierungen, können als Punkt (Rechts- und Hochwert) andere, wie z. B. kreuzende Leitungen, als Linie (Polygon) erfasst werden.

Die Geometriebearbeitung erfolgt in einem Web-Kartenviewer. Dort werden standardisierte Web-GIS-Tools genutzt.



**Abbildung 2:** Kartenviewer FIS Deiche – klassifizierter Testdeich

## 2.5 Unterstützung bei den Unterhaltungsarbeiten

Mäharbeiten oder sonstige Arbeiten können den Deichabschnitten zugeordnet werden (Sachdaten Unterhaltung). Ebenso lässt sich der Bestand von Sträuchern oder Bäumen erfassen. Hiermit wird die Planung und die Dokumentation von Unterhaltungsarbeiten im Vollzug unterstützt.

## 2.6 Auswertung

Neben individuellen Auswertungen werden auch spezifische Auswertungen, wie z. B. die nach DIN 19712 und DWA-M 507-1 geforderten Statusberichte und verschiedene Themenkarten ermöglicht. Die Berichte können als pdf-Report oder als Word-Datei zur Weiterverarbeitung exportiert werden.

Das FIS Deiche stellt damit ein digitales Deichbuch dar, das natürlich ebenfalls komplett als Deichbuch exportiert werden kann.

### 3 Literatur

- DWA-M 507-1 (12.2011): Deiche an Fließgewässern Teil 1: Planung, Bau und Betrieb. DWA, Hennef Dezember 2011
- Gelbdruck DIN 19712 (2.2011): Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern. DIN, Berlin Februar 2011
- LfU (12.2005): Flussdeiche Überwachung und Verteidigung. LfU, Karlsruhe Dezember 2005
- LUBW (11.2007): Flussdeiche – Aufbau und Inhalte eines Deichbuchs und eines Statusberichts. LUBW, Karlsruhe November 2007

Autoren:

Dipl.-Ing. Bernd Karolus

Landesanstalt für Umwelt, Messungen und  
Naturschutz Baden-Württemberg  
Referat 41  
Hertzstraße 173  
76187 Karlsruhe

Tel.: +49 721 5600 2953  
E-Mail: Bernd.Karolus@lubw.bwl.de

Dipl.-Ing. Jan-Christoph Walter

Regierungspräsidium Karlsruhe  
Referat 53.1  
76247 Karlsruhe

Tel.: +49 721 926 7609  
E-Mail: Jan-  
Christoph.Walter@rpk.bwl.de

## **Physikalische und numerische Modellierung von Hochwasserschutzmaßnahmen im urbanen Raum**

Dirk Carstensen, Jens Wilhelm, Markus Schuckert & Rocco Zimmermann

Neben den eigentlichen Bemessungsparametern (Wasserstand, Fließgeschwindigkeit) für Hochwasserschutzbauwerke und den damit im Zusammenhang stehenden Maßnahmen sind im Rahmen von Bemessungsstrategien unter Verwendung sinnvoller und bemessungsrelevanter Randbedingungen (vegetationsphasenbedingte Rauheitsparameter, W-Q-Beziehungen und/oder Abflussganglinien) für die i.d.R. durchzuführende Modellierung auch die Ausbreitungsgeschwindigkeit und die Verweilzeit des Hochwassers im urbanen Raum, das Retentionsvermögen oder die daran gekoppelten Ausgleichsmaßnahmen zu betrachten.

Die Ergebnisse numerischer oder physikalischer Modelle finden heutzutage beispielsweise Eingang in Hochwasserschutzkonzepte, Maßnahmen im Rahmen von Alarmierungsstufen, Evakuierungspläne oder Festlegungen im Zusammenhang mit der Durchsetzung von Bebauungsplänen.

Schwerpunktmäßig wird die Erstellung sowie die Ergebnisse numerischer Simulationen (Elbe, Landeshauptstadt Dresden) und einer hybriden Modellierung (Hochwasserschutz Stadt Grimma) für Sommer- und Winterhochwasser in Bezug auf die Realisierung von Hochwasserschutz- bzw. Hochwasservorsorgemaßnahmen erläutert.

Stichworte: numerische hydrodynamische Modelle, physikalische Modellversuche, Modellapproximation, Hochwasser, Hochwasservorsorge

### **1 Einleitung**

Wie bereits in DKKV (2003) bemerkt wurde, wird es keinen absoluten Schutz vor Hochwasser geben. Ebenfalls wird in dieser Veröffentlichung des Deutschen Komitees für Katastrophenvorsorge e. V. darauf hingewiesen, dass es generell besser wäre, statt von Hochwasserschutz von Hochwasservorsorge zu sprechen und vom „Sicherheitsversprechen“ zum „Umgang mit dem Risiko“ überzuleiten.

Unter Berücksichtigung dieser Vorbemerkungen sind die aus den physikalischen Modellversuchen und numerischen Modellen abgeleiteten Ergebnisse, die in die-

ser Veröffentlichung erläutert werden, als Schutzmaßnahmen vor Überflutungen des Hinterlandes zu verstehen. Es handelt sich demzufolge um Arbeiten im Sinne der Hochwasservorsorge, da sie ein statistisches Hochwasserabflussereignis (HQ), in der Regel das HQ mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren (HQ100), als Randbedingung berücksichtigen. Sämtliche Arbeiten im Zusammenhang mit der Modellierung setzen stets ein hohes Maß an fachlicher Kompetenz und Verantwortungsbewusstsein, eine interdisziplinäre Kommunikation im Rahmen der Lösungsfindung sowie eine intensive Erkenntnisvermittlung während der Planung und öffentlichen Diskussion voraus.

## 2 Datenlage und Modellapproximation

Aufgrund des hohen Standards bezüglich der Datenaufbereitung und der Genauigkeitsanforderungen sowie des Anspruches sämtlicher Beteiligter im Untersuchungs- und Planungsprozess sind für Bundeswasserstraßen sowie Fließgewässer 1. und 2. Ordnung folgende Daten und Darstellungen grundsätzlich verfügbar:

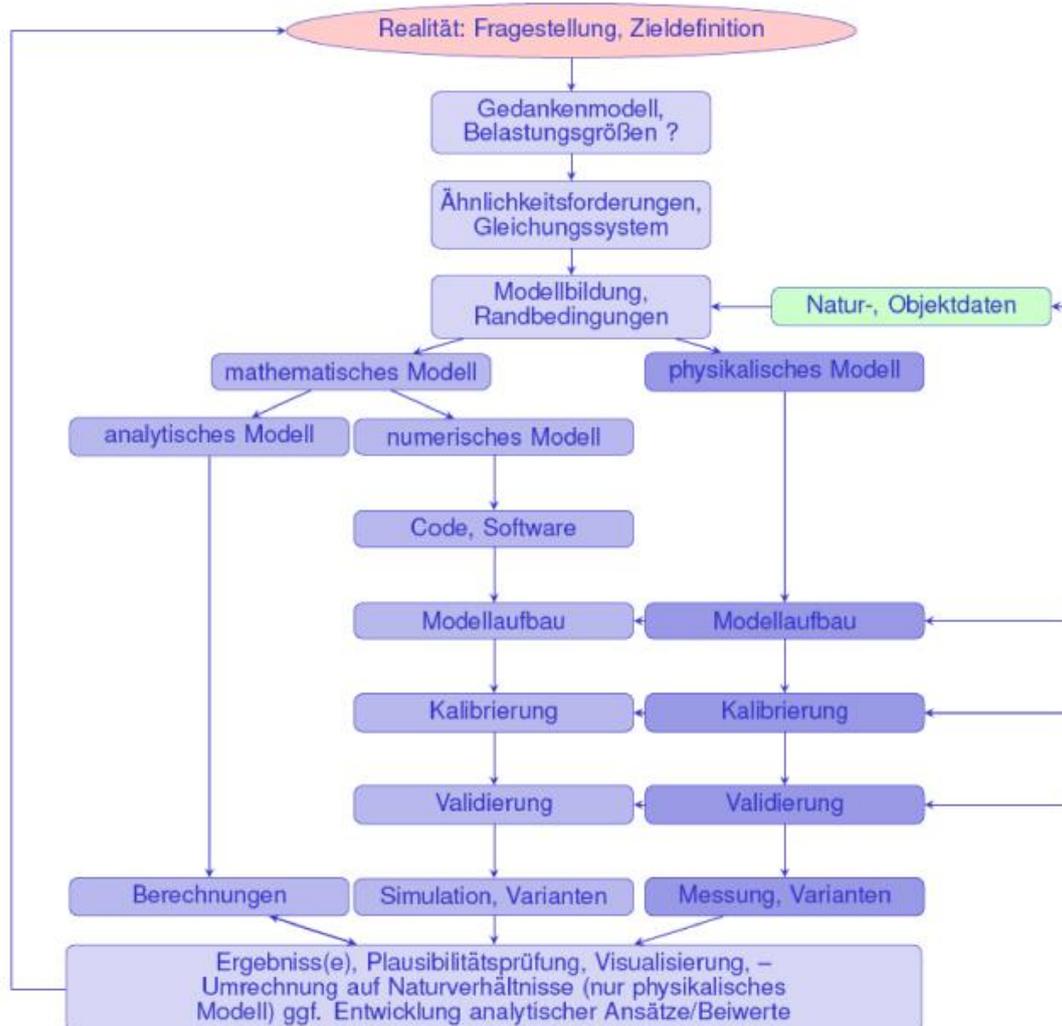
- Längs- und Querschnitte des Fließgewässers im Untersuchungsgebiet;
- Topografische Karten, Lage- und Höhenpläne, Biotoptypen- und Nutzungstypenkartierung auf der Grundlage von Color-Infrarot-Luftbildern (CIR), Kartierungen der Planungselemente;
- Digitale Geländemodelle (DGM);
- Bildflugdaten, Orthophotos und Intensitätenkarten;
- Angaben und Bestandspläne von Brücken, Querbauwerken, Straßen und gegebenenfalls vorhandenen Uferbauwerken.

Um eine hohe Präzision im Rahmen der jeweiligen Modellierung erreichen zu können, müssen Fehler in den Ausgangsdaten von vornherein unterbunden werden. Dazu sind die Ausgangsdaten auf Konsistenz, Genauigkeit und Umfang zu prüfen. Sofern Defizite ermittelt werden, z.B. ein sehr großer Abstand von Querprofilen im Flusslauf, sollten im Vorgang zur Modellierung ergänzende Vermessungen vorgenommen werden. Dadurch kann eine Verdichtung und teilweise Vervollständigung der Datenbasis erreicht werden bzw. werden Kontrollmöglichkeiten, z.B. der bestehenden Lage- und Höhenkoordinaten, geschaffen.

Für die heute im Rahmen der Hochwasservorsorge in der Regel anzufertigenden zweidimensionalen (2d) hydrodynamischen numerischen (HN) Modelle werden parallel Geo-Informationen-Systeme (GIS) erstellt oder mit entsprechenden Daten erweitert. Um den Anforderungen an die Genauigkeit der Messdaten gerecht werden zu können, sollten für die Aufnahme von Sohl- und Vorlandhöhen, die Messung der Fließgeschwindigkeitsverteilung, die Ermittlung von querschnitt-

sbezogenen Durchflüssen, die Bestimmung von morphologischen Parametern oder die Kartierung von Vegetationsparametern hohe Ansprüche an die Messtechnik oder die Bestimmungsmethoden gestellt werden. Beispielsweise sollte DGPS-Technik (Differential Global Positioning System) zur Ermittlung von Lagekoordinaten oder zur Vermessung von Bauwerken, Peillote zur Erhebung von Bathymetriedaten oder Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) zur Beschreibung des Strömungsfeldes oder des zeitabhängigen Abflusses eingesetzt werden. Auf der Grundlage solcher Datensätze ist dann in der Regel die Kalibrierung und Validierung eines dem heutigen Stand der Technik angemessenen zweidimensionalen HN-Modells auf hohem Niveau möglich.

Bezüglich der Modellanforderungen oder der Approximation der in der Natur vorstatten gehenden Vorgänge gelten heute in der Hydraulik für die physikalische und numerische Modellierung ähnliche Ansprüche.



**Abbildung 1** Modellbildung, Modellerstellung und Approximation der Vorgänge

Im urbanen Raum werden, maßgeblich motiviert durch die Extremhochwasser an der Elbe und Mulde im August 2002, heutzutage verschiedenste stationäre und mobile Systeme zum Schutz vor Überflutungen bei Hochwasser eingesetzt. In den seltensten Fällen wurden im Rahmen der Stadtplanung in den vergangenen Jahrhunderten weiträumige Vorländereines innerstädtischen Flusses oder sogar Flutmulden als Maßnahmen der Hochwasservorsorge angesehen und gewürdigt. Die Schwierigkeit in der Modellierung besteht oft darin, sämtliche Vorsorgemaßnahmen so abzubilden, dass ihre hydraulische Funktion richtig wiedergegeben wird.

### **3 Modelle**

#### **3.1 Numerisches Modell**

Verschiedene dokumentierte Hochwasser der Elbe haben die Wirkungen von Eis (Eisgang, -stau) und Verklausungen an Brücken sowie die Effekte des Verlustes von Querschnittsfläche für den Abfluss des Flusses infolge anthropogener (Sandackverbau, Kleingartenanlagen, etc.) und geogene (Anlagerungen von Feststoffen im Vorlandbereich) Veränderungen für den Wasserstand und die Ausbildung der Wasserspiegellage in urbanen Gebieten verdeutlicht.

Seit dem Hochwasser der Elbe im Jahr 2002 können mittels eines am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) der Technischen Universität Dresden entwickelten zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen (2d-HN) Modells (Horlacher & Carstensen & Gierra, 2003 und Horlacher & Carstensen & Wilhelm, 2006) die Auswirkungen von historisch bedingten Flussregelungen, von errichteten Deichen und Flutmulden, von zivilisationsbedingten Versiegelungen der Geländeoberfläche innerhalb der Stadt, von Auflandungen in den Vorlandbereichen nach Hochwasserereignissen sowie von temporär eingeleiteten Schutzmaßnahmen auf die Ausbildung des Wasserstandes der Elbe, die Überflutungsflächen und die Strömungsverhältnisse in speziellen Bereichen bei unterschiedlichen Hochwasserabflüssen ermittelt werden. Die Ausdehnung des Modells beträgt 50 km Flusslänge und reicht von Elbekilometer (El-km) 30+000 bis 80+000. Die Kalibrierung und Validierung konnte sowohl für Hochwasser-, Mittelwasser- und Niedrigwasserabflüsse vorgenommen werden. Ein wichtiger Referenzpunkt ist dabei stets der Pegel Dresden (El-km 55+600).

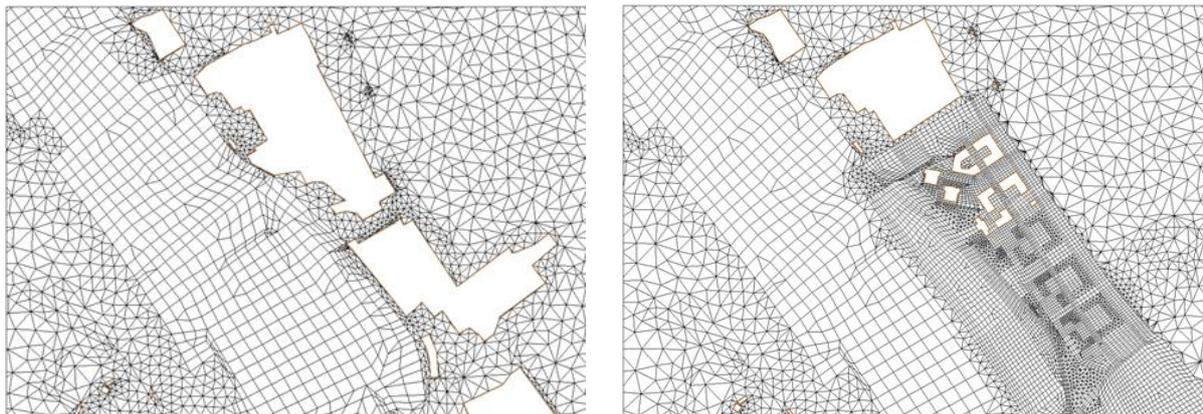
Die Flexibilität und Erweiterbarkeit numerischer Modelle kann mittels eines im vergangenen Jahr durchgeführten Projektes unter Anwendung des oben erwähnten Modells belegt werden (Carstensen & Wilhelm & Zimmermann & Küllig, 2012). Wie bereits bei verschiedensten Projekten im Nahfeld der Elbe wurde im

Rahmen einer Bebauungsplanung im Bereich des Neustädter Hafens in Dresden die Frage aufgestellt, welche Einflüsse für die Ausbildung der Wasserspiegellage und der Geschwindigkeitsverteilung beim Bemessungshochwasser zu erwarten sind und in welcher Größenordnung sich Veränderungen ausbilden können.



**Abbildung 2** Detail des Modell-/Untersuchungsbereiches stromab der Marienbrücke in Dresden – Neustädter Hafen (Quelle: GeoSN)

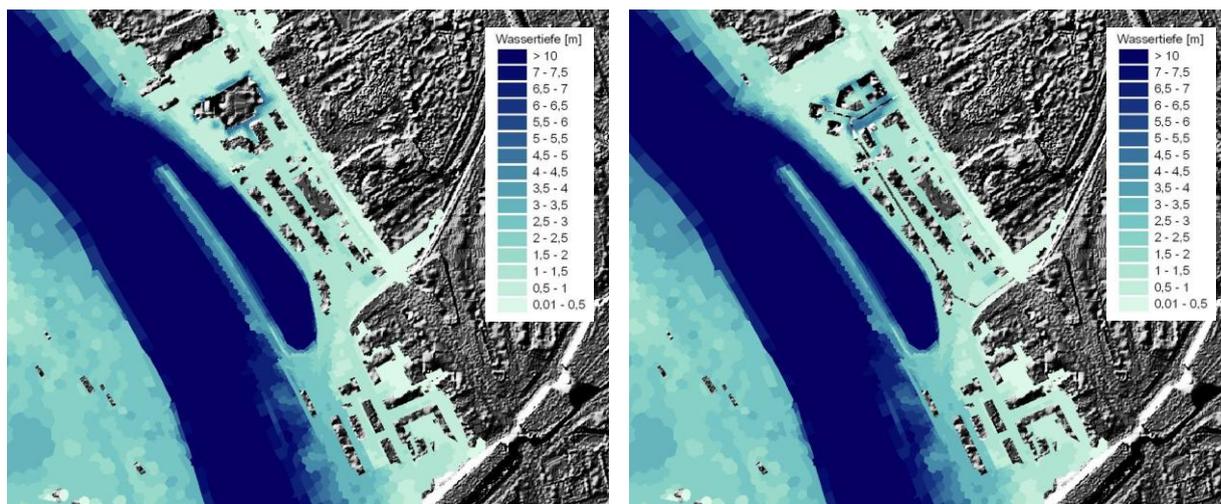
Im bis zu diesem Zeitpunkt vorhandenen Modell war dieser Bereich den hydraulischen Erfordernissen entsprechend diskretisiert worden. Die Erweiterung des Modellgitters, welche aufgrund der geplanten Umgestaltung und Bebauungsplanung notwendig wurde, kann für den ersten Planungsabschnitt der folgenden Abbildung entnommen werden.



**Abbildung 3** Detail Modellgitter des 2d\_HN-Modells der Elbe (El-km 30,0 bis 80,0) stromab der Marienbrücke in Dresden – links: Ist-Zustand vor der Modellierung des Planungsgebietes Neustädter Hafen – rechts: Modellvariante mit Planungsgebiet Neustädter Hafen

Die hydraulischen Rauheiten innerhalb des neu modellierten Gebietes wurden anhand von Erfahrungswerten sowie den aus der Literatur bekannten Angaben-

festgelegt. Für die Ermittlung von Bemessungswerten für die Hochwasservorsorge wurden quasi-stationäre Berechnungen für den Ist- und den Planzustand durchgeführt. Die Ergebnisse für die Ausbildung der Wassertiefe bei einem HQ100 werden in Abbildung 4 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Veränderungen marginal sind und eine Neutralität der Abflussausbildung bestätigt werden konnte.



**Abbildung 4** Ergebnisse des 2d-HN-Modells – links: Wassertiefenausbildung infolge eines HQ100 der Elbe unter Berücksichtigung des IST-Zustandes vor der Modellierung des Planungsgebietes Neustädter Hafen – rechts: Wassertiefenausbildung infolge eines HQ100 der Elbe unter Berücksichtigung einer Modellvariante mit Planungsgebiet Neustädter Hafen

### 3.2 Physikalisches Modell

Die im Freistaat Sachsen gelegene Stadt Grimma erstreckt sich linksseitig der Vereinigten Mulde (Mulden-km 80+830 bis 79+000). Das Stadtgebiet ist gerade wegen seiner Lage in einem aufgeweiteten Talraum extrem hochwassergefährdet. An der Großmühle in Grimma sind die seit Jahrhunderten immer wiederkehrenden Überflutungen eindrucksvoll dokumentiert.

Speziell nach dem Hochwasser des Jahres 2002 bestand bei der für den Hochwasserschutz an der Vereinigten Mulde zuständigen Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) mit dem Betrieb Elbaue / Mulde / Untere Weiße Elster ein zwingender Informationsbedarf zur Risikoabschätzung und Bemessung verschiedener Hochwasserschutzanlagen, die sowohl die hydraulischen Bedingungen als auch die städtebaulichen Gegebenheiten berücksichtigen sollten. Dazu wurden verschiedene Ingenieurbüros und Forschungseinrichtungen mit Planungsaufgaben und speziellen Untersuchungen beauftragt. Das IWD wurde in diesem Zusammenhang von o.g. Betrieb mit der hybriden Modellierung der hydraulischen Verhältnisse bei Hochwasser der Vereinigten Mulde in

Grimma beauftragt. Da es sich hierbei um einen ca. 10 km langen Modellbereich handelte, wurde aus Platz- und Kostengründen nur ein Teilbereich physikalisch und der Gesamtbereich in Form eines 2d-HN-Modells modelliert.

Mit dem am IWD durchgeführten Projekt sollten einerseits Untersuchungen zur ingenieurtechnischen Beurteilung strömungsbedingter Zusammenhänge durchgeführt und andererseits eine transparente Darstellung hydraulischer Probleme in Verbindung mit städteplanerischen und landschaftskulturellen Entwicklungen vollzogen werden. Um diesen Ansprüchen gerecht zu werden, wurde hauptsächlich ein physikalisches Modell in einem angepassten Maßstab (1:50) erstellt. Unter Berücksichtigung der zum damaligen Zeitpunkt vorhandenen Datenlage wurde für den physikalischen Modellversuch das nach William Froude (1810–1879) benannte Ähnlichkeitsgesetz der Hydraulik verwendet. Danach ergaben sich folgende Maßstabfaktoren (ML, L = Länge):

Länge  $ML = 50$ ; Fläche  $ML^2 = 2.500$ ; Volumen  $ML^3 = 125.000$ ;

Kräfte  $ML^3 = 125.000$ ; Geschwindigkeit  $ML^{1/2} = 7,071$ ; Abfluss  $ML^{5/2} = 17,678$



**Abbildung 5** Physikalischer Modellversuch im Maßstab 1:50 [K. Eckhold, TU Dresden]

Die Motivation für die Durchführung des hydraulischen Modellversuches bestand einerseits darin, primäre Aussagen zur Ausbildung des Wasserstandes in Abhängigkeit vom Hochwasserereignis, den gewählten Varianten der Profilierung des Flussbettes und des Vorlandes sowie den implementierten Bauwerken und Hochwasserschutzanlagen zu erarbeiten und andererseits einem breiten Publikum transparente Eindrücke über die hydraulischen Zusammenhänge zu vermitteln.

Im Nachgang wurden an diesem Modell ebenfalls Untersuchungen zur Vermeidung eines Eisstaus unter Berücksichtigung verschiedener Brückenplanungen für die Steinbrücke (Pöppelmannbrücke) durchgeführt und Lösungsvorschläge bezüglich des optimalen lichten Pfeilerabstandes im Verhältnis zur Eisschollen-

konzentration bzw. der relativen Kantenlänge der Eisschollen gemacht (Carstensen, 2010 und 2012).

## 4 Resümee

Die vorangegangenen Ausführungen haben verdeutlicht, dass numerische und physikalische Modellierungen für die Hochwasservorsorge unabdingbare Hilfsmittel sind. Die Flexibilität und Prognosefähigkeit bei der Anwendung numerischer Modelle steht dabei dem höheren Visualisierungsfaktor und den weitaus höheren Kosten des physikalischen Modells gegenüber.

## 5 Referenzen

Carstensen, D.: A laboratory investigation of the hydraulics and mechanics of model ice floes at bridge piers; In: Wang Yuanzhan (Hrsg.): Proceedings of the Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering (CGJoint 2010), Tianjin, China. : published by Tianjin University Press; 457-462

Carstensen, D.: Flow under ice cover and jam effects; In: Murillo Munoz: Proc. of the intl. Conference on Fluvial Hydraulics (River Flow 2012) Sept. 2012, San Jose, Costa Rica, 5-7 September, CRC Press Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62129-8, pp. 1139-1144

Carstensen, D., Wilhelm, J., Zimmermann, R., Küllig, A. (2012): Hydraulisches Gutachten im Plangebiet des Neustädter Hafens in Dresden, IWD, FO2012/11

Deutsches Komitee für Katastrophenvorsorge e.V. (DKKV) (2003): Hochwasservorsorge in Deutschland – Lernen aus der Katastrophe 2002 im Elbegebiet

Horlacher, H.-B., Carstensen, D., Gierra, T. (2003): Zweidimensionale Analyse von Wasserständen und Fließvorgängen der Elbe und der Weißeritz bei definierten Abflussverhältnissen und Randbedingungen im Stadtgebiet von Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD), TU Dresden, FO2003/14

Horlacher, H.-B., Carstensen, D., Wilhelm, J. (2006): Potenzielles Überflutungsgebiet der Elbe im Stadtgebiet der Landeshauptstadt Dresden bei ausgewählten Abflussszenarien, IWD, FO2006/09

Horlacher, H.-B.; Carstensen, D.; Buhr, St.; Haufe, H.; Schuckert, M. (2006): Hochwasserschutz Vereinigte Mulde, Stadt Grimma - Hydraulische Modellierung zur Erfassung der Hochwasserabflussverhältnisse und zur Ermittlung der Auswirkungen von Hochwasserschutzmaßnahmen, IWD, FO2006/11

## **Autoren:**

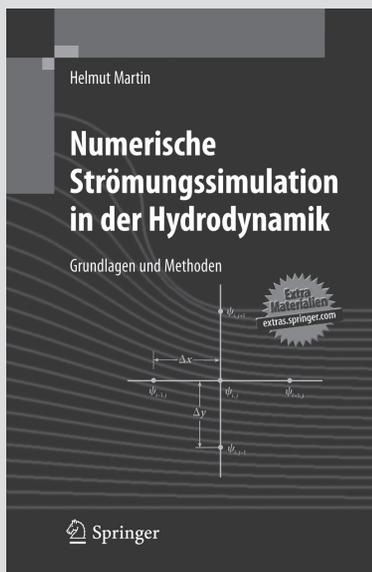
Prof. Dr.-Ing. habil. Dirk Carstensen  
[dirk.carstensen@ohm-hochschule.de](mailto:dirk.carstensen@ohm-hochschule.de)

Dipl.-Ing. Jens Wilhelm  
[jens.wilhelm@ngi.de](mailto:jens.wilhelm@ngi.de)

Dipl.-Ing. Markus Schuckert  
[m.schuckert@koban-schuckert.de](mailto:m.schuckert@koban-schuckert.de)

Dipl.-Ing. Rocco Zimmermann  
[rocco.zimmermann@tu-dresden.de](mailto:rocco.zimmermann@tu-dresden.de)

# Einstieg in die numerische Strömungs- simulation im Bau- und Wasserwesen



Helmut Martin

## Numerische Strömungssimulation in der Hydrodynamik

Grundlagen und Methoden

2011. XII, 183 S. 66 Abb. Mit online files/update. Br. € (D) 59,95

ISBN 978-3-642-17207-6

Die immer leistungsfähiger werdende Computertechnik hat in den letzten Jahrzehnten auch zu einer grandiosen Entwicklung der Strömungssimulation geführt. Während vor 20 Jahren noch Programme zur Lösung der 3-dimensionalen Eulergleichungen geschrieben wurden, steht heute eine Reihe von erprobten und robusten Programmpaketen zur Verfügung, mit der die auf ein spezielles hydrodynamisches Problem angewandten Erhaltungssätze ausgewertet werden können. Die Entwicklung führt dazu, dass die Berechnungsformeln der Koeffizientenhydraulik nach und nach durch problembezogene und handhabbare numerische Strömungssimulationen verdrängt werden.

Nach einem Überblick über die Methoden der numerischen Strömungssimulation werden im Teil 1 Grundlagen und Grundgleichungen der Strömungsmechanik formuliert, während im Teil 2 ausgewählte Methoden, wie die Finite-Element-Methode, das Galerkin-Verfahren, die Finite-Volumen- und Finite-Element-Methode anhand von Beispielen aus der Hydrodynamik erläutert werden. Bei der Darstellung der numerischen Methoden wird keine Vollständigkeit angestrebt, sondern vielmehr versucht, durch eine ausführliche Beschreibung der Zusammenhänge mit vielen Zwischenschritten eine „aufsteigende Wissenslinie“ darzustellen. Dem Buch sind vier lauffähige Programme beigelegt, mit denen Beispiele im Buch gelöst und bearbeitet werden können. Die Programme stehen dem Leser unter <http://extras.springer.com> zur Verfügung.

- ▶ **Schnelles Verstehen durch zahlreiche Zwischenschritte**
- ▶ **Programmierte Beispiele zum Verständnis und zur Abwandlung für analoge Probleme**
- ▶ **Vorbereitung für die Anwendung kommerzieller Softwarelösungen**



## **Sensitivitätsanalyse und Vergleich 2-dimensionaler Hochwasserabflussmodelle**

Susanne Mehlhorn  
Stefan Janu

Die Verwendung von Hochwasserabflussmodellen ist für die Gefahrenbeurteilung bei speziellen Fragestellungen auch für Wildbäche, mittlerweile zum Standard geworden. Im Zuge der Revision der Gefahrenzonen des Toberbaches (Steiermark) wurden für die Beurteilung der Gefahrenbereiche Simulationen mit den beiden Programmen FLO-2D und HYDRO AS-2D durchgeführt. Dies ermöglichte einen direkten Vergleich der Programme hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit und ihrer Ergebnisse. Aufgrund der guten Eignung des Geländes wurde zudem eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt, um herauszustellen, wie sich Veränderungen der Genauigkeit des Geländemodells auf die Ergebnisse auswirken können.

Stichworte: 2D- Modelle, Flo-2D, HYDRO AS-2D, Geländemodelle

### **1 Einleitung**

Seit einigen Jahren werden seitens des Österreichischen Forsttechnischen Dienstes für Wildbach- und Lawinenverbauung (WLV) 2- dimensionale Abflusssimulationen (Hochwasserabfluss und Murgänge) für spezielle Fragestellungen in der Planung und als Hilfsmittel für die Beurteilung in der Gefahrenzonenplanung, mit dem Software-Programmpaket FLO-2D durchgeführt. Seit kurzer Zeit steht der WLV ein weiteres Software-Programmpaket HYDRO AS-2D für 2- dimensionale Reinwasserabflussberechnungen zur Verfügung. Im Zuge der Revision des Gefahrenzonenplans der Gemeinde Passail und Fladnitz an der Teichalm (Steiermark) wurden als Hilfestellung für die Beurteilung der Gefahrenbereiche des Toberbaches Simulationen mit diesen zwei Programmen durchgeführt. Dies ermöglichte einen direkten Vergleich der Programme hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit und vor allem ihrer Ergebnisse. Dies gab Gelegenheit von beiden Simulationsprogrammen eine Sensitivitätsanalyse durchzuführen, um zu untersuchen wie sich Veränderungen der Genauigkeit des Geländemodells (aus Airborn Laserscan Daten, kurz ALS, berechnet) auf die Ergebnisse des jeweiligen Modells auswirken.

### **1.1 Toberbach**

Lage: Grazer Bergland, Passailer Becken, Grenzbach Gemeinde Passail und Gemeinde Fladnitz an der Teichalm, geologisch Oberostalpin (Gesteine des Grazer Paläozoikums, im Norden Osser Kalk und Süden Schwarzkogel Sandstein und Dolomit Sandstein)

Einzugsgebiet: Fläche bis Mündung Moderbach 13,53 km<sup>2</sup>, Form des Einzugsgebiets: langgezogen ca. 9 km und schmal ca. 1,5 km

Bachcharakteristik: Gefälle Oberlauf 30 %, Talboden 5 % - ~ 2,5 %, Der Schwemmkegel ist aufgrund von quartären Talverfüllungen leicht kubiert.

Bemessungswerte: HQ100 = 42 m<sup>3</sup>/s, BE150 = 48 m<sup>3</sup>/s, Intensitätsfaktor Schwemmkegel (Simulationsstrecke) IF= 1,15, Geschiebefracht GF150 = 12.000 m<sup>3</sup>

Siedlungsstruktur: Vorwiegend offene Bebauung und Siedlungssplitter, wenig Einfriedungen und geringer Anteil an Bodenversiegelungen

### **1.2 Flo-2D**

Methode: Finite Differenzen Methode mit regulärer, strukturierter Netzstruktur (Berechnung in 8 Richtungen möglich), Diskretisierung nach der Zeit mittels explizitem Verfahren mit Stabilitätskriterium, Multiprozessorfähigkeit

Ergebnisse: Wassertiefen, Strömungsgeschwindigkeiten, Überflutungsdauer, Retentionswirkung Retentionswirkung und Sohlschubspannungen- alles für stationäre und instationäre Abflüsse

### **1.3 Hydro AS-2D, LaserAS**

Methode: Finite Volumen Diskretisierung, nach den Flachwassergleichungen tiefengemittelttes Modell, mit unstrukturierten Vierecks- und Dreieckselementen, Benutzeroberfläche SMS-Software, Multiprozessorfähigkeit

Ergebnisse: Wasserspiegellagen, Wassertiefen, Strömungsgeschwindigkeiten, Überflutungsdauer, Abflussaufteilung auf Flusschlauch und Vorländer, Retentionswirkung, Sohlschubspannungen, stationäre und instationäre Abflüsse

Laser AS: Zur Aufbereitung von Digitalen Geländemodellen aus Laser-Scan-Messungen, voll automatische Ausdünnung und Netzerstellung, hohe Ausdünnungsraten, Bruchkanten werden automatisch generiert, ausgeprägte Strukturen wie Wege und Straßenverläufe, Gebäudeumrisse können mit integriert werden und werden dadurch insbesondere genau erfasst.

## 2 Fragestellung und Zielsetzung

Trotz gut dokumentierter Chronikereignisse konnten für die Revision der Gefahrenzonen am Toberbach gewisse Fragestellungen, nach „besten Expertenwissen“ nicht restlos, „objektiv“ geklärt werden: Welchen quantitativen Einfluss haben Brückenverkläusungen auf den Vorlandabfluss und vor allem wie verläuft der Vorlandabfluss quantitativ auf dem leicht kubierten (geringe Erhebungen und seichte Mulden), breiten Schwemmkegel?

Aus diesem Grund wurden „nach dem Stand der Technik“ 2- dimensionale Abflusssimulationen als Hilfestellung für die Gefahrenbeurteilung des Vorlandbereiches herangezogen.

## 3 Vergleich der Programme FLO-2D und HYDRO AS-2D

Grundlegender Unterschied der beiden Programme ist die Diskretisierungsmethode und in der Folge vor allem die Darstellung des Geländemodells.

Das Programm FLO-2D rechnet mit der Methode der finiten Differenzen und geht von der Differenzialform der Gleichung aus, die Reihe der Differenzialquotienten werden approximiert. Das Geländemodell kann im Programm daher nur als regelmäßiger Raster über die gesamte Fläche eingehen. Eine Differenzierung des Geländemodells von inhomogenen Bereichen mit größerem Genauigkeitsanspruch zu sehr homogenen Bereichen mit geringerem Genauigkeitsanspruch ist nicht möglich.

Das Programm HYDRO AS-2D rechnet mit finiten Volumen unter der Verwendung der Integralform, also der unbedingten Erhaltung von Masse, Impuls und Energie. Der große Vorteil des Programms ist, dass mit der finiten Volumen-Methode eine sehr flexible geometrische Differenzierung des Geländemodells möglich ist. Da der Schwemmkegel des Toberbaches kleinräumig nur leicht kubierte Formen aufweist, die Gebäude im Siedlungsbereich sehr aufgelockert situiert sind und sich nur wenige Einfriedungen (Mauern, Zäune, etc.) finden, ist dieses Plangebiet bestens für eine direkte Gegenüberstellung der Ergebnisse beider Simulationen geeignet.

## **4 Sensitivitätsanalyse über die Auswirkung der Geländemodellgenauigkeit auf die Ergebnisse**

Durch die Verwendung von Airborne Laserscan- Daten (ALS) mit einer Rasterweite von 1x1m kann die Geländeoberfläche homogen und sehr gut abgebildet werden. Dies zieht aber eine enorme Dichte an Punkten und in weiterer Folge eine große Datenmenge nach sich. In ungefilterter Form mit normalen Rechnerleistungen (Multiprozessoren mittlerweile Standard) sind großflächige, längere Abflusssimulationen kaum bis gar nicht zu bewältigen. Aufgrund dessen müssen die ALS Daten für Simulationen ausgedünnt werden.

Für das Programm FLO-2D kann eine Ausdünnung durch Verwendung eines gröberen Rasters erfolgen. Für das Programm HYDRO AS-2D erfolgt die Ausdünnung mittels Dreiecks- und Rechtecknetz. Mit Hilfe des Zusatzprogramms LASER AS können große Datenmengen ausgedünnt werden, wobei die für die hydraulische Modellierung wichtigen Geländeinformationen beibehalten werden. Bruchkanten werden automatisch generiert oder können zusätzlich eingegeben werden. Mit Hilfe der durchgeführten Sensitivitätsanalyse soll geprüft werden, ob und in welchem Maße verschiedene Geländemodellqualitäten die Abflussergebnisse beeinflussen. Allgemein ist bekannt, dass bei verstärkter Ausdünnung Erhebungen gekappt und Mulden aufgefüllt werden. Daher wird versucht darzustellen, ab welcher Ausdünnung der Punktdichte wesentliche Unterschiede im Abflussverhalten auftreten.

## **5 Methodik und Analyse**

### **5.1 Sensitivitätsanalyse der Geländemodellgenauigkeit**

Für die Analysen wurden, außer Gebäuden, bewusst keine weiteren Details (Brücken, zusätzliche Bruchkanten, etc.) in die Geländemodelle aufgenommen, damit ein möglichst homogener Vergleich der einzelnen Berechnungsvarianten garantiert ist.

Mit dem Programm FLO-2D wurden drei Varianten simuliert. Eine Variante ohne Ausdünnung der ALS-Daten (1m Raster), sowie zwei Varianten mit einer Ausdünnung auf Basis eines 3 m und 5 m Rasters. Die sich für die jeweilige Simulation ergebende Punktzahl und der prozentmäßiger Anteil der Ausdünnung sind in Tabelle 1 dargestellt.

Mit dem Programm HYDRO AS-2D wurden insgesamt 5 Simulationsvarianten mit unterschiedlichem Ausdünnungsgrad gerechnet (Tabelle 1). Im Folgenden wird jedoch nur auf drei Varianten eingegangen: Variante „genau“ mit einem

hoch aufgelösten Geländemodellnetz, Variante „Standard“ mit den vom Hersteller vorgegebenen Standardeinstellungen und Variante „ungenau“ mit bewusst gewählten Einstellungen, die eine geringe Netzauflösung ergeben.

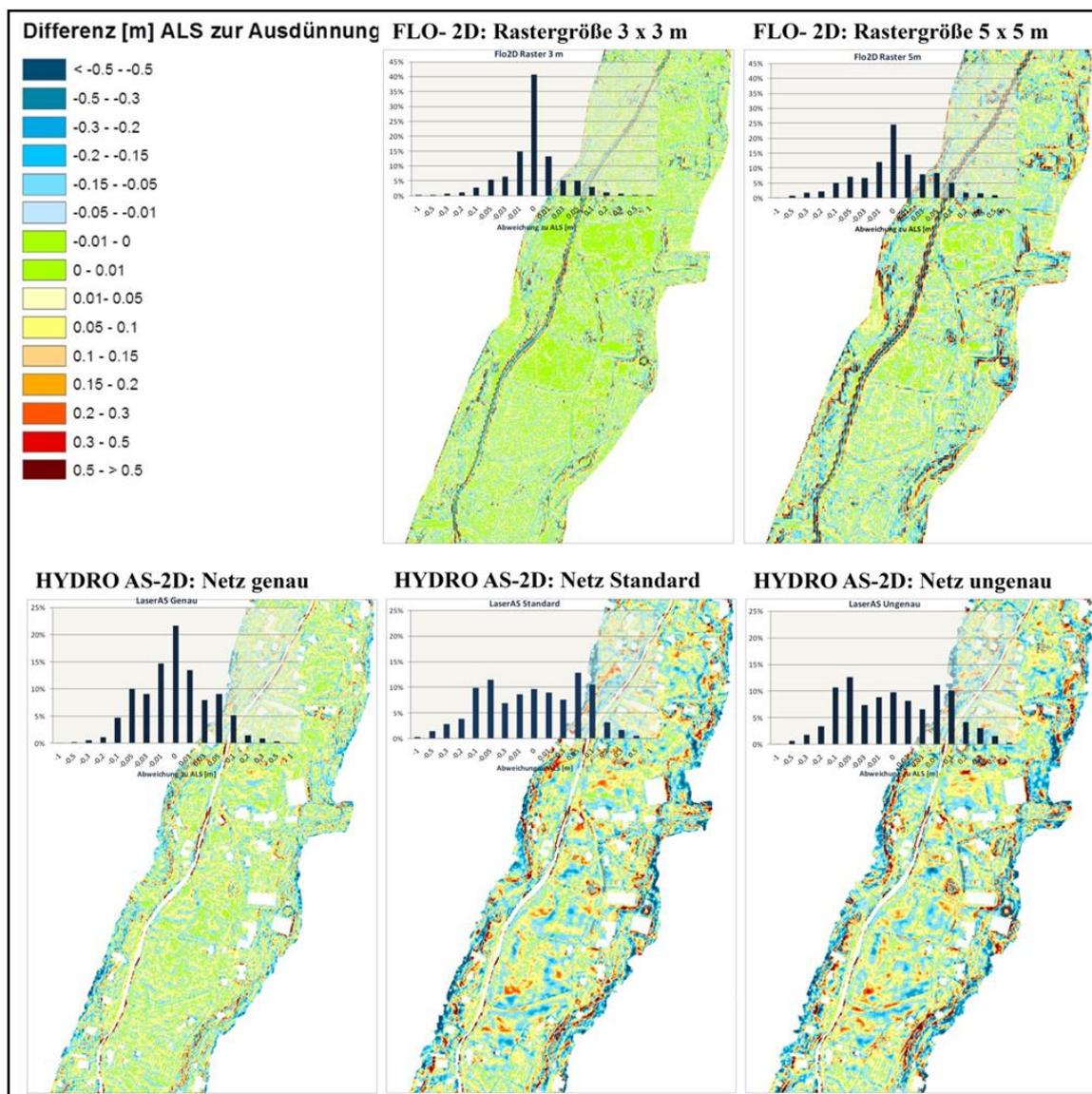
**Tabelle 1** Geländemodellvarianten mit unterschiedlichen Ausdünnungen der ALS- Punkte, % = Ausdünnungsgrad

FLO-2D	1m Raster	3m Raster	%	5 m Raster	%						
Punktzahl	650782	72830	88.81	26382	95.95						
HYDRO AS-2D	gesamt	genau	%	~	%	~/-	%	Standard	%	ungenau	%
Punktzahl	646649	86142	86.68	48846	92.45	38985	93.97	27076	95.81	25465	96.06

In Abbildung 1 sind die Abweichungen der jeweils ausgedünnten Geländemodelle zu dem ALS- Geländemodell als Differenzenmodelle dargestellt. Die Häufigkeitsverteilungen der Abweichungen der ausgedünnten Punkte zu den ALS Punkten werden in den dazugehörigen Histogrammen dargestellt. Betrachtet man die Fläche als Ganzes, ist ersichtlich, dass die Abweichungen bei den FLO-2D Geländemodellen viel geringer sind als bei den HYDRO AS-2D Geländemodellen. Aufgrund der fast gleichen Ausdünnungsraten kann das 3 m-Rastermodell (89% Ausdünnung) mit dem Geländemodell „genau“ (87% Ausdünnung) und das 5 m-Rastermodell (96%) mit dem „Standard“ Modell direkt verglichen werden.

Im Detail betrachtet wird deutlich, dass im FLO-2D Modell kurze, große Neigungsunterschiede (wie Straßenböschungen, kleine Gräben, etc.) viel schlechter als im HYDRO AS-2D Modell abgebildet werden.

Prinzipiell gibt es im Programmpaket FLO-2D die Möglichkeit Levees, Gullies und Straßen nachträglich einzuarbeiten. Dies ist sich jedoch der aufwändig und wird in der Praxis eher vernachlässigt.



**Abbildung 1:** Differenzenmodelle: Abweichungen der ausgedünnten Modelle zum ALS Modell und Häufigkeitsverteilungen der Abweichungen der ausgedünnten Punkte zu den ALS Punkten

## 6 Ergebnisse

### 6.1 Ergebnisse der Abflusssimulationen der verschiedenen Geländemodellgenauigkeiten

Die Ergebnisse der maximalen Wassertiefen von sechs Simulationsvarianten sind in Abbildung 2 dargestellt. Insgesamt wurden drei FLO-2D- und fünf HYDRO AS-2D-Simulationen mit unterschiedlichen Geländemodellgenauigkeiten gerechnet. Alle Simulationen wurden mit den gleichen Eingangsdaten (Abflussganglinie BE150) und Parametern (Rauhigkeitsbeiwerten) gerechnet. Ein-

bauten wie Brücken, Einfriedungen und zusätzliche Bruchkanten wurden, damit eine einheitliche, objektive Betrachtungsweise möglich ist, nicht berücksichtigt. Für die Interpretation der Ergebnisse wurden die Resultate der Fließtiefen bzw. Wassertiefen, die Fließgeschwindigkeiten und die Differenzenmodelle der Geländemodellvarianten betrachtet. In Tabelle 2 sind die Überflutungsflächen der einzelnen simulierten Varianten in Wassertiefenklassen aufgeteilt und für jede Wassertiefenklasse die Abweichungen der ausgedünnten Geländeflächen zu dem ALS- Geländemodell als Mittelwert und Standardabweichung angegeben. Weiters wurde unterschieden nach Gesamtfläche je Klasse, Flächen mit positiver Höhenabweichung vom ALS- Geländemodell je Klasse und Flächen mit negativer Höhenabweichung vom ALS- Geländemodell je Klasse.

### 6.2 Vergleich der Simulationsergebnisse FLO-2D und HYDRO AS-2D

Grundsätzlich wird deutlich (Abbildung 2), dass die Gesamtüberflutungsflächen der FLO-2D-Simulationsvarianten deutlich größer sind als die der HYDRO AS-2D-Simulationen. Auch im Vergleich der Fließgeschwindigkeiten zeigt sich, dass die Fließgeschwindigkeiten bei den FLO-2D Varianten im Flussschlauch im Durchschnitt um 0,5 m/s höher sind als die HYDRO AS-2D-Varianten. Beim Vorlandabfluss sind die Fließgeschwindigkeiten grundsätzlich identisch.

**Tabelle 2** Gegenüberstellung der Simulationsvarianten: Überflutungsflächen aufgeteilt in Wassertiefenklassen mit den jeweiligen Geländemodellabweichungen (ALS-Geländemodell – ausgedünntes Geländemodell), aufgegliedert in Höhenabweichung gesamt, Höhenabweichung der positiven und negativen Flächenanteile; Mean = Mittelwert, Std =Standardabweichung

HYDRO_AS-2D																		
Wassertiefen [m]	genau (Variante 3)									Standard (Variante 4)								
	Abweichung gesamt			Abweichung positiv			Abweichung negativ			Abweichung gesamt			Abweichung positiv			Abweichung negativ		
	Fläche [m²]	Mean	Std	Fläche [m²]	Mean	Std	Fläche [m²]	Mean	Std	Fläche [m²]	Mean	Std	Fläche [m²]	Mean	Std	Fläche [m²]	Mean	Std
0.01	19808	0.003	0.077	9669	0.046	0.077	9885	-0.040	0.049	12495	0.011	0.113	6402	0.081	0.096	6023	-0.063	0.079
0.01 - 0.2	114569	0.003	0.058	59479	0.038	0.052	53460	-0.035	0.039	118991	0.006	0.102	62223	0.075	0.075	56071	-0.070	0.070
0.2 - 0.4	61410	0.004	0.058	32054	0.036	0.054	28275	-0.032	0.039	66843	-0.002	0.098	33305	0.066	0.072	33090	-0.070	0.069
0.4 - 0.6	32865	0.009	0.078	17502	0.045	0.084	14865	-0.032	0.042	36552	0.010	0.106	20029	0.070	0.091	16248	-0.063	0.072
0.6 - 0.8	14032	0.025	0.120	7985	0.073	0.134	5841	-0.040	0.054	14578	0.024	0.150	8281	0.093	0.147	6175	-0.070	0.092
0.8 - 1.0	4688	0.054	0.165	3043	0.117	0.161	1606	-0.066	0.089	5055	0.051	0.194	3256	0.137	0.169	1769	-0.107	0.127
1.0 - 1.5	5435	0.036	0.186	3011	0.140	0.177	2383	-0.095	0.092	4208	0.048	0.245	2336	0.203	0.202	1860	-0.148	0.128
1.5 - 2.0	1300	0.082	0.178	1097	0.108	0.179	189	-0.066	0.079	2714	0.115	0.213	2034	0.201	0.162	677	-0.144	0.117
2.0 - 3.0	15	0.015	0.061	12	0.036	0.038	3	-0.067	0.067	4	0.041	0.163	3	0.107	0.135	1	-0.156	0.000
gesamt	254122	0.007	0.077	133852	0.046	0.080	116514	-0.036	0.045	261440	0.009	0.114	137856	0.079	0.095	121920	-0.071	0.075
FLO-2D																		
Wassertiefen [m]	Raster 3 m (Variante 1)									Raster 5 m (Variante 2)								
	Abweichung gesamt			Abweichung positiv			Abweichung negativ			Abweichung gesamt			Abweichung positiv			Abweichung negativ		
	Fläche [m²]	Mean	Std	Fläche [m²]	Mean	Std	Fläche [m²]	Mean	Std	Fläche [m²]	Mean	Std	Fläche [m²]	Mean	Std	Fläche [m²]	Mean	Std
0.01	1863	0.002	0.048	784	0.033	0.048	868	-0.026	0.035	2210	0.005	0.065	1201	0.041	0.046	891	-0.042	0.061
0.01 - 0.2	94389	0.003	0.045	42477	0.028	0.047	41082	-0.023	0.034	98225	-0.004	0.071	45277	0.037	0.053	47779	-0.044	0.068
0.2 - 0.4	70497	0.003	0.048	30785	0.029	0.053	31596	-0.023	0.033	71180	-0.004	0.076	34731	0.037	0.054	32705	-0.047	0.076
0.4 - 0.6	54804	0.001	0.055	22605	0.032	0.059	25881	-0.026	0.041	60655	-0.002	0.094	30476	0.044	0.069	26967	-0.054	0.097
0.6 - 0.8	36828	0.001	0.064	14842	0.037	0.070	17758	-0.029	0.049	40595	-0.002	0.108	21396	0.049	0.085	17094	-0.065	0.108
0.8 - 1.0	16548	0.001	0.098	6648	0.060	0.099	8003	-0.048	0.080	17605	0.000	0.147	9708	0.075	0.108	7044	-0.104	0.138
1.0 - 1.5	14016	-0.004	0.157	5718	0.108	0.130	6706	-0.101	0.129	15575	-0.002	0.241	7860	0.160	0.180	7023	-0.184	0.172
1.5 - 2.0	5802	-0.056	0.207	1780	0.157	0.160	3374	-0.180	0.143	7140	0.218	0.328	5035	0.370	0.257	1808	-0.169	0.145
2.0 - 3.0	6432	-0.121	0.177	994	0.118	0.143	4711	-0.191	0.138	4505	0.366	0.321	3817	0.451	0.264	496	-0.149	0.168
gesamt	301179	-0.002	0.076	126633	0.038	0.071	139979	-0.039	0.072	317690	0.007	0.130	159501	0.069	0.130	141807	-0.061	0.100

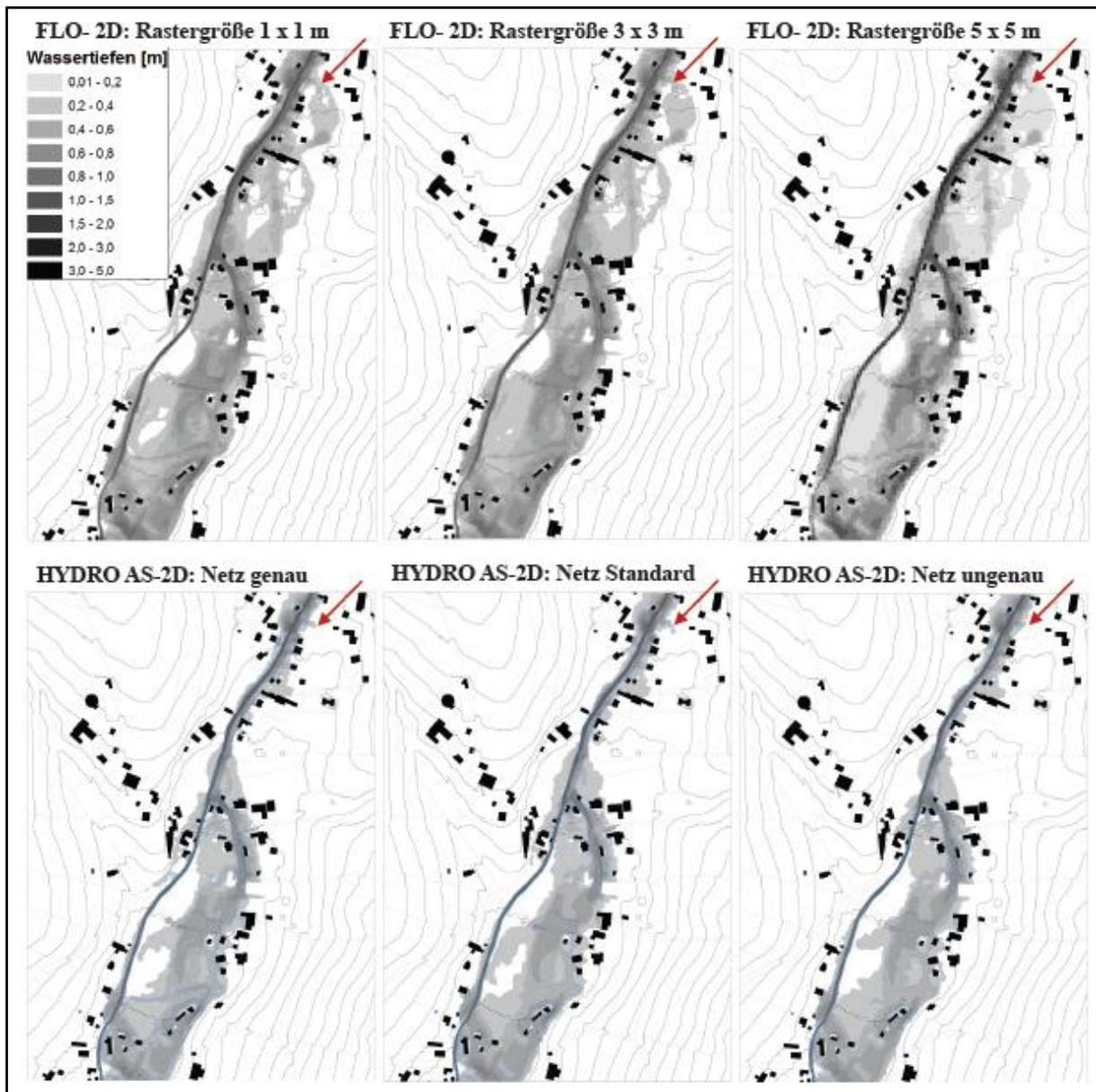
Der Vergleich der Gesamtflächen (Tabelle 2) zeigt, dass die Flächen der FLO-2D Simulationen um 20% größer sind als die HYDRO AS-2D- Berechnungen. Betrachtet man die Unterschiede der Flächen „Gesamt“, „Abweichung positiv“

(meist Kuppen und Erhöhungen) und „Abweichung negativ“ (meist Senken und Mulden) in den einzelnen Wassertiefenklassen, dann zeigt sich, dass in den zwei untersten Wassertiefenklassen (0,01 m; 0,01-0,2 m) die Flächen der HYDRO AS-2D-Simulationen deutlich größer sind. Vergleicht man die mittleren Fehler der Höhendifferenzmodelle je Wassertiefenklasse dann wird ersichtlich, dass die mittleren Fehler der Geländemodellhöhenabweichungen (Tabelle 2, Spalten „Abweichung- positiv und negativ“) der FLO-2D- Varianten bis zu der Wassertiefenklasse 1 – 1,5 m deutlich mit bis zu 100% geringer sind. Dasselbe gilt für die Wassertiefenklassen ab 1,5 m der HYDRO AS-2D-Varianten. Daraus folgt, dass die Vorländer im FLO-2D und die Gerinnebereiche mit dem HYDRO AS-2D-Geländemodell der Wirklichkeit entsprechend getreuer abgebildet werden.

Aufgrund der ungenaueren Wiedergabe des Geländemodells im Gerinnebereich mittels FLO-2D wird bei den FLO-2D Modellen mehr Abflussfracht auf die Vorlandbereiche verteilt, durch die geringfügig höheren Fließgeschwindigkeiten (ca. 0,5 m/s) wird dies nicht kompensiert. In den Vorlandbereichen werden speziell sehr kleine, flache Kuppen und Mulden in den FLO-2D-Modellen wirklichkeitsgetreuer angepasst, dadurch können sich vor allem in den Randbereichen der Überflutungen (sehr geringe Wassertiefen) unterschiedlichste Überflutungsbilder gegenüber dem HYDRO AS 2D-Modellen ergeben. Ein Beispiel ist in Abbildung 2 mit „Pfeil“ markiert.

### **6.3 Vergleich der Ergebnisse der einzelnen Geländemodellvarianten innerhalb der Simulationsprogramme**

Generell kann festgestellt werden: je ungenauer das Geländemodell ist, desto größer ist der mittlere Fehler der Abweichungen der ALS-Höhen zu den ausgedünnten Geländehöhen für die Überflutungsbereiche. Auffällig ist, dass die größten Abweichungen beim FLO-2D-Modell in allen Wassertiefenklassen bei den „positiven Abweichungen“ (z. B.: Kuppen) auftreten, ein Trend innerhalb der Wassertiefenklassen kann hingegen nicht gesehen werden. Beim HYDRO AS-2D- Modell nehmen die Abweichungen im positiven als auch im negativen Bereich (z.B. Kuppen und Mulden) eher gleichmäßig zu. Die Differenzen treten in den sehr kleinen (0,01m) und in den extrem hohen Wassertiefenklassen ab 1,5 m auf.



**Abbildung 2:** Differenzenmodelle: Abweichungen der ausgedünnten Modelle zum ALS Modell und Häufigkeitsverteilungen der Abweichungen der ausgedünnten Punkte zu den ALS Punkten

Zusammenfassend wirken sich die unterschiedlichen Geländemodellvarianten auf die Simulationsergebnisse wie folgt aus: je ungenauer das Geländemodell ist, desto größer fallen im Schnitt die Gesamtüberflutungsflächen aus. Höhere Geländebereiche wie Kuppen etc. werden bei einem ungenaueren Geländemodell leichter überströmt, während Mulden und Gräben im Vorlandbereich geringere Überflutungstiefen gegenüber einem genaueren Geländemodell aufweisen.

## 7 Schlussfolgerungen

Die Analyse und die Vergleiche zeigen, dass große Unterschiede in den Ergebnissen in der Anwendung der beiden Modelle entstehen können. Diese liegen zum einem im verwendeten Simulationsprogramm selbst und zum anderen in der Genauigkeit des verwendeten Geländemodells. Eine Festlegung, welches Programm die „besseren“ (wirklichkeitsgetreueren) Ergebnisse liefert, kann nicht getroffen werden, da jedes Programm die Realität in gewissen Bereichen besser bzw. schlechter gegenüber dem anderen widerspiegelt. Dem Anwender muss es daher bewusst sein, für welche Fragestellung welches Programm geeignet ist. Der Genauigkeitsanspruch der Geländemodelle kann dann an den Genauigkeitsgrad der zu tätigen Aussagen angepasst werden. Da alle Fließgewässermodelle primär für den Flussbau entwickelt worden sind, sollten 2-dimensionale Abflussmodelle in jedem Fall für die Simulation von Wildbächen aufgrund der verschiedenen Prozesse, die bei einem Ereignis stattfinden, nur als Hilfsmittel angesehen werden.

## 8 Literatur

- Habersack, H. et al. (2008): Fließgewässermodellierung – Arbeitsbehelf Hydrodynamik – Grundlagen, Anwendung und Modelle für die Praxis; BMLFUW – ÖWAV, Wien
- O’Brien, Jimmy S. et al. (2009): FLO-2D, Diverse Schulungsunterlagen, FLO-2D Software, Inc. / P.O. Box 66 Nutrioso, AZ 85932. USA, (<http://www.flo-2d.com>)
- Nujic, Marinko (2006): HYDRO AS-2D; Handbücher und Schulungsunterlagen; Wallbergstr. 8, 83026 Rosenheim / Deutschland, ([office@ib-nujic.de](mailto:office@ib-nujic.de))

Autoren:

Dipl. Geogr. Susanne Mehlhorn

DI Stefan Janu

Wildbach- und Lawinenverbauung  
Fachbereich Wildbachprozesse  
BMLFUW, Abt. IV/5  
Marxergasse 2  
1030 Wien

Wildbach- und Lawinenverbauung  
Fachbereich Wildbachprozesse  
GBL Ennstal und Salzachtal  
Schönaustrasse 50  
8940 Liezen

Tel.: +43 1 533 06 94 7057

Tel.: +43 3612 263 60 15

Fax: +43 1 533 06 7060

Fax: +43 3612 263 60 4

E-Mail: [susanne.mehlhorn@die-wildbach.at](mailto:susanne.mehlhorn@die-wildbach.at)

E-Mail: [stefan.janu@die-wildbach.at](mailto:stefan.janu@die-wildbach.at)

# A Fuzzy Rule Based Operation Model for Blue Nile Reservoirs

Mohammed Abdallah  
Jürgen Stamm

## **Abstract**

Operating multipurpose reservoirs is difficult task due to the uncertain nature of involved parameters, this difficulty increases in arid and semi-arid regions where water systems designed to store water during short flood season and release it in later, furthermore, the associated inflow uncertainty complicates achieving the optimum operation decisions in real time, therefore, this paper handles these issues using the capability of fuzzy set theory that allows transferring the reservoir operators experience to mathematical forms.

A stochastic simulation model has been used to derive the statistical inflow parameters in addition to comprehensive sedimentation and demands analysis to calculate the storage and release parameters, based on that, a Fuzzy Rule Based membership functions were designed taking into account different inflow, storage, and demands scenarios for Sennar and Sennar-multi purposes reservoirs at Blue Nile-Sudan.

The developed model shows good performance in terms of compromising the conflict between different design purposes such as irrigation, hydropower, and domestic supply during low flow season while presenting a good compromise between flood protection, filling, and emptying processes, moreover, the model reliability analysis shows significant improvement in hydropower generation between 1-12% while satisfying the other demands with low shortage probability percentage comparing to the applied reservoir operation policy.

*Keywords: Reservoir operation, Inflow scenarios, Statistical Parameters, ARMA model, Fuzzy rules, Membership functions, Optimum release*

## **1 Introduction**

Nowadays, past and real time events analysis is not enough only to assure the optimum performance of project; but also the outlook circumstances, however the lack of knowledge about future information and occurrence probability of unpredicted event increases correspondingly the uncertainty of decision making, therefore, in order to maximize the benefits and decrease the risks; particularly in water resources projects; it's important to handle this issue properly.

The traditional way of dealing with uncertainty problems is probability theory, nevertheless, still there are many problems cannot be handled by this approach; for that reason, many researchers have tried to develop new techniques aims at

solving this problem appropriately. L. A. Zadeh has developed fuzzy mathematics in the 1960<sup>th</sup> while Julong Deng developed grey systems theory in 1982, and Pawlak (1991) introduced the rough sets as a new methodologies attempting to overcome the complexities of probability theory through focusing on the study of problems involving small samples and poor information, accordingly, the uncertainty of water resources systems due to parameters inputs randomness can be handled adequately using probability theory in case of sufficient data availability, while the uncertainty that attributed to imprecision can be solved appropriately using the capability of fuzzy set theory that allowing to translate the human experience in mathematical forms taking the shape of memberships functions.

## **2 Fuzzy Sets for Reservoir Operation**

Many trials have been done to apply fuzzy logic approach in reservoir operation field, a number of these applications have been discussed by Bardossy and Duckstien (1995), Shrestha et al. (1996), Russell and Campbell (1996), Panigrahi and Mujumdar (2000), Sirinivasa and Duckstein (2003) have tried to develop a fuzzy-rule base reservoir operation model depending on reservoir operators different decisions based on “IF-THEN” form, where the reservoir release decision takes based on reservoir storage and estimated inflow, likewise, Celeste et al.(2009) develop a stochastic reservoir operation model adopted the same “if-then” approach to obtain the optimum release.

Recent researches show a trend to apply the Neuro-Fuzzy techniques where a neural network capability can be employed to enhance the fuzzy sets capability, Ponnambalam et al.(2001,2003), Mehta et.al (2008) have applied this technique to derive the reservoir operating rules.

## **3 Case Study Description**

Sennar reservoir was built in 1925 in Sudan to store and supply the Gezira irrigation scheme as a main purpose with a storage capacity of 930 Million m<sup>3</sup> and maximum height of 40 m. A set of 80 deep sluices and 72 spillways have been constructed to pass a maximum discharge of 11000 m<sup>3</sup>/s. In 1962 the first hydropower station in Sudan has been installed with two turbines of 7.5 MW for each. After ratification of Nile waters agreement with Egypt, the government of

Sudan is authorized to build new reservoirs to meet the extension requirements of new irrigation projects. Accordingly, Roseires reservoir was built as a multi-purpose reservoir for irrigation and hydropower generation 270 Km upstream Sennar with initial storage capacity of 3100 Million  $m^3$  and five deep sluices each passes a discharge of 1160  $m^3/s$  in addition to seven spillways pass 810  $m^3/s$  with maximum discharge capacity around 6600  $m^3/s$ . An effective reservoir operation range of 14m is applied between the maximum level of 480m-raised to be 481m in 1979 due to reservoir sedimentation- and 467 as minimum level.

The operation procedures for both reservoirs based on storing water during the flood season and use it later with slight changes concerning some specific practice differs from one reservoir to other, besides operating both reservoirs during rising period in a minimum operation level of 417.2 m and 467m to decrease sediment deposition for Sennar and Roseires reservoir respectively, therefore, the hydrological year for all reservoirs can be divided to four main periods:

1. 1<sup>st</sup> to 31<sup>st</sup> July - rising period;
2. 1<sup>st</sup> to 20<sup>th</sup> August - period just before peak;
3. 21<sup>st</sup> August to 30<sup>th</sup> September - peak period;
4. 1<sup>st</sup> October to 30<sup>th</sup> June - recession and low flow periods.

## 4 Model Formulation

A fuzzy rule based model operates on “IF-THEN” principle, where “IF” represents the vector of fuzzy explanatory variable, and “THEN” the fuzzy consequences, to apply this principles efficiently, a Fuzzy Inference System (FIS) is a control system built using fuzzy set theory based on combining the fuzzy sets from each rule through aggregation operator to get a fuzzy set result, then defuzzify the fuzzy set for each output variable. Two types of (FIS) can be applied in fuzzy logic, the most commonly and widely used Mamdani type (1977) and Takagi Sugeno type (1985); both methods are similar in many aspects; however the main difference between them is the output membership functions (MF) in Sugeno type are linear or constant. Thus, since the output membership functions in this paper (namely reservoir release) are not necessarily linear, the FIS Mamdani has been adopted as it represents the output (release) more realistically, a summary of this type according to Mehta et.al (2008) is:

1. Input and output variables fuzzification using a convenient linguistics subsets such as high, medium, low, heavy, light,..., etc.
2. Based on expert knowledge and available information, IF-Then rules constructed to combine the linguistic inputs subsets to the output fuzzy sets using the logical conjunction such as “and, or”.

3. The implication part of fuzzy system is defined as the shape of the consequent based on the premise (antecedent) part.
4. Finally, to have a crisp value, the resulted fuzzy set is defuzzified using the appropriate defuzzification method such as centroid, bisector, etc.

To apply these steps, three model variables of inflow, storage, and release of Sennar and Roseires reservoir have been analyzed before fuzzifying them to ensure achieving the most system representation. Accordingly, a stochastic Analysis Model (Sveinsson, et.al (2007) (SAM), was used to derive the statistical parameters of reservoir inflow time series, mainly mean, standard deviation and skeweness by applying the Auto Regressive Moving Average ARMA (1, 1) technique in order to generate 1000 years' monthly time series with 1000 scenarios for Blue Nile, afterwards, MTALAB package (2012) has been used as it offers a very useful fuzzy logic tools based on two FIS types with wide range of solution alternatives and membership functions shapes.

To cope with changes in future inflows due to climate changes that cannot capture by stochastic time series analysis, literature review of available studies in the region was done, however, owing to different research methodologies and perspectives, wide range of probable inflow changes has been observed which adds more uncertainty. For solving this problem; two climate change studies in the region have been adopted, namely Tidwell (2006) and Kim (2008) since they represent the most range of future change based on the following General Circulation Models(GCM) as shown in table (1); HAD (developed at the Hadley Centre, UK), ECHAM (developed at Max Planck institute for meteorology, Germany), CGCM (developed at Canadian Centre for climate modeling and analysis), in addition to the Canadian, Japanese, American, and Australian models of CAN, CCSR,GFDL, and CSIRO respectively.

**Table 1** Perspective climate change impacts on mean inflow (Tidwell 2006 and Kim 2008)

GCM Model	Future Change
HAD A2a, HAD A2b, HAD A2c, HAD B2	-10.2%, -14.4%, - 14.2%, -8.3%
ECHAM A2, ECHAM B2	-26.5%, -15%
CAN A2, CAN B2	-32.1%, -14.6%
CCSR	80%
CGCM	-14%
GFDL	-13%
CSIRO	-32%

Depending on statistical characteristics the Gaussian shape has been selected to fuzzify the inflow variable based on derived statistical parameters, accordingly,

four membership functions of low, mean, high mean, and high flow scenarios have been derived for both reservoirs, while the storage membership functions are based on available reservoir capacity before in addition to reservoirs sedimentation analysis done by Abdallah et al (2012). it's worth mentioning that; with continuing decreasing of reservoir capacity, it's not easy to compromise different reservoir's experts and operators opinions regarding the classification of storage state, therefore the trapezoidal membership function shape has been selected as it provides a good compromise in representing the opinions variation using three membership functions of minimum, normal, and maximum operation level storage in Roseires and Sennar. On the other hand, the reservoirs releases capacities have been taken as boundary conditions for designing the releases output member functions which have been taken trapezoidal shape same as storage. The current and future irrigation, hydropower and other demands, have been used to specify the three different membership functions of Minimum, Mean, and Maximum release.

On the other hand, to incorporate the human experience and transform the linguistic variables to numbers, Mamdani Fuzzy Rule Based model has been formulated using the reservoirs operation policy that adopted by MOIWR in addition to experience of reservoirs operators, hence, the general rule form can be defined as follow:

IF (RESERVOIR INFLOW) AND/OR (RESERVOIR STORAGE) THEN  
(RESERVOIR RELEASE)

The FIS rules are generated on monthly based depending on operation rules; however, some tactic rules within the same context have been applied depending on different operation circumstances and boundary conditions.

## 5 Analysis and Results

Mamdani FIS is applied to address two modeling issues: (1) the uncertainty of inflows and, (2) the imprecision in storage and release zones definition, these issues are solved using the Stochastic Analysis Model (SAM) and MATLAB software.

Depending on the input variables values (inflow, storage); selected membership function shape, FIS rules based on operation policy, and centroid defuzzification; output variable (release) is calculated. A monthly correlation between the input (storage) and output (release) variable have been extracted for Sennar and

Roseires reservoirs as shown in figure (1) and (2) respectively (all units in Million  $m^3$ ).

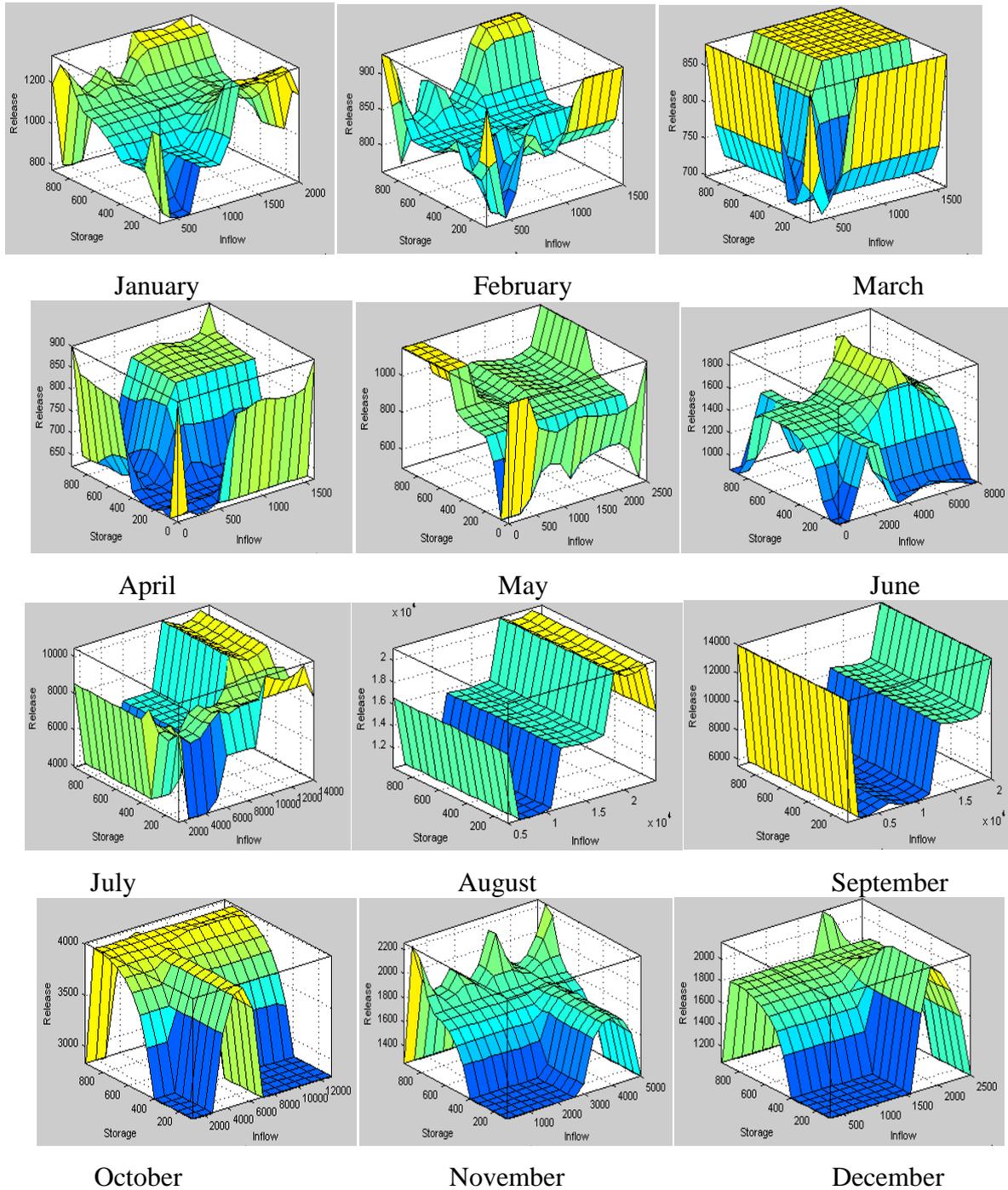
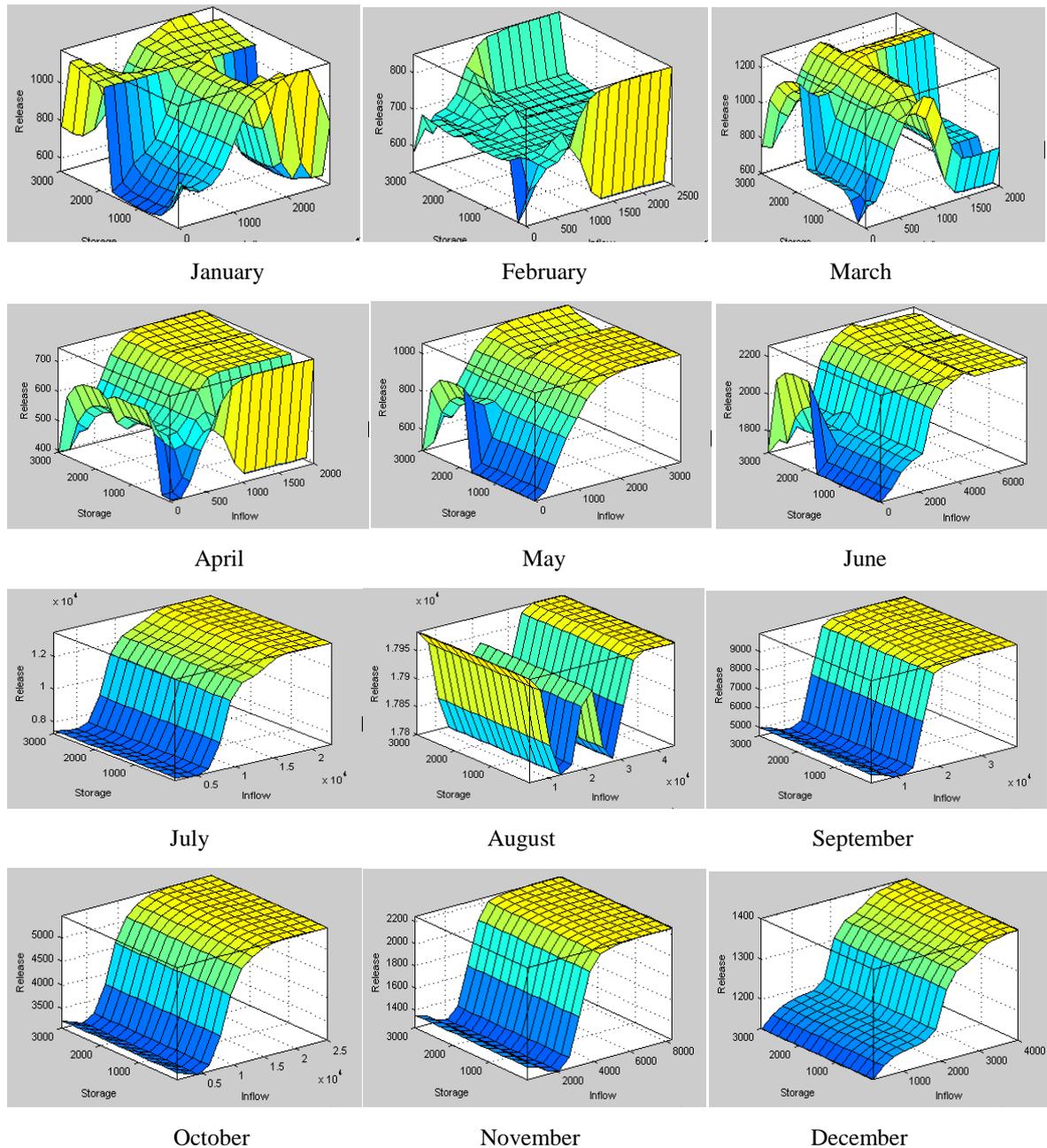


Figure 1: Sennar Reservoir FIS Model results



**Figure 2:** Roseires Reservoir FIS Model results

## 5.1 Hydropower Generation

The total produced energy HP for time interval  $t$  with  $C_p$  efficiency of converting the potential energy to electrical energy can be calculated as:

$$HP_t = \frac{9.81 * C_p * Q * h}{3.6 * 10^3} \quad (1)$$

Where

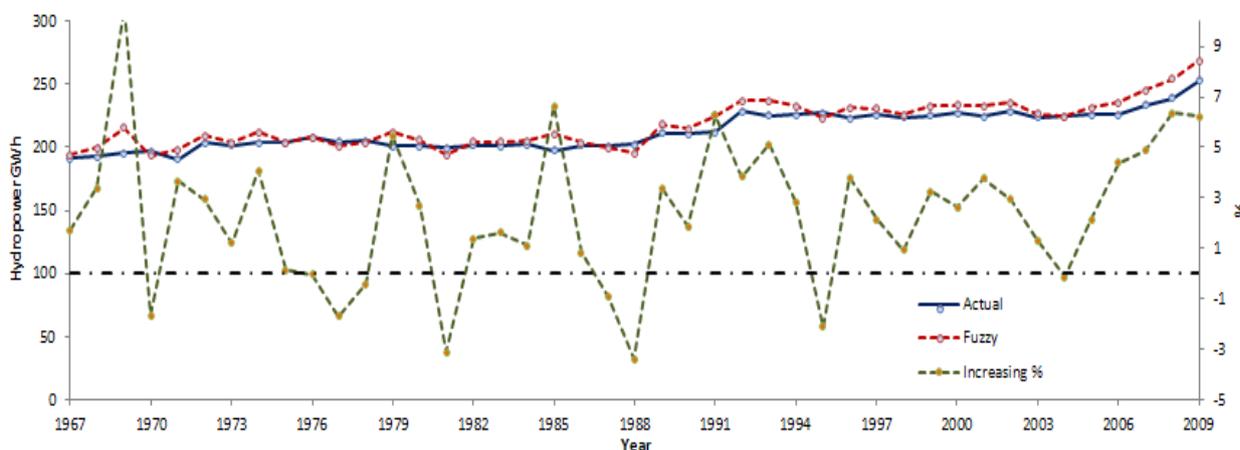
$HP_t$  is the hydropower in Kwh

$Q_t$  average flow in  $m^3/s$

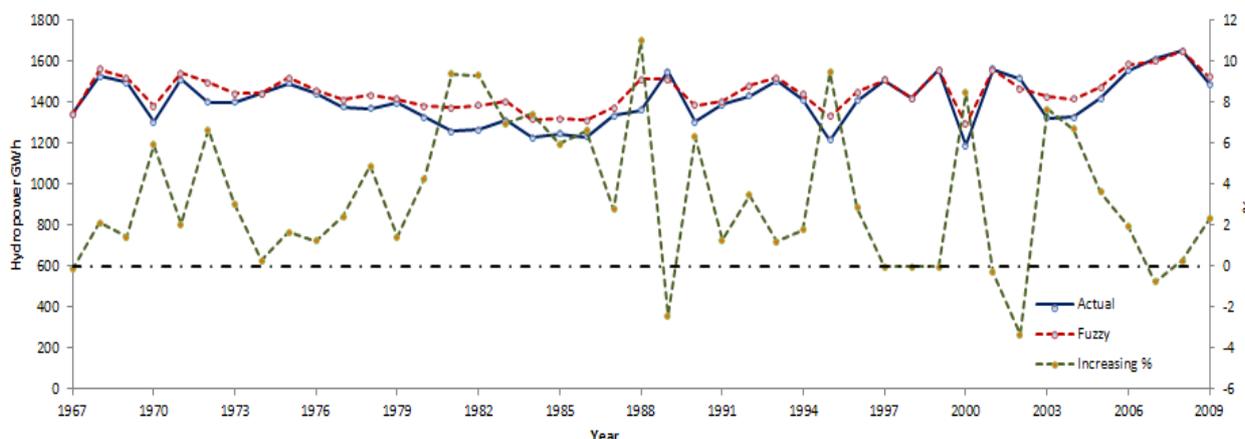
$h$  average productive head difference

$C_p$  overall efficiency coefficient

Accordingly, average monthly hydropower productions obtained from fuzzy model of Sennar and Roseires reservoirs is shown in figure (3) and (4) respectively. It can be noticed that, even with very low power generation during June, the fuzzy model starts promptly generating and conserves better power production than observed one.



**Figure 3:** Sennar annual fuzzy and actual hydropower production comparison

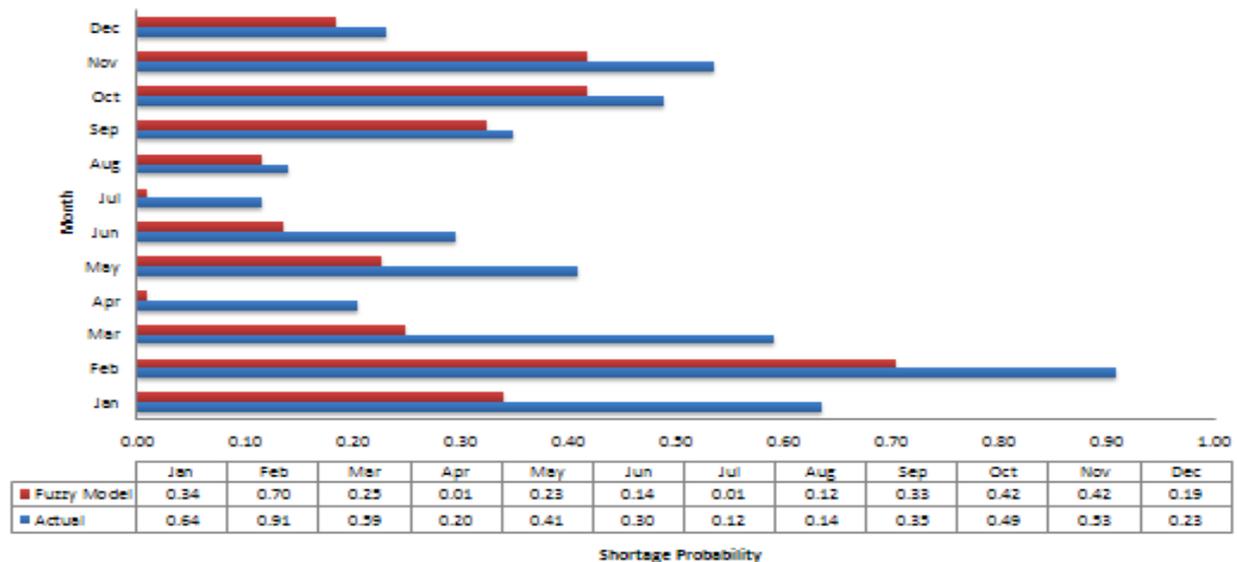


**Figure 4:** Roseires annual fuzzy and actual hydropower production comparison

## 5.2 Model Reliability

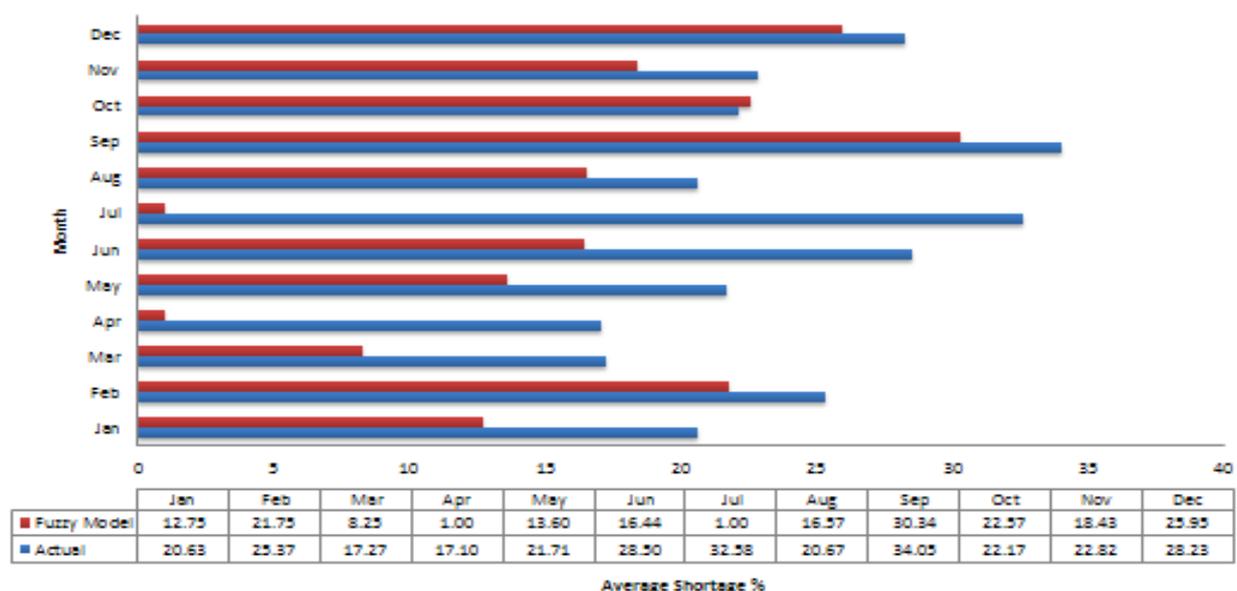
Actual and obtained fuzzy model data in addition to calculated different water demands have been used to perform a statistical and some frequency analysis, mainly, shortage probability and average shortage percentage for each month of simulation comparing to actual reservoirs releases to check the model performance. Certainly, the guarantee of 100% supply does not exist, however, the low shortage probability and percentage means better performance and more reliability.

Sennar reservoir has the same purposes likewise Roseires, however, the tremendous capacity decreasing increases the ability of reservoir to meet the water demands, accordingly the shortage probability is higher mostly in dry season where reservoir getting empty earlier as shown in figure (5).



**Figure 5:** Sennar shortage probability

To reduce the shortage probability, additional flows from Roseires are releasing, nevertheless, the shortage percentages are still relatively high as shown in figure (6), however, the fuzzy model demonstrates lowest shortage probability in all months likewise percentage except in October where the model shows tiny low value than actual with 22.57 and 22.17% respectively which attributed to the different filling schedule.



**Figure 6:** Sennar average shortage percentage

On the other hand, as shown in figure (7), the shortage probability of actual releases is higher considerably than the obtained from fuzzy model in most months except during February, April, and May which might be attributed to the additional required release for the irrigation schemes downstream to compensate the capacity deterioration of Sennar reservoir.

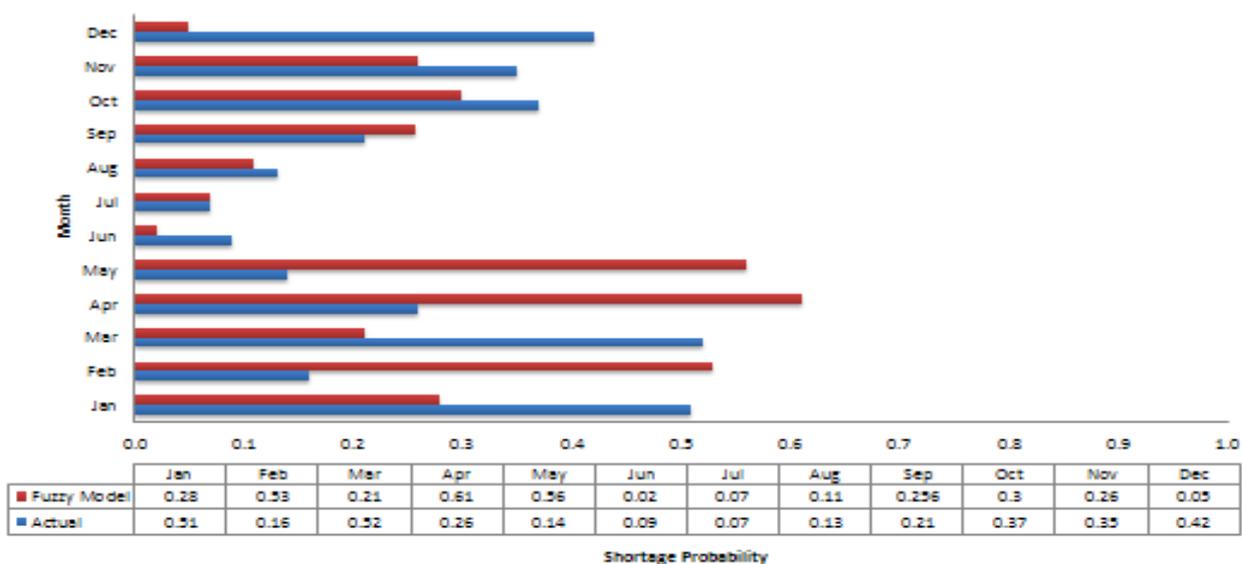


Figure 7: Roseires shortage probability

The fuzzy model shows in September, for instance, a shortage probability of 0.25 comparing to 0.21 actual, this small difference because of proposing filling schedule which reflect the advantage of model to keep relatively low shortage probability between 0.05-0.3 for the next four months. This leads directly to decrease the fuzzy model average shortage percentage as shown in figure (8) comparing to the actual one even during the months percentage.

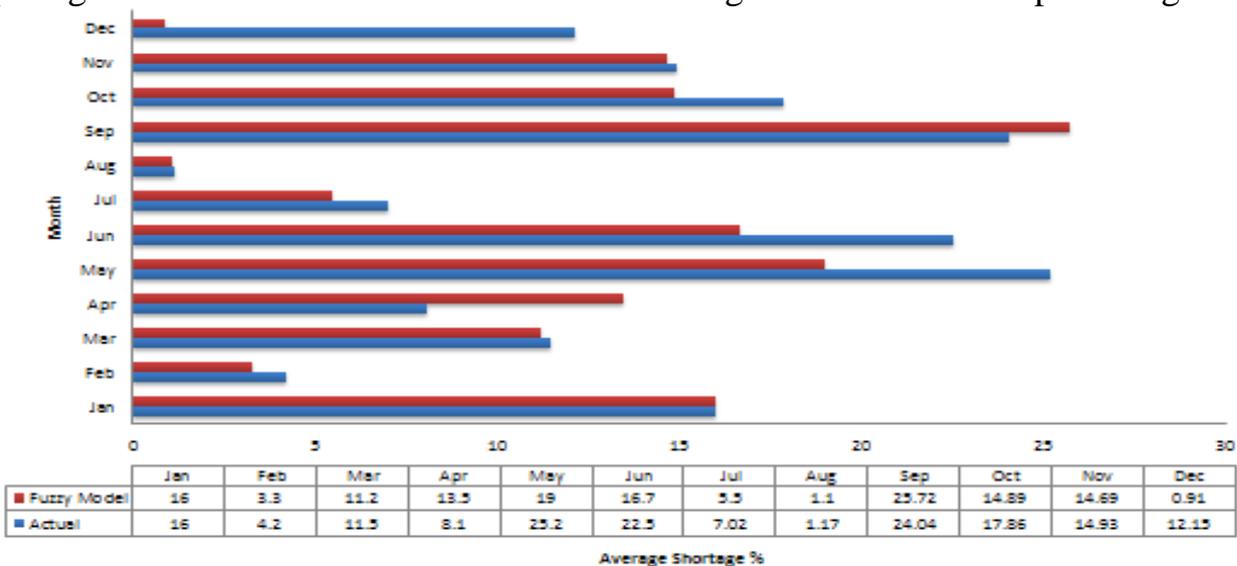


Figure 8: Roseires average shortage percentage

## 6 Conclusion

A Fuzzy Inference System modeling for reservoir operation is developed taking into account the case of reservoirs in Sudan Sennar and Roseires reservoirs at Blue Nile-Sudan aims at improving the operation policy while considering the associated uncertainties. Three parameters of inflow, storage, and release have been analyzed after performing an inflow statistical analysis including the future climate change impacts in addition to comprehensive sedimentation analysis to determine the accurate real time reservoir capacities.

The outputs of this analysis complemented by expert's opinions that collected from personal interviews were applied in selecting and developing the appropriate membership functions, afterwards, the current reservoirs operation policy was used to build the FIS rules using Mamdani type.

The model results show a real improvement in hydropower generation between 1-9% and 1-12% for Sennar and Roseires respectively, furthermore, the values of shortage probability and percentages have been calculated where the model of both reservoirs shows good performance in producing the low shortage probability while satisfying the system's demands, although some high shortage probability has been observed during dry seasons; the percentage of shortages was kept lower than the observed one in most cases.

This result indicates the opportunity of applying fuzzy sets in reservoir operation competently, however, having good performance needs to carry out a comprehensive analysis in advance in addition to careful membership function selection in order to avoid the associated subjectivity in transforming the expert's opinions to numbers.

## 7 REFERENCES

- Abdallah, Stamm.J(2012). Evaluation of Eastern Nile Sudan Reservoir Sedimentation. Dresdner Seminar, Germany.
- Bárdossy, A. & Duckstein, L. (1995). Fuzzy Rule-Based Modeling with Applications to Geophysical, Biological, and Engineering Systems. CRC Press, Inc., Boca Raton, Florida, USA.
- Celeste AB, Billib M (2009). Evaluation of stochastic reservoir operation optimization models. *Adv Water Resour* 32(9):1429–1443.
- Kim U,(2007). Regional Impacts of Climate Change on Water Resources of The Upper Blue Nile River Basin, Ethiopia, PhD Thesis ,Utah State University,USA.
- MATLAB (1995-2012). Fuzzy logic toolbox user's guide. The mathworks.Inc, USA.
- Mays, L.W., and Y.K. Tung (1992). *Hydrosystems Engineering and Management*, McGraw-Hill, Newyork.
- Mehta R, Jain SK, (2008). Optimal operation of multi-purpose reservoir using neuro-fuzzy technique, *Water Resources management*, 23:509-529.

- MOIWR “Ministry of Irrigation and Water Resources” (1968). Regulation Rules for the Working of the Reservoirs at Roseires and Sennar on Blue Nile. Ministry of Irrigation, Khartoum. Sudan.
- Panigrahi DP, Mujumdar PP (2000). Reservoir Operation Modeling With Fuzzy Logic. *Water Resources management*, 14:89-109.
- Pawlak, Z. (1991). *Rough Sets. Theoretical Aspects of Reasoning about Data*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht
- Ponnambalam K, Karray F, Mousavi SJ (2003). Minimizing variance of reservoir systems operations benefits using soft computing tools. *Fuzzy Sets System*, 139(2):451-461.
- Ponnambalam K, Mousavi SJ , Karray F (2001). Regulation of great lakes reservoirs system by a neuro-fuzzy optimization model. *International Journal of Computing Anticipatory Systems*, 9:272-285.
- Russel SO, Campbell RF, (1996). Reservoir operating rules with fuzzy programming, *Journal of Water Resources Planning Management*, 122(3):165-170.
- Shrestha BP, Duckstein LE, Stakhiv E (1996). Fuzzy rule based modeling of reservoir operation. *Journal of Water Resources Management*, 122(4):262-269.
- Sifeng Liu and Yi Lin (2010). *Grey Systems, Theory and Applications*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Sirinivasa RK, Duckstein LE (2003). Multiobjective fuzzy linear programming for sustainable irrigation planning: an Indian case study. *Journal of Soft Computing*, 7(6):412-418.
- Sveinsson, OGB, Salas, JD, Lane, WL, and Frevert, DK (2007). *SAMS, Stochastic Analysis Modeling and Simulation*, (<http://www.sams.colostate.edu/index.html>).
- Teegavarapu RS .V, (200). *Real-Time Operation of Reservoir Systems :Information Uncertainty, System Representation and Computational Intractability*, PhD Thesis, University of Manitoba, Ca.
- Tidwell, A-C, (2006). *Assessing the Impacts of Climate Change On River Basin Management: A New Method With Application To The Nile River*. PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, USA.
- Tung, Y-K., and B-C Yen (2005). *Hydrosystems engineering uncertainty analysis*, McGraw-Hill, Newyork.
- Zadeh, L.A,( 1965). *Fuzzy Sets; Information and Control*, 8:338 353.

MSc-Eng.Mohammed Abdallah  
 Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanic  
 Technische Universität Dresden  
 George-Bähr-Strasse 1  
 D-01062 Dresden  
 Tel.: +49 (0)351 463 35844  
 Fax: +49 (0)351 463 37120  
 E-Mail: Mohammed.Abdallah@mailbox.tu-dresden.de

Prof.Dr-Ing.Jürgen Stamm  
 Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanic  
 Technische Universität Dresden  
 George-Bähr-Strasse 1  
 D-01062 Dresden  
 Tel.: +49 (0)351 463 34397  
 Fax: +49 (0)351 463 37120  
 E-Mail: juergen.Stamm@tu-dresden.de

# Hydrodynamische Simulation von Sturzflutereignissen im urbanen Raum

Svenja Peterseim  
Andreas Schlenkhoff  
Mario Oertel

Starkregenereignisse und hieraus resultierende Sturzfluten werden auch auf Grund des Klimawandels in den nächsten Jahren vermehrt auftreten. Die meteorologischen Ereignisse bezüglich des Auftretens in Raum und Zeit sind derzeit kaum vorherzusehen. Wenn der Boden vollständig mit Wasser gesättigt ist, oder die Infiltrationsrate durch Versiegelung gegen Null geht und die lokale Kanalisation überlastet ist, dann bleibt für einen einigermaßen geordneten Abfluss in urbanen Räumen nur noch der oberflächliche Abfluss über die Straßen. Hochwasserschutzpläne für den Hochwassertyp Sturzflut sind in den meisten Fällen noch nicht vorhanden. Für eine detaillierte Abfluss- und Risikoanalyse sind Informationen über Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen notwendig; allerdings gibt es bisher nur wenige Ansätze zur hydrodynamischen Simulation von Sturzflutereignissen im urbanen Raum. Schwierigkeiten liegen zum Einen in der Erstellung von Berechnungsnetzen mit hoher Auflösung, und zum anderen in der eigentlichen Simulation von instationären Regenereignissen. Am Lehr- und Forschungsgebiet Wasserwirtschaft und Wasserbau der Bergischen Universität Wuppertal wird eine Methode zur angepassten Netzerstellung und hydrodynamischen Sturzflutsimulation entwickelt. Für die hydrodynamische Simulation wird eine allgemein verfügbare, kommerzielle Software verwendet (HYDRO\_AS-2D). Der Fokus dieses Beitrags liegt in der Plausibilitätsprüfung der entwickelten Methode und der Tools. Die Anwendbarkeit für die Problematik der Sturzflutsimulation wird anhand von einfachen Testberechnungen und einer Anwendung auf ein Fallbeispiel in Wuppertal untersucht.

Stichworte: Starkniederschlag, Sturzflut, zweidimensionale hydrodynamische Simulation, Finite-Elemente-Berechnungsnetz

## 1 Einleitung

Starkregenereignisse sind in der Regel von kurzer Dauer und hoher Intensität. Sie dauern nur wenige Minuten bis wenige Stunden an, sind auf kleine Gebiete mit einer Größe von 10 bis 100 km<sup>2</sup> beschränkt und sind insbesondere in der

Lage kaum vorhersehbar, wodurch sie praktisch überall auftreten können und dort große Schäden generieren können. Bei einem oberflächlichen Abfluss des Wassers über die Straßen resultieren Gefahren bei steilem Gelände aus dem abfließenden Wasser mit hohen Fließgeschwindigkeiten und in ebenem Gelände aus überfluteten Flächen mit zum Teil hohen Wassertiefen. Folgen von Sturzfluten können neben der Gefährdung von Menschen insbesondere geflutete Keller und Unterführungen sowie Schäden an Häusern sein.

Um ein geeignetes Risikomanagement für den Überschwemmungstyp Sturzflut aufstellen zu können, muss bekannt sein, wo welche Gefahren durch Überschwemmungen bestehen. Neben GIS basierten Verfahren, die Ergebnisse über Fließwege, -richtungen und überflutete Flächen liefern, können zweidimensionale hydrodynamische Simulationen von Sturzflutereignissen durchgeführt werden. Dieses Verfahren liefert Erkenntnisse über flächendeckende Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen, die für eine detaillierte Analyse möglicher Gefahrenstellen notwendig sind. Grundlage der Simulationen sind FE-Berechnungsnetze, die anhand von digitalen Geländemodellen erstellt werden. Die Netze müssen hohen Qualitätsansprüchen genügen und alle wichtigen Oberflächenstrukturen (Bruchkanten), die Einfluss auf das Abflussverhalten in den gefährdeten Bereichen haben, möglichst genau abbilden. Da kommerzielle Programme zur Netzerstellung aus digitalen Geländemodellen in der Anschaffung sehr teuer sind und nach *Barbier (2012)* in vergangener Zeit wenig weiterentwickelt wurden, wird unter Verwendung der frei zugänglichen Programme BatTri und Triangle ein Tool zur Netzerstellung in MATLAB entwickelt und getestet. Für die zweidimensionale numerische, hydrodynamische Simulation wird das Rechenmodul HYDRO\_AS-2D verwendet. Da die Berechnung von instationären Regenereignissen mit diesem Programm nicht direkt möglich ist, wird eine Methode entwickelt, welche eine hydrologisch/hydrodynamische Berechnung ermöglicht.

## **2 Numerische hydrodynamische Simulation**

### **2.1 Netzgenerierung**

Die Entwicklung eines Tools zur automatisierten Netzerstellung zur Abbildung eines urbanen Gebietes mit Gebäudeumrissen in einem numerischen Modell erfolgt auf Grundlage der Open-Source Programme BatTri und Triangle. Triangle wurde von Jonathan Richard Shewchuk an der University of California in der C Programmiersprache entwickelt und ist ein Tool, mit dem zweidimensionale Dreiecksnetze mit dem Verfahren der Delaunay Triangulation erstellt werden können. Eine Implementierung von Triangle in MATLAB erfolgt mit

Bat-Tri, welches am Dartmouth College, New Hampshire, USA entwickelt wurde (*Bilgili & Smith, 2001*).

In dem hier vorgestellten Tool wird die Conforming Delaunay Triangulation verwendet. Diese hat den Vorteil, dass zusätzliche Punkte eingefügt werden, um notwendige Qualitätsmerkmale bei der Netzerstellung (z. B. minimal zulässige Winkel oder maximal zulässige Elementgrößen) zu erreichen. Die Netzerstellung mit Qualitätsmerkmalen in Triangle basiert auf einem Algorithmus nach Jim Ruppert (*Shewchuk, 1996*).

Auf Grundlage einer \*.poly-Datei, welche Informationen über Lücken im Netz (Gebäude), Zwangspunkte und Zwangslinien (Bordsteine) beinhaltet, erstellt Triangle ein ebenes Dreiecksnetz mit den geforderten Qualitätsmerkmalen. In BatTri werden letztendlich den in Triangle erzeugten Knoten Höhenwerte zugeordnet. Die Höhendaten der Berechnungsknoten werden dabei linear aus einem digitalen Geländemodell interpoliert.

Das in MATLAB entwickelte Tool bereitet die Daten (DGM, Gebäude-Shape, Bordsteinkanten) für die Triangulierung mit Triangle auf und erstellt aus den Ergebnisdaten von BatTri eine \*.2dm-Datei, die zum Beispiel in SMS (Surface-Water Modeling System, V10) zur Analyse der Ergebnisse eingelesen werden kann. Eine detaillierte Beschreibung der zugrunde liegenden Methode der Netzerstellung ist in *Peterseim (2012)* gegeben.

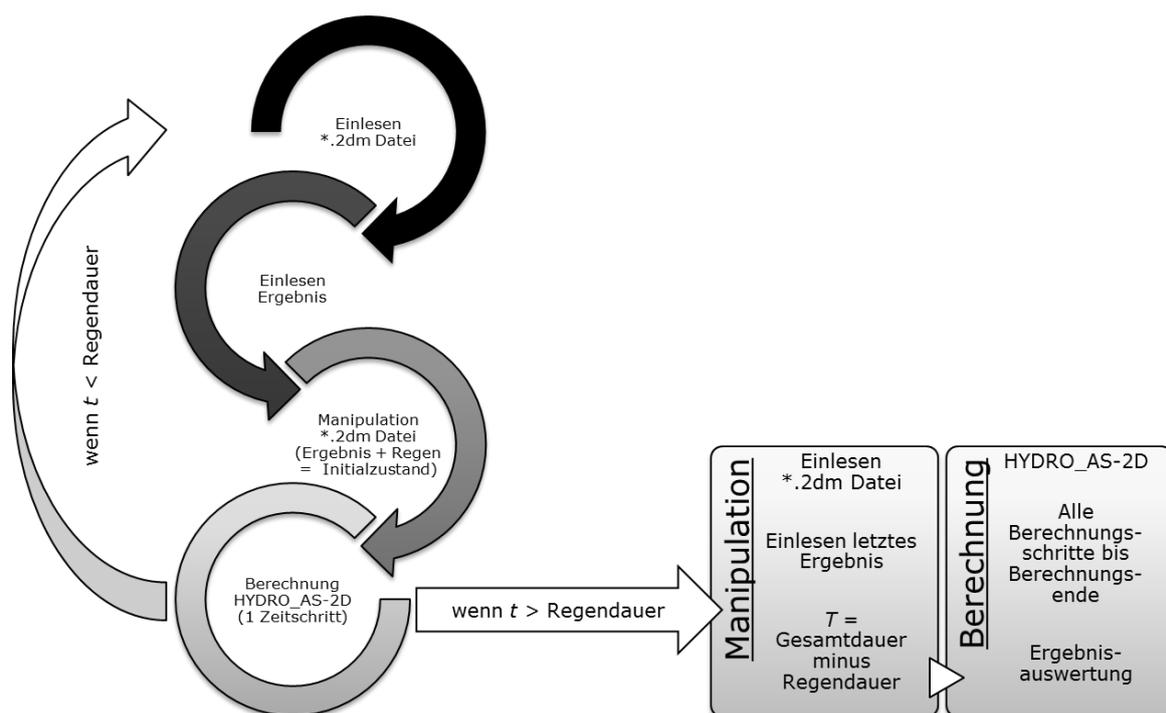
## 2.2 Sturzflutsimulation

Als externes Berechnungsprogramm für die numerische hydrodynamische Strömungssimulation wird das Rechenmodul HYDRO-AS-2D in der Programmversion 2.2 benutzt. Die zweidimensionale numerische Strömungsberechnung basiert dabei auf den tiefengemittelten Flachwassergleichungen, die durch Integration der dreidimensionalen Kontinuitätsgleichung und der Reynoldsgleichungen über die Wassertiefe hergeleitet werden. Die für numerische Berechnungsverfahren erforderliche Diskretisierung wird in HYDRO\_AS-2D mit der Finite-Volumen-Methode realisiert (*Nujic, 2003*). Die Software ist in Deutschland mittlerweile weit verbreitet und wird daher hier verwendet. Es handelt sich nicht um einen Open-Source Code, sondern um ein kommerzielles Produkt, welches intern nicht angepasst werden kann und daher von Außen gesteuert werden soll.

Für die Simulation von definierten instationären Regenereignissen wird eine Methode entwickelt, welche die Simulation mit HYDRO\_AS-2D ermöglicht. Das entwickelte Programm ist in vier Teile gegliedert: (1) Bereitstellen der Eingangsdaten, (2) Berechnungsschleife für das Regenereignis, (3) Berechnungsschleife für das weitere Abfließen des Wassers und (4) Zusammenführen der Er-

gebnisdateien. Das Regenereignis wird abhängig von der Dauer des Ereignisses und dem gewählten Zeitintervall in mehrere Simulationsschritte unterteilt. Aus der gesamten Regenmenge für das Regenereignis wird die entsprechende Niederschlagshöhe für jeden Simulationsschritt berechnet. Nach jedem Berechnungsschritt werden die Ausgabedateien, welche die Wassertiefen und Geschwindigkeiten des vorangegangenen Berechnungsschrittes beinhalten, eingelesen. Die Wassertiefe jeden Knotens wird mit der berechneten Regenmenge für das Zeitintervall beaufschlagt und dient nachfolgend als Initialwassertiefe für den nächsten Berechnungsschritt. Dieses Vorgehen wird solange wiederholt, bis das gesamte Regenereignis durchlaufen ist (vgl. Abbildung 1).

Nach Beendigung des Regenereignisses folgt eine Phase, in der kein weiteres Wasser dem System hinzugefügt wird und das vorhandene Wasser nur noch „abläuft“.



**Abbildung 1:** Vorgehensweise der entwickelten Methode

### 3 Untersuchungsprogramm

Das entwickelte Simulationstool wird einer Plausibilitätsprüfung unterzogen, um die Anwendbarkeit für Sturzflutsimulationen zu testen. Nach diesen grundle-

genden Evaluierungen werden die entwickelten Tools auf ein Einzugsgebiet von weniger als 10 km<sup>2</sup>, den Wuppertaler Leimbach, angewendet.

Während des Regenereignisses werden die Berechnungsknoten des Netzes nach jedem Zeitschritt mit einer bestimmten Regenmenge beaufschlagt. Je kleiner der Zeitschritt dabei gewählt wird, desto geringer ist die Regenmenge pro Zeitschritt. Die beaufschlagte Regenmenge kann je nach Regenereignis bei deutlich weniger als 1 mm liegen. Bei dieser Anwendung ist zunächst nicht sicher, ob das Rechenmodul HYDRO\_AS-2D mit diesen sehr geringen Wasserständen korrekt rechnen kann oder ob dem System aufgrund der Rechenungenauigkeiten Wasser entzogen oder hinzugefügt wird (Bilanzierung in den Zellen, Rundungsergebnisse). Zur Plausibilitätsprüfung wird ein fiktives quadratisches Einzugsgebiet ohne und mit Gefälle ( $I_S = 0,1 \%$ ) in SMS erstellt. Das Einzugsgebiet besitzt eine Größe von  $B \times L = 100 \text{ m} \times 100 \text{ m}$ . Es werden Regensimulationen mit variierenden Zeitschritten durchgeführt und die Ergebnisse verglichen. Dabei wird ein Regenereignis von fünf Minuten Dauer mit einer Gesamtregenmenge von 8 mm untersucht. Die Berechnungen werden mit den in Tabelle 1 aufgeführten Zeitschritten durchgeführt.

**Tabelle 1**      Untersuchte Zeitschritte

Zeitschritt [s]	5	10	20	50
Regenmenge pro Zeitschritt [mm]	0,13	0,27	0,53	1,33

Nach den grundlegenden Untersuchungen wird das Einzugsgebiet des Wuppertaler Leimbachs mit einer Größe von 6 km<sup>2</sup> (2 km x 3 km) mit zwei ausgewählten Regenereignissen (Tabelle 2) simuliert. Folgende Parameter werden dabei festgesetzt: maximale Elementgröße: 2 m<sup>2</sup>, minimaler Winkel: 15°.

**Tabelle 2**      Untersuchungsprogramm des Fallbeispiels

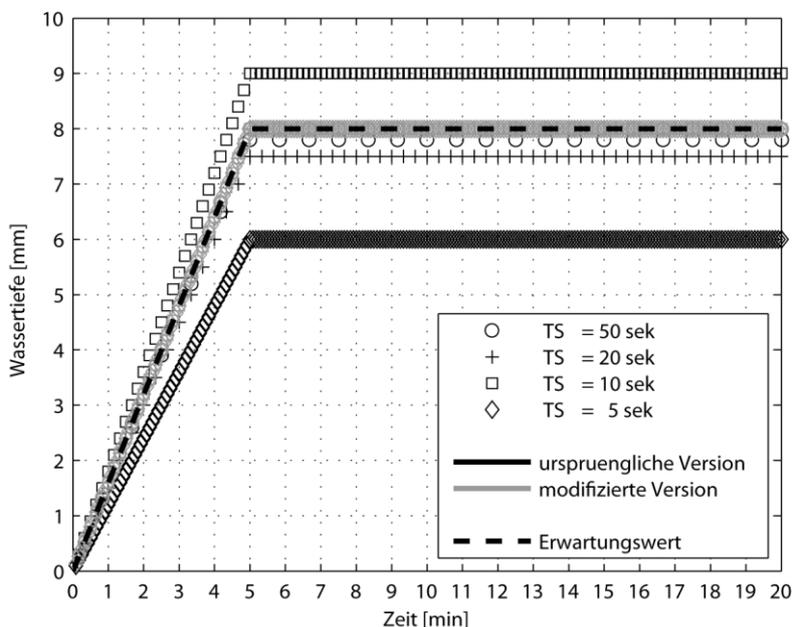
Regenereignis	$D = 15 \text{ min},$ $h_N = 29,0 \text{ mm}$	$D = 60 \text{ min},$ $h_N = 48,0 \text{ mm}$
Gesamte Simulationsdauer [min]	35	80
Zeitschritt [s]	60	60

## 4 Ergebnisse

Erste Berechnungen haben gezeigt, dass bei sehr kleinen Zeitschritten und somit sehr geringen Niederschlagshöhen je Zeitschritt, keine Abflussberechnung stattfindet. Der Grund liegt in der von HYDRO\_AS-2D voreingestellten minimalen Wassertiefe von  $H_{min} = 1 \text{ cm}$ , ab der die Punkte für die Berechnung aktiviert werden (Nujic, 2003). Bei einem Regenereignis von 8 mm erreichen die

Wassertiefen den Schwellenwert von  $H_{min} = 1$  cm nicht, sodass die entsprechenden Knoten keine Berücksichtigung bei der Abflussberechnung finden. Folglich wird die minimale Wassertiefe auf  $H_{min} = 0,01$  mm herabgesetzt.

Die Plausibilitätsprüfung hat weiterhin ergeben, dass abhängig von der gewählten Zeitschrittlänge Fehler in den Berechnungsergebnissen auftreten. In Abbildung 1 sind Ergebnisse einer Sturzflutsimulation für ein ebenes Einzugsgebiet dargestellt. Da das Einzugsgebiet kein Gefälle aufweist und somit kein Wasser fließt, müssen die Wassertiefen an jedem Knoten linear bis zu dem erwarteten Wert von  $h_N = 8$  mm ansteigen und dann diesen Wert konstant halten. Wie zu erkennen ist, weichen die Ergebnisse von dem Erwartungswert ab. Die Ergebnisdateien mit den Wassertiefen dienen nach jedem Simulationsschritt als Initialwassertiefe für den nächsten Schritt. Diese Werte werden bei der Ausgabe auf vier Nachkommastellen in Metern gerundet. Um den vermuteten Rundungsfehler zu umgehen, wird ein Multiplikationsfaktor in der Berechnung eingefügt. Die Niederschlagshöhe wird vor Beginn der Simulation mit einem Faktor multipliziert, um die Höhe zu vergrößern. Damit liegt diese bei einem Faktor von 1000 nicht mehr in dem Bereich von wenigen Millimetern sondern bei mehr als einem Meter.



**Abbildung 2:** Wassertiefen auf ebener Platte

Nach Beendigung der Simulation werden die Ergebnisdateien wieder durch den Multiplikator dividiert, um die ursprüngliche Größenordnung zu erreichen. Durch dieses Verfahren werden maßgebliche Rundungsfehler in der vierten Nachkommastelle vermieden. Die Ergebnisse der modifizierten Simulation sind

in grau dargestellt und zeigen, dass bei einer Vermeidung der Rundung die Ergebniswerte exakt den Erwartungswerten entsprechen.

Die Abweichungen der Wassertiefen von den exakten Werten treten somit durch Rundungsfehler auf. Außerdem haben die gewählten Zeitschritte einen deutlichen Einfluss auf die Ergebnisse. Je größer die Zeitschrittlänge gewählt wird, desto weniger Simulationsschritte werden durchgeführt und desto geringer sind die Rundungsfehler. Mit abnehmender Anzahl an Simulationsschritten nimmt auch die Anzahl an Unterbrechungen zur Manipulation der Wassertiefen ab, wodurch die Rundungsfehler entstehen. Mit jedem weiteren Simulationsschritt setzt sich der Fehler fort, da immer wieder gerundete Ausgabewerte manipuliert und als Eingangsdaten für den nächsten Schritt dienen. Bei Regenereignissen langer Dauerstufen ist es daher sinnvoll, große Zeitschrittlängen zu wählen, um die entstehenden Fehler so gering wie möglich zu halten.

Die Methodik der künstlichen Erhöhung der Werte durch Multiplizieren mit einem definierten Faktor und anschließendem Dividieren durch den Faktor ist für die Problematik der Sturzflutsimulation in urbanen Gebieten nicht geeignet. Dieses Verfahren dient ausschließlich zum Auffinden der Ursache der Fehler in den Testläufen. Eine Erhöhung der Initialwassertiefen und -fließgeschwindigkeiten würde zu einer deutlichen Änderung des Abflussverhaltens und damit ebenfalls zu verfälschten Ergebnissen führen.

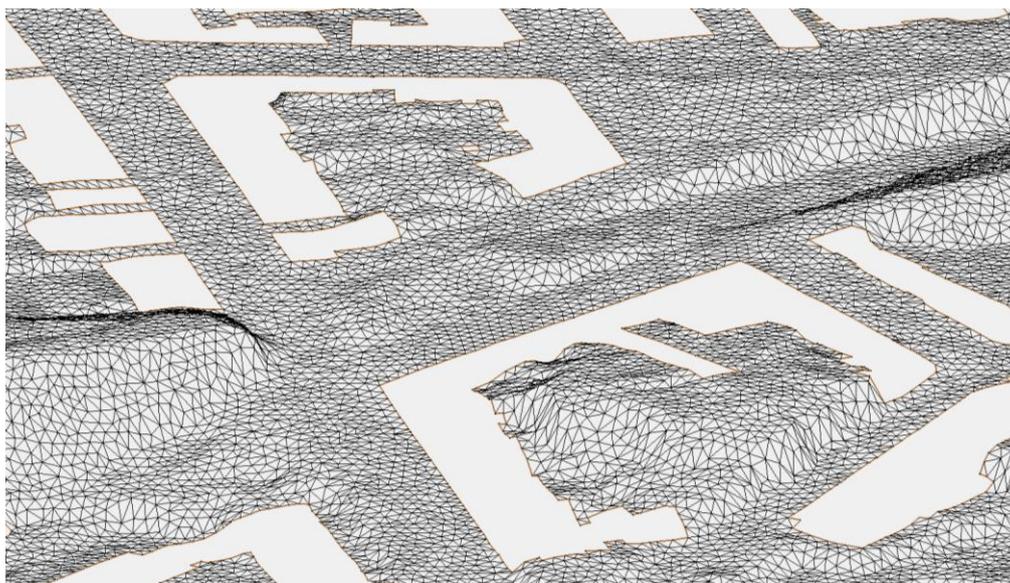
In einem weiteren Untersuchungsschritt werden Berechnungen für ein fiktives Einzugsgebiet mit einem Gefälle von  $I_S = 0,1 \%$  mit einer Wasserbilanzierung durchgeführt. Das abgeflossene Wasservolumen  $V_{Aus}$  wird für alle Berechnungen ermittelt und mit dem Wasservolumen  $V_{Ein}$ , das dem System hinzugefügt wird, verglichen (Tabelle 3).

**Tabelle 3** Wasserbilanz Plausibilitätsprüfung

Zeitschritt [s]	10	20	50
$V_{Ein}$ [m <sup>3</sup> ]	80,00	80,00	80,00
$V_{Aus}$ [m <sup>3</sup> ]	83,27	74,76	78,60
Differenz $V_{Aus} - V_{Ein}$ [m <sup>3</sup> ]	+3,27	-5,24	-1,40
Abweichung vom Erwartungswert $V_{Ein}$ [%]	+4,09	-6,55	-1,75

Die Wasserbilanzierung zeigt, dass die Abweichung bei etwa 1 bis 7 % liegt, was als akzeptabel angesehen wird. Somit ist insgesamt eine gute Näherung an den Erwartungswert gegeben. Die Abweichung der Menge des abfließenden Wassers im Vergleich zum einlaufenden Wasser ergibt sich aus den bereits beschriebenen Rundungsfehlern.

Im nächsten Schritt wird ein Ausschnitt des Einzugsgebietes des Wuppertaler Leimbachs betrachtet. In Abbildung 2 ist ein Ausschnitt des Berechnungsnetzes im Bereich des Alten Marktes in Wuppertal Barmen dargestellt. Durch die feine Diskretisierung werden relevante topografische Gegebenheiten gut abgebildet. Außerdem weist das Netz eine sehr homogene Elementstruktur auf, was ein wichtiges Qualitätsmerkmal eines Berechnungsnetzes darstellt.



**Abbildung 3:** Ausschnitt des Berechnungsnetzes im Bereich Wuppertal Barmen

Um die Plausibilität der Ergebnisse zu überprüfen, wird eine Wasserbilanzierung für zwei Beispielberechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse sind Tabelle 4 zu entnehmen.

**Tabelle 4** Wasserbilanz Fallbeispiel Wuppertal

Dauerstufe $D$ [min]	15	60
$V_{Ein}$ [m <sup>3</sup> ]	$0,799 \cdot 10^5$	$1,392 \cdot 10^5$
$V_{End}$ [m <sup>3</sup> ]	$0,795 \cdot 10^5$	$1,379 \cdot 10^5$
Differenz $V_{End} - V_{Ein}$ [m <sup>3</sup> ]	$-0,004 \cdot 10^5$	$-0,013 \cdot 10^5$
Abweichung vom Erwartungswert $V_{Ein}$ [%]	-0,501	-0,934

Die prozentualen Abweichungen für das Fallbeispiel Wuppertal sind kleiner als die Abweichungen bei der Plausibilitätsprüfung (Tabelle 3), so dass für die Simulation von Sturzflutereignissen im urbanen Raum (am Beispiel Wuppertal Barmen) gute Ergebnisse mit der beschriebenen Methode erzielt werden können.

## 5 Fazit

Die entwickelte Methode und die dafür entwickelten Tools sind grundsätzlich für die Simulation von Sturzflutereignissen im urbanen Raum anwendbar. Die Wasserbilanzierungen für die einzelnen Berechnungen des Fallbeispiels haben gezeigt, dass Fehler durch interne Rundung in den Berechnungsergebnissen auftreten. Diese liegen aber in einer annehmbaren Größenordnung und können bei der Analyse berücksichtigt werden. Für Starkregenereignisse großer Dauerstufen ist es sinnvoll, die Zeitschrittlänge nicht zu klein zu wählen, damit die Rundungsfehler minimiert werden.

## 6 Literatur

- Barbier, J. (2012): Netzerstellung und -bearbeitung mit Open-Source Werkzeugen, Beiträge zum JuWi-Treffen am 25. und 26. Juni 2012, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Nr. 125, Hrsg. P. Rutschmann, Technische Universität München.
- Bilgili, A.; Smith, K. (2001): BatTri 2D FE Grid Generator – Version 7.2.01, Benutzerhandbuch.
- Nujic, M. (2003): HYDRO\_AS-2D: Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis – Benutzerhandbuch.
- Peterseim, S. (2012): Numerische Hydrodynamische Simulation von Sturzflutereignissen in urbanen Gebieten, Masterthesis, Bergische Universität Wuppertal.
- Shewchuk, J.R. (1996): Triangle: Engineering a 2D Quality Mesh Generator and Delaunay Triangulator, applied Computational Geometry: Towards Geometric Engineering (Ming C. Lin & Dinesh Manocha, Hrsg.), Vol. 1148 of Lecture Notes in Computer Science, pp. 203 – 222, Springer Verlag, Berlin.

## Autoren:

B. Sc. Svenja Peterseim  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Andreas Schlenkhoff

LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau  
Bergische Universität Wuppertal  
Pauluskirchstr. 7  
42285 Wuppertal

Tel.: +49 202 439 4133  
Fax: +49 202 439 4196  
E-Mail: [s.peterseim@uni-wuppertal.de](mailto:s.peterseim@uni-wuppertal.de)  
Web: [www.hydro.uni-wuppertal.de](http://www.hydro.uni-wuppertal.de)

Prof. PD Dr.-Ing. habil. Mario Oertel

LuFG Wasserbau  
Fachhochschule Lübeck  
Mönkhofer Weg 239  
23562 Lübeck

Tel.: +49 451 300 5154  
E-Mail: [mario.oertel@fh-luebeck.de](mailto:mario.oertel@fh-luebeck.de)  
Web: [www.wasserbau.fh-luebeck.de](http://www.wasserbau.fh-luebeck.de)

## **Planung und Bau der HW-Schutzanlage Muldedeich Profiroll**

Hermann Stopsack  
Henriette Salewski

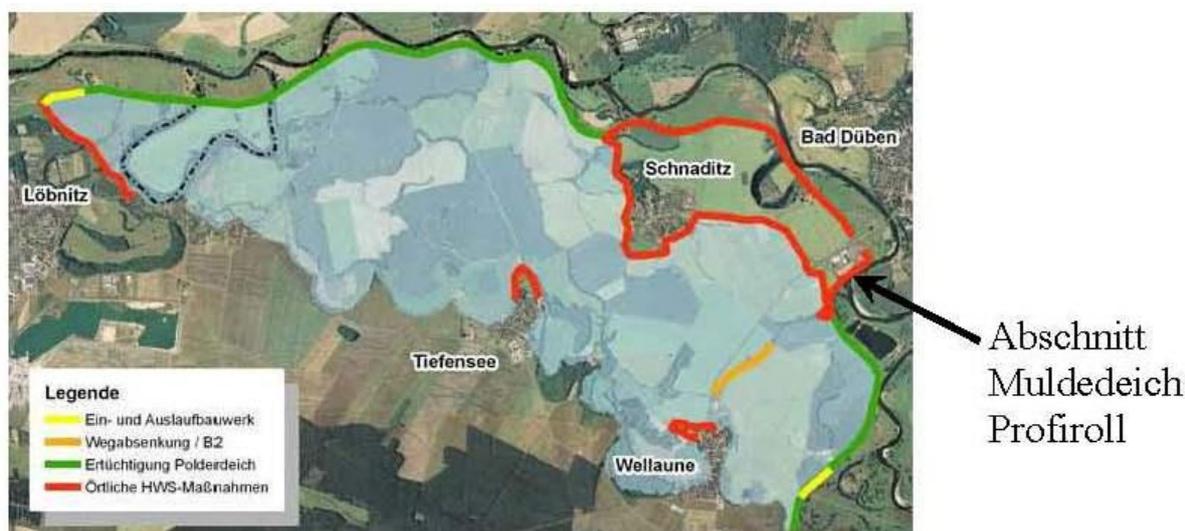
In Umsetzung des Hochwasserschutzkonzeptes für die Vereinigte Mulde plant die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen die Einrichtung des gesteuerten Polders Löbnitz. Der hier vorgestellte Abschnitt umfasst einen Teil des zu ertüchtigenden Hochwasserschutzdeiches Bad Düben - Hohenprießnitz und einen Neubauabschnitt. Die Hochwasserschutzanlage bildet den ersten Teil des geplanten Ringdeiches Schnaditz, der zukünftig einen HQ100-Schutz für den Industriestandort Profiroll Technologies GmbH sowie Siedlungsbereiche und mehrere Einzelobjekte gewährleistet. Das Vorhaben umfasst die Ertüchtigung von bestehenden Anlagen, den Ersatz- und Neubau von Deichen als 3-Zonen-Deich sowie die Errichtung von Hochwasserschutzwänden. Auf Grund der vorgefundenen Baugrundsituation, der beengten örtlichen Platzverhältnisse, der Vorgaben zur Minimierung von Erschütterungen im Bereich des Industriebetriebes und der Lage des Plangebietes innerhalb eines SCI- und SPA-Gebietes war die Bauausführung anspruchsvoll.

Hochwasserschutz, Deich, Hochwasserschutzwand

### **1 Konzeption des gesteuerten Polders Löbnitz**

An der Vereinigten Mulde in Nordsachsen plant die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen die Einrichtung des gesteuerten Polders Löbnitz (*LTV(2008)*, s. Abbildung 1:). Bei großen Hochwasserereignissen soll zukünftig eine Flutung und Durchströmung der Auenbereiche über neu zu errichtende Ein- und Auslaufbauwerke erfolgen. Ziel ist es, die Wasserspiegelhöhen bei großen Hochwasserereignissen in der Mulde abzusenken. Durch die gezielte Einleitung des Wassers soll eine Überströmung der Deiche verhindert und die damit verbundene Gefahr von Deichbrüchen vermieden werden. Die in der Muldenaue liegenden Siedlungsgebiete, Industrie- und Gewerbestandorte sowie sonstigen Nutzungen erhalten einen differenzierten Schutz.

Der Polder umfasst eine Fläche von 1.436 ha. Das bei einem hundertjährigen Hochwasser im Polder befindliche Wasservolumen liegt bei max. 15 Mio. m<sup>3</sup>.



**Abbildung 1:** Übersichtsplan Polder Löbnitz

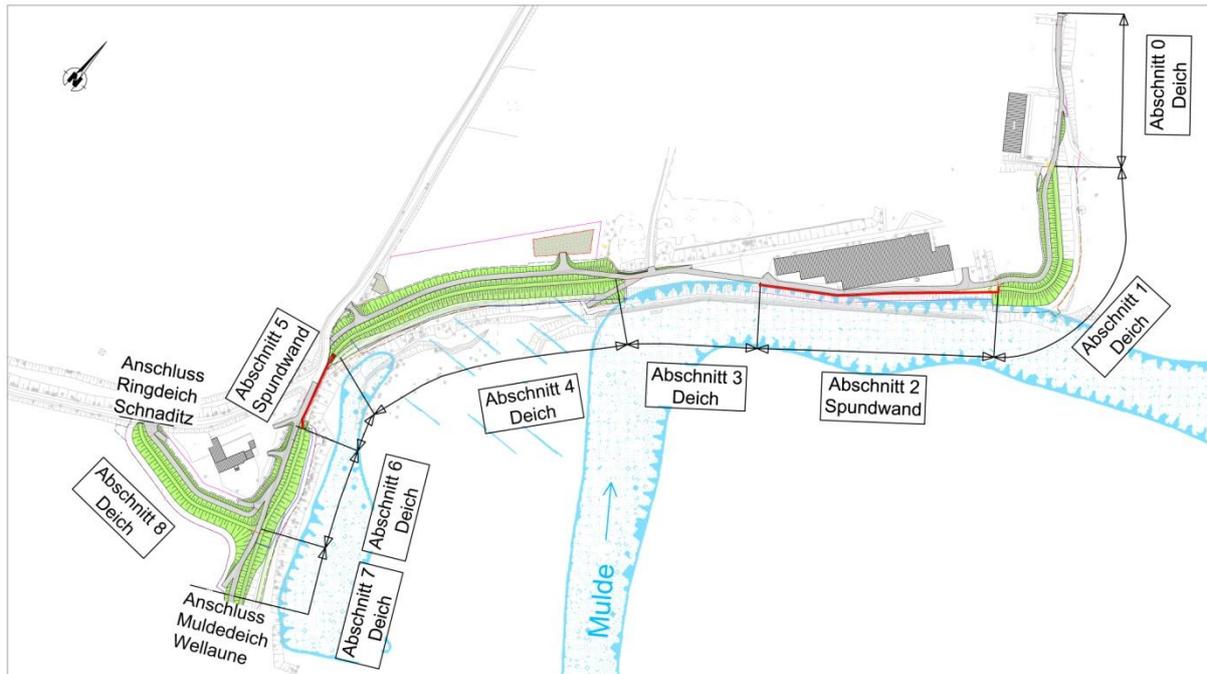
Das Vorhaben befindet sich seit derzeit im Planfeststellungsverfahren. Die Realisierung des zukünftigen Ringdeiches Schnaditz konnte mit Zulassung des vorzeitigen Baubeginns bereits am hier vorgestellten Abschnitt Muldedeich Profiroll begonnen werden.

## 2 Planung Deich Profiroll

Die Hochwasserschutzanlage liegt linksseitig der Mulde beginnend an der B2/107 am Ortseingang der Stadt Bad Düben. Die Mulde hat in diesem Abschnitt eine steilabfallende Uferböschung als Prallhang in Scharlage. Die Anlage ist Bestandteil des zukünftigen Hochwasserschutzsystems Ringdeich Schnaditz und schützt unmittelbar den Industriestandort Profiroll Technologies GmbH, Siedlungsbereiche und diverse Einzelobjekte. Die insgesamt 1.100 m lange Anlage wurde in 9 konstruktiv unterschiedliche Unterabschnitte eingeteilt, die eine Ertüchtigung von bestehenden Anlagen, den Ersatz- und Neubau von Deichen sowie die Errichtung von Hochwasserschutzwänden vorsehen (s. Abbildung 2:).

Unter Berücksichtigung des Gesamtvorhabens Polder Löbnitz wird die Anlage in den Abschnitten 0 bis 6 bei einseitigem Einstau durch die Mulde für ein muldeseitiges Schutzziel von HQ100 und in den Abschnitten 7 und 8 bei beidseitigem Einstau durch die Mulde und den Polder für ein muldeseitiges Schutzziel von HQ25 und ein polderseitiges Schutzziel von HQ100 ausgelegt. Der Bemessungswasserstand wurde in 2d-Wasserspiegellagenberechnungen für den Polder berechnet. Die Auswirkungen eines HQ200 wurden nachgewiesen. Nach *DWA (2011)* ist die Hochwasserschutzanlage mit mittleren Höhen von 3,5 m bzw.

4,1 m als mittlerer bis großer Deich einzustufen. Die Ausbauhöhen der Abschnitte 0 bis 6 wurden für den Muldewasserspiegel mit einem Mindestfreibord von 0,8 m und die für den Abschnitt 8 für den Polderwasserspiegel mit einem Freibord von 1,0 m festgelegt.



**Abbildung 2:** Übersichtslageplan Muldedeich Profiroll

Der Planungsraum befindet sich teilweise angrenzend, teilweise innerhalb des Gebietes gemeinschaftlicher Bedeutung ((SCI - Site of Community Interest)) „Vereinigte Mulde und Muldeauen“ und des Naturschutzgebietes (NSG) „Vereinigte Mulde Eilenburg – Bad Düben“ sowie innerhalb des europäischen Vogelschutzgebietes (SPA) „Vereinigte Mulde“ und des Landschaftsschutzgebietes (LSG) „Mittlere Mulde“. Es befinden sich direkt an das Baufeld angrenzend nach § 26 SächsNatSchG geschützte Biotope und prioritäre Lebensraumtypen nach Anhang II der FFH-Richtlinie. Auf Grund dessen mussten sowohl bei der Auslegung der Anlage als auch bei der Bauausführung naturschutzfachliche Vorgaben eingehalten werden, u. a.:

- Es war eine Bautabuzone im Bereich zur Mulde zu berücksichtigen.
- In den Abschnitten 3 bis 8 ist eine Bautätigkeit von März bis August nicht zulässig.

Im Folgenden werden die wesentlichen Lösungen der Anlage vorgestellt. Für die Gesamtanlage war ein neuer Deichverteidigungsweg anzulegen.



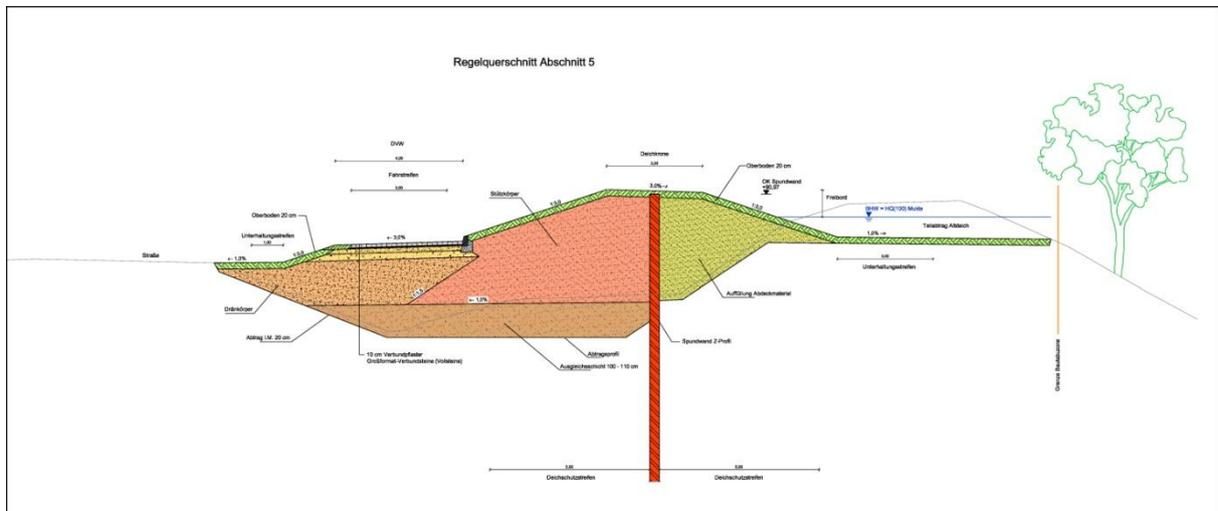


Abbildung 4: Regelquerschnitt Abschnitt 5

## 2.2 Deich in den Abschnitten 4 und 6 bis 8

Im Abschnitt 6 (s. Abbildung 5:) wird der Altdeich teilweise bzw. vollständig abgetragen. Der Ersatzneubau mit luftseitiger bzw. wasserseitiger Verschiebung wird als 3-Zonen-Deich neu errichtet. Der Deichverteidigungsweg wird auf einer Berme neu hergestellt. Zur Gewährleistung einer ausreichenden Hochwassersicherheit während der Baumaßnahmen im Abschnitt 6 wurde ein bauzeitlicher Hochwasserschutz mit Spundbohlen geplant und ausgeführt. Im Abschnitt 6 wird die bauzeitliche Spundwand wasserseitig des Deiches eingebracht und nach Bauende wieder gezogen.

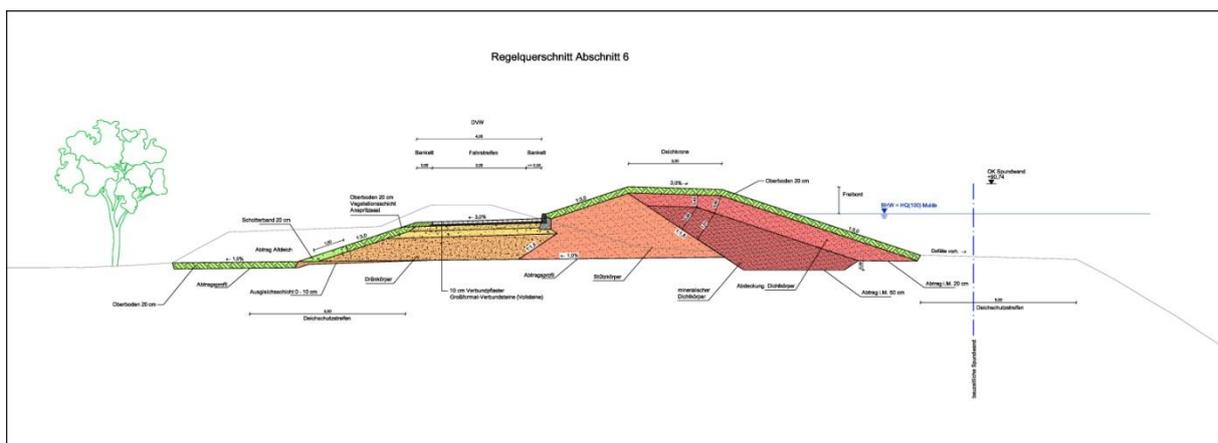


Abbildung 5: Regelquerschnitt Abschnitt 6

Im Abschnitt 4 war zunächst auch der Bau eines 3-Zonen-Deiches und die gleiche Vorgehensweise zum bauzeitlichen Hochwasserschutz wie im Abschnitt 6 angedacht. Die Ergebnisse der durchgeführten Baugrunduntersuchung im Ab-

schnitt 4 zeigten, dass die angedachte Lösung des bauzeitlichen Hochwasserschutzes als temporäre Spundwand dort nur bei einem nicht vertretbaren Einsatz monetärer Mittel realisierbar gewesen wäre. Die umgesetzte Lösung ist deshalb ein 2-Zonen-Deich mit innenliegender Kerndichtung. Bei dieser Bauweise übernimmt die Spundwand nur die Funktion als Innendichtung und ist statisch nicht wirksam. Der übrige Aufbau des neuen Deiches erfolgt als Stütz- und Dränkörper (s. Abbildung 6:).

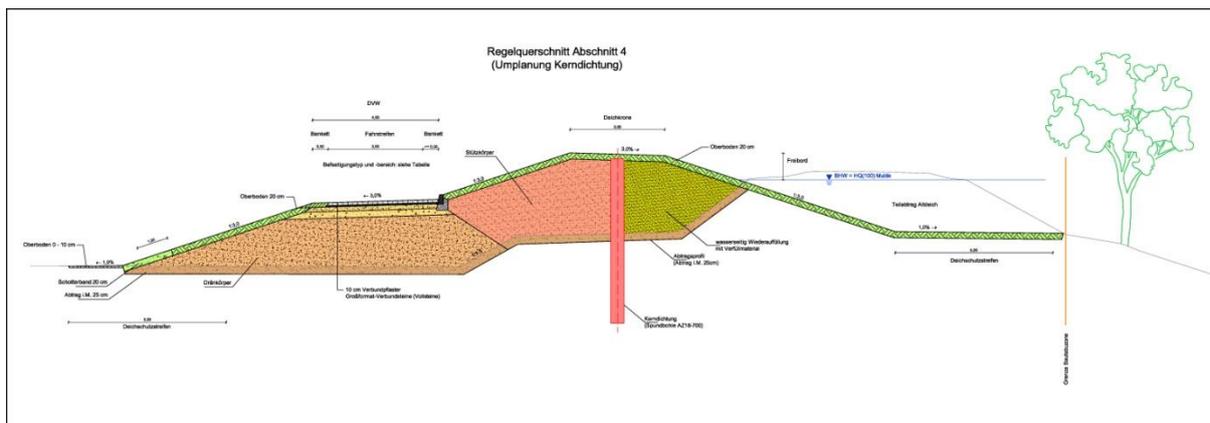


Abbildung 6: Regelquerschnitt Abschnitt 4 mit Kerndichtung

Im Abschnitt 8 erfolgt ein Deichneubau als 3-Zonen-Deich. Der Deichverteidigungsweg wird auf einer Berme angelegt (s. Abbildung 7:).

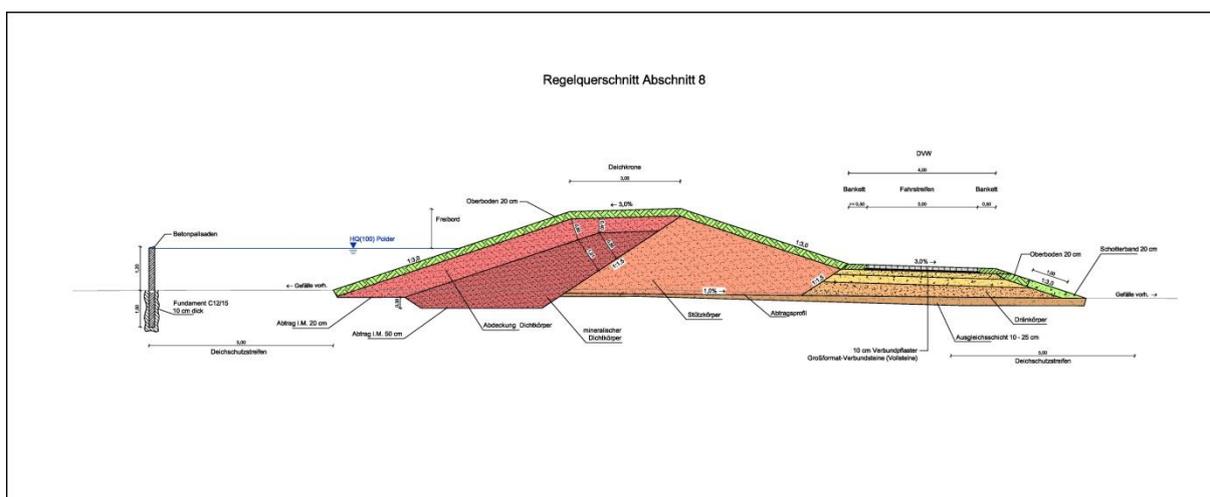


Abbildung 7: Regelquerschnitt Abschnitt 8

### 3 Bauausführung Deich Profiroll

Die Bauarbeiten wurden im November 2011 begonnen und sollen im ersten Halbjahr 2013 abgeschlossen werden. Auf Grund der vorgefundenen Baugrundsituation, der beengten örtlichen Platzverhältnisse, der Vorgaben zur Minimierung von Erschütterungen im Bereich des Industriebetriebes und der Lage des Plangebietes innerhalb eines SCI- und SPA-Gebietes war die Bauausführung anspruchsvoll. Die Arbeiten im Bereich des Industriebetriebes konnten nur mittels erschütterungsarmen Verfahren ausgeführt werden. Zu Einhaltung der Grenzwerte der zulässigen Erschütterungen von max. 1,0 mm/s im Bereich der Fertigung wurde ein automatisches Mess- und Alarmsystem betrieben. Auch die sehr engen Platzverhältnisse zwischen den Gebäuden des Industriebetriebes und dem Hochufer der Mulde erforderten besondere Maßnahmen. Das Einbringen der Spundwand im Abschnitt 2 erfolgte deshalb mit einem Bohr-Press-System, dem GIKEN Crush Piler, der auf den bereits eingebrachten Spundbohlen läuft. Beim Einbringen der Spundwand im Abschnitt 2 wurden mehrfach Hindernisse von früheren Bebauungen im Untergrund angetroffen. Nicht alle Hindernisse konnten entfernt werden. In diesen Fällen wurde die Achse der Spundwand versetzt. Die Spundbohlen in den anderen Abschnitten wurden mit einer normalen Vibrationsramme eingebracht.



**Abbildung 8:** GIKEN Crush Piler im Abschnitt 2 (Quelle: INROS LACKNER AG)



**Abbildung 9:** Fertig gestellte Hochwasserschutzwand im Abschnitt 2 (Quelle: INROS LACKNER AG)

## 4 Literatur

INROS LACKNER AG (2011): Einrichtung des gesteuerten Polders Löbnitz, Deich Bad Düben-Hohenprießnitz km 0+000 bis 0+850, Ausführungsplanung, Dresden 2011

LTV (2008): Einrichtung des gesteuerten Polders Löbnitz, Planfeststellungsunterlage, Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV), Rötha 2008

DWA (2011): Merkblatt DWA-M 507, Deiche an Fließgewässern, 12/2011

Autoren:

Dr.-Ing. habil. Hermann Stopsack

Dipl.-Ing. Henriette Salewski

INROS LACKNER AG

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, Betrieb Elbaue/Mulde/Untere Weiße Elster

Schweizer Str. 3b  
01069 Dresden

Gartenstraße 34  
04571 Rötha

Tel.: +49 351 89561 110

Tel.: +49 34206 588 336

Fax: +49 351 89561 130

Fax: +49 34206 588 666

E-Mail: dresden@inros-lackner.de

E-Mail:

Henriette.Salewski@ltv.sachsen.de

## **Hochwasserrückhaltebecken Neuwürschnitz - Stand der Planung für ein mittleres HRB mit Öko-Schlucht**

Holger Haufe,  
Ingo Berndt,  
Mirko Salzmann

Im Rahmen der Umsetzung des Hochwasserschutzkonzeptes Nr. 27 beabsichtigt die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen die Errichtung des gesteuerten Hochwasserrückhaltebeckens (HRB) Neuwürschnitz im oberen Einzugsgebiet der Würschnitz am Beuthenbach südwestlich vom Chemnitz. Nach der hydraulischen Optimierung einzelner Anlagenbestandteile im Modellversuch an der TU Dresden 2010/11 und der Erteilung des Planfeststellungsbeschlusses 2012, soll der Baubeginn für das Absperrbauwerk und die Nebenanlagen 2013 erfolgen. Das als ökologisch durchgängiges Trockenbecken mit einer Öko-Schlucht geplante HRB erhält als Absperrbauwerk einen Steinschüttdamm mit Asphaltbetonkerndichtung. Mit einer Dammhöhe über Gelände in der Talsohle von 12,50 m und einer Kronenlänge von ca. 535 m kann bei Vollstau ein Volumen von 923.000 m<sup>3</sup> zurückgehalten werden. Zur Durchleitung des Beuthenbachs und zur Gewährleistung der Wanderungsbewegungen der aquatischen und terrestrischen Fauna ist ein großzügig dimensioniertes, nach oben offenes Durchlassbauwerk vorgesehen. In die dort angeordnete Stauwand aus Stahlbeton sind zwei Betriebsauslässe und die Hochwasserentlastungsanlage integriert. Um den besonderen Randbedingungen gerecht zu werden, welche sich durch die Forderung der ökologischen Durchgängigkeit ergeben, wurde für die Energieumwandlungsanlage die Sonderkonstruktion einer Tosmulde gewählt.

Der Beitrag stellt verschiedene Einzelschwerpunkte der wasserbaulichen Planung vor und gibt einen Überblick über die entwickelten ingenieurtechnischen Lösungen hinsichtlich hydraulischer, geohydraulischer, geotechnischer, statischer und bautechnischer Aspekte sowie über die vorgesehene Betriebsweise der Hochwasserschutzanlage. Außerdem werden die Konsequenzen für das Gesamtprojekt aufgezeigt, die sich aus dem erforderlichen Umbau vorhandener Anlagen ergeben, die sich im zukünftigen Stauraum befinden. Der Beitrag enthält ebenfalls Erläuterungen zu den vorgesehenen Ausgleichs- und Kompensationsmaßnahmen.

Stichworte: Hochwasserrückhaltebecken, ökologische Durchgängigkeit, Öko-Schlucht, Planfeststellungsverfahren, Modellversuch

## 1 Einleitung

Oberhalb der Ortslage Neuwürschnitz, einem Ortsteil der Stadt Oelsnitz/Erzgebirge, beabsichtigt der Betrieb Freiburger Mulde/Zschopau der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) den Bau eines gesteuerten Hochwasserrückhaltebeckens (HRB), das als ökologisch durchgängiges Trockenbecken ausgebildet werden soll. Der Beckenstandort befindet sich im oberen Einzugsgebiet (AE ca. 12 km<sup>2</sup>) der Würschnitz am Beuthenbach. Der geplante Gesamtstauraum beträgt 923.000 m<sup>3</sup>. Der Einstau beginnt ab einem Zufluss von 5 m<sup>3</sup>/s, der in etwa dem HQ5 entspricht. Die Abflussscheitelwerte an der Sperrstelle betragen HQ500 = 14,4 m<sup>3</sup>/s (BHQ1), HQ5.000 = 29,8 m<sup>3</sup>/s (BHQ2) und HQmax = 44,3 m<sup>3</sup>/s. Im Auftrag der LTV hat die Arbeitsgemeinschaft (ARGE) Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH (HPI) / ARCADIS Deutschland GmbH seit 2008 die Planungsunterlagen erstellt (*ARGE HPI / ARCADIS 2011*).



**Abbildung 1:** Visualisierung Absperrbauwerk

## 2 Grundlagen ökologisch durchgängiger HRB

Ein HRB hat grundsätzlich erhebliche Auswirkungen auf ein Fließgewässer-Ökosystem, besonders im Hinblick auf die Durchgängigkeit des Fließgewässers, d.h. die Möglichkeit für Organismen aller Art, stromauf bzw. stromab zu wandern. Die Sicherstellung der Durchgängigkeit stellt die wesentliche Herausforderung bei Planung, Bau und Betrieb von HRB dar und hat herausragende Bedeutung für die Erhaltung der gewässertypischen und artenreichen Lebensgemeinschaft. Mit einem ökologisch durchgängig gestalteten Bauwerk lassen sich die

negativen Auswirkungen einer Unterbrechung des Fließgewässers minimieren. Kernstück zur Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit ist die Anordnung eines Durchlasses, der unbeeinträchtigte Wanderbewegungen der aquatischen und terrestrischen Organismen ermöglicht (Öko-Durchlass). Unterschieden werden der Rohr- bzw. Stollendurchlass (Öko-Tunnel) in geschlossener Bauweise und das Durchlassbauwerk in offener Bauweise in Schlitzform, bestehend aus einer Stauwand mit Auslässen und seitlichen Stützwänden (Öko-Schlucht) (*Haufe et al. 2007*), das beim HRB Neuwürschnitz vorgesehen ist (Abbildung 1).

### 3 Planungsbestandteile

#### 3.1 Absperrbauwerk

Für das Absperrbauwerk ist ein Steinschüttdamm mit Asphaltbetonkerndichtung vorgesehen (Kronenlänge ca. 535 m, Höhe ca. 12,5 m über Gelände, Böschungsneigungen beidseitig 1:2). Der luft- und wasserseitige Stützkörper wird aus gut verdichtbarem Steinschüttmaterial (600 mm Größtkorn) hergestellt, dessen Körnungslinie langgestreckt, konkav und nahezu ohne Feinanteile ist. Die Schüttung wird in ihrem Fortschritt den Herstellungsbedingungen der Asphaltinnendichtung mit den beiderseitigen Übergangszonen anpasst. Mit dem Schüttprozess werden die Messeinrichtungen der Bauwerksüberwachung eingebaut. Am luftseitigen Dammfuß wird eine Sickerzone aus grobem Schüttmaterial hergestellt. Damit wird die Ableitung des Sickerwassers aus dem luftseitigen Stützkörper gewährleistet. Die Anforderungen an das Dichtungselement sind: Wasserundurchlässigkeit, Verformbarkeit, Filterstabilität, Erosionsbeständigkeit, Einbaufähigkeit. Folgende Parameter wurden gewählt: optimale, kontinuierlich abgestufte Korngrößenverteilung der Zuschlagsstoffe, Hohlraumgehalt  $\leq 3$  Vol.%, Bindemittelgehalt ca. 6%, Einbautemperatur 160 ... 180°C. Mit Beginn der Dammschüttung sind im Rahmen von Schütt- und Verdichtungsversuchen sowie weiteren Laboruntersuchungen die o. g. Materialparameter zu bestätigen bzw. zu präzisieren. Mit der Asphaltinnendichtung werden die beiderseitigen Übergangszonen hergestellt (Breite jeweils 1,50 m). Die Parameter der Übergangszonen werden hinsichtlich Kornaufbau, Schichtdicke, Filterstabilität, Verformungsverhalten usw. den Übergangsbedingungen von der Asphaltinnendichtung zum Stützkörper angepasst. Die Kornzusammensetzung wird so vorgesehen, dass nur eine einschichtige Übergangszone erforderlich wird. Die wasserseitige Übergangszone wird injizierfähig gestaltet und einen Feinstkornanteil aufweisen, damit eine selbstdichtende Wirkung auftreten kann. Die luftseitige Übergangszone wird für die sichere Abführung eventuell anfallenden Sicker-

wassers ausgebildet. Zur besseren Unterhaltung der Dammoberfläche wurden Bermen beidseitig des Dammes angeordnet. Am Dammfuß wird zur Unterhaltung des Bauwerkes beidseitig ein Betriebsweg errichtet.

Die Herdmauer aus Beton (Breite 3,0 m, Höhe 2,0 m) ist das Verbindungselement zwischen der Innendichtung und dem Festgesteinsuntergrund und somit von ausschlaggebender Bedeutung für die Wirksamkeit der gesamten Abdichtung des Absperrbauwerkes. Die Oberfläche der Herdmauer wird mit einer Neigung von 1% von außen zur Mitte ausgeführt. In der Mitte wird eine Tasche (Breite 0,25 m, Tiefe 0,15 m) angeordnet. Der Übergang zwischen Herdmauer und Asphaltkern wird mittels Asphaltmastix (Handeinbau) hergestellt.

Im Ergebnis der durchgeführten Baugrundhauptuntersuchung war festzustellen, dass die Durchlässigkeit der im Untergrund vorhandenen Baugrundsichten mit sehr hohen Schwankungen behaftet ist. Deshalb ist die Herstellung einer Untergrundvergütung in Form eines Injektionsschleiers (HDI – System mit Zementsuspension) mit einem Auswirkungsbereich von ca. 0,5 m Radius pro Bohrloch erforderlich. Um eine Überschneidung zu erreichen, wird der Bohrlochabstand mit 0,7 m gewählt. Der Ausführungsbereich beschränkt sich auf die zerklüfteten Bereiche in der Talsohle (Länge 260 m) mit einer Endteufe von 10 m unter Gründungssohle der Herdmauer. Die Ausführung erfolgt im Anschluss an die Errichtung der Herdmauer, die gleichzeitig als Verpresswiderlager wirkt.

Das Auslaufbauwerk aus Stahlbeton in Massivbauweise als Trogbauwerk (Gesamtlänge 59,0 m) unterteilt das Dammbauwerk in der Gewässerachse in einen rechten und einen linken Abschnitt und bildet die bauliche Hülle für die Betriebseinrichtungen (Abbildung 1). Der mittlere Teil (Länge 27,8 m) besitzt parallele Seitenwände mit einem lichten Abstand von 6,6 m. Die wasser- und luftseitig angeordneten Flügel (Länge 16,0 m) knicken mit einem Winkel von  $12,5^\circ$  ab. Die Kronenbreite der Seitenwände beträgt über die gesamte Länge konstant 1,0 m. Die dammseitigen Außenwände werden mit einer Neigung von 10:1 zur besseren Anbindung des Dammbaumaterials ausgeführt. Die Dicke der Sohle des Auslaufbauwerks beträgt 2,3 m. In Dammachse wird die Herdmauer an das Bauwerk in Form von jeweils rechts und links angeordneten Flügelwänden angeschlossen. Zur Gewährleistung der durchgängigen Befahrbarkeit der Dammkrone wird über dem Trogbauwerk eine Brücke aus Stahlbeton errichtet (Fahrbahnbreite 3,5 m). Als Stauraumabtrennung wird zwischen den Wänden des Mittelteils eine 1,0 m breite Stauwand ausgeführt. Diese bildet die bauliche Hülle für die Betriebseinrichtungen.

### 3.2 Betriebseinrichtungen

Die Hochwasserentlastungsanlage (HWE) ist als rundkroniger Überfall (150°, Breite 6,6 m) mit beidseitiger Belüftung als oberer Abschluss der Stauwand angeordnet. Die hydraulische Leistungsfähigkeit der HWE bei Kronenstau beträgt 41,1 m<sup>3</sup>/s.

Im Einstaufall erfolgt die Beckenregelung und -entleerung durch zwei in die Stauwand integrierte Betriebsauslässe (BA) (Breite/Höhe 1,40 m/1,40 m). Als Verschlüsse dienen Hubgleitschütze. Der untere BA 1 liegt im Hauptgerinne auf der Gerinnesohle und stellt außerhalb der Hochwasserzeit durch die permanente Offenstellung die ökologische Durchgängigkeit sicher. Der obere BA 2 wird auf der linken Berme angeordnet. Der Antrieb beider BA erfolgt mittels Ölhydraulik. Die Dichtungsflächen können beheizt werden. Die hydraulische Leistungsfähigkeit bei Vollstau beträgt 16,2 m<sup>3</sup>/s (BA 2) bzw. 16,7 m<sup>3</sup>/s (BA 1).

Um den besonderen Randbedingungen gerecht zu werden, welche sich durch die Forderung der ökologischen Durchgängigkeit ergeben, wurde für die Energieumwandlungsanlage die Sonderkonstruktion einer Tosmulde gewählt. Nach der Optimierung im Modellversuch wird diese durch eine 5,0 m hinter den Auslässen gelegene Erhöhung des Gefälles auf 3% auf einer Länge von 40 m, einen 10 m langen Abschnitt ohne Längsgefälle und ein Gegengefälle mit -5% ausgebildet. Dadurch ergibt sich insgesamt eine Eintiefung um 0,8 m gegenüber der Gerinnesohle. Die Tosmulde besitzt eine maximale Breite von 21 m. Die Berandung der Tosmulde besteht aus einer Böschung, die umlaufend bis auf eine Höhe von 428,00 m ü. NHN geführt wird.

Zur Gewährleistung der Fischdurchgängigkeit werden in Abstimmung mit dem Sachverständigen für Fischereiwirtschaft im Hauptgerinne im Abstand von 2,0 m Querriegel (Breite 0,2 m, Höhe 0,3 m) angeordnet. Der Niedrigwasserabfluss erfolgt durch wechselseitig angeordnete Schlitze in den Querriegeln (Breite 0,16 m).

Für die Optimierung der Betriebseinrichtungen wurde ein hydraulischer Modellversuch (Abbildung 2) durchgeführt (vgl. 4.2).

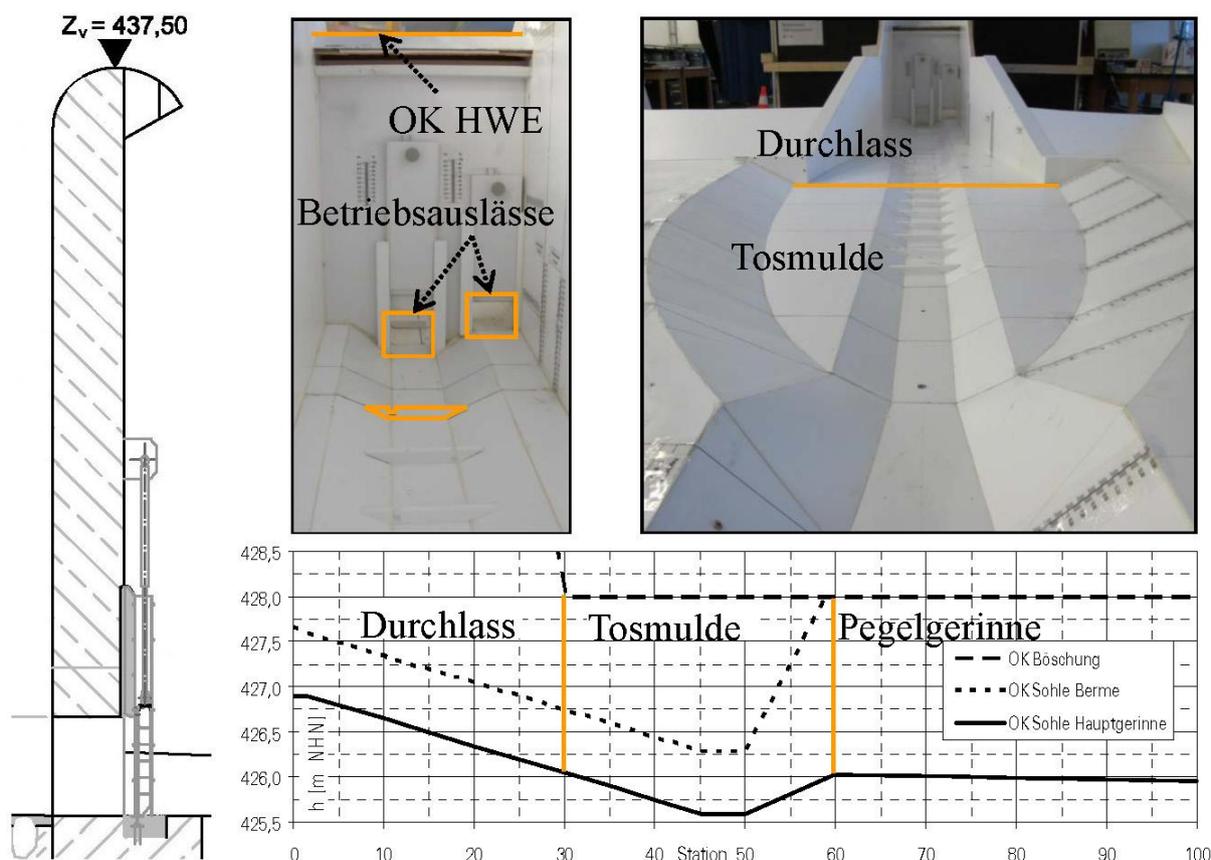


Abbildung 2: Betriebseinrichtungen im Modellversuch (Stoebenau et al. 2012)

### 3.3 Nebenanlagen

Im Plangebiet befand sich eine Trinkwasserfernleitung (TWFL) DN 1200 des Zweckverbandes Fernwasser Südsachsen mit überregionaler Bedeutung. Als vorgezogene Maßnahme wurde die TWFL von 01/2012 bis 11/2012 aus dem Stauraum an den linken Stauraumrand verlegt. Der Rückbau der Altleitung soll 2013 erfolgen.

Die Betreiberzufahrt zum HRB erfolgt von Neuwürschnitz über den vorhandenen Mühlweg bis an den luftseitigen Dammfuß. Von dort sind der Abflusspegel sowie die Dammkrone und Bermen über die Betriebswege zu erreichen. Eine weitere Zufahrt ist über den östlich gelegenen Beuthenbachweg möglich. Beide Wege wurden bzw. werden vor Beginn der Hauptbaumaßnahme für den Damm als Baustraßen ausgebaut. Wegeteile, welche sich im Einstaubereich befinden, werden überstausicher gem. Richtlinie für den ländlichen Wegebau ausgebaut (Betonpflaster mit Verbund als Ökopflaster mit Vollpflasterradwegspur). Die touristische Nutzung als Rad- und Wanderweg bleibt gewährleistet.

### 3.4 Ausgleichs- und Kompensationsmaßnahmen

Zum Ausgleich der unvermeidbaren Eingriffe in den Naturhaushalt werden im Rahmen der Errichtung des HRB umfangreiche Ausgleichs- und Kompensationsmaßnahmen im Vorhabengebiet umgesetzt. Die Bilanzierung erfolgte gem. der „Handlungsempfehlung zur Bewertung und Bilanzierung von Eingriffen im Freistaat Sachsen“. Die vorgesehenen Maßnahmen sind Bestandteil eines Landschaftspflegerischen Begleitplanes für die Gesamtmaßnahme.

Aus der ehemaligen Schutzgebietsausweisung heraus existieren in der Talau des Beuthenbachtals noch 48 Quelfassungen. Auf einer Länge von ca. 6,3 km sind die Leitungen als Sickerleitung mit gelochtem Tonrohr verlegt. Um den Grundwasserleiter vor Infiltrationen und damit einhergehenden möglichen Verunreinigungen infolge eines Einstaues des HRB zu schützen, werden die im Stauraum vorhandenen Sickerwasserschächte der Quellwasserfassung sowie weitere außerhalb des HRB gelegene Schächte als Strukturverbesserungsmaßnahme zurückgebaut.

Im geplanten Überstauungsbereich des HRB befinden sich derzeit zwei intensiv bewirtschaftete Ackerflächen (2,35 ha und 1,13 ha). Zur Reduzierung von Erosionen und daraus folgenden Sedimenteinträgen in die unmittelbare Gewässeraue sowie in den Gewässerlauf ist eine Nutzungsumwandlung beider Ackerflächen in Grünland vorgesehen. Mit der Anlage von Grünlandgesellschaften wird zudem die Arten- und Strukturvielfalt der Flächen im engeren sowie der Gewässeraue im weiteren Sinne gefördert. Außerdem vorgesehen sind die Anlage von Heckenstrukturen und die Nutzungsextensivierung intensiv bewirtschafteter Auwiesen und –weiden innerhalb der Überschwemmungsfläche HQ10. Schwerpunkt der Kompensationsmaßnahmen ist der standortbezogene Waldumbau (Schwarzerle, Gemeine Esche, Stieleiche). Zusätzlich erfolgen Anpflanzungen auf Grünlandflächen, die Anlage von Auwaldstrukturen, der Abriss und die Entsigelung bebauter Landwirtschaftsfläche Oelsnitz einschließlich Aufforstung sowie die Wiederaufforstung von Wald- und Auwaldstrukturen im temporären Baufeld.

### 3.5 Betriebsweise

Die Stauanlage wird nach *DIN 19700-12* (2004) als gesteuertes HRB betrieben. Der Abfluss wird in Abhängigkeit vom Beckenwasserstand und der Abflussmenge geregelt, die am Abgabepiegel unterhalb der Stauanlage ermittelt wird. Auf Grund der Auslegung als Trockenbecken kommt es erst zu einem Einstau, wenn der Zufluss den Schwellenwert 5 m<sup>3</sup>/s (ca. HQ5) überschreitet. Damit wird die Einstauhäufigkeit bei kleineren Hochwasserereignissen minimiert (kein frühzeitiger Einstau, bessere Nutzung des Rückhaltevolumens, Einstauzeitpunkt

näher am Zuflussscheitel der Hochwasserwelle). Dieser Abfluss kann auf Grund des Ausbaugrades der Flussgebietsabschnitte unterhalb des HRB schadlos abgeleitet werden. Ab einem Zufluss von  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  wird BA 1 geschlossen, der Einstau beginnt und die Abgabe von  $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$  (konstante Wildbettabgabe) wird über die Steuerung von BA 2 geregelt. Bei BHQ1 wird aufgrund der günstigeren Strömungsbildung in der Tosmulde die Abgabe mit BA 2 gesteuert. Während des BHQ2 sind beide Betriebsauslässe voll geöffnet.

## 4 Übersicht Projektverlauf

### 4.1 Vor-, Entwurfs- und Genehmigungsplanung

Die Vorplanung erfolgte von 08/2008 – 03/2009. Anschließend wurden die Entwurfs- und Genehmigungsplanung von 04/2009 – 06/2011 bearbeitet. Die Betrachtung der Schutzgüter sowie die Bewertung der Eingriffe und die daraus entstehenden Auswirkungen des Vorhabens auf die Schutzgüter wurden parallel im Rahmen einer Umweltverträglichkeitsstudie untersucht.

### 4.2 Hydraulische Optimierung durch Modellversuch

Von 10/2010 bis 02/2011 wurden zur Fortführung der Planungen und zur Optimierung der Anlagenbestandteile hydraulische Modellversuche zu den geplanten Betriebseinrichtungen an einem physikalischen Modell im Maßstab 1:15 im Hubert-Engels-Labor des Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden durchgeführt. Neben der Überprüfung der hydraulischen Leistungsfähigkeit aller Anlagenteile, wurden drei Abflusszustände hinsichtlich Strömungseffekten, Fließgeschwindigkeiten und Wasserständen untersucht, um die Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Stauanlage bewerten zu können. Bestehende Defizite wurden durch die Optimierung einzelner Anlagenteile behoben, so dass das Abflussvermögen und die Wirkungsweise der Betriebseinrichtungen nachgewiesen werden konnten. Die Ergebnisse gingen anschließend in die Genehmigungsplanung ein. Besichtigungstermine wurden von Vertretern der Stadt Oelsnitz mit großem Interesse wahrgenommen, so dass der hydraulische Modellversuch nicht nur zu einer Verbesserung der geplanten Anlage führte, sondern auch das Verständnis für solche Anlagen in der Bevölkerung erhöhte und die Akzeptanz förderte (Stoebenau et al. 2012).

### 4.3 Genehmigungsverfahren

Die Genehmigung für das HRB Neuwürschnitz gem. §36 WHG i.V.m. §91 SächsWG erfolgte im Rahmen eines wasserrechtlichen Planfeststellungsverfahrens, das unter der Regie des damaligen Regierungspräsidiums Chemnitz durch-

geführt wurde. Nach Abschluss des Scoping-Verfahrens beantragte die Vorhabenträgerin in 03/2010 die Planfeststellung. Im Rahmen des Beteiligungsverfahrens gingen nach öffentlicher Auslegung der Planunterlagen 39 Stellungnahmen von Trägern öffentlicher Belange, anerkannten Naturschutzvereinigungen und Behörden sowie 13 Einwendungen privater Betroffener ein. Nach drei Erörterungsterminen erging der Planfeststellungsbeschluss (PFB) für den vorgezogenen Beginn der Verlegung der TWFL in 11/2011. Der PFB für das HRB erging 07/2012.

#### **4.4 Ausführungsplanung, Vergabeverfahren**

Die Ausführungsplanung und die Vorbereitung der Vergabe für die Hauptmaßnahme sollen 04/2013 abgeschlossen werden. Anschließend beginnt das offene europaweite Ausschreibungsverfahren.

#### **4.5 Bau**

Das Gesamtvorhaben ist in sechs Einzellose unterteilt. Der Neubau der TWFL (Los 1A) und die Holzung des Baufeldes (Los 3) sind bereits abgeschlossen. Weitere vorgezogene Lose (Ausbau Baustellenzufahrten, Rückbau TWFL) werden ab 04/2013 umgesetzt. Die Bauzeit für die Hauptmaßnahme (Damm, A- und K-Maßnahmen, EMSR) ist im Zeitraum 09/2013 – 12/2015 vorgesehen.

### **5 Fazit**

Die Planungen für das HRB Neuwürschnitz als erstes mittleres HRB mit Ökoschlucht in Sachsen sind weitgehend abgeschlossen. Nach der geplanten Fertigstellung in 12/2015 wird das HRB einen signifikanten Beitrag zum Hochwasserschutz der Gemeinden entlang der Würschnitz und im weiteren Verlauf bis nach Chemnitz leisten können. Gleichzeitig wird die ökologische Durchgängigkeit gewährleistet. Die vorliegende Planung kann als ausgewogener Kompromiss zwischen den wasserbaulichen und ökologischen Forderungen angesehen werden.

## 6 Literatur

ARGE HPI / ARCADIS (2011): HRB Neuwürschnitz – Entwurfs- und Genehmigungsplanung. unveröffentlicht, Dresden/Freiberg 2011

Haufe, H., Horlacher, H.-B., Bielitz, E., Matschullat, J. (2007): Neue Aspekte zur ökologischen Durchgängigkeit von Hochwasserrückhaltebecken. Dresdener Wasserbauliche Mitteilungen Heft 35, Seiten 125-133, Dresden 2007

DIN 19700-12 (2004) Stauanlagen - Hochwasserrückhaltebecken. Berlin: Beuth-Verlag, 2004

Stoebenau, S., Aigner, D., Stamm, J. (2012): Physikalische Modellierung des Hochwasserrückhaltebeckens Neuwürschnitz, Dresdener Wasserbauliche Mitteilungen Heft 47, Seiten 187-194, Dresden 2012

Autoren:

Dipl.-Ing. Holger Haufe

Dipl.-Ing. Ingo Berndt

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH  
Ludwig-Hartmann-Straße 40  
01277 Dresden

ARCADIS Deutschland GmbH  
Wallstraße 18  
09599 Freiberg

Tel.: +49 351 21123 0  
Fax: +49 351 21123 88  
E-Mail: hh@hydroprojekt.de

Tel.: +49 3731 7886 31  
Fax: +49 3731 7886 99  
E-Mail: i.berndt@arcadis.de

Dipl.-Ing. (FH) Mirko Salzmann

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen  
Betrieb Freiberger Mulde/Zschopau  
Rauenstein 6 A  
09514 Lengfeld

Tel.: +49 37367 310 103  
Fax: +49 37367 310 130  
E-Mail: mirko.salzmann@ltv.sachsen.de

## **Tosbeckenoptimierung mithilfe eines hybriden Modells**

Felix Marlow  
Tilo Buschmann  
Hubertus Milke  
Tilo Sahlbach

Im Zuge der Planung eines Hochwasserrückhaltebeckens wurde die Zuverlässigkeit und Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage in einem physikalischen Modell im Maßstab 1 : 20 untersucht. Dabei zeigte sich, dass die Ausgangsplanung des Tosbeckens unterdimensioniert und nicht überlastbar war.

Zur Optimierung der Tosbeckengestaltung wurde daher ein dreidimensionales numerisches Modell erstellt. Nach dessen Kalibrierung und Validierung anhand von Messungen am physikalischen Modell erfolgte der Optimierungsprozess ausschließlich auf numerischem Wege. Durch eine grundlegende Umgestaltung der Tosbeckengeometrie und die Untersuchung einer Vielzahl von Varianten konnte eine erhebliche Verbesserung der Leistungsfähigkeit erreicht werden. Die Vorzugsvariante sieht ein räumliches Tosbecken mit einer Prallwand vor - ein Konzept, das mit analytischen Methoden nicht bemessen werden kann. Durch eine gleichmäßige Abströmung aus dem Tosbecken konnten die Sohlschubspannungen im Nachbett gegenüber der Ausgangsplanung um bis zu 64 % reduziert werden und auch bei Überlastung bleibt die Funktionsfähigkeit des Tosbeckens erhalten.

Schließlich wurde die Vorzugsvariante im physikalischen Modell umgesetzt, um die Ergebnisse der numerischen Optimierung abzusichern. Der Vergleich der Ergebnisse zeigte sehr gute Übereinstimmungen, wodurch die Zuverlässigkeit der Numerik nachgewiesen werden konnte.

### **1 Einleitung**

Hybride Modelle vereinen die Vorteile von physikalischen und numerischen Modellen und kompensieren deren Nachteile. Die Vorteile sind unter anderem eine effiziente Optimierung im numerischen Modell und die Gewährleistung zuverlässiger Ergebnisse durch die Absicherung mit physikalischen Versuchen. Hybride Modelle eröffnen damit neue Möglichkeiten zur Bemessung wasserbau-licher Anlagen.

Anhand eines aktuellen Projektbeispiels soll die Optimierung eines Tosbeckens mithilfe eines hybriden Modells dargestellt werden. In dem Beitrag werden das Ausgangsproblem sowie das physikalische und das dreidimensionale numerische Modell vorgestellt. Der Optimierungsprozess wird aufgezeigt und die Ergebnisse aus beiden Modellen werden einander gegenübergestellt.

## **2 Problemstellung**

Etwa 30 km südwestlich von Dresden befindet sich der Standort für die Neuerichtung des Hochwasserrückhaltebeckens Oberbobritzsch. Die Hochwasserentlastung (HWE) soll als Schachtüberfall in Form eines Trichters mit Ablaufstollen und anschließendem Tosbecken mit Beruhigungsstrecke erfolgen.

Da die hydraulischen Verhältnisse im Bereich der geplanten Bauwerke aufgrund der Komplexität rechnerisch nur näherungsweise zu bestimmen sind, wurden Versuche zum Nachweis der Wirksamkeit anhand eines physikalischen Modells beauftragt. Ziel der Untersuchung war es, die Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit der Gesamtanlage und speziell der HWE zu bewerten, bestehende Probleme aufzuzeigen und ggf. Vorschläge zur Optimierung abzuleiten.

In den Versuchen zeigte sich, dass die Leistungsfähigkeit der HWE bis zum Anschluss an das Tosbecken ausreichend ist und keine Änderungen an Trichter oder Ablaufstollen erforderlich sind. Allerdings wurde festgestellt, dass durch die Gestaltung des Tosbeckens der HWE die Standsicherheit des Absperrdammes nicht in ausreichendem Maße gewährleistet war. Daraufhin wurde ein numerisches 3D-Modell der Energieumwandlungsanlage mit Beruhigungsstrecke und anschließendem Flusslauf erstellt. Mithilfe dieses hybriden Modells sollten Lösungen zur Bauwerksoptimierung effizienter erarbeitet werden.

## **3 Das hybride Modell**

Während ein physikalisches Modell zuverlässige Ergebnisse mit hoher Anschaulichkeit liefert, erfordern dessen Erstellung und Umbaumaßnahmen einen hohen finanziellen und zeitlichen Aufwand. Weitere Nachteile sind Maßstabeffekte und die teilweise schwierige Messung absoluter Größen. Im Gegensatz dazu bieten numerische Simulationen die Möglichkeit detaillierte Einblicke in die Strömungsvorgänge zu gewinnen und Variantenuntersuchungen können effizient und im Maßstab 1 : 1 durchgeführt werden. Allerdings ist eine Absicherung der numerischen Modelle durch eine Kalibrierung und Validierung anhand zuverlässiger Vergleichsdaten zwingend erforderlich.

Bei der hybriden Modellierung werden die Vorteile beider Modellierungsarten vereint und deren Nachteile kompensiert. Besonders bei aufwändigen Optimierungen mit einer Vielzahl von Varianten rechnet sich der Aufwand für die zusätzliche Erstellung des numerischen Modells.

### 3.1 Physikalisches Modell

Das physikalische Modell wurde mit den Abmessungen von etwa 10 x 3,40 m im Maßstab 1 : 20 errichtet. Neben dem Absperrdamm und den Betriebseinrichtungen sind etwa 120 m der Bobritzsch als Nachlaufstrecke im Unterstrom abgebildet (siehe Abbildung 1). Das Hauptaugenmerk der physikalischen Versuche lag auf der Bewertung der Hochwasserentlastungsanlage. Die Untersuchungen erfolgten dabei für die Abflusszustände  $BHQ_1$  ( $34,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ),  $BHQ_2$  ( $94,0 \text{ m}^3/\text{s}$ ) und PMF ( $119,0 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

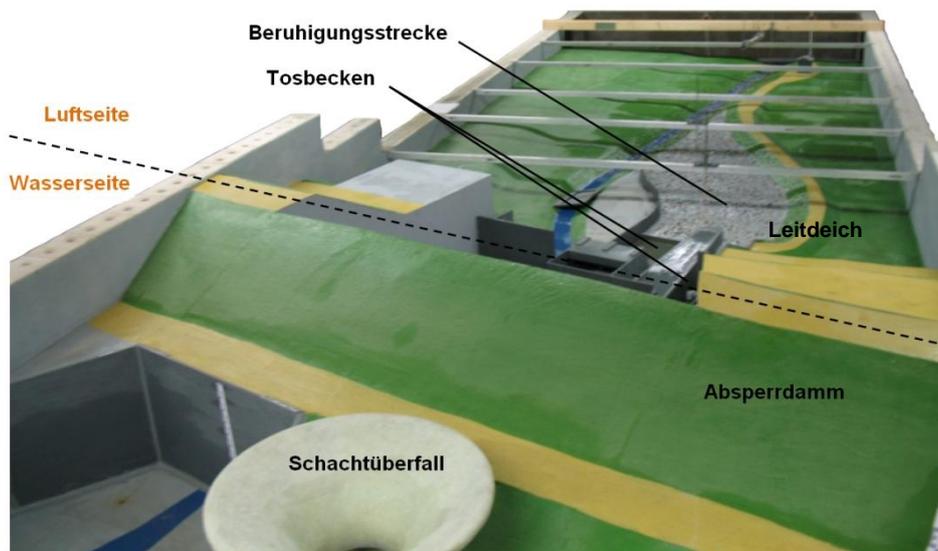


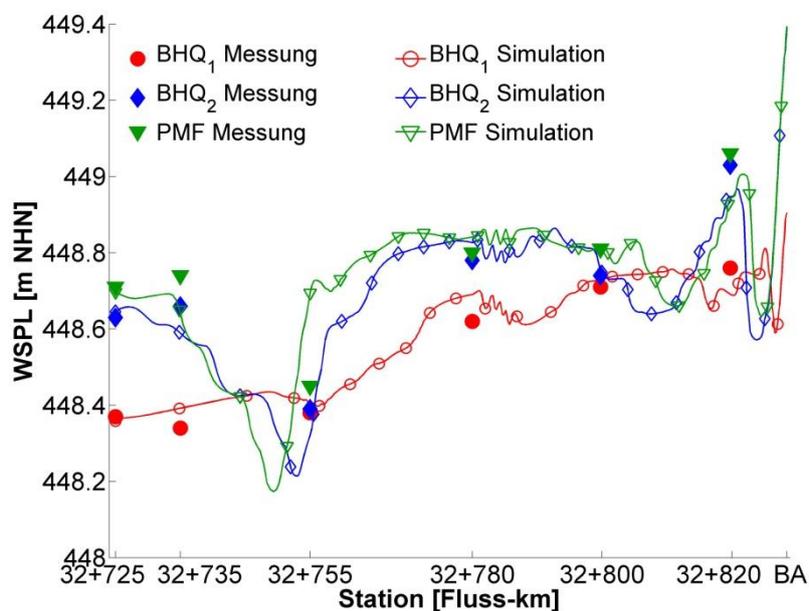
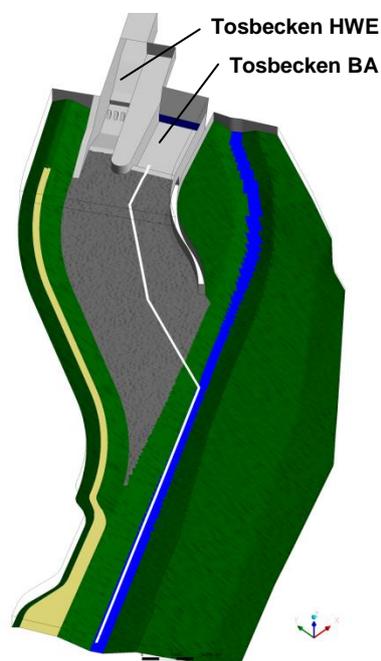
Abbildung 1: Physikalisches Modell im Maßstab 1 : 20

Bei den durchgeführten Versuchen handelt es sich weitestgehend um Strömungen mit freier Oberfläche, weshalb die Umrechnung aller relevanten Parameter auf dem Froude'schen Modellgesetz beruht. Die Kalibrierung des physikalischen Modells unterhalb der HWE erfolgte anhand von 1D-Simulationen. Dafür wurde im Modell Kies der Körnung 8/16 aufgeklebt, bis die Wasserspiegellagen auf der Beruhigungsstrecke und im Gewässerlauf mit denen der Simulation übereinstimmten.

### 3.2 Numerisches Modell

Das numerische Modell wurde im Maßstab 1 : 1 erstellt und besteht ausschließlich aus hexaedrischen Elementen mit ca. 1,5 Mio. Knoten. Es bildet die Tosbe-

cken der HWE und des Betriebsauslasses (BA), die Beruhigungsstrecke sowie etwa 100 m des Gewässerlaufes der Bobritzsch ab (siehe Abbildung 2).



**Abbildung 2:** Numerisches Modell

**Abbildung 3:** Wasserspiegellagenvergleich auf der Beruhigungsstrecke und im Gewässerlauf (entlang der weißen Linie im linken Bild)

Die stationäre Simulation erfolgte mit ANSYS-CFX 14 mit dem inhomogenen Multiphase-Modell und dem Free-Surface-Transfermodell. Aufgrund der hohen Rauigkeiten ( $k_s = 330$  mm) auf der Beruhigungsstrecke und im Gewässerlauf wurde das Shear Stress Transport Turbulenzmodell verwendet.

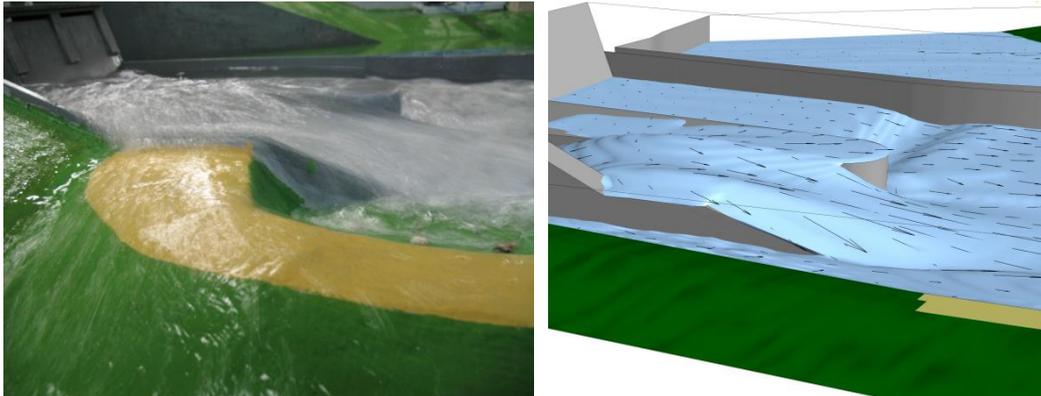
Die Einlauftrandbedingung in das Tosbecken der HWE wurde aus einem numerischen Modell der HWE übernommen. In das Tosbecken des BA wurde ein konstanter Zufluss entsprechend des Betriebsregimes für die einzelnen Lastfälle vorgegeben. Hinter dem Leitdeich wurde ein ungehinderter Abfluss definiert. Für den Auslauftrand wurden die Wasserspiegellagen der einzelnen Abflussereignisse, die während der physikalischen Untersuchungen ermittelt wurden, vorgegeben.

Die Kalibrierung und Validierung erfolgte anhand von Wasserspiegellagen (siehe Abbildung 3) und einem visuellem Vergleich (Abbildungen 4 und 5) mit dem Strömungsbild aus den physikalischen Versuchen.

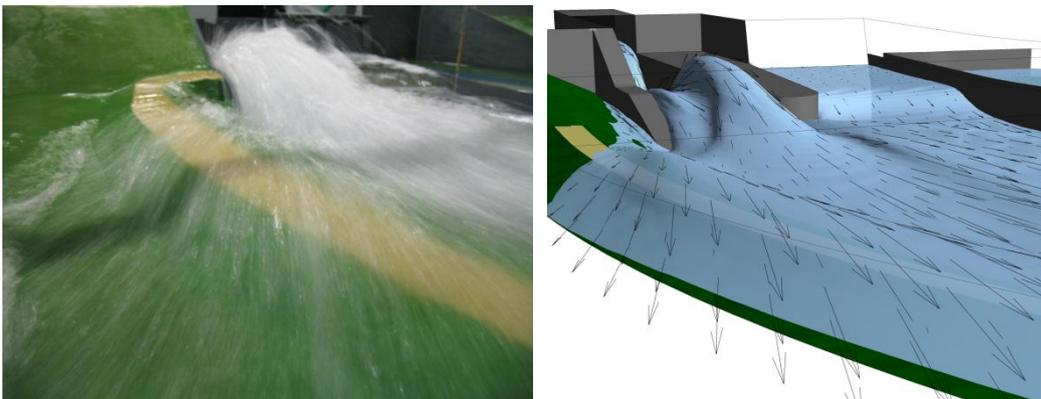
### 3.3 Ergebnisse

In den Untersuchungen zeigte sich, dass eine ausreichende Leistungsfähigkeit des Tosbeckens der HWE in der Ausgangsplanung nicht gegeben ist. Schon bei

BHQ<sub>1</sub> kommt es zu einem seitlichen Überquellen aus dem Tosbecken (siehe Abbildung 4). Ab BHQ<sub>2</sub> bildet sich aufgrund der rampenförmig ausgebildeten Endschwelle und unzureichender Energieumwandlung ein parabelförmiger Schussstrahl aus dem Tosbecken. Dieser stürzt mit hoher Energie auf das Nachbett (Strömungsgeschwindigkeiten bis 15 m/s) und schießt kaum umgelenkt über den Leitdeich (siehe Abbildung 5).



**Abbildung 4:** Überquellen aus dem Tosbecken der HWE bei BHQ<sub>1</sub>



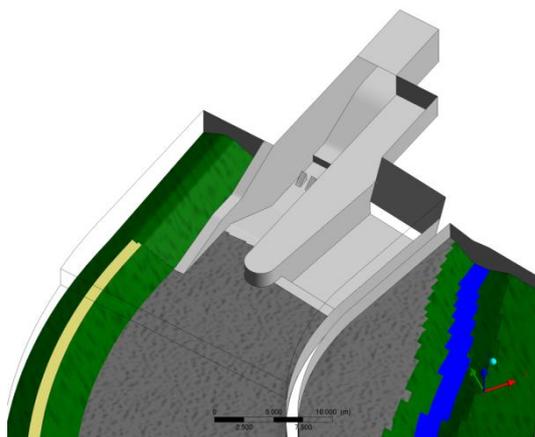
**Abbildung 5:** Parabelförmiger Schussstrahl aus dem Tosbecken der HWE und Überströmen des Leitdeiches bei BHQ<sub>2</sub>

Außerdem war bei allen Lastfällen ein Fließwechsel auf der Beruhigungsstrecke zu beobachten, obwohl dieser im Tosbecken stattfinden sollte. Aufgrund der hohen Belastungen wären im Anschluss an das Tosbecken starke Schäden zu erwarten gewesen und rückschreitende Erosion würde die Standsicherheit der Anlage gefährden.

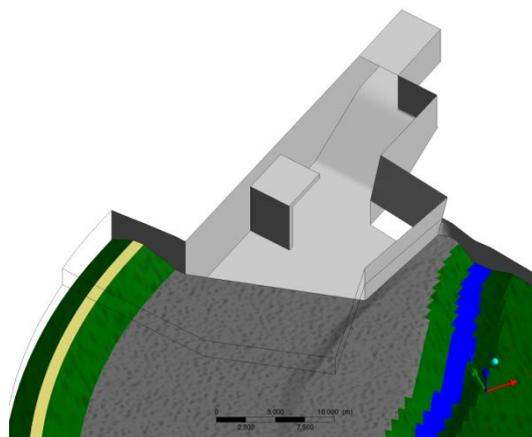
#### 4 Optimierung der Energieumwandlungsanlage

Die Variantenuntersuchung zur Optimierung der Tosbeckengestaltung wurde ausschließlich im numerischen Modell durchgeführt. Aufgrund der enormen

Überlastung des HWE-Tosbeckens und der großen Reserven des BA-Tosbeckens fiel die Wahl auf ein räumliches, verbundenes Tosbecken mit einer Prallwand zum Aufbrechen des Schussstrahls aus dem Ablaufstollen der HWE. In den Abbildungen 6 und 7 sind die Tosbeckengestaltungen der Ausgangsplanung und der Entwurfsvariante einander gegenübergestellt.

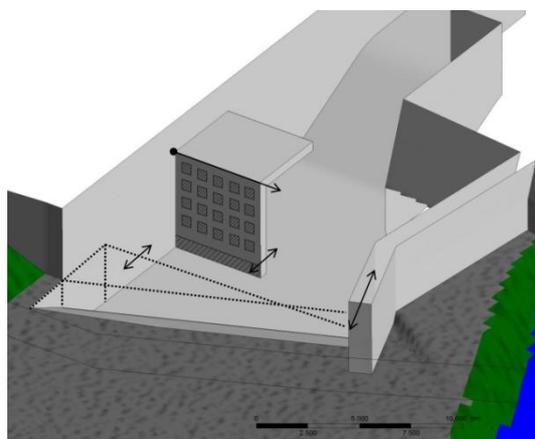


**Abbildung 6:** Ausgangsplanung

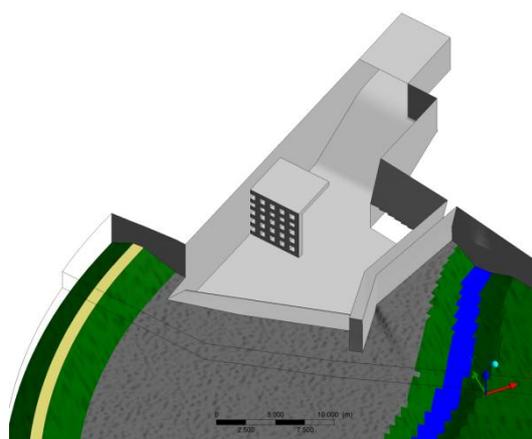


**Abbildung 7:** Entwurfsvariante

Bereits mit der Entwurfsvariante konnte eine signifikante Verbesserung des Abströmverhaltens aus dem Tosbecken gegenüber der Ausgangsplanung erreicht werden. Zur weiteren Optimierung des Entwurfs wurde eine Vielzahl von Parametern variiert (siehe Abbildung 8): Position und Breite der Prallwand, Durchlässigkeit der Prallwand durch Fenster oder einen bodennahen Schlitz, Position und Winkel der Endschwelle, Länge einer linksseitigen Leitwand im Tosbeckenanschluss, eine rampenförmig ausgeführte Endschwelle sowie Kombinationen der Einzelvarianten.



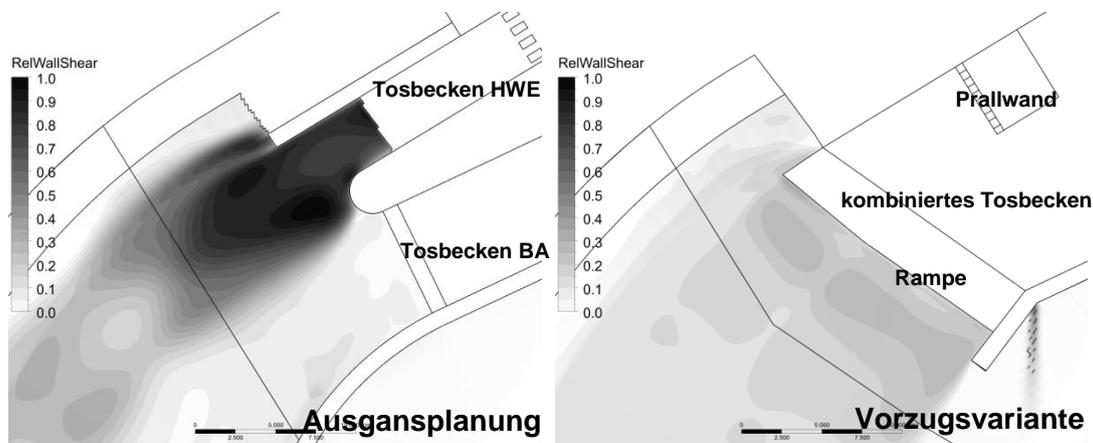
**Abbildung 8:** Parametervariation



**Abbildung 9:** Vorzugsvariante

Die Bewertung der insgesamt 23 untersuchten Varianten erfolgte anhand der maximalen Sohlschubspannung auf der Beruhigungsstrecke, die für die nötige

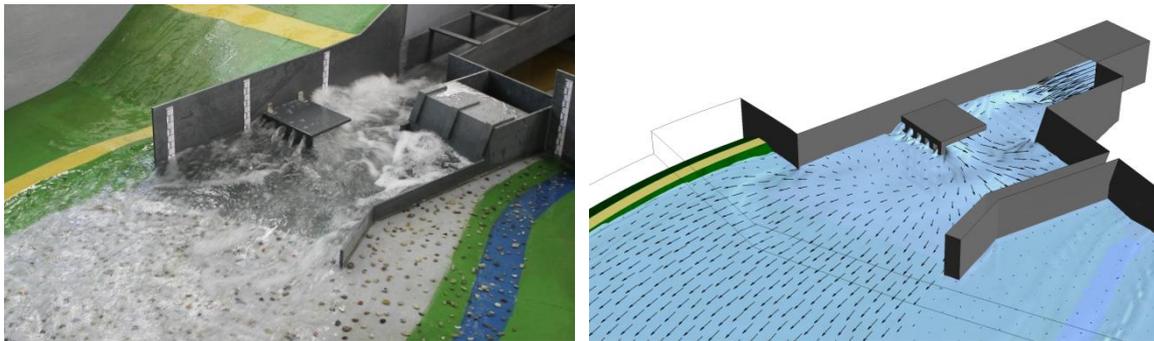
Befestigung ausschlaggebend ist. Als Vorzugsvariante mit den geringsten Sohlschubspannungen stellte sich die in Abbildung 9 gezeigte Tosbeckengestaltung heraus. Die gefensterte Prallwand in dem kombinierten Tosbecken bricht den Schussstrahl aus der HWE auf und bewirkt eine über der Breite gleichmäßige An- und Abströmung der Endschwelle. Eine Leitwand im Anschluss an die linke Seitenwand des Tosbeckens verhindert einen plötzlichen Abriss der Strömung. Durch die Auslauframpe unterhalb der Endschwelle wird eine sukzessive Beschleunigung des Volumenstromes beim Übergang vom Tosbecken auf die Beruhigungsstrecke erzielt, wodurch ein Fließwechsel im Nachbett ausbleibt und die maximalen Schubspannungen erheblich gesenkt werden. Außerdem ist die Funktionsfähigkeit der Anlage bei allen Lastfällen gewährleistet.



**Abbildung 10:** Relative Sohlschubspannungen im Nachbett bei  $BHQ_1$

Gegenüber der Ausgangsplanung konnten die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten auf der Beruhigungsstrecke etwa halbiert und die maximale Sohlschubspannung bei  $BHQ_1$  um 64 % gesenkt werden. In Abbildung 10 sind die Sohlschubspannungen bezogen auf den Maximalwert der Ausgangsplanung im Nachbett für beide Varianten gegenübergestellt.

Die in der numerischen Variantenuntersuchung gefundene Vorzugsvariante wurde schließlich im physikalischen Modell umgesetzt. Die Versuche zeigten wiederum sehr gute Übereinstimmungen (siehe Abbildung 11), womit die numerische Vorzugsvariante bestätigt werden konnte.



**Abbildung 11:** Strömungsverhalten der Vorzugsvariante bei  $BHQ_1$

## 5 Zusammenfassung

Bei physikalischen Versuchen zur Untersuchung der Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage eines Hochwasserrückhaltebeckens zeigten sich erhebliche Defizite bei der Tosbeckengestaltung der HWE. Daraufhin wurde ein numerisches Modell erstellt und anhand der physikalischen Ergebnisse kalibriert und validiert. Auf numerischem Wege erfolgte eine Optimierung der Tosbeckengestaltung, wobei 23 Einzelvarianten untersucht und bewertet wurden.

Die durch eine grundlegende Umgestaltung der Energieumwandlungsanlage gefundene Vorzugsvariante stellte eine erhebliche Verbesserung gegenüber der Ausgangsplanung dar. Eine ausreichende Energiedissipation im Tosbecken wird gewährleistet und durch eine Reduzierung der maximalen Sohlschubspannungen im Nachlauf werden eine rückschreitende Erosion und damit eine Beschädigung des Absperrdammes verhindert. Damit konnten die Vorteile einer zeit- und kosteneffizienten Optimierung im numerischen Modell und die Zuverlässigkeit der Ergebnisse von physikalischen Versuchen mithilfe des hybriden Modells ziel führend vereint werden.

**Unser Dank** gilt dem Betrieb Freiburger Mulde/Zschopau der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen für die Möglichkeit der Durchführung der Untersuchungen und die Freigabe für die Verwendung der Daten.

## 6 Literatur

- Aigner, D. (1999): Das Regenüberlaufbauwerk Dresden-Johannstadt, numerische und physikalische Modellversuche. Wasserbauliche Mitteilungen der Universität Dresden, Heft 17, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Dresden 1999.
- Buschmann, T.; Marlow, F.; Milke, H.; Sahlbach, T. (2012): Hybride Modellierung von Wasserbaulichen Anlagen. Tagungsband Wasserbau Symposium 2012, pp. 337-334, Verlag der TU Graz, Graz 2012.
- Speerli, J.; Stucki, A.; Herzog, B.; Bettler, M.; Semler, F. (2010): Vergleich von hydraulischen und numerischen Modellierungen am Beispiel des Hochwasserschutzprojektes Nidlaubach. Wasserbau in Bewegung ... von der Statik zur Dynamik, Technische Universität München, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt Wasserbau und Wasserwirtschaft, Nr. 124, München 2010.

Autoren:

Dipl.-Ing. Felix Marlow  
Dipl.-Ing. (FH) Tilo Buschmann  
Prof. Dr.-Ing. Hubertus Milke  
M.Sc. Dipl.-Ing. (FH) Tilo Sahlbach

Institut für Wasserbau und Siedlungswasserwirtschaft (IWS)  
an der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig  
Karl-Liebknecht-Str. 132  
04277 Leipzig

Tel.: +49 341 3076 7083  
Fax: +49 341 3076 6201  
E-Mail: marlow@iws.htwk-leipzig.de  
buschmann@iws.htwk-leipzig.de  
milke@iws.htwk-leipzig.de  
sahlbach@iws.htwk-leipzig.de

9

Edition  
expertSOFT

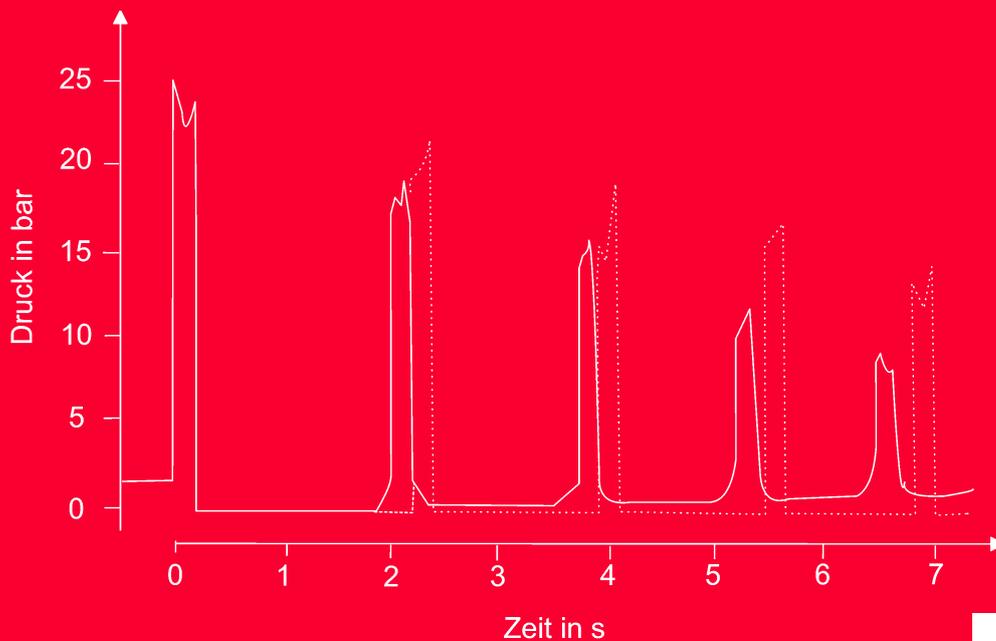
Hans-Burkhard Horlacher/Horst-Joachim Lüdecke

# Strömungsberechnung für Rohrsysteme

Berechnung stationärer und transienter Strömung in Rohrsystemen  
für Wasser, Abwasser, industrielle Flüssigkeiten und Gase.

Auslegung von Dämpfungsmaßnahmen  
gegen unzulässige dynamische Drücke. Mit PC-Übungsbeispielen

2., völlig neu bearbeitete und erweiterte Auflage



expert**verlag**®

Mit  
Internetanbindung



## **3D-Geoelektrik zur Erkundung des oberflächennahen Untergrundes**

Jakob Schwabe  
Dr. Reiner Scheibe

Bei der Erkundung des Baugrunds bzw. von Erdbauwerken kommen häufig geoelektrische Messungen zum Einsatz. Hiermit sind vor allem Aussagen zum Stoffbestand hinsichtlich der Abgrenzung rollig-bindig anhand des vom Feinkorngehalt beeinflussten spezifischen elektrischen Widerstandes möglich. Die inzwischen zum Standard entwickelten profilhaften 2D-Verfahren werden seit geraumer Zeit erfolgreich insbesondere bei der überblicksweisen Erkundung von Dämmen und Deichen eingesetzt. Der Anwendung der geoelektrischen 2D-Tomografie haftet jedoch der Nachteil an, dass die verwendeten Algorithmen für die Auswertung (sog. Inversion) von einer in die dritte Dimension senkrecht zur Schnittebene konstanten Untergrundmodell ausgehen. Somit können die Ergebnisse über 3D-Strukturen verzerrt bzw. Körper mit geringer Ausdehnung senkrecht zur Schnittebene nicht hinreichend deutlich abgebildet werden. Sind primär räumlich eng begrenzte, kompakte Strukturen von Interesse, ist eine dreidimensionale Methodik erforderlich, welche die Widerstandsverteilung in einem ganzen Volumen gleichzeitig berücksichtigt (3D-Geoelektrik). Die 3D-Geoelektrik eignet sich daher bevorzugt für hochauflösende Detailerkundungen in Verdachtsbereichen, Erkundung kleinräumiger, eng begrenzter Körper (Hohlräume, Einbauten) sowie Objekte mit starker Topografie (Deichflanken etc.).

### **1 Einführung**

Beim Bau von Talsperren und sonstigen Anlagen wie Speicherbecken, Dämmen und Deichen ist eine genaue Kenntnis der Untergrundbeschaffenheit unabdingbar. Dies gilt nicht nur für die Errichtung der Bauwerke selbst, sondern ist insbesondere für die Bewertung der hydrologischen Verhältnisse erforderlich. Direkte Aufschlüsse wie z.B. Bohrungen liefern hierfür sichere Aussagen zum Stoffbestand, können als punktuelle Stichproben jedoch keine Aussagen über die Kontinuität der Bodenschichten und den allgemeinen Strukturgehalt liefern. Für das Schließen der Informationslücken zwischen direkten Aufschlüssen können zerstörungsfreie geophysikalische Erkundungsmethoden eingesetzt werden.

Bei der Erkundung des Baugrunds bzw. von Bestandsbauwerken kommen inzwischen häufig geoelektrische Messungen zum Einsatz. Hiermit sind vor allem

Aussagen zum Stoffbestand hinsichtlich der Abgrenzung rollig-bindig möglich, weil der spezifische elektrische Widerstand in Lockersedimenten stark vom Feinkorngehalt beeinflusst wird. Auf Grund der großen inneren Oberfläche von Tonmineralen ist deren Leitfähigkeit besonders groß, so dass hier niedrige Widerstandswerte (typ. unterhalb von ca.  $50 \Omega \cdot m$ ) entstehen, welche sich von denen rolliger Bildungen hinreichend unterscheiden. Gleichmaßen können anhand des elektrischen Widerstandes strukturelle Aussagen zur Festgesteinsoberfläche, Verwitterungszonen sowie zu Objekten wie Hohlräumen und Einbauten getroffen werden.

## 2 Methodik

### 2.1 Ausgangspunkt 2D-Geoelektrik

Aufgrund der fortschreitenden technischen Entwicklung und Verbreitung von Multielektrodensystemen werden geoelektrische Messungen bei ingenieurgeophysikalischen Erkundungen zumeist als sog. Sondierungskartierung (2D-Widerstandstomografie) durchgeführt. Multielektrodensysteme bestehen aus einer großen Menge Elektroden, die über einen Kabelbaum mit dem Messgerät verbunden sind. Üblich sind gegenwärtig Elektrodenanzahlen zwischen 50 und 150 Elektroden. Mit den einmal aufgestellten Elektroden werden vom Messgerät automatisch die für die gewählte Messanordnung notwendigen Elektrodenkombinationen nacheinander ausgewählt und entsprechende Widerstandswerte gemessen. Aus den dabei erhaltenen Widerstandsmesswerten muss das zugrunde liegende Widerstandsmodell (Widerstandsschnitt) im Rahmen der Auswertung rekonstruiert werden. Dieser als Inversionsrechnung bezeichnete Prozess erfolgt computergestützt und basiert auf der iterativen Suche eines die Messdaten bestmöglich erklärenden Widerstandsmodells. Hierbei finden physikalische Grundannahmen Berücksichtigung, so wird z. B. bei einem zweidimensionalen Ansatz von einem senkrecht zur Schnittebene konstanten Untergrundmodell ausgegangen.

Gegenwärtig sind profilhafte 2D-Verfahren zum Quasistandard entwickelt und werden seit geraumer Zeit erfolgreich bei hydrologischen Fragestellungen und insbesondere bei der überblicksweisen Erkundung von Dämmen und Deichen eingesetzt. Die 2D-Verfahren liefern Widerstands-Tiefenschnitte (Vertikalschnitte) entlang der Messachse. Nach Vermessung mehrerer paralleler Profile können aus den erhaltenen Vertikalschnitten näherungsweise Horizontalschnitte zur Ableitung flächenbezogener Aussagen berechnet werden.

## 2.2 3D-Geoelektrik

Die Anwendung von 2D-Verfahren auf die unbestreitbar dreidimensionale Realität hat allerdings insbesondere bei der Geoelektrik einige Nachteile. Davon abgesehen, dass ein 2D-Profilsschnitt prinzipiell keine 3D-Verteilung beschreiben kann, stimmt das Ergebnis einer 2D-Geoelektrik-Messung über einer 3D-Struktur nicht zwangsweise mit einem realen Schnitt entlang dieses Profils überein. Aufgrund der zur Profilachse radialsymmetrischen Empfindlichkeit linearer Anordnungen wird das Ergebnis auch von Strukturen beeinflusst, die neben dem Profil liegen. Dieser Einfluss kann von den 2D-Inversionsverfahren naturgemäß nicht berücksichtigt werden, da sie von einer senkrecht zur Profilebene konstanten Struktur ausgehen. Auch können Körper mit geringer Ausdehnung senkrecht zur Schnittebene, wie z.B. Hohlräume, nicht hinreichend deutlich abgebildet werden, da ihr Messeffekt bei Betrachtung als 2D-Körper zu schwach gewichtet wird. Beide Probleme bleiben auch bei der Erkundung dreidimensionaler Strukturen mit mehreren Parallelprofilen und profilweiser 2D-Inversion (sog. 2,5 D-Verfahren) bestehen.

Zur korrekten Abbildung von 3D-Strukturen sind daher Inversionsverfahren notwendig, welche die Widerstandsverteilung nicht nur in einer Ebene, sondern in einem ganzen Volumen berücksichtigen und modellieren. Im Ergebnis entsteht eine entsprechende echte 3D-Verteilung (Volumendaten) des spezifischen Widerstandes. Als Eingangsdaten sind dann auch entsprechend flächenhaft verteilte Messwerte notwendig. Diese können in Form von mehreren Parallelprofilen, idealerweise direkt mit flächenhaften Elektrodenanordnungen (mit Beschränkung auf kleine Flächen) gewonnen werden.

Die Methodik der 3D-Geoelektrik eignet sich daher bevorzugt für hochauflösende Detailerkundungen in Verdachtsbereichen, Erkundung kleinräumiger, eng begrenzter Körper (Hohlräume, Einbauten) sowie Objekte mit starker Topografie (Deichflanken etc.).

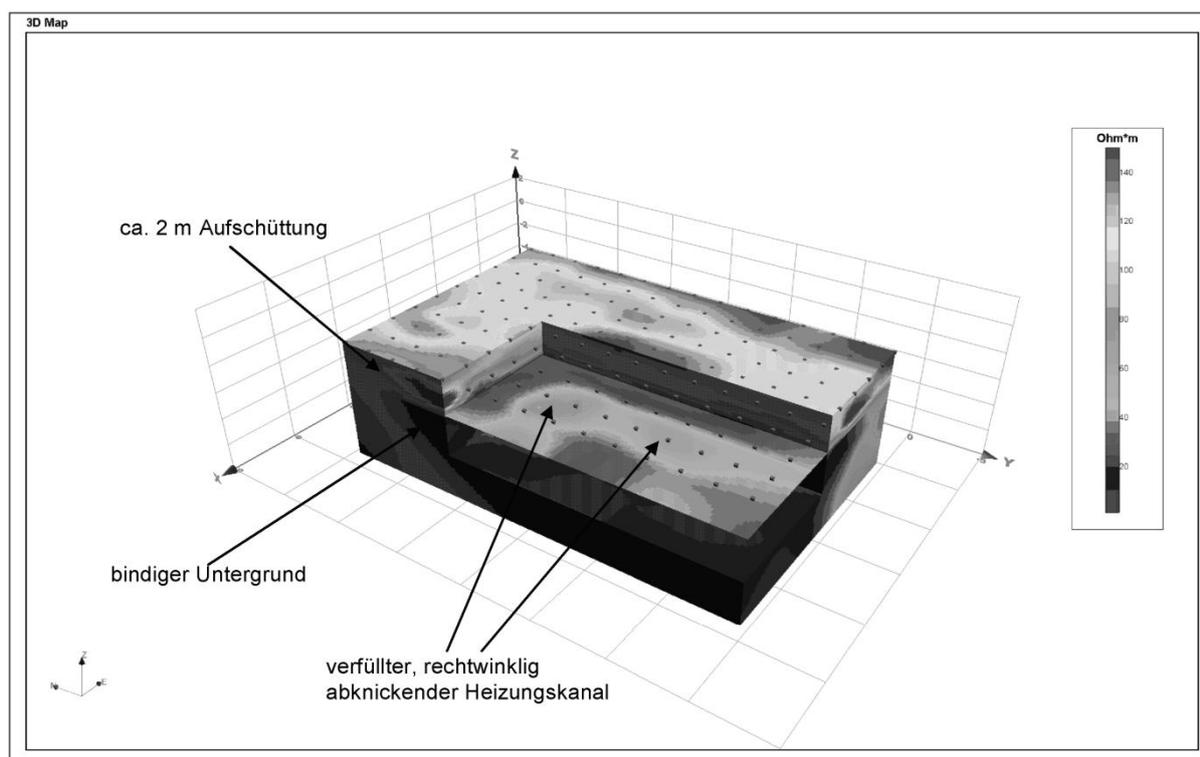
## 3 Beispiele

Im Folgenden werden 3 Messbeispiele für dreidimensionale geoelektrische Erkundungen mit verschiedenen Anwendungsfällen gezeigt.

### 3.1 Beispiel 1 – Erkundung eines verfüllten Gangbauwerkes

Im Rahmen einer Baufeldvorbereitung wurden alte begehbare unterirdische Heizungstunnel abgebrochen und mit dem Abbruchmaterial verfüllt. Anschließend wurden ca. 2 m Kies-Sand-Gemisch auf den sehr bindigen und durchfeuchteten

Mutterboden aufgebracht. Die Möglichkeit einer nachträglichen Ortung eines dieser Heizungskanäle sollte u. A. mittels 3D-Geoelektrik untersucht werden. Die kompakte Struktur und der geringe Materialkontrast des verfüllten Tunnels stellen neben der Abbildung der Schichtung eine Herausforderung für geoelektrische Verfahren dar. Die Messung der 18 m x 38 m großen Fläche erfolgte mit einem 10x15-Raster mit 2 m Elektrodenabstand.

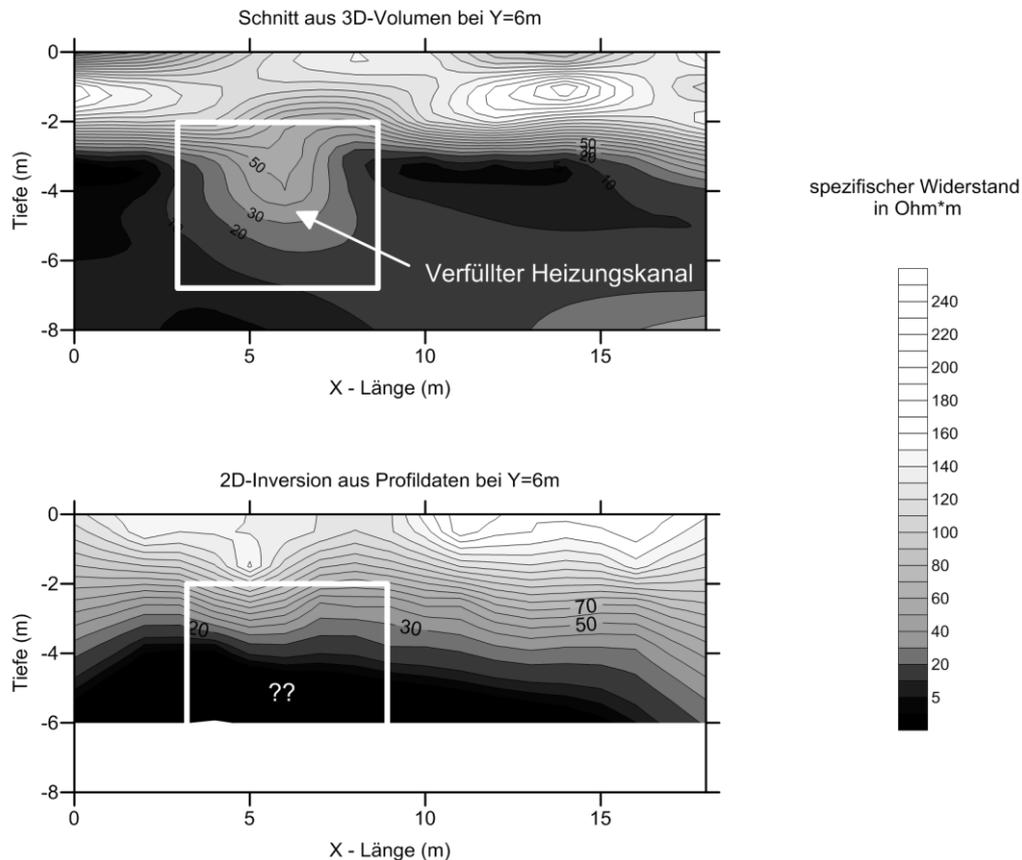


**Abbildung 1:** Ergebnis einer 3D-Messung zur Erkundung eines abgebrochenen und teilverfüllten Heizungskanals (3D-Blockbild). Der Kanal bildet sich als lage- und formrichtiges Widerstandsmaximum ab.

Die 3D-Inversion liefert ein deutliches lagerichtiges Abbild des rechtwinklig abbiegenden Kanals (Abb. 1). Die Abgrenzung des aufgeschütteten Materials zum darunter liegenden bindigen Mutterboden mit sehr niedrigen Widerständen gelingt bis auf die Randeffekte an den Ecken hervorragend.

Eine vergleichende 2D-Auswertung von aus den Messdaten extrahierten 2D-Linien konnte den Kanal erwartungsgemäß nicht abbilden. Die Abbildung 2 zeigt exemplarisch einen Vergleich zwischen 3D- und 2D-Inversion an einem Schnitt, welcher bei  $Y = 6$  m senkrecht über den verfüllten Heizungskanal verläuft. Das Ergebnis der 3D-Inversion (oben) zeigt sowohl den Zweischnittfall (Urgelände / Auffüllung) als auch die verfüllte Hohlform des verbrochenen Hei-

zungskanals deutlich. Das Ergebnis der 2D-Inversion aus Profildaten (unten) gibt lediglich die generelle Schichtung wieder; ein Hinweis auf die verfüllte Struktur besteht nicht. Diese Beispiel zeigt eindrucksvoll den Vorteil der 3D-Methodik bei der Erkundung von kleinräumigen, eng begrenzten Objekten.

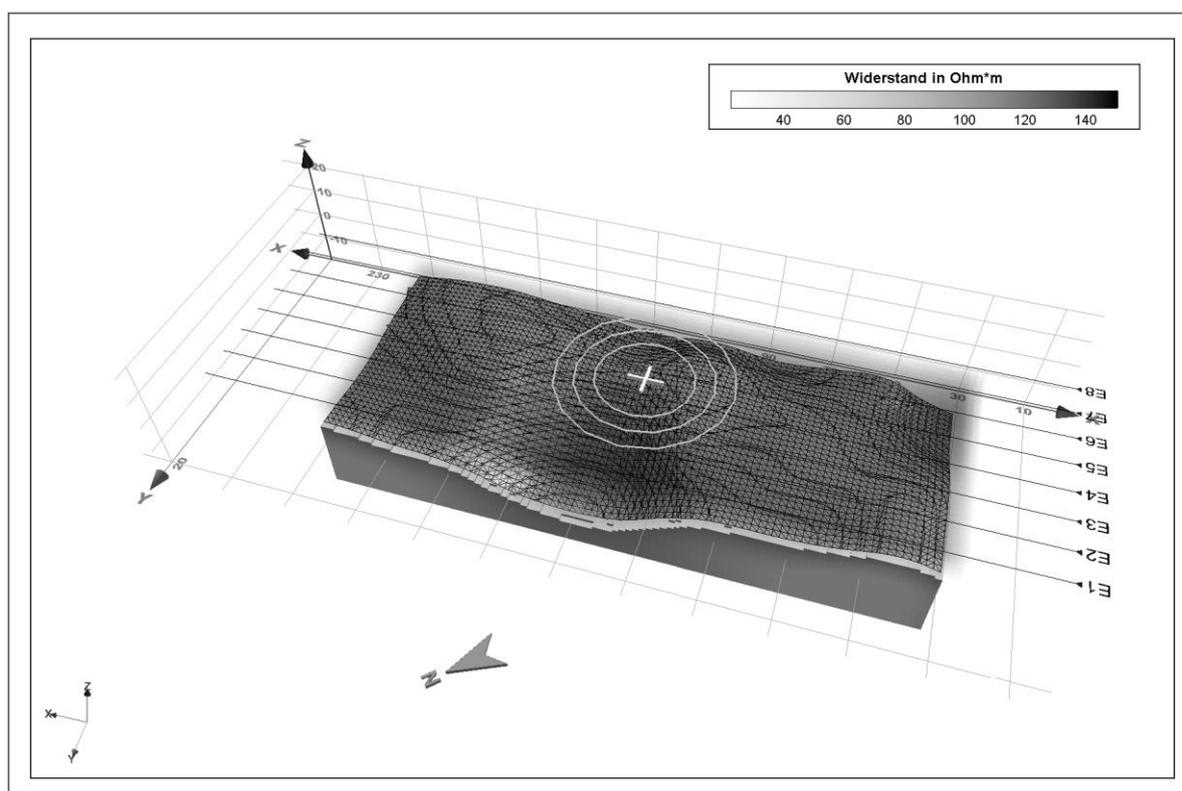


**Abbildung 2:** Vergleich der Ergebnisse von 3D-Auswertung (oben) und 2D-Auswertung (unten) für einen Vertikalschnitt über den verfüllten Kanal (vgl. Abbildung 1). Eine deutliche Indikation des Kanals entsteht nur bei der 3D-Inversion.

### 3.2 Beispiel 2 – Erkundung der Festgesteinsoberfläche

Zur Erkundung des Festgesteinsreliefs und potentieller karstbedingter Lagerungsstörungen (z. B. fossile Erdfälle) wurde eine Baugrundfläche mit 8 parallelen Profilen mit jeweils 244 m Länge und einem gegenseitigen Abstand von 20 m geoelektrisch vermessen. Angesichts der Größe der Messfläche (244 m x 140 m) war eine gleichzeitige flächige Elektrodenanordnung nicht mehr effizient, daher wurden die Daten feldseitig zunächst als 2D-Profile aufgenommen. Die regelmäßige flächige Belegung erlaubt jedoch eine nachträgliche 3D-Inversion ohne zusätzlichen Aufwand bei den Feldmessungen.

Das Ergebnis der 3D-Inversion (Abbildung 3) zeigt einen Zweischichtfall, welcher aus einer ca. 10 m mächtigen niederohmigen Bedeckung aus Zersatzmaterial und dem darunter liegenden unverwitterten Gestein mit höheren Widerständen besteht. Die aus den Daten extrahierte Grenzfläche (ca. bei  $65 \Omega\cdot\text{m}$ ) enthält eine markante, näherungsweise kreisrunde Depression, welche auf eine entsprechende Einsenkung der Festgesteinsoberfläche hindeutet. Für das im Zentrum der Messfläche geplante Bauwerk war in der Folge eine Überarbeitung der Gründungsempfehlung erforderlich.



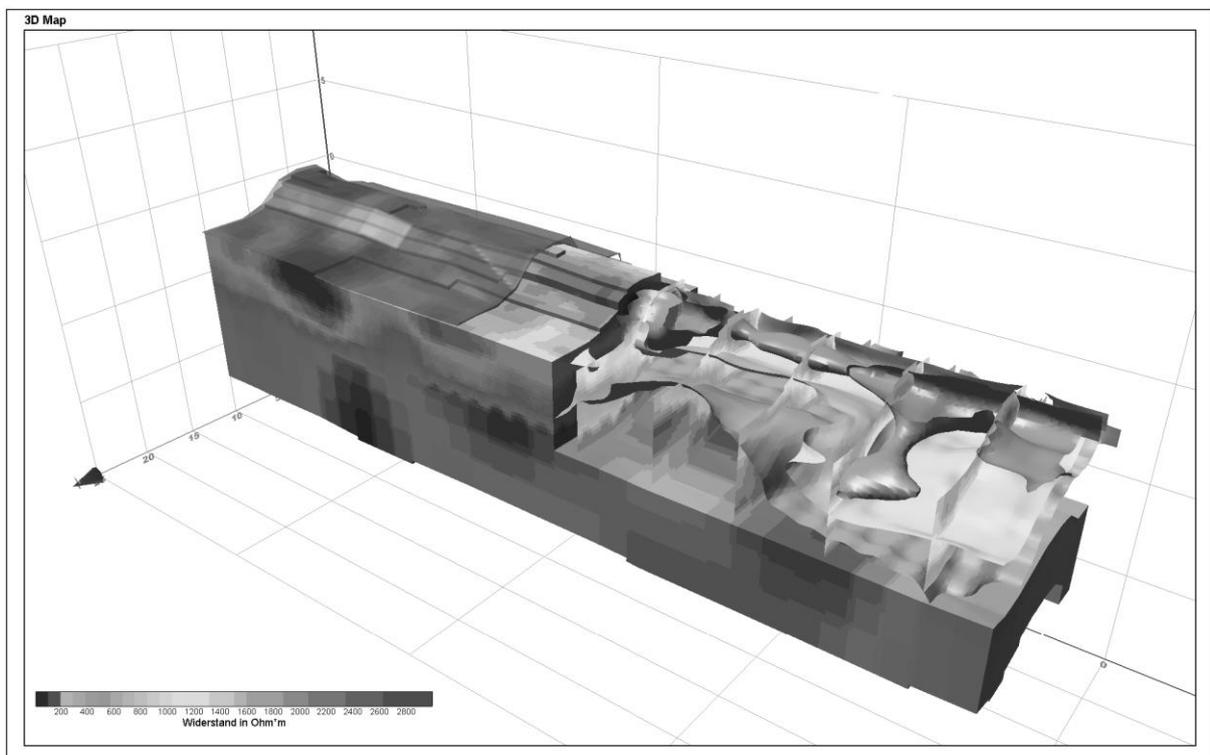
**Abbildung 3:** Relief der Festgesteinsoberfläche in einem 3D-Widerstandsbild (Isofläche  $65 \Omega\cdot\text{m}$ ). Die markante Einsenkung im Bereich des geplanten Bauwerks (Kreise) deutet auf eine verfüllte Erdfallstruktur hin und machte weitere Untersuchungen zur Standsicherheit erforderlich.

### 3.3 Beispiel 3 – Deicherkundung

Ein weiterer Vorteil der 3D-Geoelektrik gegenüber dem 2D-Verfahren ist die Möglichkeit, den Einfluss des Oberflächenreliefs vollständig zu berücksichtigen. Der Reliefeffekt kann bei 2D-Profilen naturgemäß nur entlang der Profilachse kompensiert werden, während der Störeinfluss von Reliefelementen neben dem Profil unkorrigiert bleibt. Dies ist insbesondere bei markanten Geländestufen

wie Böschungen an Deich- und Dammbauwerken eine systematische Fehlerquelle bei der geoelektrischen Erkundung.

Ein Beispiel für ein dreidimensionales geoelektrisches Abbild eines Deiches wird in Abbildung 4 gegeben. Die Messdaten wurden in diesem Fall durch eine flächenhafte Anordnung aus 150 Elektroden gewonnen, welche während des Messfortschrittes mehrfach versetzt wurde. Auf diese Weise konnte ein Datensatz mit 350 Elektrodenpositionen für eine Fläche von 18 m x 68 m gewonnen werden. Die 3D-Inversion erfolgte unter Berücksichtigung der Geländehöhen. Das Ergebnis erlaubt eine zusammenhängende räumliche Betrachtung der Strukturen im Inneren des Deichkörpers.



**Abbildung 4:** 3D-Widerstandsbild eines Deiches. Mit der interaktiven Wahl von Schnitten, Transparenzen und Isoflächen kann die innere Struktur des Deiches visualisiert werden.

## Autoren:

Dipl.-Geophys. Jakob Schwabe

Geophysik GGD mbH  
Ehrensteinstraße 33  
04105 LeipzigTel.: +49 341 58 313 42  
Fax: +49 341 58 313 33  
E-Mail: schwabe@geophysik-ggd.com

Dipl.-Geophys. Dr. Reiner Scheibe

Geophysik GGD mbH  
Ehrensteinstraße 33  
04105 LeipzigTel.: +49 341 58 313 15  
Fax: +49 341 58 313 33  
E-Mail: scheibe@geophysik-ggd.com

## **Beeinflussung des Geschiebetriebes durch Geschiebestausperren auf regulierte Unterlaufgerinne mit Hilfe von Berechnungen und 1D Abflusssimulationsmodellen**

Gerald Jäger und Markus Moser

In vielen Wildbächen, aber auch im Flussbau wurden in den vergangenen Jahrzehnten Geschiebestausperren bzw. Retentionsbauwerke errichtet, mit dem Ziel, den unerwünschten Geschiebetransport in den regulierten Unterlaufstrecken zu minimieren. Durch das fehlende Geschiebe wurden jedoch diese Unterlaufstrecken bei zahlreichen Hochwässern ausschließlich durch die "Kraft des Wassers" massiv in Mitleidenschaft gezogen und durch Ufer- bzw. Sohlerosionen stark beschädigt. In neuerer Zeit werden nun Überlegungen angestellt, diese "geschlossenen Systeme" durch das Öffnen von Sperren in "offene Systeme" umzuwandeln, um das Geschiebedefizit in Unterlaufstrecken ausgleichen zu können.

Anhand des Beispiels "Bizauerbach" versuchte man durch Berechnungen (profilweiser Ansatz) und Modellierungen (Sedimenttransport durch die Simulationssoftware TomSED) den Geschiebetransport während eines Hochwasserereignisses zu berechnen.

Das Unterlaufgerinne des Bizauerbaches wurde in den letzten Jahren durch den Siedlungsbereich der Gemeinde Bizau und Reuthe, hochwassersicher ausgebaut. Das Gerinnegefälle beträgt in diesem Bereich etwa 1 bis 3,5 %. Bei größeren Hochwasserereignissen wurde jedoch immer wieder die Sohle im künstlichen Gerinne zwischen Bizau und Reuthe hinter den Grundschwellen zum Teil massiv erodiert. Die massiven Kolkerscheinungen hinter den Grundschwellen wurden zum Teil damit erklärt, dass der Geschiebetransport aus dem bewaldeten Abschnitt des Mittellaufes des Bizauerbaches durch die vier Geschieberückhaltesperren praktisch vollständig unterbunden ist.

Mit Hilfe der Berechnungen (profilweiser Ansatz) und Modellierungen (Sedimenttransport durch die Simulationssoftware TomSED) konnte festgestellt werden, dass bei einer Öffnung der ersten Geschiebestausperre (Umbau in eine krongefällige Balkensperre) rund 7.000 m<sup>3</sup> Geschiebe während eines Hochwasserereignisses transportiert werden kann.

Sediment catchment dams and retention structures have over the past decades not only been built in many torrents, but have also been employed in river engineering projects. The aim of such structures is to minimize unwanted sediment transport in the lower reaches of a regulated stream of flowing water. As a result of this missing sediment component, however, the lower reaches of such waters are, during numerous flooding events, greatly affected by the power of the water alone, leading to erosion of the lateral banks as well as the bed. Thought has recently been given to transforming such "closed systems" into "open systems" by opening sediment retention structures in order to offset the downstream sediment deficit.

Using section-wise calculations and modelling (sediment transport with the simulation software package), the sediment transport capacity during a flooding event was determined using the example of the "Bizauerbach".

The lower reaches of the Bizaubach, which flow through the residential areas of the towns of Bizau and Reuthe, has been over the past few years been regulated to protect the aforementioned towns from flooding events. The channel slope in these lower reaches amount to roughly 1 to 3,5 %. However, during larger flooding events the bed of the regulated channel between Bizau and Reuthe was time and again prone to erosion behind the low overfalls, in part, to a massive degree. The substantial formation of scour holes behind the low overfalls may partly be explained by the fact that sediment transport from the forested middle reaches of the torrent has practically been completely inhibited by the four sediment catchment dams.

With the aid of section-wise calculations and modelling (sediment transport with simulation software TomSED), it was determined, for the case of the first sediment catchment dam being opened (specifically: it's being reconstructed as an open slit dam), that up to 7,000 m<sup>3</sup> of sediment could as a result be transported during a flooding event.

Stichworte: Geschiebetransportmodelle, Bemessungsstrategien

## 1 Einleitung

Während größerer Hochwasserereignisse in den Jahren 1995, 1999, 2000 und 2005 ist es im Unterlaufgerinne des Bizauerbaches im Ortsteil von Reuthe zu massiven Überschwemmungen gekommen. Bei den Ereignissen wurde auch die Sohle im künstlichen Gerinne zwischen Bizau und Reuthe hinter den Querschwellen zum Teil massiv erodiert.

## 2 Problemstellung

Die massiven Kolkerscheinungen hinter den Querschwellen werden zum Teil damit erklärt, dass der Geschiebetransport aus dem bewaldeten Abschnitt des Bizauer Baches durch die drei Geschieberückhaltesperren praktisch vollständig unterbunden ist. Es stellen sich daher folgende Hauptfragen:

- Inwieweit können die Kolkzonen durch eine (eventuell teilweise oder schrittweise) Öffnung der Geschieberückhaltesperren wieder aufgefüllt und damit das künstliche Gerinne wieder stabilisiert werden?
- Besteht bei einer Öffnung der Geschieberückhaltesperren die Gefahr, dass es zu unerwünschten Auflandungen im künstlichen Gerinne und damit zu einer Erhöhung der Hochwassergefahr kommt, und falls ja wo?

## 3 Zielsetzung

Die Linienführung des künstlichen Gerinnes („Kanal“) ist durch ein definiertes Querprofil vorgegeben. Mit Hilfe der Berechnungen (profilweiser Ansatz) und Modellierungen (Sedimenttransport durch die Simulationssoftware TomSED) sollte festgestellt werden, ob eine (teilweise) Öffnung der Geschieberückhaltesperren zur Stabilisierung der Kolkzonen sinnvoll ist. Dabei ist davon auszugehen, dass eine eventuelle Geschiebezufuhr aus dem oberen Bereich recht dosiert erfolgen sollte, da Auflandungen bei einem solchen „aktiven“ Eingriff auf jeden Fall vermieden werden müssen.

## 4 Verbauungszustand

Im Bizauerbach gelangten im Mittel- und Oberlauf 1 Sortierwerk in bewehrtem Rüttelbeton mit Stahlverschlussbalken (hm 60,82) und 1 Geschiebestausperre (hm 59,75) in armiertem Rüttelbeton mit Zyklopenmauerung und Granitkrone, zur Ausführung. Weiters befindet sich noch eine Stausperre aus dem Jahre 1906

in diesem Bachabschnitt (hm 45,36), die jedoch schon größere Schäden aufweist. Alle drei Sperren verfügen über größere Retentionsräume. Im Zuge der Unterlaufverbauung zwischen hm 0,00 und 38,00 wurde ebenfalls eine Geschiebestausperre bei hm 38,00 mit Granitkrone errichtet. In dieser neu erbauten Regulierungsstrecke befinden sich außerdem 68 Sohlgurte bzw. Zwischensohlgurte.



**Abbildung 1:** Geschiebestausperre bei hm 38,00 mit Retentionsraum und Regulierungsstrecke im Bereich der Ortschaft Reuthe bei hm 7,00

## 5 Ereignisanalyse

Die Grundlagen zur Rückrechnung der Ereignisse lieferte eine Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse. Die Ereignisdokumentation enthielt die Bereitstellung von Niederschlagsdaten, die Kartierung von Anschlaglinien unmittelbar nach den Ereignissen vom 21.05.1999 und vom 22. auf den 23. August 2005, die Darstellung der maßgeblichen Transportprozesse, die Erfassung der hydraulisch relevanten Parameter, sowie sedimentologische Analysen (Linienzahlanalysen) zur Ermittlung maßgeblicher Geschiebefraktionen. Die Ereignisanalyse umfasste die Rekonstruktion des Gebietsniederschlags, die Bestimmung bzw. Rückrechnung des aufgetretenen Spitzenabflusses an ausgewählten Profilstandorten und die Ableitung eines Hydrographen an aus wildbachtechnischer Sicht erforderlichen Standpunkten mit einem Niederschlags-/Abflussmodell (N/A-Modell).

## 6 Methode

Mit Hilfe der detaillierten Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse der Ereignisse vom 21.05.1999 und vom 22. auf den 23. August 2005 wurden die Grundlagen für die hydraulischen Simulationen ermittelt. Mit Hilfe der Berechnungen (profilweiser Ansatz) und Modellierungen (Sedimenttransport durch die Simulationssoftware TomSED) wurde ermittelt, ob es bei einer Öffnung der Ge-

schieberückhaltesperre bei hm 38,00 zu unerwünschten Auflandungen im künstlichen Gerinne und damit zu einer Erhöhung der Hochwassergefahr kommt, und falls ja wo? Sollte es zu keinen Auflandungen kommen, wurde durch weitere Berechnungen und Modellierungen aufgezeigt, wieviel Geschiebe während eines Hochwasserereignisses durch das Regelprofil transportiert werden kann.

## **7 Simulation mit TomSED zur Ermittlung von unerwünschten Auflandungen**

Tomsed steht für Torrential Model for Sediment Transport und kann vor allem für die Berechnung des Geschiebetransportes in steilen Gerinnen angewendet werden.

Die Simulationen (siehe Abbildung 3) zeigen deutlich, dass grundsätzlich das Geschiebe bis zur Abflussspitze ohne Anlandungen durchtransportiert wird. Die ablaufende Hochwasserwelle zeigt aber in den Abschnitten zwischen hm 8,00 und hm 12,5 Anlandungen von bis zu 0,8 m. Die Anschlaglinie wird durch dieses Geschiebe nicht gravierend erhöht, da in der ablaufenden Hochwasserwelle die Wassermenge kontinuierlich abnimmt. In diesem Bereich befindet sich auch ein geringer Knick im Längsprofil (Wechselsprung) und muss nach jedem Hochwasserereignis begutachtet werden, ob eine Materialentnahme in diesem Bereich zu erfolgen hat.

## **8 Transportierbare Feststoffmenge**

### **8.1 Profilweiser Ansatz**

Grundlage ist der gegebene Abfluss.

Das Berechnungsverfahren setzt ein quasi-stationäres, also bezogen auf den Betrachtungsabschnitt gleichförmiges Abflussverhalten, bei dem das Wasserspiegelgefälle dem Sohlgefälle entspricht, einen regelmäßigen Querschnitt und unbeschränkte Feststoffbereitstellung voraus.

Bei der profilweisen Berechnung sind der Abflussquerschnitt und die Abflusstiefe bekannt, und es wird der entsprechende Reinwasserabfluss sowie die Feststofftransportrate berechnet. Weiters kann eine Mobilisierung von Geschiebematerial miteinbezogen werden.

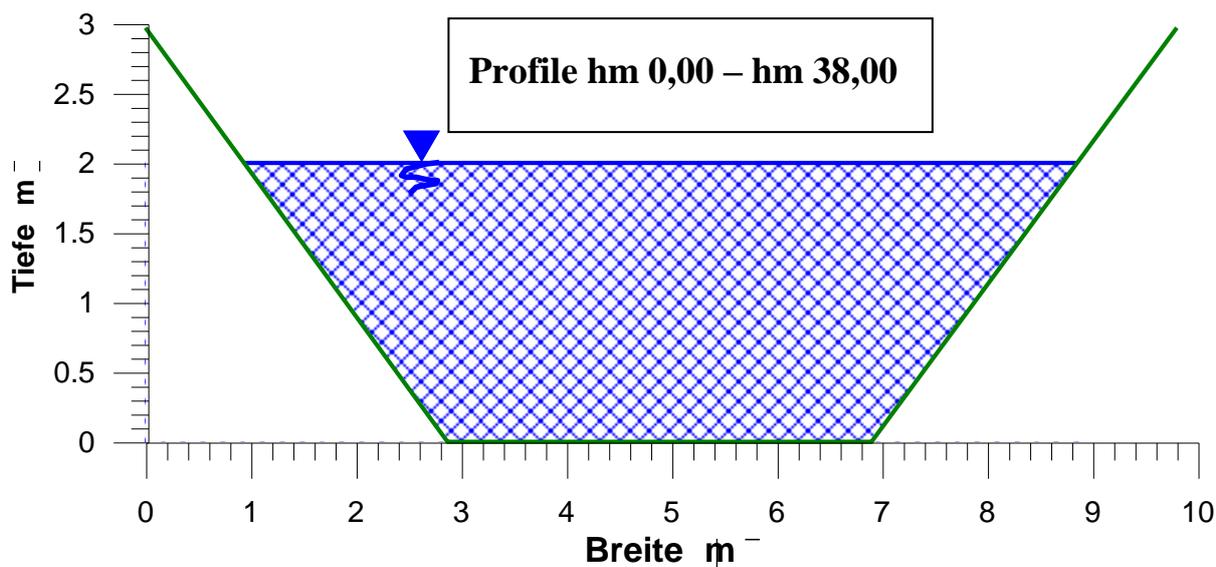


Abbildung 2: Durchflussprofil Bizauerbach des Ausbaugerinnes zwischen hm 0,00 – 38,00

### 8.1.1 Ergebnis

Das Gerinne weist ein einheitliches Querschnittsprofil auf, wobei es ausreichend dimensioniert wurde, um das HQ<sub>150</sub> schadlos abzutransportieren. Auch hier wurde für alle weiteren Berechnungen der Abfluss der Hochwasserereignisse verwendet.

Die Tabelle (Tabelle 1) zeigt die maximal transportierbare Feststoffmenge sowohl für 1 m Gerinnebreite, als auch über das Profil verteilt nach unterschiedlichen Formelansätzen. Dabei ist sehr deutlich zu sehen, dass alle gut übereinstimmen. Bei der ereignisbezogenen Feststofftransportrate wird für einen Homogenbereich und eine Abflussganglinie die zugehörige Feststofftransportganglinie berechnet.

RICKENMANN	SMART & JÄGGI	SMART & JÄGGI	RICKENMANN
$q_b = 0,016 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$	$q_b = 0,014 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$	$q_b = 0,015 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$	$q_b = 0,017 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$
$Q_b = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_b = 0,10 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_b = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_b = 0,12 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabelle 1: Maximal transportierbare Feststoffmenge durch das Gerinne

Über ein Hochwasserereignis wie 1999 oder 2005 könnten somit bei konstantem Gefälle und regelmäßigem Querschnittsprofil 7000 m<sup>3</sup> an Geschiebe durch das Gerinne transportiert werden.

### 8.2 Simulationssoftware TomSED

Die Geschiebefrachten, die während eines Hochwasserereignisses durch das Gerinne transportiert werden können, wurden ebenfalls mit dem Simulationsmodell TomSED ermittelt.

## 8.2.1 Ergebnisse

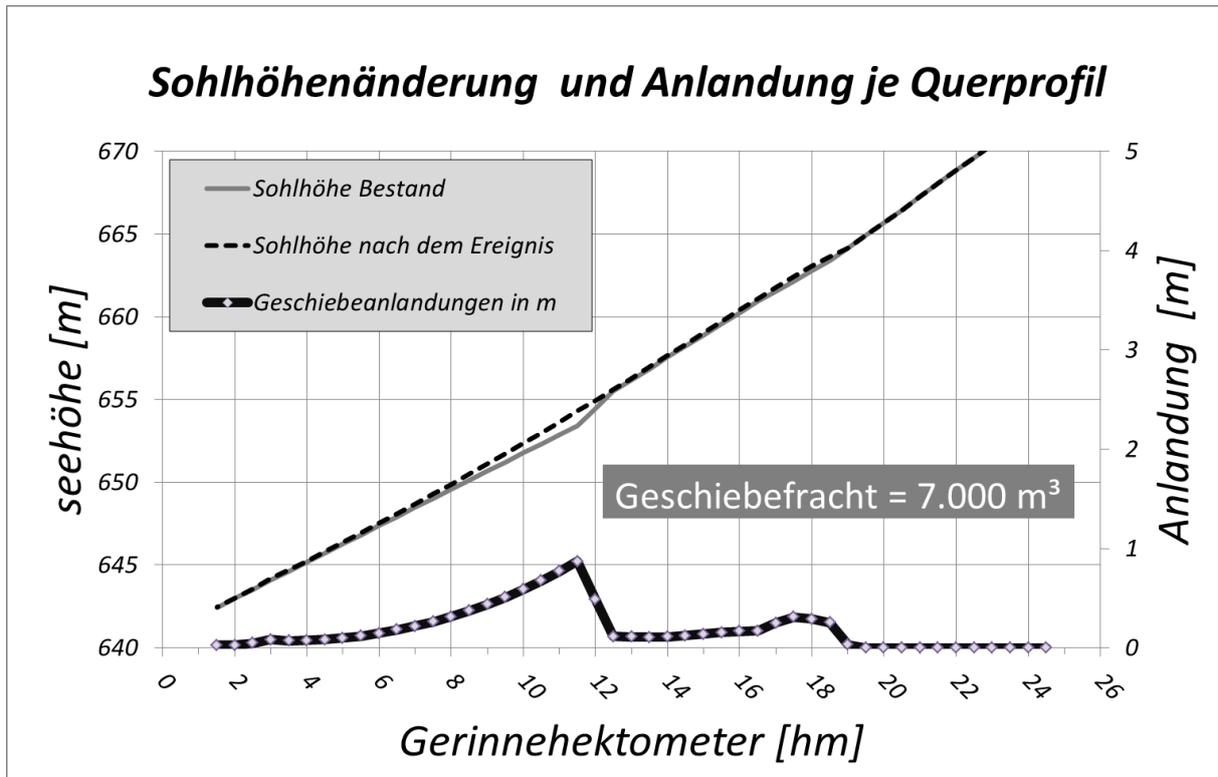


Abbildung 3: Geschiebeanlandungen je Querprofil

Auch mit dem Simulationsmodell TomSED wird ein Sediment- bzw. Geschiebetransport von 7000 m<sup>3</sup> ermittelt, der während eines Hochwasserereignisses durch das vorhandene Gerinne transportiert werden kann.

## 9 Schlussfolgerung

Es erfolgte im Jahr 2011 ein Umbau der kronengeschlossenen Geschiebestausperre in eine Balkensperre (Abbildung 4), damit im Mittelwasserfall oder auch zu Zeiten der Schneeschmelze das bestehende Geschiebedefizit im Unterlaufgerinne ausgeglichen werden kann.

Der Umbau zeigte schon im ersten Jahr, dass die massiven Kolkerscheinungen hinter den Grundschwellen sich mit Geschiebe und Sedimenten verfüllten und dass das regulierte Gerinne wieder an Stabilität zunimmt.



**Abbildung 4:** Umbau der Geschiebestausperre bei hm 38,00 in eine Balkensperre

## 10 Literatur

- BEZIRKSHAUPTMANNSCHAFT BREGENZ (2003): Aktenvermerk; Zahl: BHBR-II-3101-2003/0018
- ETALP (2004): Gesamtheitliche Erfassung und Bewertung von Erosions- und Transportvorgängen in Wildbacheinzugsgebieten (Lebensministerium und WLW)
- FEHR, R. (1987): Geschiebeanalysen in Gebirgsflüssen; Umrechnung und Vergleich von verschiedenen Analyseverfahren; Mitteilungen Nr.92 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Zürich
- FORSTTECHNISCHER DIENST FÜR WILDBACH- UND LAWINENVERBAUUNG – GEBIETSBAULEITUNG BREGENZ (WLW 2002): Bizauerbach, Verbauungsprojekt 2002, Technischer Bericht
- FRIEDL K.; CHIARI M.: TomSed, A one dimensional bedload transport model for steep slopes; Manual TomSed, 8. März 2011
- HD- VORARLBERG (2003): Amt der Vorarlberger Landesregierung/ Landeswasserbauamt/ Abteilung Hydrographie ; Hydrologische Charakteristik/ Monatsberichte 1999/2000
- JARRETT, R. (1984): Hydraulics of high-gradient streams; J: Hyd. Eng., 110,11
- RICKENMANN, D. (1996): Fliessgeschwindigkeiten in Wildbächen und Gebirgsflüssen, Wasser, Energie, Luft, 88. Jahrgang, Heft 11/12, CH-5401 Baden
- SMART, G. M. & JÄGGI, M. N. R., (1983): Sedimenttransport in steilen Gerinnen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, 64, pp. 9-188.
- STRICKLER, A. (1923): Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauheitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen; Mitteilungen Nr. 16 des Amtes für Wasserwirtschaft, Bern
- WUNDT, W. (1950): Die grössten Abflussspenden in Abhängigkeit von der Fläche; Wasserwirtschaft, S. 59 – 64, Stuttgart
- ZELLER, J. (1974): Starkniederschläge und ihr Einfluss auf Hochwasserereignisse; Eidg. Anstalt für forstliches Versuchswesen, Bericht Nr. 12

Autoren:

DI Gerald Jäger  
 Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und  
 Lawinenverbauung, Sektion Vorarlberg,  
 Gebietsbauleitung Bregenz  
 Rheinstraße 32/4  
 A 6900 Bregenz  
 Tel.: ++43 – 5574 – 74995/414  
 Fax: ++43 – 5574 – 74995/5  
 E-Mail: gerald.jaeger@die-wildbach.at

DI Markus Moser  
 Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und  
 Lawinenverbauung, Sektion Salzburg,  
 Gebietsbauleitung Tamsweg  
 Raiffeisenstraße 258  
 A 5580 Tamsweg  
 Tel.: ++43 – 6474 – 2256/16  
 Fax: ++43 – 6474 – 2256/17  
 E-Mail: markus.moser@die-wildbach.at

# MODELLBAU



Hochschule für bildende Künste - M 1:200



## architektur

Demonstrationsmodell für SBR-Kläranlage



## anlagen

Modellbau aus Leidenschaft, seit nunmehr 30 Jahren.

Alles ist möglich:

Die klare sachliche Architekturdarstellung,

das natürlich anmutende Bauherrenmodell,

das topografische Modell ganzer Städte oder das Werkmodell, das mitwächst

mit den Veränderungen des Baugeschehens,

das Designmodell, mit oder ohne Innenleben,

der Prototyp, welcher TÜV- und GS-Prüfungen stand hält,

das Anlagenmodell für Stahlbau oder Chemieanlagen,

Ausstellungsmodelle, die mittels elektronischer Steuerung und

mechanischer Baugruppen Prozessabläufe verdeutlichen,

das Labormodell, das 35 m lang sein kann und die Simulation und

Vermessung eines Hochwassers ermöglicht...

Wir finden eine Umsetzung für Ihre Aufgabe.

## labor



Modell eines Abschnittes der Weißeritz - M 1:25



**DESIGNPROJEKT** GmbH DRESDEN

Altplauen 19 • 01187 Dresden

Tel.: 0351-4 10 08 02

Fax: 0351-4 10 08 00

e-mail [designproj@aol.com](mailto:designproj@aol.com)

[www.designprojekt-dd.de](http://www.designprojekt-dd.de)

## **Sedimentfracht und Klimawandel in alpinen Einzugsgebieten (ClimCatch)**

Gabriele Harb  
Josef Schneider  
Oliver Sass  
Johannes Stangl

Der globale hydrologische Zyklus hat sich in der jüngeren Vergangenheit intensiviert, was in den Alpen zu einigen Katastrophenereignissen geführt hat. Bedingt durch den Klimawandel sind häufigere und/oder stärkere geomorphologische Schadensereignisse wie z.B. Murgänge zu befürchten. In Wildbächen sind jedoch zahlreiche Auslöseereignisse nicht unbedingt mit größeren Schäden gleichzusetzen, da auch Fragen der Sedimentverfügbarkeit geklärt werden müssen. Im Rahmen des Projektes ClimCatch, gefördert durch den Österreichischen Klima- und Energiefonds, wird der mögliche Einfluss des Klimawandels auf die Sedimentbilanz untersucht. Das Projektgebiet ist ein alpines Tal bei Oberwölz (Steiermark/Österreich). Ein katastrophales Murgangereignis am 7. Juli 2011 verursachte dort erhebliche Schäden und war ausschlaggebend für das im April 2012 gestartete Projekt. Neben der Untersuchung der vorhandenen Sedimentkaskade des Einzugsgebiets und der Quantifizierung von Transportprozessen mittels multitemporalem Laserscanning (ALS, TLS) wird auch versucht, die Sedimentbewegungen im Schöttlbach mittels Tracersteinen (Farbtracer und Telemetrietracer) mit dem Abfluss zu korrelieren. Dazu wurden Abflussmessstationen im Projektgebiet installiert und kalibriert. Im Beitrag werden die ersten Ergebnisse der Tracersteinbewegungen in Verbindung mit den vorhandenen Abflüssen und Sedimentbewegungen im ersten Messjahr präsentiert. Das Projekt dient zur Verbesserung des Downscalings für Starkniederschläge und zur Quantifizierung von Unsicherheiten und es soll weiters die Kalkulation von Bemessungsszenarien für Schutzbauwerke und die Diskussion von Gegenmaßnahmen in Hinblick auf die Auswirkungen des Klimawandels mit vertieften Kenntnissen unterstützen.

Stichworte: Alpine Einzugsgebiete, Sedimentfracht, Murgang, Geschiebe

### **1 Einleitung**

In den letzten Jahrzehnten wurde ein Ansteigen von extremen Wetterereignissen verzeichnet. In Hinblick auf den Klimawandel ist global mit einer weiteren Verstärkung dieses Trends zu rechnen. Die regionalen Auswirkungen des Klimawandels sind allerdings noch mit großen Unsicherheiten behaftet.

Bei einem Ansteigen von Starkregenereignissen steigt jedoch auch die Wahrscheinlichkeit für Hochwasser, Muren oder Hangrutschungen. Aufgrund der hochvariablen Wetterbedingungen und des Reliefs sind Extremereignisse im Gebirge äußerst schwer vorherzusagen. Zusätzlich ist die Vulnerabilität aufgrund der hohen Siedlungsdichte und der verdichteten Infrastruktur in den Tälern größer.

Die Vorhersagen über die Auswirkung des Klimawandels auf die Niederschläge sind für Österreich und die Alpen ebenfalls noch mit einer großen Unsicherheit behaftet (Heinrich und Gobiet, 2011), allerdings ist in Zukunft mit einem Rückgang der Schneemenge zu rechnen.

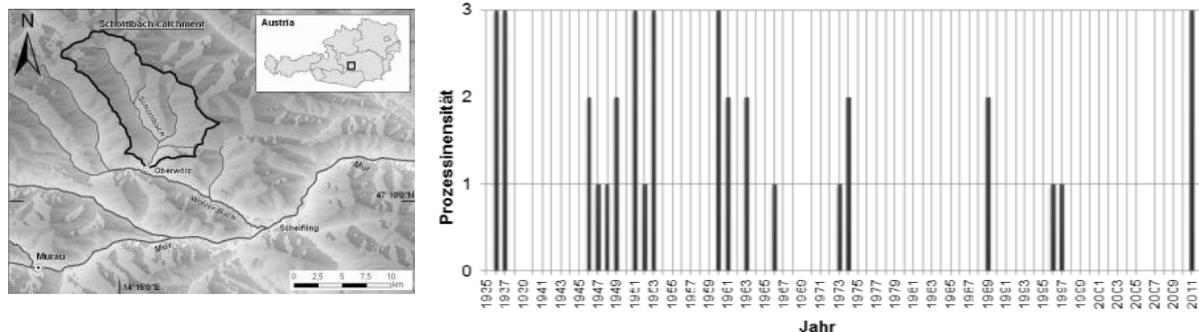
Die möglichen Änderungen in der Niederschlagsmenge, der Niederschlagsverteilung und der Schneedecke können sich auch den Sedimenthaushalt auswirken. Der Sedimenttransport in den Flüssen ist das Ergebnis von geomorphologischen Prozessen im Einzugsgebiet. In den letzten Dekaden wurde versucht, den Sedimenttransport in den Zubringern mit technischen Maßnahmen einzudämmen und so Schäden in den Siedlungsgebieten zu verhindern. In den letzten Jahren hat, auch aus finanziellen Gründen, ein Umdenken eingesetzt. Die große Herausforderung in der Zukunft ist die Gewährleistung des Schutzes vor Katastrophenereignissen wie Murgängen, wobei der morphologische und ökologische Zustand möglichst naturnah bleiben soll.

Effizientes Sedimentmanagement benötigt ein umfassendes Wissen über die geomorphologischen Prozesse in den Einzugsgebieten und Sedimenttransportprozesse in den Gewässern. Allerdings gibt es wenig dokumentierte und veröffentlichte Messungen des Sedimenttransports in alpinen Flüssen. Vor allem die Messung des Geschiebetransports stellt bei Extremereignissen eine große Herausforderung dar.

Das Ereignis vom Juli 2011 war einer der Auslöser für das Projekt ClimCatch, das vom ACRP (Austrian Climate Research Program) gefördert wird. Im vorliegenden Projekt werden die geomorphologischen Prozesse und der Sedimenttransport in einem alpinen Einzugsgebiet in Österreich untersucht. Das Verständnis der Sedimenttransportprozesse in den Einzugsgebieten soll, kombiniert mit regionalen Klimaszenarien, Aussagen über die Entwicklung des Sedimenthaushalts und der Sedimentfracht in den nächsten Jahrzehnten geben. Das Projekt wurde im April 2012 gestartet und dauert 3 Jahre.

## 2 Projektgebiet

Das Projektgebiet ist das Einzugsgebiet des Schöttlbachs. Es befindet sich in der Obersteiermark in Österreich im Einzugsgebiet der Mur (Abbildung 1) Das Einzugsgebiet hat eine Größe von 68,6 km<sup>2</sup>. Der höchste Punkt des Einzugsgebiets ist die Hochweberspitze (2375 m.ü.A), der tiefste Punkt liegt nördlich von Oberwölz auf etwa 800 m.ü.A. Der Schöttlbach fließt von Nord nach Süd und mündet in den Wölzerbach. Die Zubringer des Schöttlbachs sind sehr steile Gerinne. Bei Starkregenereignissen steigt der Abfluss in den Zubringern rapide an und mobilisiert große Mengen an Geschiebe. Oberhalb der Stadt Oberwölz befindet sich ein Geschieberückhaltebecken, das die untere Grenze des Projektgebiets darstellt.



**Abbildung 1:** Projektgebiet (links); Überblick über bekannte Hochwasserereignisse mit Prozessintensität am Schöttlbach (Ereignischronik WLW in Hübel et al. 2011) (rechts)

## 3 Extremereignis 2011

Am 07. Juli 2011 führte ein starkes Gewitter zu einem massiven Hochwasserereignis im Wölzertal mit großem Schaden in der Stadt Oberwölz am Ausgang des Schöttltals sowie im gesamten Wölzertal. Eine hochreichende Gewitterzelle blieb über etwa 3 Stunden weitgehend stationär im Einzugsgebiet des Schöttlbachs. Eine Niederschlagsstation ergab einen Niederschlag von 142 l/s für das Ereignis.



**Abbildung 2:** Ablagerungen bei Schwemmkegel oberhalb von Oberwölz (linkes Bild), Abfluss über Gemeindefahrstraße (rechts); (WLV in Hübel et al. 2011)



**Abbildung 3:** Geschiebeablagerungen bei der Mühle oberhalb des Zusammenflusses Schöttelbach und Krumegger Bach (linkes Bild), Böschungsanriss aufgrund rückschreitender Erosion und Tiefenerosion (rechts);

Der Oberlauf des Schöttelbachs war aufgrund der Lage der Gewitterzelle nicht von den Ereignissen betroffen. Der größte Geschiebeeintrag fand im Bereich des Mittellaufes statt. Aus den steilen Zubringern und durch Tiefenerosion im Schöttelbach selbst sowie aus rückschreitender Seitenerosion an den Seitenböschungen wurden etwa 90.000 m<sup>3</sup> Sediment im Gerinne transportiert (Hübl et al. 2011). Ein weiterer wesentlicher Faktor für das Ausmaß des Ereignisses lag im mitgeführten bzw. durch die rückschreitende Seitenerosion in das Gerinne eingetragene Wildholz, das im Mittellauf und bei den Brücken im Siedlungsgebiet zu Verklausungen und damit zu Geschiebeablagerungen geführt hat (Abbildung 2 und Abbildung 3).

## 4 Datenerhebung im Einzugsgebiet

In den ersten Monaten wurden eine Wetterstation mit Niederschlagsmessung, Windsensor und Schneesensor, zwei einfache Regenmessstationen, zwei Abflusspegel mit Drucksensor und eine Abflussmessstation mit berührungsloser Wasserstandsmessung und zusätzlicher Geschwindigkeitsmessung installiert. Weiters wurden regelmäßige Abflussmessungen mit einem induktiven Geschwindigkeitsmessgerät und mit der Salztracermethode durchgeführt, um den Pegelschlüssel für die Abflussmessstationen zu erstellen. Um die Abflüsse mit dem Sedimenttransport korrelieren zu können, wurden Tracersteine in den Schöttlbach und in den größten Zubringer, den Krumegger Bach, eingesetzt. Das Geschieberückhaltebecken oberhalb der Stadt wurde regelmäßig mit terrestrischen Laserscan (TLS) vermessen. Abbildung 4 illustriert die rasche Verlandungsrate des Geschieberückhaltebeckens. Das linke Bild zeigt das Geschieberückhaltebecken im September 2011 kurz nach der Räumung. Das Becken wurde vermessen und zur weiteren Überwachung der Sedimentation wurden 24 Vermessungsmarken gesetzt. Das rechte Bild zeigt das Becken Anfang August 2012. Im Laufe eines Jahres ist das Geschieberückhaltebecken komplett verlandet. Der massive Geschiebeeintrag in das Becken und die rückschreitende Erosion an den Böschungen des Beckens stellt eine große Herausforderung für das Monitoring der Verlandung dar, da außer der Sperre kaum weiteren Fixpunkte vorhanden sind. Die gesetzten Vermessungsmarken wurden verlandet oder durch die rückschreitende Erosion und dadurch entstandene Rutschungen in ihrer Lage verändert.



**Abbildung 4:** Geschieberückhaltebecken im September 2011 (linkes Bild), verlandetes Geschieberückhaltebecken Anfang August 2012 (rechts);

Im Frühjahr und Sommer 2012 fanden weitere Sedimentumlagerungen und Böschungsnachbrüche im Schöttlbach statt. Bei dem Ereignis im Juli 2011 wurden

viele Böschungen angerissen. Gewitter haben im letzten Jahr zu weiteren Erosionsvorgängen geführt, die Geschiebe in das System eingebracht haben.

## 5 Tracersteine

Im Projektgebiet wurden Farbtracersteine und Telemetrietracersteine verwendet. Die ersten Farbtracersteine wurden im Juni 2012 ausgebracht. Dabei wurden vor Ort Natursteine aus dem Gewässer entnommen und mit Markierfarbe besprüht. In Summe wurden im Schöttlbach 54 Farbtracersteine mit einem Korndurchmesser von 8 cm bis 27 cm ausgesetzt. Von diesen Farbtracersteinen wurden bis in den Herbst alle mobilisiert und im Gerinne verfrachtet. Am Krumegger Bach wurden 45 Farbtracersteine mit Korndurchmessern von 7 cm bis 60 cm ausgesetzt. Von diesen Farbtracersteinen wurden bis in den Herbst alle Steine bis zu einem Korndurchmesser von 28 cm mobilisiert.

Dabei zeigte sich, dass der Abrieb aufgrund des massiven Geschiebetransports den Großteil der Farbe von den Steinen entfernt hat. Zusätzlich verschlechterte das Ansetzen von Braunalgen auf den Steinen die Wiederauffindbarkeit. Ein Großteil des Geschiebes in den Gewässern ist sehr mobil, daher finden bei jedem Starkregenereignis Umlagerungen im Gerinne statt. Im Zuge dieser Umlagerungen werden die Farbtracersteine auch von Geschiebebänken überlagert und die Wahrscheinlichkeit für die Wiederauffindung sinkt dementsprechend. Von den ersten 99 Farbtracersteinen konnten bis Winter 2012 neun Steine am Schöttlbach und vier Steine am Krumegger Bach zumindest einmal wiedergefunden werden. Die Aussatzstellen und Wiederauffindungen werden in einem Orthofoto und in einer GIS-Datenbank verzeichnet.

Auf Basis der Erfahrungen mit den ersten Farbtracersteinen wurden die weiteren entnommenen Natursteine in der Werkstatt des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft an der TU Graz gereinigt, entfettet, grundiert und lackiert. Im Herbst 2012 wurden die erste Charge der neuen Farbtracersteine ausgesetzt. Durch die bessere Lackierung hält die Farbe wesentlich besser und die Steine sind leichter wieder zu finden.



**Abbildung 5:** Ausgesetzte Tracersteine im Krumeegger Bach (linkes Bild), wieder gefundener Tracerstein mit Braunalge (rechts)

Zusätzlich zu den Farbtracersteinen wurden auch Telemetriesteine im Schöttlbach und im Krumeegger Bach angesetzt. Die Telemetriesteine sind ebenfalls Natursteine, die aus den Gewässern im Projektgebiet entnommen wurden. Die Natursteine mit Durchmessern von 8 cm bis 16 cm wurden gebohrt und die Telemetriesender eingeklebt. Anschließend wurden die Telemetriesteine ebenfalls lackiert und im November 2012 im Projektgebiet ausgesetzt. Aufgrund der niedrigen Wasserführung haben sich die Telemetriesteine noch nicht bewegt.



**Abbildung 6:** Gebohrter Naturstein mit Telemetriesensor (linkes Bild), Telemetrieantenne mit Tracersteinen (rechts)

Im Frühjahr ist das Aussetzen von weiteren Farbtracersteinen geplant. Die Bewegung der Telemetriesteine wird nach jedem größeren Niederschlagsereignis dokumentiert.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Das Projekt ClimCatch wurde im Jahr 2012 erfolgreich gestartet. Aufgrund des Extremereignisses im Juli 2012 sind das ganze Gewässersystem und das darin enthaltene Sediment hochmobil. Mit einer Stabilisierung des Systems ist in den nächsten Jahren zu rechnen, obwohl bei Niederschlagsereignissen weitere Geschiebeeinträge durch rückschreitende Erosion an den Böschungen und durch die Seitenzubringer stattfinden.

Im den ersten Monaten des Projekts wurden umfangreiche Messeinrichtungen installiert und mit der Kalibrierung begonnen. Es wurden Farbtracersteine und Telemetrietracersteine im Projektgebiet ausgesetzt und die Bewegungen der Tracersteine dokumentiert. Die schnelle Mobilisierung der Farbtracersteine über die Sommermonate und die Verlandung des Geschieberückhaltebeckens ist ein Indikator für den stattfindenden Sedimenttransport.

In weiteren Verlauf des Projektes werden die Bewegungen der Tracersteine weiter dokumentiert und mit den Abflussmessungen und Niederschlagsmessungen korreliert. Zusammen mit der Aufnahme der Verlandungen und Erosionen soll der Sedimenthaushalt im Einzugsgebiet dokumentiert werden. Das Projekt soll zur Verbesserung des Downscalings für Starkniederschläge und zur Quantifizierung von Unsicherheiten dienen und weiters die Kalkulation von Bemessungsszenarien für Schutzbauwerke und die Diskussion von Gegenmaßnahmen in Hinblick auf die Auswirkungen des Klimawandels mit vertieften Kenntnissen unterstützen.

## 7 Literatur

Heinrich, G., und Gobiet, A., 2011: Expected climate change and its uncertainty in the Alpine Region, WEGC Report to ACRP No. 2/2011, Wegener Center for Climate and Global Change, University of Graz, Austria.

Hübl, J., Eisel, J., Hohl, D., Kogelnig, B. und F. Mühlböck (2011): Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse Wölzerbach; IAN Report 143, Band I, Ereignisdokumentation, Institut für Naturgefahren, Universität für Bodenkultur, Wien (unveröffentlicht).

Autoren:

DI Gabriele Harb  
DI Dr. Josef Schneider

Technische Universität Graz  
Institut für Wasserbau  
und Wasserwirtschaft  
Stremayrgasse 10  
A - 8010 Graz

Tel.: +43 316 873 8861  
Fax: +43 316 873 8859  
E-Mail: [gabriele.harb@tugraz.at](mailto:gabriele.harb@tugraz.at)  
[schneider@tugraz.at](mailto:schneider@tugraz.at)

Prof. Dr. Oliver Sass  
Mag. Johannes Stangl

Universität Graz  
Institut für Geographie  
und Raumforschung  
Heinrichstraße 36  
A - 8010 Graz

Tel.: +43 316 380 5137  
Fax: +43 316 380 9886  
E-Mail: [oliver.sass@uni-graz.at](mailto:oliver.sass@uni-graz.at)  
[johannes.stangl@uni-graz.at](mailto:johannes.stangl@uni-graz.at)



## **Analyse und rekonstruierte Modellierung des Murgangereignisses vom 21. Juli 2012 in St. Lorenzen, Steiermark**

Stefan Janu  
Susanne Mehlhorn

Am Lorenzerbach kam es am 21. Juli 2012 zu einem Murenabgang, der in der Ortschaft von St. Lorenzen (Steiermark) zu großen Schäden an Gebäuden und Infrastruktureinrichtungen führte. Im Zuge der sehr ausführlichen Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse wurde versucht den extremen Prozessverlauf nachzuvollziehen und den Murgang 1- und 2- dimensional zu simulieren und zu rekonstruieren. Da das Ereignis von sehr großem medialem Interesse war, sollen die Ergebnisse eine Erklärung über eine Vielzahl von Fragen die im öffentlichen und politischen Interesse liegen geben.

Stichworte: Ereignisdokumentation, 1D-, 2D- Modellierung, FLO-2D, Murgang



**Abbildung 1:** Ortsgebiet von St. Lorenzen nach Murenabgang vom 21. Juli 2012

## **1 Dokumentation des Ereignisses**

### **1.1 Allgemeine Beschreibung**

Am Lorenzerbach kam es am 21. Juli 2012 zu einem Murenabgang, der in der Ortschaft von St. Lorenzen zu katastrophalen Schäden an Gebäuden und Infrastruktureinrichtungen führte.

Der Lorenzerbach befindet sich im Paltental in der Steiermark (Bezirk Liezen). Geologisch liegt das 5,84 km<sup>2</sup> große Einzugsgebiet in den Rottenmanner Tauern. Im oberen Einzugsgebiet befindet sich das Urgestein der Tauern (Gneis des Bösenstein- Massivs) im mittleren Bereich die Grauwackenzone (Mürzschieferstrecke, Phyllit und Serizitschiefer,) und im unteren Einzugsgebiet befinden sich Grauwacken-, Grün- und Graphitschieferzonen. Talverfüllungen bilden alluviale Schotter.

Im ministeriell genehmigten Gefahrenzonenplan aus dem Jahr 2009 wurde für den Lorenzerbach für ein hundertfünfzig-jährliches Ereignis ein Hochwasserabfluss von 34 m<sup>3</sup>/s und eine Geschiebefracht von 25.000 m<sup>3</sup> unterstellt. Der Bach wurde als stark geschiebeführend bis murfähig eingestuft. Große Teile der Ortschaft wurden im Gefahrenzonenplan als Rote Gefahrenzone, der übrige Teil des Schwemmkegels wurde fast zur Gänze als Gelbe Gefahrenzone ausgewiesen. Im Lorenzerbach sind seitens des Österreichischen Forsttechnischen Dienstes für Wildbach- und Lawinenverbauung in der Vergangenheit eine große Anzahl von Schutzmaßnahmen errichtet worden, durch die noch größere Schäden im Ortsbereich verhindert werden konnten. Die Schutzmaßnahmen umfassen eine durchgehende Ortsregulierung, 36 Konsolidierungssperren und 14 Grundschwellen in der Gerinnestrecke und dessen Zubringer, sowie eine Geschiebeschlitzsperre im Mittellauf.

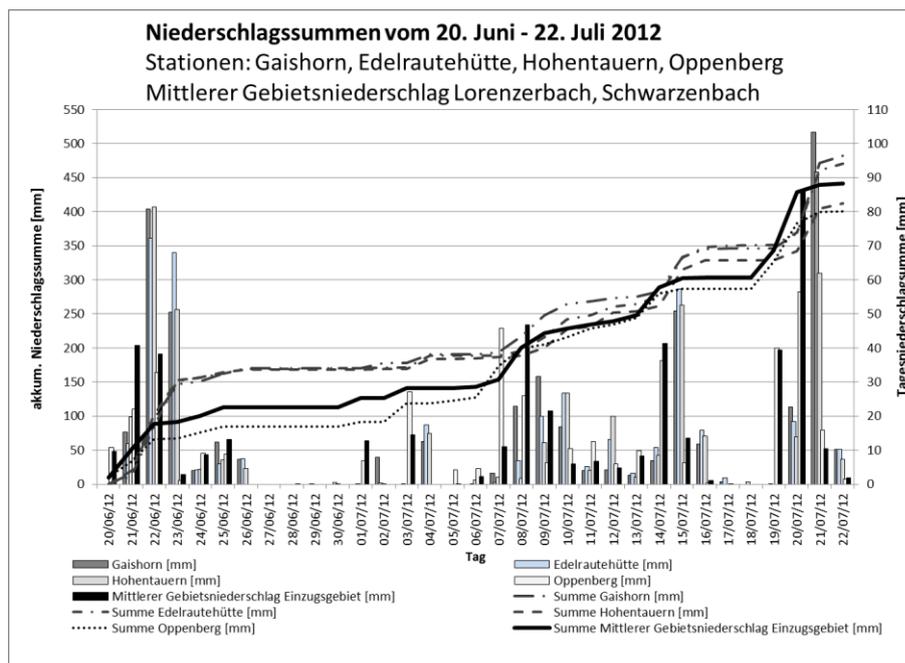
### **1.2 Meteorologie und Niederschlag**

Eine extreme Häufung von großteils sehr kleinräumigen Starkniederschlagsereignissen führte von Juni bis August 2012 fast in der gesamten Steiermark zu Hochwasserereignissen. Das extremste Ereignis fand am 21. Juli 2012 in St. Lorenzen im Paltental statt. Dieses Niederschlagsereignis begann am 19.07.2012 um 13:00 Uhr UTC und endete am 21.07.2012 um 05:30 Uhr UTC. Die höchste 15-Minutenrate im Einzugsgebiet erreichte punktuell 40,4 mm / 15 Minuten. Der mittlere Gebietsniederschlag betrug für den gesamten Zeitraum 141 mm.

Entscheidend für die Massenbewegungen im Einzugsgebiet waren aber sicherlich die extrem hohen Niederschläge in den vorangegangenen Monaten. Im Zeitraum vom 20. Juni bis 23. Juli 2012 ist im Einzugsgebiet des Lorenzenbaches ein mittlerer Gebietsniederschlag von ca. 430 mm (Abbildung 2) ermittelt wor-

den. Nach extremwertstatistischen Berechnungen können die Niederschlagssummen im Juli bzw. vom 20. Juni bis 21. Juli mit einer Jährlichkeit von  $>300$  angegeben werden.

Aufgrund dieser enormen Niederschlagsvorbelastungen über mehrere Wochen hinweg wurden sämtliche vorhandenen Grund- und Hangwasserspeicher aufgefüllt. Dies führte bereits im Juni zu einer Aktivierung von flachgründigen Fließ- und Rutschvorgängen (Seiten- und Stirnrutschungen) in der Schluchtstrecke.



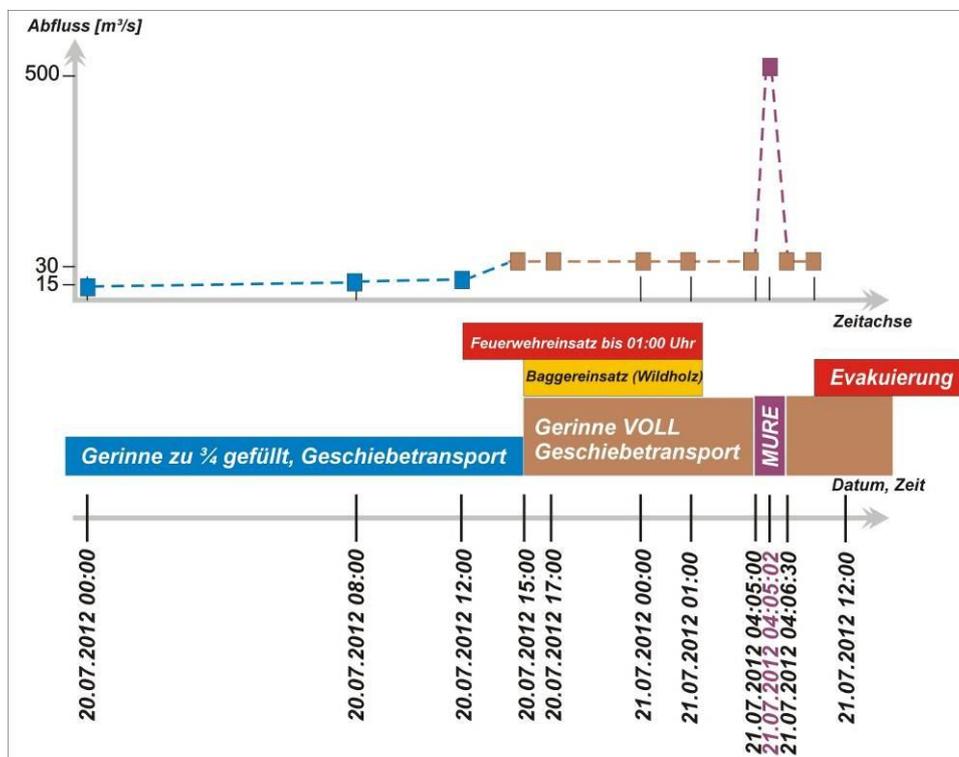
**Abbildung 2:** Niederschlagsverlauf vom 20. Juni bis 21. Juli 2012 der einzelnen Niederschlagsstationen; durchgehende Linie: Mittlerer Gebietsniederschlag im Einzugsgebiet Lorenzerbach und Schwarzenbach (INCA- Daten)

### 1.3 Ereignisbeschreibung

Der dominante Prozesstyp des Ereignisses war ein schlammartiger Murgang. Schadensauslöser im Unterlauf des Lorenzerbaches, im Ortsgebiet von St. Lorenzen war ein Murschub. Als Auslöser des Murstoßes sind eine Vielzahl von zum Teil mächtigen Rutschungen im Mittellauf, die auch zu mehreren Verklausungen führten und einen anschließenden Verklauungsbruch im Hauptbach verursacht haben, verantwortlich.

Die Intensität des Ereignisses in St. Lorenzen ist aufgrund der Abfluss- und Ablagerungshöhen sowie des großflächigen Ausmaßes eindeutig mit „extrem“ zu bewerten. Insgesamt wurden bei dem Ereignis am Lorenzerbach 67 Gebäude beschädigt bzw. 7 Gebäude total zerstört.

Bereits in der Nacht vom 19. auf den 20.07 führte der Lorenzerbach viel Wasser. Der Abfluss wird als stark geschiebeführend beschrieben, das Gerinne konnte den Abfluss mit Geschiebeführung noch schadlos abführen. Am Nachmittag des 20.07. um 15:00 Uhr war das Gerinne mit ca. 1,5 m Geschiebe angefüllt. Die durchgeführte Rückrechnung ergibt für diesen Zeitpunkt einen Abfluss von ca. 30 m<sup>3</sup>/s. Dieser Abfluss mit Geschiebe und Wildholz bleibt bis zum Murgang um 04:05 Uhr am 21.07 nahezu konstant. Ab ca. 04:05 Uhr kam die Murwelle mit einem rückgerechneten Spitzenabfluss von ca. 500 m<sup>3</sup>/s. Dieser Murgang dauerte „nur“ 1,5 Minuten, der Bach befand sich nach ca. 10 Minuten wieder im ursprünglichen Bachbett. Die schematische Darstellung des Ereignisverlaufes ist in Abbildung 3 dargestellt.

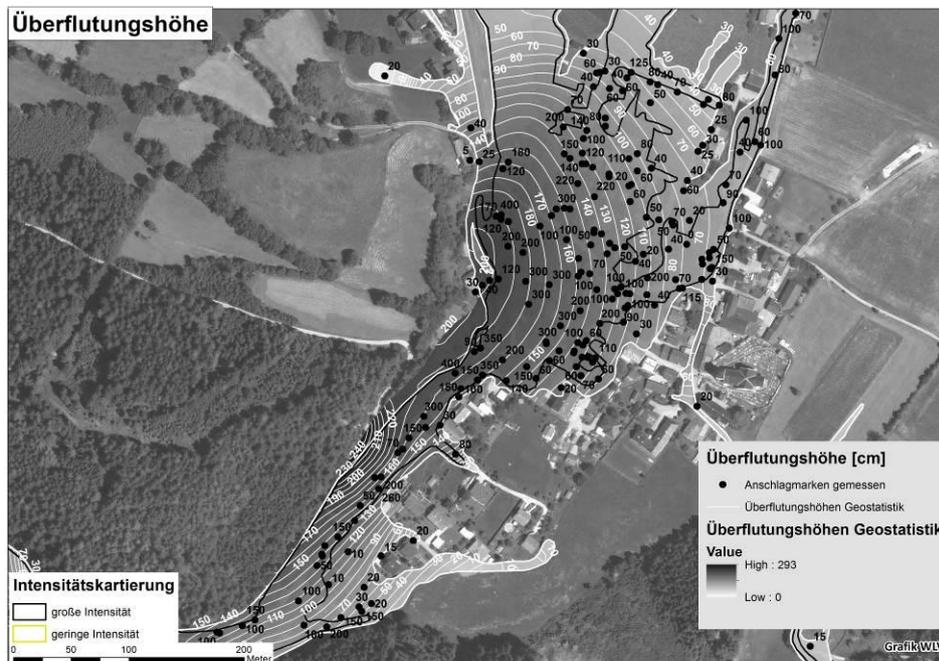


**Abbildung 3:** Ereignisverlauf vom 20.07.2012 bis zum Murgang am 21.07.2012 um 04:05 Uhr UTC (schematische Darstellung)

#### 1.4 Dokumentation des Schwemmkegels und der Gerinnestrecke

Im Zuge der Ereignisdokumentation wurden am Schwemmkegel Anschlagmarken sowie Ablagerungshöhen aufgenommen. Die Prozessintensität des Ereignisses wurde flächig vom gesamten Schwemmkegel kartiert (Abbildung 4). Die Einteilung erfolgte in 2 Klassen. Große Intensität: Bereiche mit großen Überflutungshöhen und Geschiebeablagerungen. Vor allem jene Bereiche wo es zu einer Zerstörung von Gebäuden oder Gebäudeteilen bzw. zu schweren Schäden gekommen ist. Geringe Intensität: Bereiche, die nur geringe Überflutungshöhen

und Geschiebeablagerungen aufwiesen, mit geringen Schäden an Gebäuden und Infrastruktureinrichtungen. Aufgrund der aufgenommenen Anschlagmarken wurde die Fließhöhe des Ereignisses flächig mittels geostatistischer Berechnung rekonstruiert.



**Abbildung 4:** Ereigniskartierung am Schwemmkegel im Ortsbereich von St. Lorenzen

Vom Schwemmkegelhals aufwärts wurden insgesamt 37 Durchflussprofile aufgenommen. Im Oberlauf bis zu der obersten Verklauungsstelle betragen die Durchflussquerschnitte ca. 15 m<sup>2</sup>. Ab der obersten Verklauungsstelle bis zum Schwemmkegelhals wurden Durchflussquerschnitte von ca. 65 – 90 m<sup>2</sup>, vereinzelt über 100 m<sup>2</sup> gemessen.

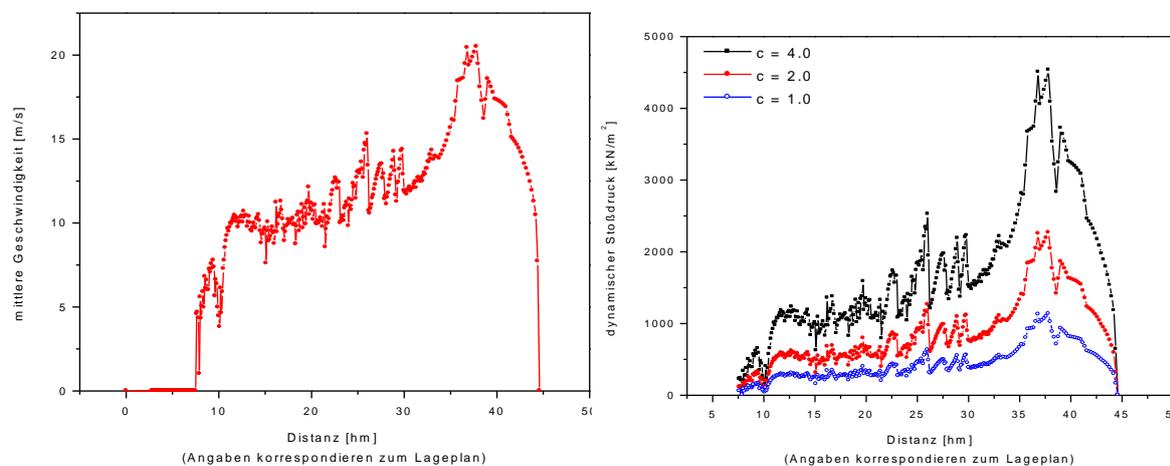
Kurz nach dem Ereignis wurde eine Laserscanbefliegung vom gesamten Einzugsgebiet durchgeführt. Im Vergleich mit dem vorhandenen Laserscan des Jahres 2011 konnte ein Differenzenmodell erstellt werden. Dadurch war es möglich eine Geschiebemassenbilanzierung für diesen Zeitraum für das gesamte Einzugsgebiet zu erstellen, wobei die Hauptgeschiebemobilisierung sicherlich ab dem 20. Juni 2012 (erste Unwetterserie) bzw. vor allem zum Zeitpunkt des eigentlichen Ereignisses stattgefunden hat. Das Geschiebefrachtdiagramm (Abbildung 5) zeigt, dass ca. 123.000 m<sup>3</sup> Geschiebe aus dem gesamten Einzugsgebiet mobilisiert bzw. erodiert worden sind. Es belegt ebenfalls, dass mit Beginn der oberen Querverbauungen (Konsolidierungssperren) ein weiteres Eintiefen des Hauptgrabens verhindert wurde. Danach fand eine weitere Geschiebemobilisierung hauptsächlich durch Seitenerosion im Hauptgraben und den Zubringern sowie durch Rutschungen statt.



## 2.1 Hydraulische Simulationen

### 2.1.1 1- dimensionale Rekonstruktion der Geschwindigkeiten und dynamischer Stoßdrücke

Nach den durchgeführten Geschwindigkeitsberechnungen (*Konventionelle Formeln Rekonstruktion von Murengeschwindigkeiten; Mittlere Murengeschwindigkeit nach Julien 2010; 2-Parameter Modell nach Perla 1980 und Rickenmann 1990*) liegen die Geschwindigkeiten der Mure im Mittellauf durchschnittlich (hm 18 bis 35) zwischen 11 und 16 m/s, am Kegelhals beim Eintreffen in den Ortskern bei 9 m/s (Abbildung 6, links).



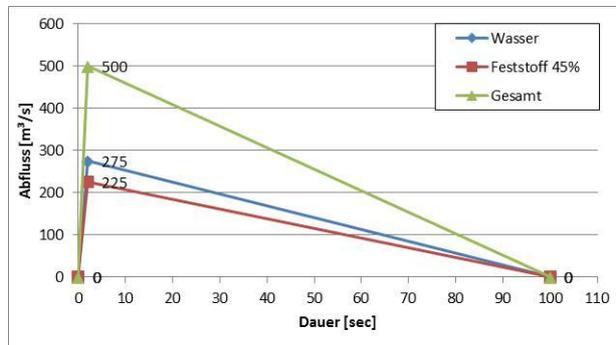
**Abbildung 6:** Geschwindigkeitsverlauf links und Verlauf des dynamischen Murenstoßdruckes rechts, entlang der Längsachse ausgehend vom Entstehungsort hm 44.50 bis hm 0.00 (Berechnung nach 2-Parameter Modell).

### 2.1.2 2- dimensionale Simulation des Murereignisses

Die 2- dimensionalen Simulationen wurden mit dem Programm FLO- 2D, welches auch für die Simulation von Murgängen geeignet ist, durchgeführt. Der Murgang wird in diesem Modell als homogene Flüssigkeit (Ansatz nach Bingham mit turbulentem Reibungsterm) betrachtet und die rheologischen Parameter im Labor für verschiedene Wasseranteile ermittelt. Als Eingangswert ist eine definierte Wasser-Murganglinie festzulegen. Die Berechnung erfolgt 2- dimensional ohne bewegliche Sohle. Als Ergebnis wird je Rasterelement die Fließtiefe, Fließgeschwindigkeit sowie dynamischer Druck je Zeitschritt berechnet. Als Eingabeparameter werden ein digitales Geländemodell, die Gerinnengeometrie, die rheologischen Eigenschaften des Feststoff-Wasser Gemisches sowie ein Hydrograph benötigt.

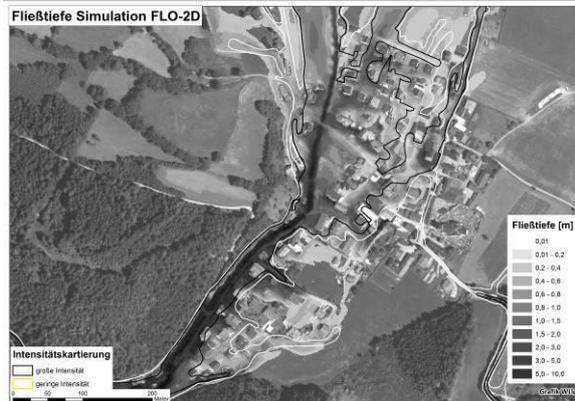
Die Abflussspitze und -dauer der Murganglinie wurde aufgrund der Prozessanalyse und Zeugenbefragungen auf 500 – 800 m<sup>3</sup>/s in 100 Sekunden geschätzt,

wobei die beste Übereinstimmung mit der Kartierung mit einem Peak von  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  erzielt wurde.

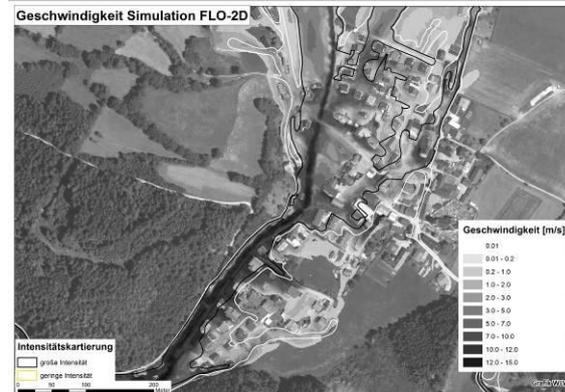


**Abbildung 7:** Murganglinie für die FLO- 2D- Simulation

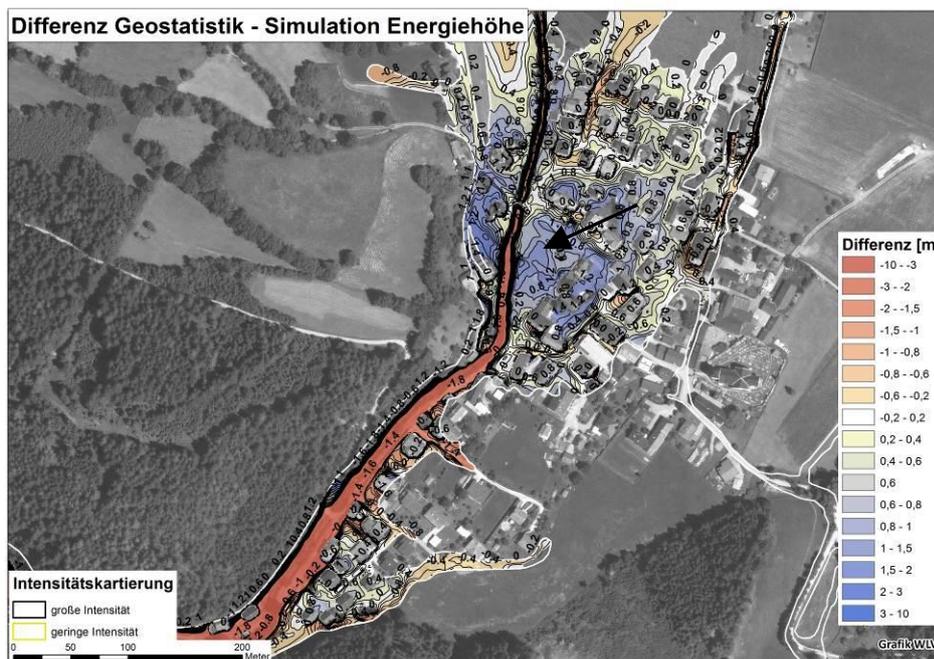
Die 2D- Simulationsergebnisse weisen entlang der Gerinne-Längsachse eine sehr gute Übereinstimmung mit den 1- dimensionalen rekonstruierten Geschwindigkeiten und Drücken auf. Im Vergleich mit der Schwemmkegelkartierung zeigt sich, dass die Hauptstoßrichtungen der Mure gut wiedergegeben werden. Im Bereich des Ortskernes sind die simulierten Überflutungshöhen bzw. Energiehöhen tendenziell geringfügig niedriger zu den kartierten bzw. geostatistisch ermittelten Abflusshöhen (Abbildung 10, Pfeil), Hier standen an vorderster Front einige Stallgebäude, die von der Murwelle zerstört wurden. Für die Simulation wurden sämtliche Gebäude als permanenter Widerstand angenommen, die vermutlich die Abweichungen in diesem Bereich begründen. In den Randbereichen geht die Simulation tendenziell zu weit, wobei die Wassertiefen der Simulation in den meisten dieser Bereiche nur mehr einige Zentimeter betragen. Hier kommt auch der Einfluss von bestehenden Einfriedungen, wie Zäunen, Mauern etc. zum Tragen, die nicht alle in das Geländemodell eingearbeitet werden konnten.



**Abbildung 8:** 2- dimensionale simulierte Fließtiefen mit FLO- 2D; Intensitätskartierung Ereignis: schwarze Polylinie = hohe Intensität, weiße Polylinie = Überflutungsgrenze



**Abbildung 9:** 2- dimensionale simulierte Fließgeschwindigkeiten mit FLO- 2D; 2D; Intensitätskartierung Ereignis: schwarze Polylinie = hohe Intensität, weiße Polylinie = Überflutungsgrenze



**Abbildung 10:** Differenz der geostatistisch ermittelten Fließhöhen mit den simulierten Energiehöhen FLO- 2D

## 7 Zusammenfassung

Das Ereignis war von großem medialen Interesse. Die Ergebnisse sollen daher eine Erklärung für eine Vielzahl von Fragen die im öffentlichen und politischen Interesse liegen geben. Auf Basis der Ergebnisse der Ereignisanalyse sind

umfangreiche zusätzliche Schutzmaßnahmen für die Ortschaft geplant worden. Diese umfassen zwei Murbrecher in der unteren Schluchtstrecke mit einem Fassungsvermögen von jeweils 15.000 m<sup>3</sup> Geschiebe und ein Geschieberückhaltebecken direkt oberhalb der Ortschaft mit einem Fassungsvermögen von 30.000 m<sup>3</sup>. Mit der Ausführung der Verbauungsmaßnahmen wurde bereits begonnen.

## Literatur

- Fischlschwaiger, M: (2012): Geschwindigkeitsberechnungen des Murenabgangs im Lorenzerbach; (unveröffentlicht)
- Holsworth, L; Malgazhdar D., Kaitna, R. (2012): Zusammenfassung Material/Rheologie Lorenzerbach, Universität für Bodenkultur, Wien (unveröffentlicht)
- Hübl J., Eisl J., Chiari M., Ornetsmüller C., Schraml K., Braitto S., Heidger C. (2012): Ereignisdokumentation Lorenzerbach; IAN Report 150, Institut für Alpine Naturgefahren, Universität für Bodenkultur, Wien (unveröffentlicht)
- Julien P.Y, Asce M. and Paris A. (2010): "Mean Velocity of Mudflows and Debris Flows", Journal of Hydraulic Engineering", 136, 676-679
- Perla R., Cheng T.T. and McClung D. (1980): "A two parameter model of snow avalanches motion", Journal of Glaciology, 26, 197-208.
- Rickenmann D. (1990): "Bedload transport capacity of slurry flows at steep slopes", Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Bd. 103.
- Tilch N., Melzner S., Lotter M., Wallner S., Iglseder C. (2012): Assistenzeinsatz im Rahmen der Katastrophe „Lorenzergraben – Schwarzenbach Juli/August 2012“, Geologische Bundesanstalt, Wien

### Autoren:

Dipl. Ing. Stefan Janu  
 Wildbach- und Lawinenverbauung  
 Fachbereich Wildbachprozesse  
 GBL Ennstal und Salztal  
 Schönaustraße 50  
 8940 Liezen  
 Tel.: +43 3612 263 60  
 E-Mail: stefan.janu@die-wildbach.at

Dipl. Geogr. Susanne Mehlhorn  
 Wildbach- und Lawinenverbauung  
 Fachbereich Wildbachprozesse  
 BMLFUW; Abt. IV/5  
 Marxergasse 2  
 1030 Wien  
 Tel.: +43 1 533 06 94 7057  
 E-Mail: susanne.mehlhorn@die-wildbach.at

# Erosions- und überströmungssichere Ausbildung einer Deichkonstruktion am Wildgewässer Breitach

Olaf Düser

## 1 Einleitung

An dem Wildgewässer Breitach, ein Nebengewässer der Iller, wurde zum Hochwasserschutz der Ortslage Weidach ein Deich errichtet. Ein Wildgewässer zeichnet sich durch sehr rasche Wasserspiegelanstiege und Wasserspiegelabsenkungen im Zuge von Starkregenereignissen und einem damit verbundenen starken Geschiebetrieb aus. An die Deichbaumaßnahme sowie an die Konstruktion wurden besondere Anforderungen gestellt wie:

- ein möglichst geringer Flächen- und damit Landschaftsbedarf im Bereich der Deichtrasse; das bedeutet grundsätzlich steile Böschungsausbildungen,
- geringe großräumige Massenbewegungen, d.h. Verwendung von Erdstoffen aus dem Nahbereich der Baumaßnahme,
- der Deichkörper muss seine Schutzfunktion beibehalten, auch wenn Teilabbruch auf der Wasserseite und/oder eine vorübergehende Überströmung mit binnenseitigem Teilabbruch auftritt,
- ein zukünftiger Bewuchs bis in die Deichböschungen muss zugelassen werden können, ohne dass das Schutzz Potenzial reduziert wird.

Nachfolgend wird über die standsichere Ausbildung der Deichkonstruktion berichtet.

## 2 Deichkörper und Baugrund

Der Deichkörper wurde mit einer Höhe und einer befahrbaren Kronenbreite um 3 m sowie mit Böschungsneigungen im Bereich von 1:1,5 bis 1:1,75 geplant.

Der Baugrund besteht aus Aue- und Altwasserablagerungen mit hauptsächlich weicher, daneben auch breiiger Konsistenz. Die Mächtigkeit der Schwemmsedimente wurde mit bis zu 1,5 m ermittelt. Darunter sind bis in größerer Tiefe stark wasserdurchlässige Talkiese mit mitteldichter bis dichter Lagerung vorhanden. Bereichsweise fehlt die bindige Deckschicht und es steht direkt der wasserdurchlässige Talkies an.

Der Deichkörper sollte aus den Kiesen der Breitach, welche aus Gewässerunterhaltungsmaßnahmen im Bereich der Baumaßnahme auf Halde gelagert wurden, aufgebaut werden. Da der Deichkörper mit den Kiesen als stark wasserdurchlässig anzusehen war, wurde eine Innendichtung vorgesehen. Um bei Deichüberströmungen bzw. -abbrüchen im Zuge von Extremereignissen eine Restsicherheit gegen Deichbruch zu erhalten, wurde die Innendichtung zudem als statisch wirksame Erosionssperre ausgebildet.

Für die Standsicherheit war der Deichkörper mit hoher Scherfestigkeit auszubilden und das Deichauflager mit den Aueablagerungen und/oder Altwasserablagerungen hinsichtlich Festigkeit zu erhöhen und zu vergleichmäßigen.

## 2.1 Aufbau des Deichkörpers aus Breitachkies

Der auf Halde deponierte Flusskies wies ein weit gespanntes Korngrößenspektrum vornehmlich vom Sand bis hin zu Steinen und Blöcken auf. Um einen möglichst homogenen und scherfesten Erdstoff für den Deichbau zu erhalten, wurde das Material gebrochen. Hierzu wurde eine mobile Brecheinrichtung in Form eines leistungsstarken Traktors mit einer Prallmühle als Anbaugerät eingesetzt. In Abb. 1 ist die Brechanlage im Einsatz dargestellt. Der Kies wurde in Lagenstärken von ca. 0,3 m auf der Deichtrasse ausgebracht und anschließend vor Ort mit dem Brecher durchgearbeitet. Anschließend wurde die gebrochene Lage verdichtet und die nächste Ebene aufgebracht.



Abb. 1: Mobile Brecheinrichtung zur Homogenisierung des Kieses an der Einbaustelle

Mit der Brechanlage wurde eine außergewöhnlich hohe Produktqualität erreicht. In Abb. 2 sind das Körnungsband des Ausgangsmaterials sowie mehrere Korngrößenverteilungen von gebrochenen Proben, entnommen über einen größeren Trassenabschnitt, dargestellt. Die einheitliche Korngrößenzusammensetzung ist deutlich ersichtlich. Auch die Bruchflächigkeit ist mit nahezu 100 % als hervorragend zu bezeichnen.

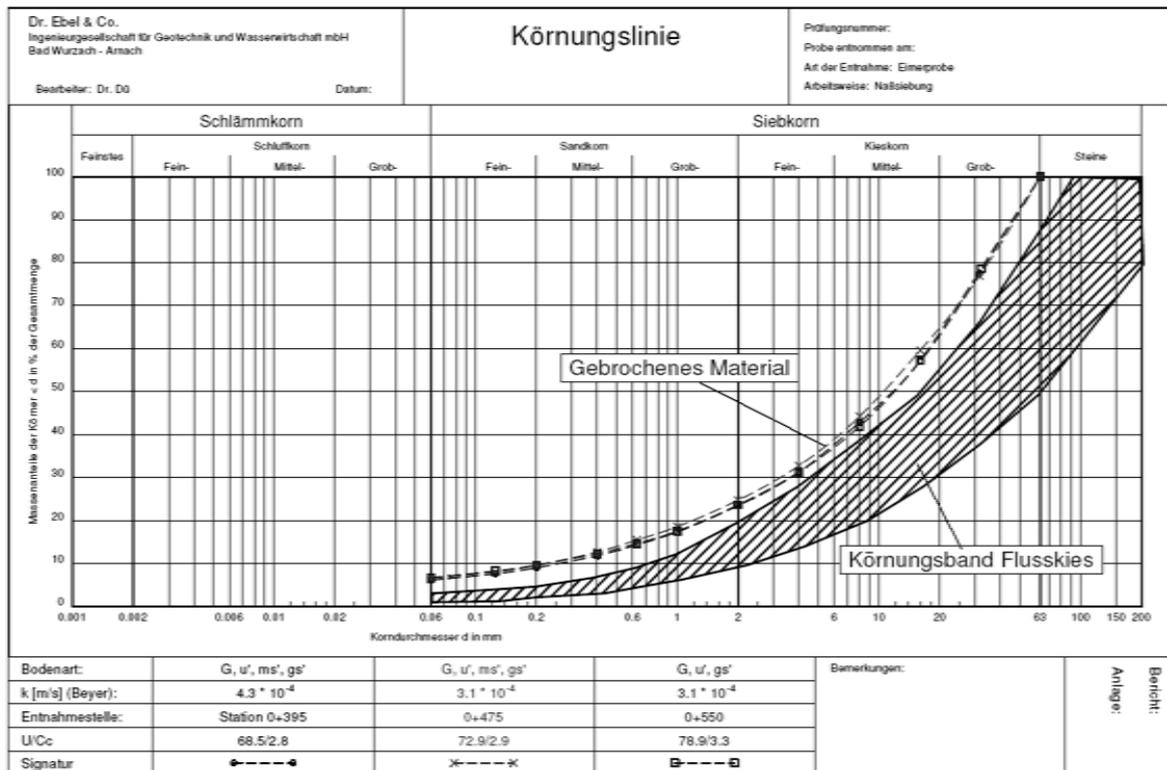


Abb. 2: Breitackies vor und nach erfolgtem Zerkleinerungsprozess

## 2.2 Stabilisierung des Deichauflagers

Zur Erhöhung und Vergleichmäßigung der Festigkeit im Bereich des Deichauflagers wurden die bindigen Aue- und Altwasserablagerungen mit hydraulischem Mischbindemittel stabilisiert. Hierzu wurden die bindigen Schichten lagenweise aufgenommen, mit Bindemittel versetzt, einer Bodenfräse durchmischt und verdichtet wiederum lagenweise eingebaut. Somit konnten auch Bereiche mit Mächtigkeiten von bis zu 1,5 m stabilisiert werden. Analog wurde auch in den Abschnitten mit direkt anstehendem kiesigem Untergrund vorgegangen, hier wurde stabilisiertes Auematerial mit eingearbeitet. Mit einem Bindemittelanteil um 5 Massen-% wurde die Druckfestigkeit von entnommenem Probenmaterial gegenüber dem nicht stabilisierten Ausgangsmaterial deutlich erhöht.

## 3 Standsicherheit

Die Berechnungen wurden nach dem Teilsicherheitskonzept de DIN 1054 ausgeführt. Auf der Binnenseite wurde nahe des Deichfußes eine Sohldruckentspannung in den Bereichen vorgesehen, in denen nicht sichergestellt war, das eine Entspannung auf natürlichem Wege erfolgte (z.B. nahe gelegene Binnenentwässerung oder Talkiese bis zur Geländeoberfläche etc.).

In Abb. 3 ist das Ergebnis von Berechnungen der zu erwartenden Strom- und Äquipotenziallinien im Hochwasserfall mit bordvollem Einstau wiedergegeben.

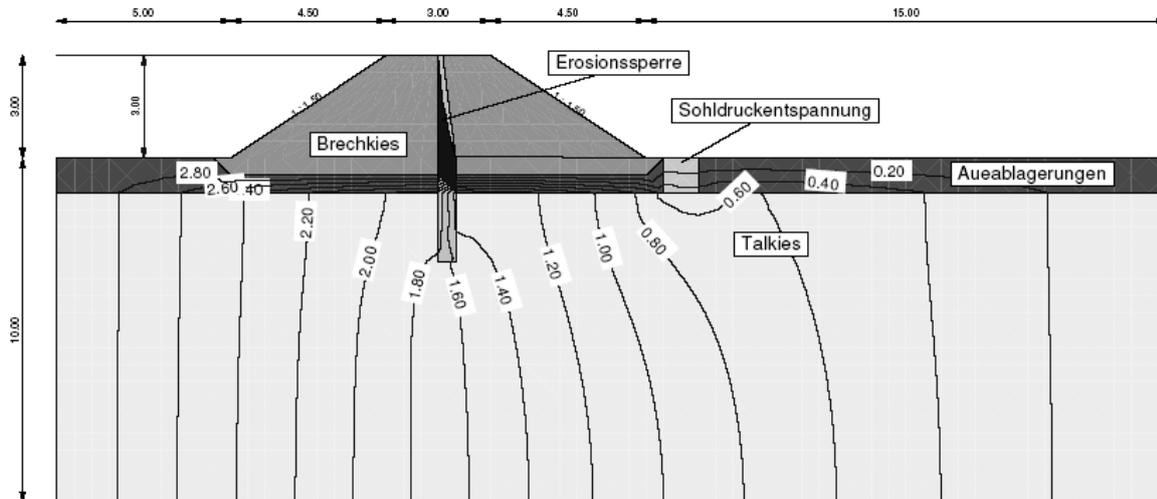


Abb. 3: Stationärer Durchströmung im Lastfall Volleinstau

Die standsichere Deichkonstruktion für den Lastfall Volleinstau ist in Abb. 4 wiedergegeben. Beispielsweise errechnet sich für die Gesamtstandsicherheit hinsichtlich binnenseitigem Böschungsbruch ein Ausnutzungsgrad von höchstens ca. 0,8.

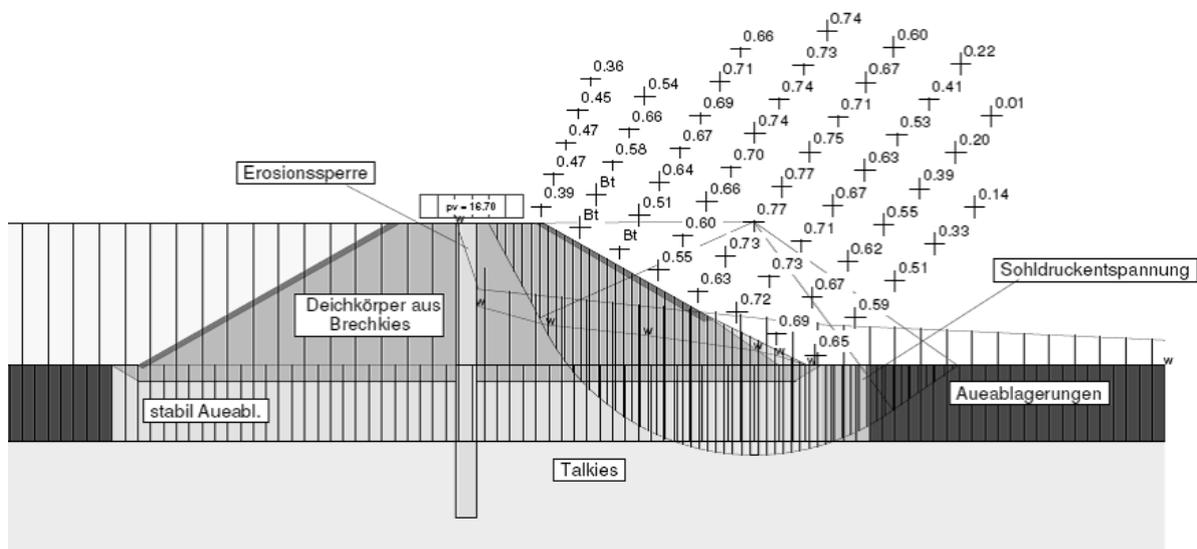


Abb. 4: Binnenseitige Böschungsstandsicherheit bei Volleinstau und Unterströmung.

Alle weiteren Nachweise zum Spreizen, zum Gleiten, zur wasserseitigen Böschungsstandsicherheit bei raschem Absenk sowie zu hydrodynamischen Beanspruchungen (Suffosion, innere Erosion etc.) zeigten eine standsichere Ausbildung der Konstruktion.

## 4 Dimensionierung der Erosionssperre

Um zunächst die Größenordnung von zu erwartenden Abbrucherscheinungen im Ufer- und Deichbereich näher eingrenzen zu können, wurden diverse Geländeaufnahmen an Abbruchstellen nach Hochwasserereignissen wie dem Pfingsthochwasser 1999 und dem Auguthochwasser 2005 an der Iller im Oberstrombereich vorgenommen. Die untersuchten Böschungsabschnitte bestanden aus den typischen, in voralpinen Talebenen anzutreffenden Erdstoffen wie Aueablagerungen und schluffigen Kiesen. In Abb. 5 sind einige Vermessungsergebnisse dargestellt. Die gestrichelte Linie stellt dabei die annähernd ungünstigste Abbruchkontur dar, die für die weiteren Betrachtungen als Grundlage verwendet wird.

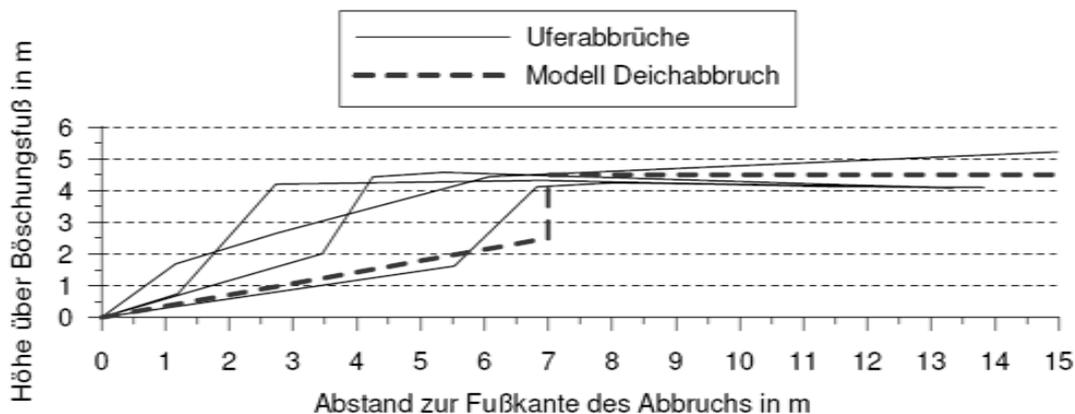


Abb. 5: Uferabbrüche und Modellabbruch für die Dimensionierung einer Erosionssperre

Basierend auf den Vermessungsergebnissen werden ein 2 m hoher senkrechter Abbruch sowie nachfolgend eine flache wasserseitige Böschungsneigung angesetzt. Die Neigung der Flachböschung entspricht ungefähr der halben Größe des inneren Reibungswinkels des Erdstoffs im Abbruchbereich. Die Trasse der Erosionssperre wird in Deichmitte geplant, um neben einer Spundwandkonstruktion auch andere Bauvarianten z.B. mit einer mit Steckträgern bewehrten Erdbetonwand (FMI-Verfahren der Fa. Sidla-Schönberger, Schöllnach oder MIP-Verfahren der Fa. Baue, Schrobenhausen) ausführen zu können. In Abb. 6 ist die entwickelte Abbruchsituation dargestellt.



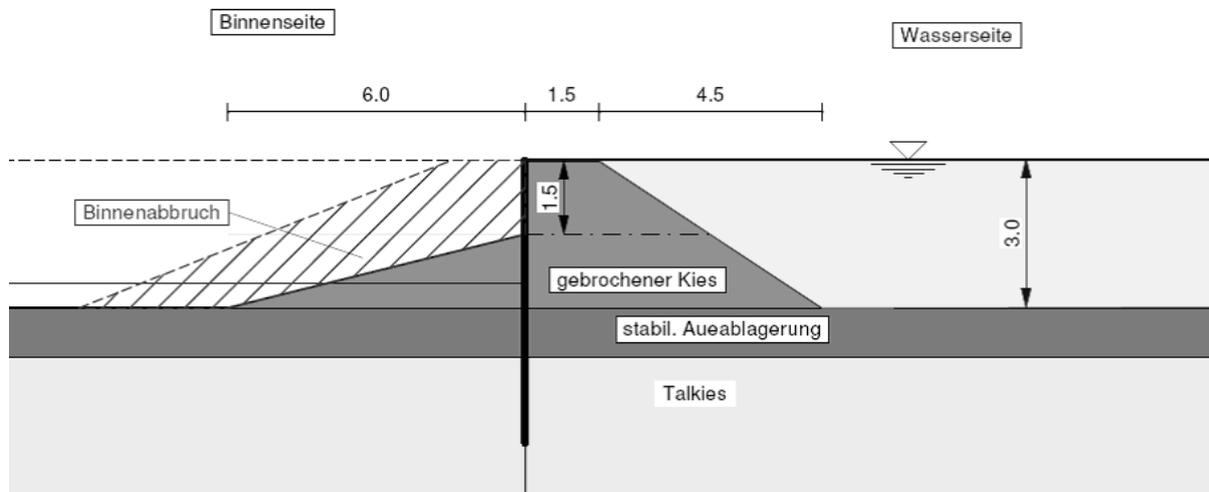


Abb. 8: Binnenseitig standsicher überbrückbarer Abbruch infolge Überströmung bei einer Sperrenlänge von 6 m.

Erosionssperren können auch im Zuge von Deichertüchtigungsmaßnahmen sehr wirtschaftlich eingesetzt werden. Die Sperre verhindert die unmittelbare Deichdurchströmung und gewährt ein Sicherheitspotenzial auch bei bewachten Deichkonstruktionen (Lastfall Windwurf), bei Wühltierbefall und Überströmung des Deichs.

Autor:

Dr.-Ing. Olaf Düser

Dr. Ebel & Co.

Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH

Sankt-Ulrich-Straße 21

88410 Bad Wurzach

Tel.: +49 754 9489710

Fax: +49 7564 9489799

E-Mail: [info@geotechnik-ebel.de](mailto:info@geotechnik-ebel.de)

# Mobile 3D Messtechnik für Testing & Inspection



## MoveInspect Technology

### Modul ProSurf:

für hochaufgelöste 3D-Oberflächenmessung von Flussmodellen (auch durch Wasser) sowie Strömungsmessung durch 3D-Partikel-Tracking

Koordinatenmesstechnik –  
modular und portabel

Profitieren Sie von einem einzigartigen Systemkonzept, mit dem Sie sämtliche Messaufgaben meistern.

Ob statisches oder bewegtes Objekt, ob Probing, Tracking oder Targeting:

**MoveInspect Technology** ist das System für alle(s)!



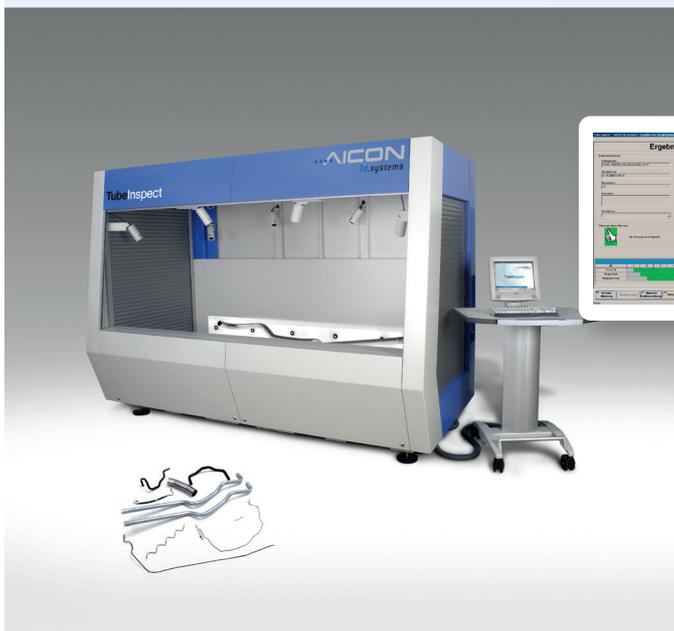
## TubeInspect

Rohrleitungs- und Drahtvermessung  
mit optischer Lehre

**TubeInspect** ist speziell auf die geometrische Messung umgeformter Rohre und Drähte ausgelegt – sowohl im Reverse Engineering als auch in der Serienfertigung. Darüber hinaus ermittelt das System in Sekundenschnelle die Rüst- und Korrekturdaten für Ihre Biegemaschinen.

Die AICON 3D Systems GmbH ist ein weltweit führender Anbieter optischer 3D Messsysteme.

Informieren Sie sich über unsere Lösungen und bringen Sie Ihre Qualitätssicherung auf ein völlig neues Level!



AICON 3D Systems GmbH  
D-38114 Braunschweig  
info@aicon.de  
www.aicon.de

**AICON**  
3d.systems

# **Hochwasserspeicherraum Zwenkauer See Ein wesentlicher Bestandteil des zukünftigen Hochwasserschutzes der Stadt Leipzig**

Jörg Schöne  
Rolf Schlottmann  
Henning Pınar

Die 80jährige Braunkohleförderung im Tagebau Zwenkau südlich von Leipzig hatte einen erheblichen Verlust von natürlichem Retentionsraum der Weißen Elster zur Folge. Mit den geplanten und zum Teil bereits verwirklichten bergbaulichen Sanierungsmaßnahmen zur Schaffung des „Hochwasserspeicherraums Zwenkauer See“ im ehemaligen Tagebaubereich wird bis 2018 ein Retentionsausgleich geschaffen, der den Hochwasserschutz für die Stadt Leipzig nachhaltig verbessern wird.

Stichworte: Tagebau Zwenkau, Tagebausanie rung, Weiße Elster Hochwasser-  
schutz, Hochwasserspeicherraum, Retentionsausgleich

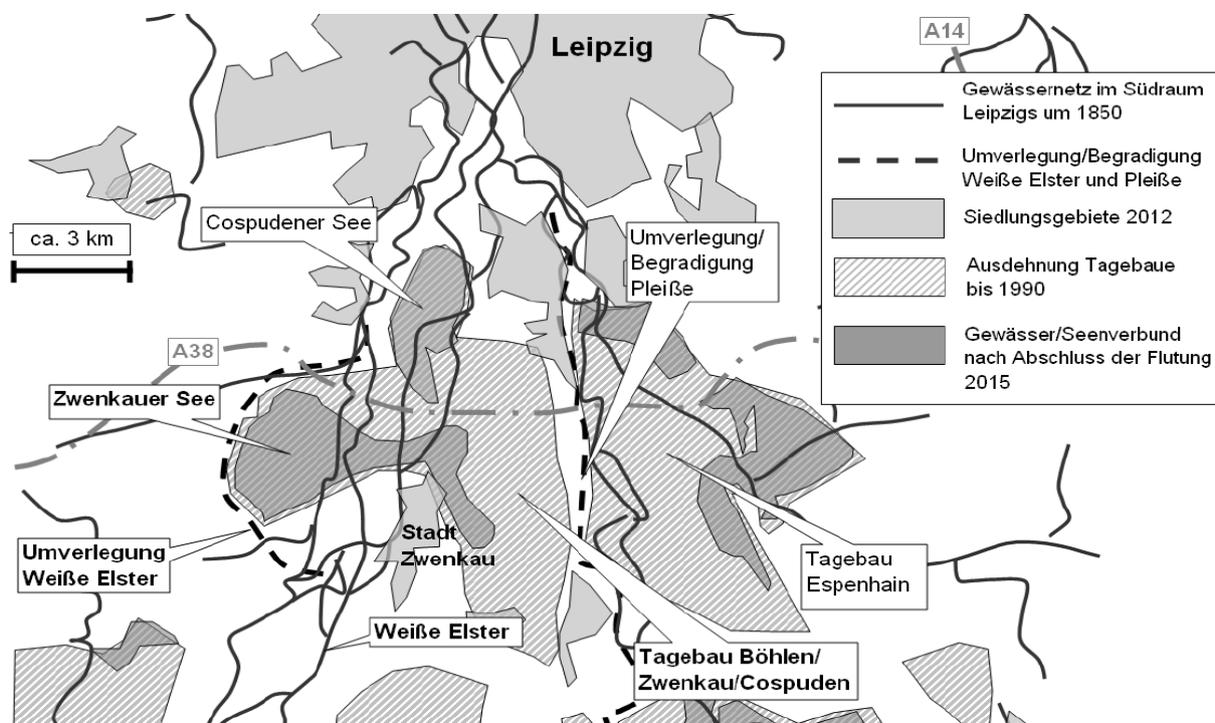
## **1 Der Braunkohletagebau Zwenkau – Verlust von Retentions- vermögen im Süden der Stadt Leipzig**

Mit der rasanten Industrialisierung im Großraum Leipzig seit Mitte des 19. Jhd. ging ein stetig wachsender Bedarf an Energieträgern einher. Der anfangs in vielen Kleinunternehmen betriebenen Braunkohlenförderung folgte zu Beginn des letzten Jahrhunderts eine Konzentration des Abbaus auf wenige Großbetriebe. Dabei wurde aufgrund der hohen Bedeutung der Braunkohle für die Energiewirtschaft zunehmend auch der Staat im Bergbau aktiv, was nach dem 1. Weltkrieg zu einer staatlichen Sicherung der Abbaurechte für die verbleibenden Braunkohlevorkommen führte.

1921 begann der Aufschluss des Tagebau Zwenkaus als ersten Großtagebau Mitteldeutschlands, zunächst unter dem Namen Tagebau Böhlen. Er diente der Versorgung der Braunkohleveredelungsanlage Böhlen und des Kraftwerks Lippendorf sowie einigen Brikettfabriken und weiteren benachbarten Kraftwerken.

Bis zu seiner Stilllegung 1999 wurden aus dem Tagebau 586 Mio. t Rohkohle gefördert und dabei 1.450 Mio. m<sup>3</sup> Abraum bewegt.

Zwangsläufig einhergehend mit der Abbautätigkeit waren massive Auswirkungen auf die Bevölkerung sowie Natur und Landschaft. Neben der Umsiedlung von 5.624 Einwohnern und Überbaggerung von Ortschaften und Infrastruktur wurden ausgedehnte Teile der Wald- und Auelandschaften devastiert. Die das Tagebaugebiet durchfließende Weiße Elster wurde zwischen 1973 und 1978 als Bergbauersatzinvestition an den westlichen Tagebaurand auf 11 km Länge in ein künstliches, abgedichtetes Bett umverlegt. Im Zuge der Braunkohlegewinnung wurden Teile der Weißelsteraue überbaggert. Nebenarme, Mühlgräben und Floßgraben gingen so verloren. Der östlich des Tagebaus verlaufende Flussabschnitt der Pleiße wurde durch den angrenzenden Tagebau Espenhain devastiert und die Pleiße in diesem Bereich ebenfalls in ein künstliches Bett umverlegt.



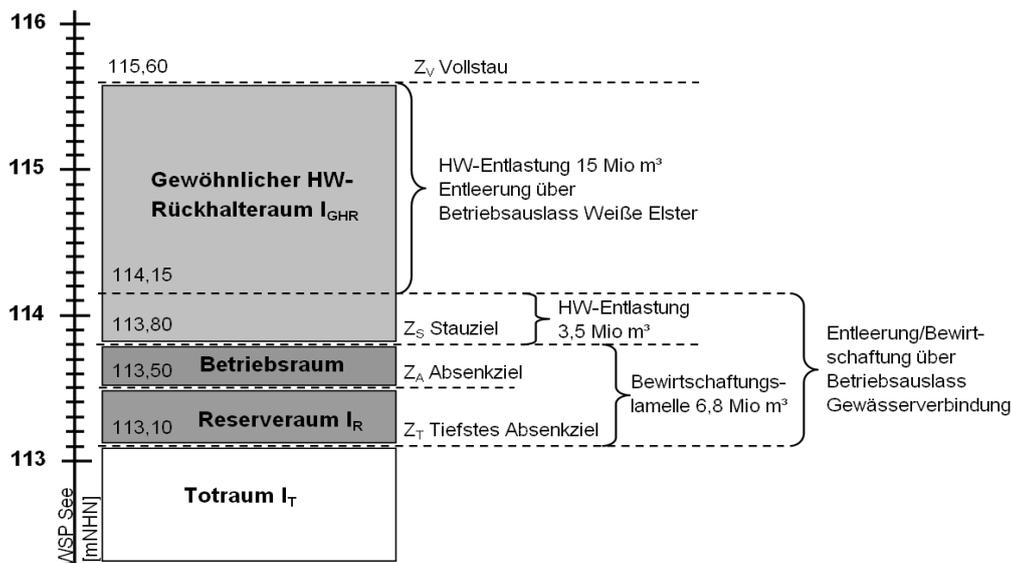
**Abbildung 1:** Historisches Gewässernetz im Tagebaugebiet mit Konturen des geplanten Seenverbunds, bearbeitet nach LMBV (2010/05)

Der devastierte Auenbereich mit seinem verzweigten Gewässersystem ging so als Retentionsraum für den Hochwasserschutz im Flussgebiet der Weißen Elster und damit für die unmittelbar flussabwärts gelegene Großstadt Leipzig verloren.

Die LMBV mbH, als Rechtsnachfolger des Bergbaubetreibers, wurde zur Schaffung eines Ersatzstauraumes zur Kompensation des verlorengegangenen Retentionsraumes verpflichtet.

## 2 Retentionsausgleich durch Einrichtung des Hochwasserspeicherraums Zwenkauer See

Bereits im Vorfeld der Umverlegung der Weißen Elster und dem Einschwenken des Tagebaus in die Weißelsteraue wurde 1973 durch die Oberflussmeisterei der damaligen Wasserwirtschaftsdirektion Saale-Weiße Elster als Auflage für das staatliche Braunkohlekombinat ein Hochwasserrückhalteraum von 14 Mio m<sup>3</sup> im Südraum von Leipzig als Retentionsausgleich gefordert.



**Abbildung 2:** Geplante Stauraumaufteilung des Zwenkauer Sees, Quelle: Landesdirektion Leipzig 2011

Die Bergbaufolgenutzungsplanung der DDR sah aufgrund der Lage des Abbaugebietes am Leipziger Stadtrand nach dem Ende der Kohleförderung die komplette Wasserfüllung der Restlöcher und die Schaffung freizeitorientierter Nutzungsmöglichkeiten vor. Diese Ziele finden sich auch in den verbindlich umzusetzenden Braunkohleplänen als Sanierungsrahmenpläne für die stillgelegten Tagebaue Zwenkau und Cospuden Ende der 90er Jahre wieder. Die LMBV mbH ist dabei Projektträgerin der Braunkohlesanierung.

Der Braunkohleplan für den Tagebau Zwenkau sieht neben anderen Zielen wie Naturierung, Altlastensanierung und Erholungsnutzung die Schaffung eines Hochwasserspeicherraums im Zwenkauer See mit einem Rückhaltevolumen von 18,5 Mio. m<sup>3</sup> vor. Dieser soll den Zufluss der Weißen Elster zum Stadtgebiet Leipzig auf den kritischen Wert 450 m<sup>3</sup>/s begrenzen, welcher noch ohne weitere Auswirkungen für die Stadt abgeführt werden kann. Als Bemessungsereignis/Schutzziel wurde dabei ein HQ<sub>150</sub> = 580 m<sup>3</sup>/s festgelegt, so dass die maximale Einleitungskapazität in den Zwenkauer See 130 m<sup>3</sup>/s betragen muss.

Der Planfeststellungsbeschluss für die Herstellung des Hochwasserspeicherraum Zwenkau und der Anlagen zur Zu- und Ableitung wurde Ende 2008 erteilt. Im Anschluss wurden die einzelnen Maßnahmeplanungen fortgeschrieben und zum Teil bereits ausgeführt oder mit der Ausführung begonnen.

### 3 Anforderungen an die Umsetzung der Maßnahmen

Da die Herstellung des Speicherraums nur eines von vielen für sich jeweils eigenständigen Zielen der Sanierung des Tagebaus Zwenkaus ist, stellt die Planung der Maßnahme besondere Herausforderungen an zielübergreifende Voruntersuchungen, stetige Abstimmung zwischen den Beteiligten zur Interessenwahrung Betroffener, Kommunikation und Kompromissfähigkeit sowie Qualität der Planungsfortschreibung unter Einbeziehung aller begleitend laufenden Fachplanungen und Gutachten.



**Abbildung 3:** Einflussfelder für die Umsetzung der Maßnahme

Dazu kommen noch die speziellen Eigenheiten des Bauens im Tagebauggebiet mit schwierigen Baugrundverhältnissen, anhaltender Grundwasserwiederanstieg und Entwicklung der Gewässergüte.

Als Beispiel ist der fortlaufende Grundwasserwiederanstieg für Maßnahmen mit einem über einen längeren Zeitraum laufenden Planungs- und Genehmigungszeitraum ein nicht unerheblicher Faktor, da die Planungen auf den voraussichtlichen Grundwasserstand zum jeweiligen Ausführungszeitraum auszulegen sind. Gerade bei umfangreichen Planfeststellungsverfahren mit laufender Fortschrei-

bung der Wiederanstiegsprognosen können hier zeitliche Zwangspunkte entstehen, da das Grundwasser aufgrund langer Genehmigungszeiträume oder aktualisierter Prognoseergebnisse die Planung sozusagen „eingeholt“ hat.

## 4 Betriebseinrichtungen des Speicherraums

Die Betriebseinrichtungen des Speicherraums sind die eines Hochwasserrückhaltebeckens im Nebenschluss:

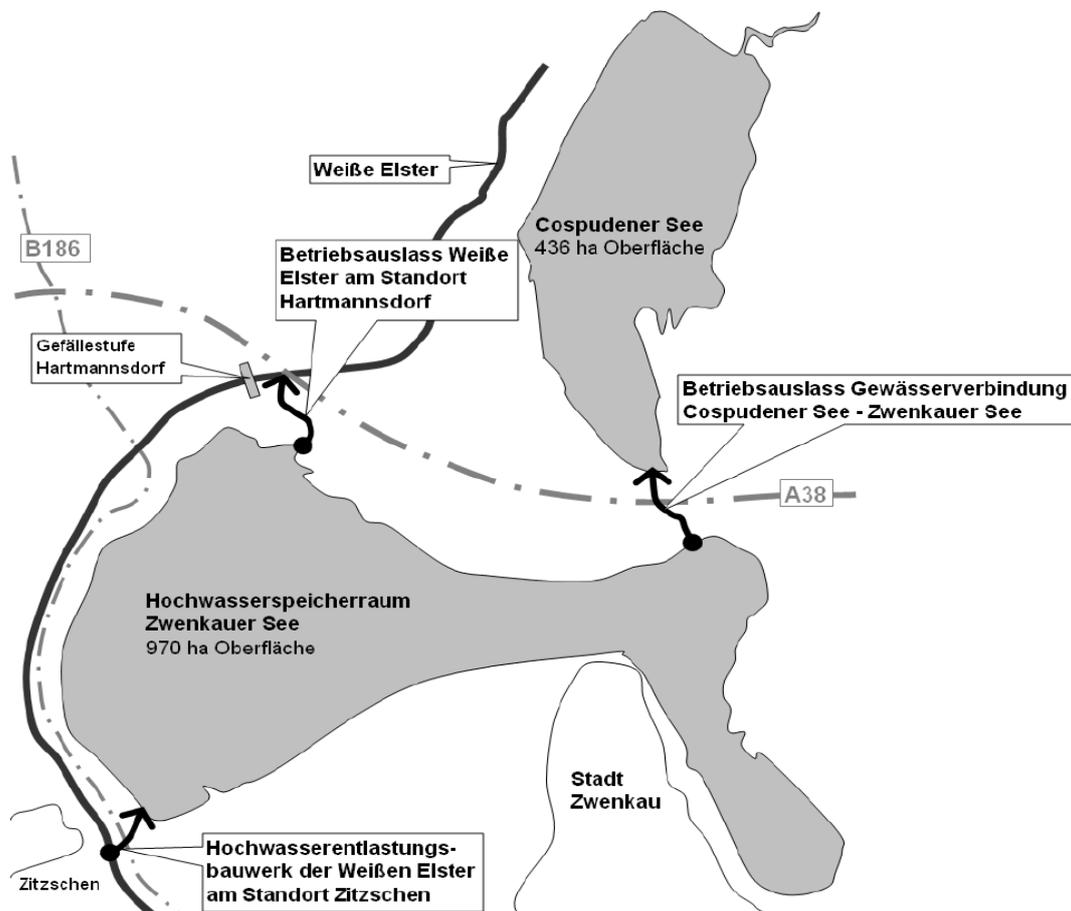
- Hochwasserentlastungsbauwerk der Weißen Elster am Standort Zitzschen = Einlassbauwerk in den Speicherraum,
- Betriebsauslass Weiße Elster am Standort Hartmannsdorf = Auslassbauwerk: Entleerung der Stauraumlamelle 115,60 mNHN bis 114,15 mNHN,
- Betriebsauslass der Gewässerverbindung Cospudener See – Zwenkauer See = Auslassbauwerk: Restentleerung bis 113,50 mNHN.

### 4.1 Hochwasserentlastungsbauwerk Zitzschen

Das Bauwerk in der unmittelbaren Nähe der Ortschaft Zitzschen wurde nach zweijähriger Bauzeit Ende 2012 fertig gestellt.

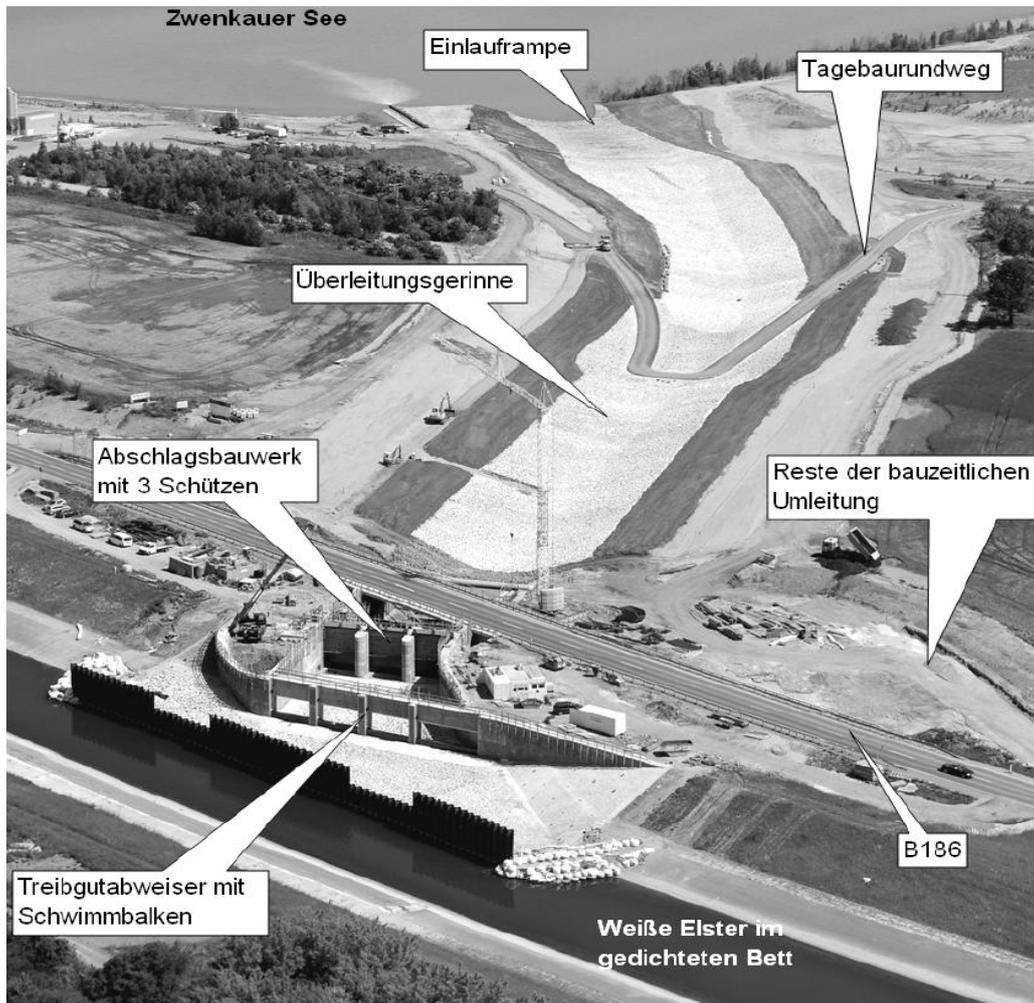
Die Anlage besteht aus den Teilbauwerken:

- Abschlagsbauwerk mit Schützanlage an der Weißen Elster mit Querung der Bundesstraße B186:  
3 Rollschütze, lichte Öffnungsweiten 2,60 m x 5,50 m unterhalb einer Tauchwand, 23 m langes Tosbecken mit Strahlaufreißern, Zahn- und Endschwelle,  
schiefwinkliger Spannbetonbrücke mit 27 m Spannweite zur Überführung der Bundesstraße B 186,
- Überleitungsgerinne zur ehemaligen Tagebaukante:  
400 m langes Trapezgerinne mit Sohlbreite 6,40 m, Böschungsneigungen 1:4/1:3, Sohlgefälle 1%, Sohl- und Böschungssicherung mit teilverklammerten Wasserbausteinen, erforderlicher Geländeeinschnitt bis zu 13 m Tiefe,
- Einlauframpe in den Zwenkauer See:  
300 m langes Trapezgerinne mit Sohlbreite 25 m, Böschungsneigung 1:3, Sohlgefälle 12%, Sohl- und Böschungssicherung mit teilverklammerten Wasserbausteinen.



**Abbildung 4:** Hochwasserspeicherraum Zwenkau und seine Betriebseinrichtungen, Quelle: KUBENS Ing. GmbH

Die ersten Planungen insbesondere zur Standortbestimmung und Trassenfestlegung des Überleitungsgerrinnes begannen bereits 2003. Im Ergebnis wurde als Optimum aus den Anforderungen Nähe zur Weißen Elster, Baugrundbeschaffenheit, Nutzungsplänen und Liegenschaften der jetzige Standort am F-km 57+835 der Weißen Elster ca. 5 km westlich von Zwenkau festgelegt. In diesem Bereich konnte die Gründung der Bauwerke außerhalb der vom Tagebau beeinflussten Kippenlage in einem verbliebenen Sicherheitspfeiler in gewachsenem Boden erfolgen.



**Abbildung 5:** Luftaufnahme der Baustelle Hochwasserentlastung vom Mai 2012  
(Quelle Foto: LMBV, Radke)

Die Vorzugslösung der Vorplanung wies ursprünglich noch ein zusätzliches Wehr in der Weißen Elster zur stauregulierten Steuerung des Hochwasserabschlags aus. Im Rahmen der Entwurfsplanung wurden 2004 zur Prüfung des Erfordernis dieses Wehrbauwerkes, Überprüfung der Funktionstüchtigkeit des Tosbeckens und Optimierung der Zulaufgestaltung Modellversuche im Hubert-Engels-Labor der TU Dresden veranlasst. Dabei wurde nachgewiesen, dass der Abschlag von bis zu  $130 \text{ m}^3/\text{s}$  im (n-1)-Fall für das Bemessungshochwasser auch ohne ein zusätzliches Wehr in der Weißen Elster gelingt. Die Wirksamkeit des nach den USBR-Regeln für niedrige Froude-Eingangszahlen entworfenen Tosbeckens konnte bereits im ersten Versuchslauf ohne Nachbesserungen bestätigt werden.

Die Versuche wurden auch für die Dimensionierung des Treibgutabweisers mit Schwimmbalken, Ermittlung der Sohlbeanspruchung und Wasserspiegellagen im Bereich Querung Brückenbauwerk B186 sowie Eingangswasserspiegellagen

am Überleitungsgerinne genutzt. Die Resultate der Versuche bestätigen wiederum die wirtschaftliche Effizienz hydraulischer Modellversuche. In diesem Fall wurde durch eine im Vorfeld zwischen Auftraggeber, Planer und Wasserbau-labor abgestimmte Aufgabenstellung eine flexible Modellgestaltung ermöglicht, die einen hohen Umfang an Ergebnissen für die weiterführende Planung lieferte.

Mit Kenntnis der hydraulisch erforderlichen Bauwerkskonturen und hydraulischer Bemessung von Überleitungsgerinne und Rampe wurde die Planung weiter entwickelt. Begleitend wurde neben der Vermessung und landschaftspflegerischen Begleitplanung die Baugrunderkundung im Planungsbereich veranlasst und fortgeschrieben, was auch im Hinblick auf die spätere Gestaltung des Bauvertrages insbesondere im Sinne der Machbarkeit der ausgeschriebenen Leistungen unabdingbar war.

Zum Beispiel waren für die Herstellung des Überleitungsgerinnes die besonderen geotechnischen Anforderungen an das bis zu 13 m tiefe Gerinne infolge des bereits bauzeitlichen einsetzenden Grundwasserzuflusses umzusetzen. Dazu wurde das Gerinne im unteren Bereich 1:4 und aus wirtschaftlichen Gründen im oberen Bereich 1:3 geböschet und unterhalb der verklammerten Steinschüttung eine bis zu 2,0 m dicke Filterschicht vorgesehen. Die Herstellung erfolgte in geschlossener Wasserhaltung mit Brunnengalerien und Sohl drainagen, die mit dem Baufortschritt eingebaut und nach Filtereinbau wieder zurückgebaut wurden.

Eine weitere Besonderheit ist die Querung der Bundesstraße B186 unmittelbar im Bereich des Tosbeckens des Abschlagsbauwerks. Hier waren enge Abstimmungen mit dem zuständigen Landesamt für Straßenbau und Verkehr zur Brücke und der bauzeitlichen Umverlegung der B186 erforderlich. Das geplante Brückenbauwerk der Hochwasserentlastung war in die bereits laufende Planung zur Erneuerung der B186 einzupassen. Die Brücke selbst war aufgrund der unterschiedlichen Bau-träger als statisch eigenständig und entkoppelt vom Abschlagsbauwerk zu planen. Dies wurde durch Anordnung von Raumfugen und bei der Wahl der Lage und der Absetztiefen der Bohrpfahlgründungen der einzelnen Bauwerke berücksichtigt.

## **4.2 Betriebsauslass Weiße Elster**

Der Betriebsauslass Weiße Elster dient der Entleerung der Hochwasserspeicherlamelle bis zu einer Höhe von 114,15 mNHN in die Weiße Elster. Die Bauleistungen zur Maßnahme wurden Ende 2012 durch die LMBV europaweit ausgeschrieben. Der Baubeginn erfolgte Anfang 2013, voraussichtliche Fertigstellung ist Ende 2014.

Der Betriebsauslass ist als zweizügiges Rahmenbauwerk geplant und besteht aus folgenden Anlagen:

- 450 m langer Zulaufkanal aus dem Zwenkauer See, Trapezprofil mit 15 m Sohlbreite und Böschungsneigung 1:7 im Kippengebiet
- Einlaufbauwerk Seeseite mit Gleitschützanlage, Flachgründung im Kippenboden mit vorherigem Bodenaustausch,
- 100 m langer Rahmendurchlass aus Stahlbeton, je Zug 2 x 6 m lichter Querschnitt, Sohlneigung 1%,
- Auslaufbauwerk Elster mit Gleitschützanlage, flach gegründet, Sicherung des Auslaufbereichs und Prallhangs mit teilverklammerten Wasserbausteinen.

Erste Untersuchungen zum Standort des Betriebsauslasses wurden bereits 1998 geführt. Durch die Begradigung der Weißen Elster während der Umverlegung wurde das zu überwindende Sohlgefälle durch den Bau der Gefällestufe Hartmannsdorf bei F-km 52,669 nordwestlich des Tagebaus ausgeglichen, der Höhensprung der Stufe beträgt ca. 4 m. Der Standort des Auslasses wurde daher unmittelbar unterhalb der Gefällestufe gewählt.

Die Bestimmung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Auslasses war die wesentliche Randbedingung für die Planung des Bauwerks. Aufgrund der Wasserspiegelhöhen im Zwenkauer See und der Weißen Elster ist eine Entleerung erst nach Abklingen der Hochwasserwelle und einem Durchfluss von  $90 \text{ m}^3/\text{s} = \text{HQ}_2$  in der Weißen Elster möglich. Mit der in Abstimmung mit den Fachbehörden festgelegten Bemessungsganglinie sowie in Abgleich mit der für die Böschungen im Zwenkauer See zulässigen Absenkezeit ergab sich im Optimum eine angestrebte Entleerungszeit von 21 Tagen.

Anhand der Entleerungszeit wurde über eine instationäre Berechnung in Abhängigkeit von den Wasserspiegeln im See und Weißer Elster, Speichervolumen und Abfluss der erforderliche Querschnitt des Rahmendurchlasses bestimmt. Die zweizügige Ausführung wurde gewählt, um auch im Revisions- oder Störfall zusätzliche Sicherheit bei der Freigabe des Hochwasserspeicherraums zu erzielen. In die Weiße Elster werden mit fallendem Wasserspiegel maximal  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  in das Gewässer abgegeben.

Auch für den Betriebsauslass war die begleitende Baugrunderkundung und deren Fortschreibung ein wesentlicher Planungsbestandteil, weil auch hier der Zulaufgraben und das Einlaufbauwerk im Bereich des Kippenbodens mit den bekanntermaßen ungünstigen Bodenkennwerten liegen.

Besonderer Abstimmungsbedarf bestand auch hier mit dem Landesamt für Straßenbau und Verkehr sowie der Landestalsperrenverwaltung Sachsen zu den Auswirkungen der bauzeitlichen geschlossenen Wasserhaltung auf benachbarte

Bauwerke. Für den sich einstellenden Absenktrichter war nachzuweisen, dass die Standsicherheit der in unmittelbarer Nähe befindlichen Brücke der BAB 38 über die Weiße Elster und der Gefällestufe Hartmannsdorf jederzeit gegeben ist.

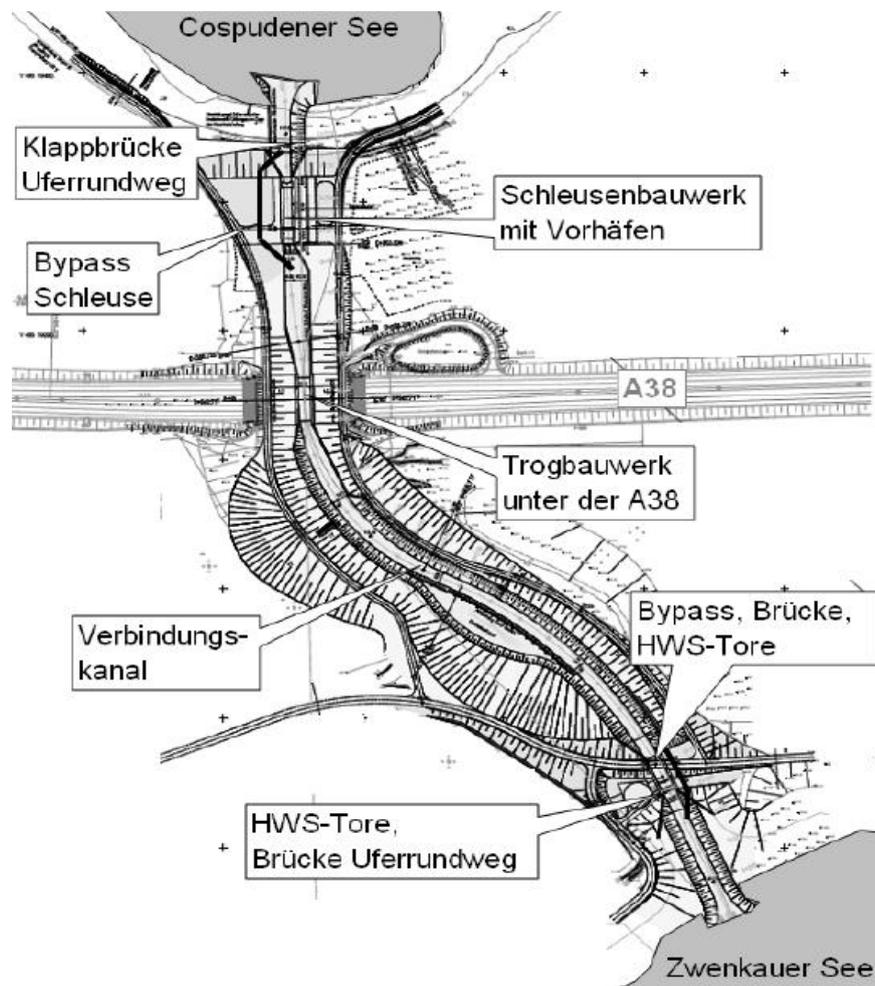
### **4.3 Gewässerverbindung zwischen Zwenkauer See und Cospudener See**

Der zweite Betriebsauslass ist ein Bestandteil der zukünftigen Gewässerverbindung zwischen dem Zwenkauer und Cospudener See („Harthkanal“), welcher die verbleibende Lamelle bis 113,50 mNHN entleert. Dieses Bauwerk mit einer vergleichsweise geringen Auslasskapazität von maximal 2,5 m<sup>3</sup>/s ist zugleich das planerisch und baulich anspruchsvollste, da neben der Funktion als Betriebsauslass auch die maßgebliche gewässertouristische Nutzung mit Schiffbarkeit für Fahrgastschiffe umzusetzen ist.

Derzeit läuft die Entwurfsplanung der Maßnahme.

Die Gewässerverbindung soll aus folgenden wesentlichen Anlagen bestehen:

- Ungedichteter Kanal: Gesamtlänge ca. 750 m, Böschungsneigung 1:4 mit anschließender Landschaftsböschung ca. 1:7, Sohlbreite 8,0–11,5 m für Begegnungsverkehr, Fahrwassertiefe 2,5 m, Unterführung BAB A38 mittels Stahlbeton-Trogbauwerk,
- Schleuse: Hubhöhe von 2,60 m bis 4,65 m, nutzbare Kammerlänge 29,0 m, Kammerbreite 6,5 m, Stemmtore mit Füllschütz, Gewährleistung Vorflutfunktion durch Bypassleitung oder fischdurchgängiges Umgehungsgerinne, Vor-Ort-Bedienung,
- Brücke Uferrundweg Cospuden: Klappbrücke mit 7,0 m Spannweite am Schleusenunterhaupt,
- Brücke Uferrundweg Zwenkau: zweistegiger Spannbetonplattenbalken mit 17 m Spannweite,
- Hochwasserschutztor Zwenkauer See: Kombinationsbauwerk mit Brücke Uferrundweg Zwenkau, Durchfahrtsbreite 11,0 m, Stemmtor in redundanter Ausführung.



**Abbildung 6:** Bauwerke der geplanten Gewässerverbindung Cospudener See – Zwenkauer See, Quelle: KUBENS Ing. GmbH

Die geplante schiffbare Gewässerverbindung ist Bestandteil des wassertouristischen Nutzungskonzeptes der Region Leipzig.

Einen hohen Anteil am Planungsumfang nimmt auch hier die Baugrunderkundung und Bauwerksgründung ein, da sich der gesamte Baubereich im Kippengebiet befindet und durch geeignete Maßnahmen auf die schlechten Baugrunderkennwerte und den Einfluss des ansteigenden Grundwassers zu reagieren sein wird.

Im Ergebnis der Baugrunduntersuchungen wird eine flächenhafte Baugrundvergütungsmaßnahme im Baubereich durch Rüttelstopfverdichtung in Verbindung mit gesonderten Maßnahmen zur Baugrundentwässerung durch Vertikaldrains vorgesehen. Zur Überprüfung und Kalibrierung des Vergütungsverfahrens ist die Herstellung eines Probefelds für Rüttelstopfsäulen vorgesehen.

Für einen dauerhaften uneingeschränkten und wartungsarmen Betrieb wurde für den Ein- und Auslaufbereich sowie das Gerinne des Kanals eine Bewertung der

zu erwartenden Sedimentdynamik der beiden Seen veranlasst, um dem ggf. vorhandenen Verlandungspotential infolge Wind- und Wellenbeanspruchung sowie Durchströmung des Kanals durch geeignete bauliche Maßnahmen und Bauwerksgestaltung entgegenzuwirken.

#### **4.4 Steuerung des Hochwasserspeicherraums**

Die Steuerung des Hochwasserspeicherraums erfolgt maßgeblich in der Kopfstation, dem Hochwasserentlastungsbauwerk am Standort Zitzschen. Dieses Bauwerk verfügt auch über eine Netzersatzanlage sowie mobile Elektroantriebe als zusätzliche Sicherheit für die Funktionstüchtigkeit des Abschlagsbauwerks. Die Überwachung erfolgt über verschiedene Pegel- und Durchflussmessungen, welche die Wasserstände der Weißen Elster vor und nach dem Abschlag überwachen, den Füllstand des Speichers erfassen und über eine Pegelstrecke im Überleitungsgerinne den tatsächlichen Speicherzufluss messen.

Die Betriebseinrichtungen aller Bauwerke am Zwenkauer See werden vernetzt. Die Bedienung kann dabei grundsätzlich jeweils vor Ort oder per Fernsteuerung (mit Videoüberwachung) erfolgen. Zur Abstimmung bzw. „Synchronisation“ der einzelnen Bauwerke wird ein umfassendes Betriebsregime entwickelt, welches in Abhängigkeit von Bau-, Flutungs- und Erkenntnisfortschritt bis mindestens 2018 fortzuschreiben ist. Dieses Betriebsregime wird dabei alle wasserbaulichen Parameter im Bereich des Zwenkauer sowie Cospudener Sees umfassen.

## 5 Literatur

- Landesdirektion Leipzig (2008): Planfeststellungsbeschluss für die Vorhaben „Herstellung des Hochwasserspeicherraums Zwenkau und der Anlagen für Zu- und Ableitung“, Leipzig, 2008,
- LMBV (2006): Planfeststellungsantrag nach § 31 WHG, Wasserwirtschaftliche Maßnahmen im Tagebauterritorium Zwenkau, Leipzig 2006,
- LMBV (2010/04): Mitteldeutsches Braunkohlenrevier – Wandlungen und Perspektiven, Bd. 04 Böhlen/Zwenkau/Cospuden, 2. Auflage, Leipzig 2010,
- LMBV (2010/05): Mitteldeutsches Braunkohlenrevier – Wandlungen und Perspektiven, Bd. 05 Wasserlandschaft im Leipziger Neuseenland, Leipzig 2010,
- Regionaler Planungsverband Westsachsen (2006): Braunkohlenplan als Sanierungsrahmenplan Tagebaubereich Zwenkau/Cospuden, Fortgeschriebene Fassung gemäß Bekanntmachung vom 08.Juni.2006, Leipzig 2006,
- STRABAG Tiefbau GmbH (1992): Asphalt-Wasserbau – Entwicklungsgeschichte in den neuen Bundesländern, STRABAG-Schriftenreihe Nr. 46, Köln, 1992.

Autoren:

Dipl.-Geol. Rolf Schlottmann

Dipl.-Ing. Jörg Schöne

Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-  
Verwaltungsgesellschaft mbH – LMBV  
Betrieb Mitteldeutschland

Walter-Köhn-Straße 2

04356 Leipzig

Tel.: +49 341 2222 2195

Fax: +49 341 2222 2304

E-Mail: rolf.schlottmann@lmbv.de

joerg.schoene@lmbv.de

Dipl.-Ing. Henning Pınar

KUBENS Ingenieurgesellschaft mbH

Niederlassung Nürnberg

Rothenburger Straße 241

90439 Nürnberg

Tel.: +49 911 96 59 371

Fax: +49 911 96 59 320

E-Mail: henning.pinar@kubens-  
ingenieure.de

# Mobildeich by CENO

Der Mobildeich aus flexiblem Membranwerkstoff ist ein mit Wasser befülltes Schlauchsystem für den Hochwasserschutz und mobile Wasserhaltung.



**Alle Vorteile auf einen Blick:** ▪ vollständig mobil: benötigt keine Fundamente ▪ hohe Standfestigkeit durch innovative Netzummantelung ▪ auf allen Untergründen einsetzbar ▪ in verschiedenen Ausführungen und Längen lieferbar - für Stauhöhen bis 2,60 Meter ▪ einfaches Handling – sehr schneller Auf- und Abbau mit nur wenigen Helfern ▪ kein Einsatz von schwerem Gerät

- schnelles Befüllen durch Tauchpumpen mit dem vorhandenen Wasser

## CENO Membrane Technology GmbH

Am Eggenkamp 14 | D – 48268 Greven

Tel.: 02571/969-0 | Fax: 02571/3300

info@ceno-tec.de | www.MOBILDEICH.de

**CENO TEC**  
creating membrane solutions

## **Sturmflutschutz auf den nordfriesischen Halligen**

Holger Schüttrumpf

Theide Wöffler

Arne Arns

Jürgen Jensen

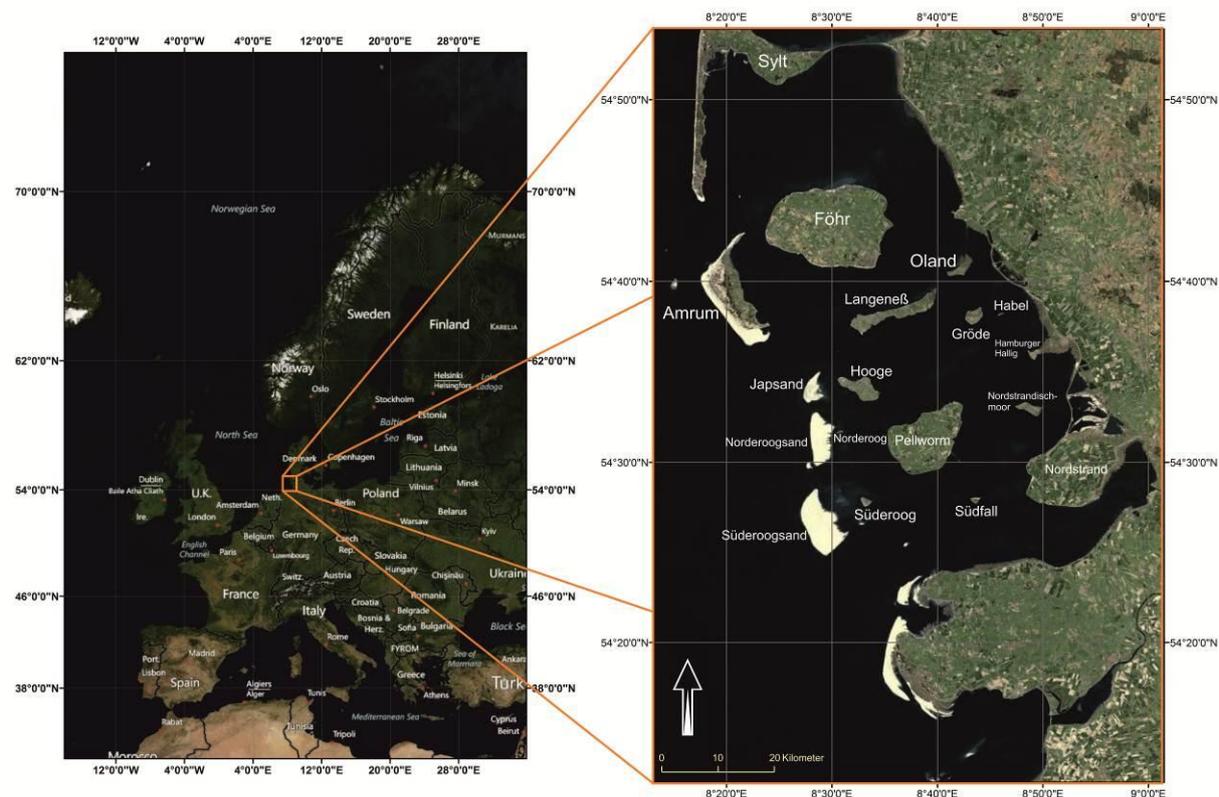
Sturmflut- bzw. Hochwasserschutz bedeutet vielfach, für Ereignisse mit sehr geringer Eintrittswahrscheinlichkeit einen ausreichenden Schutz zu gewährleisten. Die Wahrscheinlichkeit von Überflutungen ist sehr gering und insbesondere die betroffene Bevölkerung ist im Fall des Versagens der Hochwasserschutzanlagen häufig nicht auf die Überflutung ihrer Grundstücke/Gebäude eingestellt. Dies ist anders auf den nordfriesischen Halligen. Die Halligbewohner leben mit den regelmäßigen Überflutungen der Halligflächen und sind u.U. mehrfach im Jahr von der Außenwelt abgeschnitten. Daher kann man insbesondere vom Sturmflutschutz der Halligen viele Lehren für den Hochwasserschutz ziehen.

Sturmflutschutz, Küstenschutz, Halligen, Überflutung

### **1 Einführung**

Die Halligen (Abb.1) im nordfriesischen Wattenmeer stellen in ihrer exponierten Lage eine einzigartige Naturerscheinung dar und wurden schon von Theodor Storm als „Schwimmende Träume“ bezeichnet. Aufgrund ihrer Lage zwingen sie ihren Bewohnern besondere Lebens- und Bauweisen auf. Weiterhin leisten die Halligen durch die Reduktion der von der Nordsee einlaufenden Wellen einen zusätzlichen Beitrag für den Sturmflutschutz der Festlandküste.

Sturmflutschutz auf den Halligen erfordert daher aufgrund ihrer besonderen geographischen Situation spezielle Hochwasserschutzkonzepte sowohl hinsichtlich des Technischen Hochwasserschutzes und des Objektschutzes wie auch in Hinblick auf die Organisation und die Hochwasservorsorge.



**Abb. 1:** Lage der Halligen im Nordfriesischen Wattenmeer

Aufgrund ihrer Abgeschiedenheit bei Sturmfluten und der fehlenden externen Hilfe im Extremfall sind daher auf den Halligen spezielle Hochwasserschutzkonzepte wie Warften (Abb. 2), Hochwasserschutzräume, Halligigel (Abb. 3), etc. entstanden.



**Abb. 2:** Warft auf Hallig Oland



**Abb. 3:** Halligigel auf Hallig Langeneß

Infolge des steigenden Meeresspiegels sowie der vermuteten Zunahme von Sturmfluthäufigkeit und -intensität werden die Halligen in Zukunft stark vom Klimawandel betroffen sein. Aufgrund der regelmäßigen Überflutungen bei

Sturmflutereignissen ist zwar ein Anwachsen der Halligen durch eingetragene Sedimente möglich, ob diese Sedimentationsraten den Anstieg des Meeresspiegels ausgleichen können, ist jedoch fraglich.

Im Rahmen des BMBF-Forschungsvorhabens „Zukunft Hallig“ (BMBF KFKI 03KIS093/03KIS094/03KIS095/03KIS096) werden derzeit am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen in Kooperation mit dem Forschungsinstitut für Wasser und Umwelt der Universität Siegen, dem geowissenschaftlichen Zentrum der Universität Göttingen sowie dem Landesbetrieb für Küsten- und Naturschutz des Landes Schleswig-Holstein neue Küstenschutzstrategien entwickelt, um damit für die Halligen auf die Herausforderungen infolge des steigenden Meeresspiegels und der Zunahme von Sturmfluthäufigkeit und –intensität reagieren zu können.

## 2 Die Halligen im Nordfriesischen Wattenmeer

Die insgesamt nur 20,8 km<sup>2</sup> großen Halligen sind Relikte des Festlandes. Die Halligen entstanden vereinzelt aus den Resten ehemaliger Küstenmarschen, der größte Teil resultiert jedoch weitestgehend aus Neuauflandungen durch Schlickablagerungen (Quedens 1992).

Die Halligen stellen in Ihrer exponierten Lage eine einzigartige Naturerscheinung dar und zwingen ihren Bewohnern besondere Sturmflutschutzmaßnahmen auf. Die Häuser auf den Halligen sind auf Warften erbaut und besitzen zusätzliche Schutzräume für den Extremfall. Einige Halligen haben Sommerdeiche, andere höher gezogene Deckwerke. Nachfolgend sind die sechs bewohnten Halligen aufgelistet:

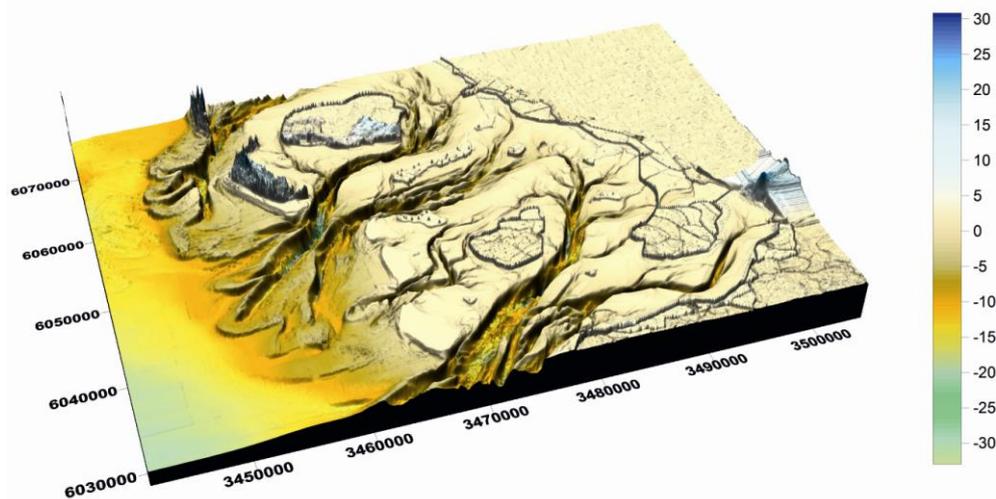
- Langeneß
- Nordstrandischmoor
- Gröde
- Oland
- Hooge
- Hamburger Hallig

Nicht bewohnt bzw. nicht ganzjährig bewohnt sind:

- Habel
- Südfall
- Süderoog
- Norderoog

Insgesamt leben auf den 38 Warften der zehn bewohnten Halligen derzeit etwa 350 Einwohner. Diese bestreiten ihren Lebensunterhalt im Wesentlichen im Küstenschutz, durch den Tourismus und die Landwirtschaft.

Das Wattenmeer im Bereich der Halligen ist stark durch die Gezeiten geprägt und weist eine sehr flache Neigung auf, wodurch bei Tideniedrigwasser große Teile trocken fallen. Ein weiteres Merkmal des Wattenmeeres sind ausgedehnte Prielsysteme und die Inseln bzw. Halligen (Abb. 4).



**Abb. 4:** Morphologie des Nordfriesischen Wattenmeers (Quelle: Bathymetrie vom LKN-SH und Topographie vom LVerGeo SH)

Das Wattenmeer mit seinen Halligen hat neben der ökologisch und kulturhistorisch wichtigen Bedeutung auch großen Einfluss auf die Küstenschutzstrategien an der Festlandküste. Zum einen kann der Wind das Wasser aufgrund der geringen Wassertiefen stärker aufstauen als an Küsten mit großen Wassertiefen, zum anderen jedoch wird die Seegangsbelastung der Festlandküste während der Sturmfluten bereits im Wattenmeer durch die geringen Wassertiefen stark reduziert.

Aufgrund ihrer exponierten Lage im schleswig-holsteinischen Wattenmeer werden die Halligen zuerst von den Auswirkungen des Klimawandels betroffen sein. Der Anstieg des mittleren Meeresspiegels für die Station Wyk zwischen 1971 und 2008 beträgt 0,46 cm/Jahr (Jensen et al., 2012). Die Halligen selber können mit diesem Anstieg nicht mithalten, da die Sedimentationsraten mit bis zu 0,38 cm/Jahr niedriger sind als der Anstieg des Meeresspiegels (Karius et al., 2009). Dadurch bedingt kommt es zu häufigeren Überflutungen der niedrig gelegenen Halligbereiche.

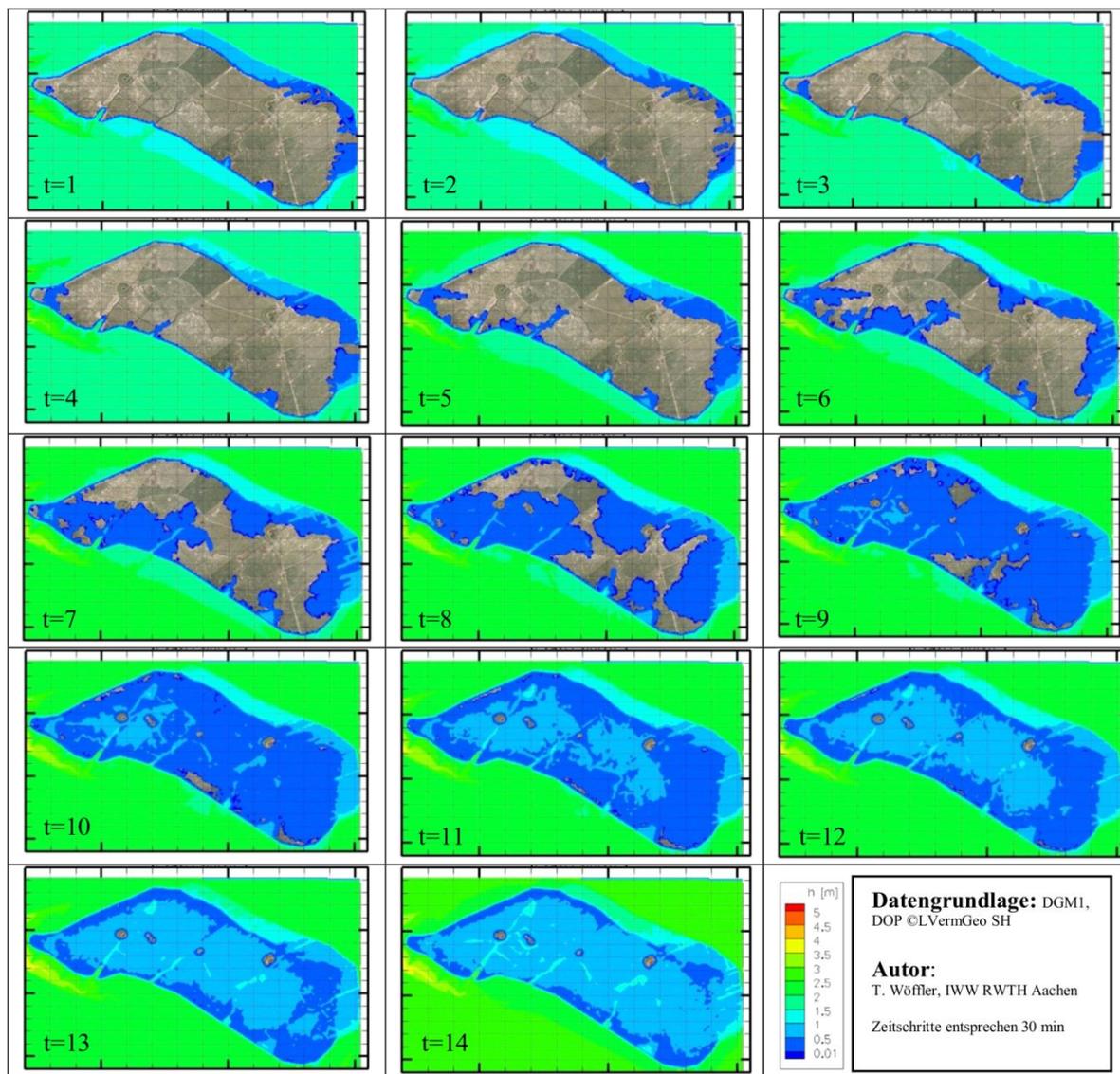
### 3 Überflutungshäufigkeiten und -intensitäten

Die Häuser auf den Halligen sind auf Warften erbaut. Einige Halligen haben Sommerdeiche, andere höher gezogene Deckwerke. Hierdurch werden die einzelnen Halligen unterschiedlich häufig überflutet. Im stürmischen Frühjahr und Herbst heißt es z.B. auf der Hallig Hooge etwa fünf Mal und auf der Hallig Nordstrandischmoor etwa 30 Mal "Land unter".

Während viele Folgen und Konsequenzen des projizierten anthropogenen Klimawandels noch nicht wissenschaftlich abgesichert sind, gilt eine Beschleunigung des Meeresspiegelanstiegs als gesichert. Unklar ist nur noch die Höhe des Meeresspiegelanstiegs in diesem Jahrhundert. Die aktuellen Klimaszenarien sprechen global von einem Anstieg zwischen 0,18 m/Jahrhundert und 0,59 m/Jahrhundert (IPCC, 2007). Unter anderem aufgrund neuerer Erkenntnisse über die Entwicklung des grönländischen Inlandeises wird sogar mit deutlich höheren Werten für den Meeresspiegelanstieg gerechnet (Rahmstorf, 2006; Schnellhuber, 2008, Grinsted et al., 2009).

Im Bereich der Halligen zeigen Untersuchungen der Universität Siegen für die Station Wittdün zwischen 1935 und 2009 einen Anstieg des Mittleren Tidehochwassers MThw von ca. 0,42 cm/Jahr, des Mitteleren Tideniedrigwassers MTnw von ca. -0,018 cm/Jahr und des Mittleren Tidehubs MThb von 0,44 cm/Jahr. Dies resultiert in einer Zunahme der Überflutungshäufigkeiten und der Überflutungsintensitäten. Dadurch ist insgesamt mit häufigeren und länger andauernden „Land unter“ Ereignissen zu rechnen.

Es zeigt sich, dass der Sedimentaufwachs der Halligen grundsätzlich in der Größenordnung des Meeresspiegelanstiegs liegt. Allerdings können lokale Verhältnisse deutlich von den Mittelwerten abweichen. Für die größeren Halligen Hooge und Langeneß liegen die Sedimentzuwachsrate unterhalb des säkularen MThw-Anstiegs. Für Nordstrandischmoor liegen die Sedimentaufwachsraten oberhalb des MThw-Anstiegs. Um das Aufwachsen der Halligen zweifelsfrei zu klären, finden derzeit entsprechende Untersuchungen in Zusammenarbeit der Universität Göttingen und der RWTH Aachen auf den Halligen statt. Diese Feldmessungen werden durch umfassende hydro-numerische Untersuchungen ergänzt, um die Überflutungen der Halligen beschreiben und ggf. Anpassungsmaßnahmen entwickeln zu können. Ein Ergebnis der Überflutungssimulationen ist beispielhaft in Abb. 5 dargestellt.

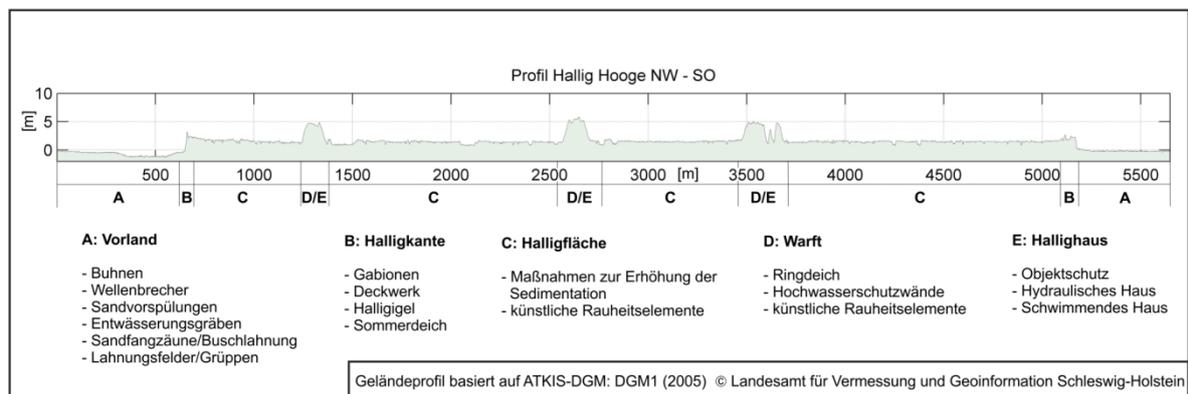


**Abb. 5:** Überflutungssimulation der Hallig Nordstrandischmoor für die Sturmflut vom 03.01.1976 (Simulation mit PROMAIDES (Bachmann, 2012))

#### 4 Sturmflutschutz auf den Halligen

Der Sturmflutschutz auf den Halligen setzt sich aus verschiedenen Komponenten zusammen und ist beispielhaft für Hallig Hooge in Abb. 6 im Profil dargestellt.

- Im Bereich des Wattenmeeres und der Vorländer werden die Strömungsgeschwindigkeiten sowie der bei Sturmflut einlaufende Seegang gedämpft.
- Die Halligkante mit dem sogenannten Halligigel (Abb. 3) stellt einen Überflutungsschutz dar und reduziert einerseits die Häufigkeit des „Land unters“, andererseits werden hohe Wellen am Halligigel gebrochen.
- Sommerdeiche auf der Hallig vermindern ebenfalls die Anzahl der Überflutungen bzw. reduzieren bei Sturmfluten die Energie des einlaufenden Seegangs.
- Warften (Abb. 2) haben die Aufgabe, die Hallighäuser gegen hohe Wasserstände und hohe Wellen zu schützen. Sie bilden während der Sturmflutsaison die hochwassersicheren Bereiche auf den Halligen.
- Hochgelegene Hochwasserschutzräume stellen im Extremfall eine weitere Schutzmöglichkeit für die Halligbewohner dar.

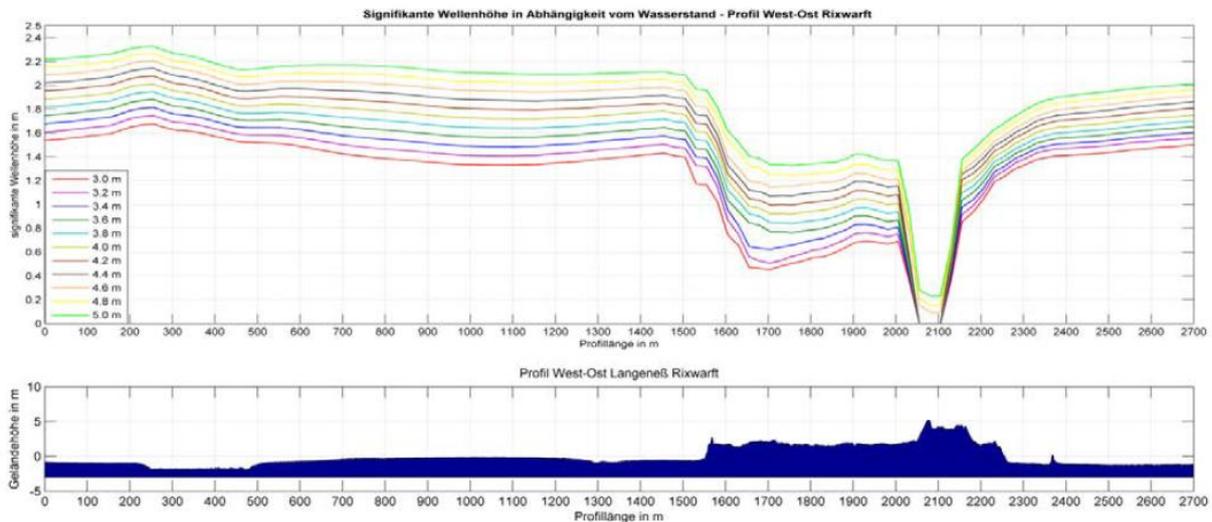


**Abb. 6:** Querprofil Hallig Hooge

Die Beschreibung der einzelnen Komponenten des Sturmflutschutzes der Halligen zeigt, dass lediglich mit einer Aufwärtung die Hallighäuser bei steigendem Meeresspiegel hochwasserfrei gehalten werden können. So wurden die 32 bewohnten Warften in den letzten Jahrzehnten mit Kosten in Höhe von etwa 18 Mio. € verstärkt und den derzeitigen Randbedingungen angepasst.

Neben der Aufwärtung und damit verbunden der Anpassung der Warfthöhe an die maßgebenden Sturmflutwasserstände kommt insbesondere der Seegangsdämpfung eine hohe Bedeutung zu. Eine Sensitivitätsanalyse in Abb. 7 für die Rixwarft auf Hallig Langeneß für Sturmflutwasserstände zwischen

3,0 mNN und 5,0 mNN zeigt, dass der Halligigel und die Warft unabhängig vom Sturmflutwasserstand eine starke seegangsreduzierende Wirkung haben.



**Abb. 7:** Seegangsentwicklung am Beispiel der Rixwarft für die Hallig Langeneß

Um den Sturmflutschutz der Halligen zu verbessern und an die Auswirkungen des Klimawandels anzupassen, sollten sich zukünftige Küstenschutzstrategien somit im Wesentlichen auf den Halligigel und die Warft selber konzentrieren. Deren Beitrag zur Seegangsämpfung sowie zur Sicherstellung hochwasserfreier Bereiche ist am Größten.

## 5 Schlussfolgerungen

Die Halligen im Nordfriesischen Wattenmeer stellen eine einzigartige Natur- und Kulturlandschaft in Deutschland dar. Aufgrund der Exposition gegenüber Sturmfluten und der häufigen Überflutungen hat sich in der Vergangenheit ein spezieller Hochwasserschutz entwickelt. Aufgrund des Meeresspiegelanstiegs und vergleichsweise niedriger Sedimentationsraten ist ein Aufwachsen der Halligen nur bedingt möglich. Daher ist es notwendig, im Rahmen des BMBF-Projektes „Zukunft Hallig“ zukünftige Küstenschutz- und Bewirtschaftungsstrategien zu untersuchen. Es konnte gezeigt werden, dass sich diese Maßnahmen auf den Halligigel einerseits zur Reduktion der Seegangsbelastung und auf die Warften andererseits zur Anpassung an steigende Wasserstände konzentrieren müssen.

## 6 Literatur

- Bachmann, D. (2012) Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Dissertation. Aachen. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen  
<http://darwin.bth.rwth-aachen.de/opus3/volltexte/2012/4043/>
- Grinsted, A.; Moore, J. C.; Jevrejeva, S. (2009): Reconstructing sea level from paleo and projected temperatures 200 to 2100 AD. *Clim. Dyn.* doi: 10.1007/s00382-008-0507-2.
- IPCC (2007): Intergovernmental Panel on Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. In: Solomon, S.; Quin, D.; Manning, M.; Chen, Z.; Marquis, M.; Averyt K. B.; Tignor, M.; Miller, H. L. (eds.). Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York.
- Jensen, J., Frank, T., Wahl, T. (im Druck): Analyse von hochaufgelösten Tidewasserständen und Ermittlung des MSL an der deutschen Nordseeküste (AMSeL), *Die Küste*, Heft 78.
- Karius V., Deicke M., von Eynatten H. (2009): Über das Oberflächenwachstum der Nordfriesischen Halligen. In: Ratter, B.M.W. (Hrsg.) *Hamburger Symposium Geographie*, Band 1: Küste und Klima, S. 35-38, Hamburg (ISBN: 978-3-9806865-8-7).
- Quedens, G. (1992) *Die Halligen*. Breklumer Verlag
- Rahmstorf, S. (2006): Fact Sheet zum Klimawandel. Potsdam-Institut für Klimafolgenforschung
- Schellnhuber, H. J. (2008): Global warming: Stop worrying, start panicking? - *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*. PNAS 105, 38.
- Wöffler, T.; Schüttrumpf, H.; Arns, A.; von Eynatten, H.; Häußling, R.; Jensen, J.; Schindler, M. (2012) Development of Coastal Protection Measures for small Islands in the Wadden Sea using a risk-based approach. *Proceedings 33<sup>rd</sup> International Conference on Coastal Engineering*. Santander. Spain

**Autoren:**

Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf  
Dipl.-Geogr. Theide Wöffler  
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
RWTH Aachen University  
Mies-van-der-Rohe-Str. 1  
52056 Aachen

Tel.: +49 241 80 25262  
Fax: +49 241 80 22348  
E-Mail: [schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de](mailto:schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de)  
[woeffler@iww.rwth-aachen.de](mailto:woeffler@iww.rwth-aachen.de)

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen  
Dipl.-Ing. Arne Arns  
Institut für Wasser und Umwelt  
Universität Siegen  
Paul-Bonatz-Str. 9-11  
57076 Siegen, Germany

Tel.: +49 271-740-2172  
Fax: +49 271-740-2722  
E-Mail: [juergen.jensen@uni-siegen.de](mailto:juergen.jensen@uni-siegen.de)  
[Arne.arns@uni-siegen.de](mailto:Arne.arns@uni-siegen.de)

# **Grundhochwasser - Schadenspotenziale, Erfahrungen und Untersuchungen innerhalb der Stadt**

Thomas Sommer  
Kirsten Ullrich

Seit dem August-Hochwasser 2002 muss sich die Landeshauptstadt Dresden nicht nur der Vorsorgsorge gegen Schäden im Bereich oberirdischer Bebauung und im Infrastrukturbereich stellen, sondern auch einem Phänomen, das in dieser Schärfe lange aus dem Bewusstsein der Dresdner verdrängt war. Die Grundwasserstände stiegen im August 2002 im Stadtgebiet um bis zu 6 m an und gingen – auch in der Folge des anschließenden Winterhochwassers 2002/2003 - nur langsam zurück. Seitdem ist die Vorsorge gegen Grundhochwasser eine feste Größe in allen Hochwasservorsorge-Aktivitäten der Landeshauptstadt. Diese basieren auch auf umfangreiche Untersuchungen und Modellierungen zu unterirdischen Schadenspotenzialen, die mit Erhebungen zur Wahrnehmung des Phänomens Grundhochwasser bei den Betroffenen und der Etablierung eines umfangreichen Informations- und Kommunikationssystems zur Problematik unterirdischer Schadenspotenziale einher gingen. Im vorliegenden Beitrag werden ein Überblick über die Forschungs- und Untersuchungsarbeiten zum Grundhochwasser in Dresden seit 2002 gegeben und wichtige daraus resultierende Strategien des Hochwasserrisikomanagements für den unterirdischen Bereich vorgestellt.

Stichworte: Grundhochwasser, Hochwasserrisikomanagement, Hochwasservorsorge, Risikokommunikation, unterirdische Schadenspotenziale

## **1 Einleitung**

In der vergangenen Dekade hat sich bei der Bewältigung und Vorsorge extremer Hochwasserereignisse ein Paradigmenwechsel von einem prioritär technisch orientierten Hochwasserschutz über eine stärker raumordnerische Hochwasservorsorge hin zu einem integrierten Hochwasserrisikomanagement vollzogen. Damit ist auch eine systemübergreifende Herangehensweise an Hochwasserrisiken einhergegangen. Das betrifft sowohl die Einbeziehung verschiedener räumlicher Komponenten der Hochwasserbetroffenheit als auch die Berücksichtigung infrastruktureller Gegebenheiten im urbanen Raum. Für ein integriertes Hochwasserrisikomanagement muss auch das Grundwasser als relevante Schadenskomponente mit berücksichtigt werden.

Dies war der inhaltliche Schwerpunkt mehrerer BMBF-Forschungsprojekte mit Fokus auf dem Elbtalgrundwasserleiter in Dresden.

Grundwasser ist meist unsichtbar und entzieht sich weitestgehend der unmittelbaren Wahrnehmung. Diese Tatsache stellt ein Hochwasserrisikomanagement, das die besonderen Aspekte des Grundwassers berücksichtigt, vor spezielle Herausforderungen. Dies gilt insbesondere im Hinblick auf die Risikokommunikation, die zu einem unverzichtbaren Bestandteil eines integrierten Hochwasserrisikomanagements geworden ist.

Naturgemäß steht bei Hochwasserereignissen die oberirdische Überflutung im Mittelpunkt der öffentlichen Aufmerksamkeit. In Flussauen, in denen große Grundwasserleiter ausgebildet sind, kann Hochwasser über weite Flächen einen ausgeprägten Anstieg des Grundwassers verursachen. So stiegen während des August-Hochwassers 2002 und dem nachfolgenden Winter-Hochwasser 2002/2003 die Grundwasserstände in Dresden um bis zu 6 m an und gingen in der Folge nur sehr langsam zurück.

Diese Dynamik des Grundwassers konnte auf Grund umfangreicher Untersuchungen und Modellierungen (*Ullrich & Sommer 2005; DGFZ 2008*) auf verschiedene Ursachen zurückgeführt werden, die sich in ihrer Wirkung überlagerten und dadurch nicht vollständig voneinander abgrenzbar waren. Verallgemeinernd lassen sich folgende Faktoren zusammenfassen:

- Starkniederschlagsereignisse im Überflutungsgebiet und damit Aufsättigung des Bodenspeichers, so dass unter gesättigten Verhältnissen eine schnelle Reaktion des Grundwassers auf die Überflutung die Folge war;
- Rückstau des aus dem Hinterland in Richtung Vorfluter strömenden Grundwassers,
- Rückstau in der Abwasserkanalisation und somit Verteilung eindringenden Oberflächenwassers in Gebiete, die nicht von der Überflutung betroffen waren,
- hohe Anfangswasserstände im Grundwasser durch aufgefüllte Absenkungstrichter nicht mehr betriebener Wasserversorgungsanlagen, Speisung aus den liegenden Grundwasserleitern.

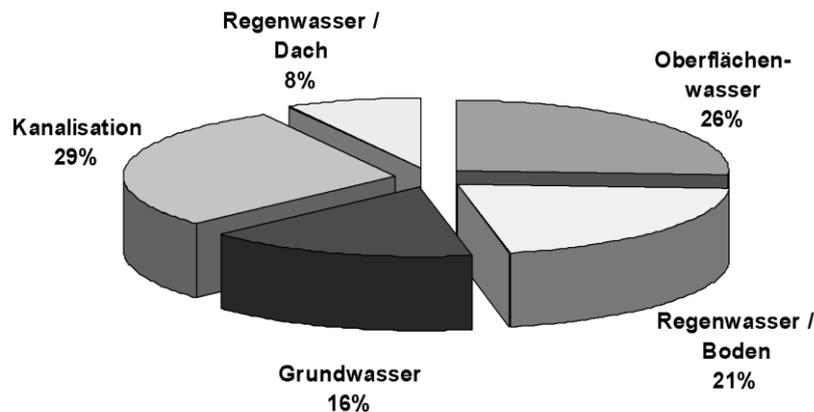
Bei Hochwasser stehen meist die durch die oberirdische Überschwemmung hervorgerufenen Schäden im Mittelpunkt der öffentlichen Wahrnehmung. Die durch das ansteigende Grundwasser verursachten Schäden sind zwar insgesamt geringer als die Schäden durch oberirdisches Hochwasser, dennoch tragen sie zur Erhöhung der Hochwasserschadenssumme bei. Eine genaue Bezifferung grundwasserbedingter Schäden ist nur schwer möglich, da sich Schäden durch oberflächige Überflutung mit der Wirkung von Grundhochwasser oft überlagern.

Das Ziel der Untersuchungen in Dresden nach den Hochwässern 2002/2003 und

2006 war deshalb die Entwicklung von Methoden zur Abschätzung der Gefährdung unterirdischer Bauwerke und Infrastrukturen durch schnell steigendes Grundwasser bei Extremhochwässern sowie zur Ermittlung und Validierung der damit verknüpften Schadenspotenziale. Damit sollten den Behörden methodische Grundlagen für die Konzipierung und Umsetzung von Hochwasservorsorgemaßnahmen für den unterirdischen bebauten Raum angeboten werden.

## 2 Grundhochwasser – Schadenspotenziale und Wahrnehmung

Eine Auswertung der Schäden für die Grundstücke des Freistaates Sachsen nach dem August-Hochwasser 2002 ergab für die Schadensursache Grundwasser einen Anteil von 16 Prozent am Gesamtschadensbild (Abbildung 1).



**Abbildung 1:** Hochwasserschäden 2002 nach Herkunft des Wassers auf Liegenschaften des Freistaates Sachsen (Huber et al. 2003)

An einzelnen Gebäuden kann Grundwasser erhebliche Schäden verursachen. So kam es in Dresden 2002 beispielsweise an einem Schulgebäude außerhalb der Überflutungsfläche zu einer gefährlichen Situation. Der Hallenfußboden der Sporthalle liegt etwa 3,60 Meter unter der Geländeoberfläche. Bei der Planung des Gebäudes wurde der bisherige mittlere Grundwasserstand bei 3 m unter der geplanten Bodenfläche ermittelt. Für einen Grundwasserhochstand mit 50-jährlicher Wiederkehrwahrscheinlichkeit war auf der Basis der damals vorhandenen Daten ein Abstand von über einem Meter zwischen Grundwasser und Bodenplatte ausgewiesen worden. Der extreme Anstieg des Grundwassers am 16./17. August 2002 weit über die Gründung der Bodenplatte hinaus gefährdete die Standsicherheit des Gebäudes massiv und führte zu erheblichen Schäden. Grundsätzlich können die durch Grundwasser verursachten Schäden folgenden typischen Schadensursachen zugeordnet werden (DGFZ 2012, S. 3):

- Schäden an der Gebäudesubstanz mit der Durchfeuchtung der Baukonstruktionen, vor allem von Kellerfußböden und -wänden, durch ansteigendes Grundwasser,
- Schäden an Gebäudetechnik und -einrichtung, insbesondere an technischen Anlagen wie Heizungen, Steueranlagen und Öltanks, durch Eindringen von Grundwasser in das Gebäude,
- Kontamination von Gebäudeteilen durch austretende Schadstoffe in Folge von Einwirkung aufsteigenden Grundwassers,
- Zerstörung oder Beschädigung von Gebäuden durch Instabilität des Untergrundes bei zu geringer Gebäudelast („Aufschwimmen“ bzw. hydraulischer Grundbruch),
- indirekte Schäden durch den Nutzungsausfall der Gebäude bzw. von Teilen der Gebäude.

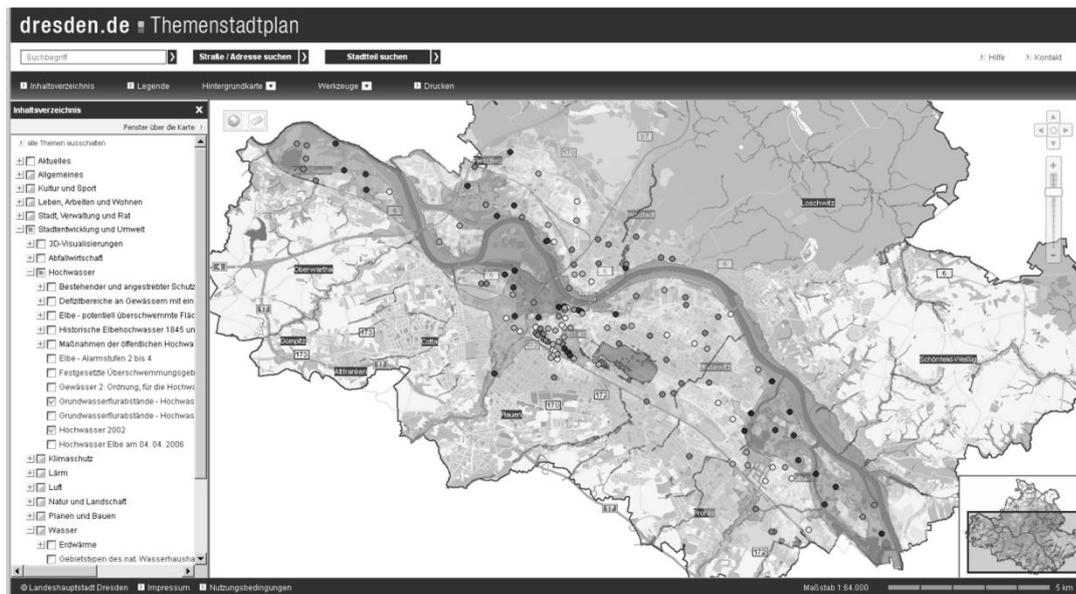
Die Wahrnehmung von Grundhochwasser bei den Betroffenen ist ein wesentlicher Ausgangspunkt für das Maß der individuellen Vorsorge. Die Untersuchungen in den Jahren 2007/2008 zur Wahrnehmung von Hochwasser und Grundhochwasser haben gezeigt, dass unter den Befragten das Interesse am Thema ziemlich groß war, nur 19,4% gaben wenig oder sehr wenig Interesse für diese Thematik an (*Grunenberg & Bothmer 2012*).

Bezüglich der Wahrnehmung von Grundhochwasser sind nach *Grunenberg & Bothmer (2012)* die Werte zur Auseinandersetzung mit dem Thema geringer. Nur 57,4% der Befragten haben sich bereits häufig oder manchmal dem Thema zugewandt; selten oder nie haben es 41,9%. Auf diese Zielgruppe müssen sich die Kommunikationsaktivitäten ganz besonders richten. Dabei muss berücksichtigt werden, dass Grundwasser nicht zu den akutesten Interessensfeldern der Bevölkerung gehört, wenngleich ein gewisses Grundinteresse festgestellt wurde. Das kann bedeuten, „bei der Kommunikation nicht mit massiven Katastropheneignissen aufzuwarten, sondern diese eher mit der konstanten Hintergrundbedeutung von Grundwasser zu verbinden.“ Dabei sind folgende grundwassertypischen Sachverhalte zu berücksichtigen (nach *Grunenberg & Bothmer 2012*, S. 121):

- Grundwasser hat einen ubiquitären, aber nichtvisuellen Charakter: Es muss im Hochwasserfall mit anderen Sachverhalten, z.B. Gesundheit, Lebensqualität und Wertigkeit für die Natur verknüpft werden.
- Grundhochwasser ist selten existenzbedrohend, kann aber zu einer materiellen und in hohem Maße immateriellen Schadensquelle werden.

- Grundwasser hat eine wichtige Bedeutsamkeit als Ressource auch innerhalb urbaner Gebiete, es muss demzufolge auch innerhalb der Stadt bewirtschaftet werden.

Für den Katastrophenfall ist als Herausforderung für die öffentliche Hand vor allem deutlich zu machen, dass anders als bei einem Oberflächenhochwasser nur begrenzte Reaktionsmöglichkeiten bestehen.



**Abbildung 2:** Themenstadtplan Dresden – Minimale Grundwasserflurabstände nach dem Hochwasser 2002 (<http://stadtplan.dresden.de/>)

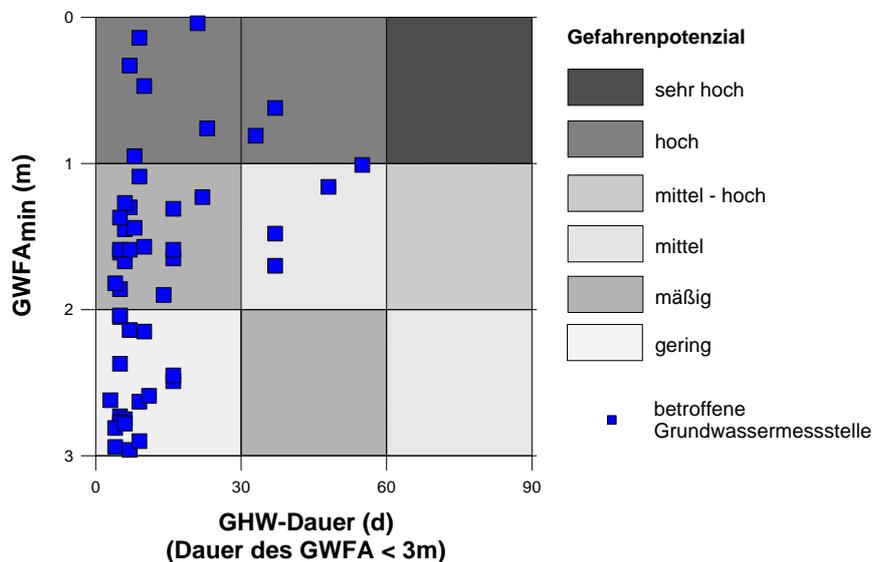
Der informationellen Risikovorsorge ist deshalb für das Grundwasser ein breiter Raum zu geben. Die Landeshauptstadt Dresden hat schon frühzeitig – bereits vor dem Hochwasser 2002 und verstärkt danach – über ihren Internetauftritt Informationen zur Grundwasserdynamik im urbanen Raum zur Verfügung gestellt (Abbildung 2).

### 3 Hochwasserrisikomanagement für den unterirdischen Raum

#### 3.1 Identifikation von schadensrelevanten Grundwasserparametern

Die Analyse der Gefährdungspotenziale durch grundwasserdynamische Prozesse ging von der nach dem Hochwasser 2002 erarbeiteten Methodik zur Bewertung der Grundwasserdynamik in Folge von Hochwasserereignissen aus (*Sommer & Ullrich 2005; Sommer 2007*). Nach dem Frühjahrs-Hochwasser 2006 wurde diese Methodik auf den Datenpool von 2006 übertragen und modifiziert. Grundlage dafür war der Vergleich der unterirdischen Abflussprozesse nach den Hochwassern 2002 und 2006. Die Auswertung der Daten von 2006 ergab wesentlich ge-

ringere Intensitäten der hochwasserbedingten Grundwasserdynamik als nach dem Ereignis 2002. Damit konnte zum einen eine Plausibilisierung der Methodik von 2002 vorgenommen werden; zum anderen ergaben Untersuchungen zu den unterirdischen Schadenspotenzialen, ausgehend von der gebäudetypologischen Betrachtung, eine Fokussierung auf den Grundwasserflurabstand als den bestimmenden, gefährdungsinduzierenden Parameter. Dieser wurde in einem weiteren Schritt als Bemessungsgröße für die Dauer des Grundhochwassers als der Zeitraum, in dem das Grundwasser einen Grundwasserflurabstand von  $\text{GWFA} < 3 \text{ m}$  für das Untersuchungsgebiet Dresden auswies, genutzt. Aus den Parametern minimaler Grundwasserflurabstand und Dauer des Grundwasserflurabstandes  $\text{GWFA} < 3 \text{ m}$  wurden sechs Gefahrenklassen gebildet. Die Zuordnung der 2002 und 2006 beobachteten Messstellen zeigt Abbildung 3.



**Abbildung 3:** Gefahrenpotenziale Grundwasser nach HW 2002 und 2006 mit dem Intensitätsparameter des minimalen Grundwasserflurabstandes und der Dauer des Grundhochwassers, bezogen auf  $\text{GWFA} < 3 \text{ m}$

### 3.2 Umgang mit unterirdischen Schadenspotenzialen in Dresden

Die Hochwasservorsorge im Grundwasser ist zu einem wesentlichen Bestandteil im Plan Hochwasservorsorge Dresden (*LH DD 2010*) geworden. Sie basiert in Dresden auf Grund der Erfahrungen nach den Hochwässern 2002 und 2006 und diesbezüglicher Forschungsergebnisse auf einer Kombination aus rechtlicher und bauplanerischer Flächenvorsorge; Informationsvorsorge und objektbezogener Bauvorsorge und Objektschutz.

Flächenbezogene Schutzziele für das Grundwasser sieht der Gesetzgeber nicht vor. Der für ein Bauwerk erforderliche Schutz gegen Grundhochwasser ist immer objekt konkret durch den jeweiligen Gebäudeeigentümer festzulegen und zu realisieren. Bei der Aufstellung von Bauleitplänen sind insbesondere die allge-

meinen Anforderungen an gesunde Wohn- und Arbeitsverhältnisse und die Sicherheit der Wohn- und Arbeitsbevölkerung zu sichern; dabei ist Vorsorge dafür zu tragen, dass die zu errichtenden Gebäude keinem unvermeidbaren Risiko durch Vernässung oder nachhaltige geomechanische Prozesse wie Setzungen, Rutschungen usw. ausgesetzt werden. Insofern kommt der Bauleitplanung auch eine vorsorgende Funktion zu, die bezüglich des Grundwassers auch für den Hochwasserfall gilt. Andererseits ist durch die Bauleitplanung auch Vorsorge dafür zu treffen, dass naturnahe Abflussverhältnisse des Grundwassers gewährleistet bleiben, denn bei der Aufstellung der Bauleitpläne sind auch die Auswirkungen auf die Belange des Umweltschutzes besonders zu berücksichtigen (§ 1 Abs. 6 Nr. 7a BauGB). Für die Beurteilung der Auswirkungen unterirdischer Bebauung wie Tunnel oder zwei- und mehrgeschossige Tiefgaragen auf die Grundwasserströmung und die Bestimmung eventuell erforderlicher Reduzierungen oder Ausgleichsmaßnahmen wie Düker sind deshalb immer die Hochwasserverhältnisse bei einem HQ100 der Elbe zugrunde zu legen. Neu entstehende Bauwerke dürfen hierbei nicht isoliert betrachtet werden, sondern sind immer im Zusammenhang mit der bereits vorhandenen und der noch geplanten Tiefbebauung zu betrachten. In Dresden steht dafür das besonders für die Zwecke der Bauleitplanung entwickelte und im Rahmen des Projektes aktualisierte dreidimensionale Grundwassermodell Dresden zur Verfügung.

Die vorhandene Hochwassergefährdung ist insbesondere dann, wenn maßgebliche Hochwasserereignisse schon länger zurückliegen oder nicht persönlich erlebt wurden, durch den Einzelnen oft nicht leicht erkennbar. Ganz besonders gilt dies für die Gefährdung durch Grundhochwasser, denn diese ist oberirdisch nicht sichtbar. Die Informationsvorsorge muss deshalb in „hochwasserfreien“ Zeiten planmäßig und kontinuierlich erfolgen und im (nahenden) Hochwasserfall kurzfristig intensiviert werden können. Hierfür sind geeignete personelle und materielle Kapazitäten vorzuhalten bzw. zu qualifizieren. In der Hochwassersituation selbst können aktuelle Informationen über die Grundwasserstände bereitgestellt werden, die dem Eigentümer sachgerechte Entscheidungen zum Schutz von Gebäuden zu ermöglichen. Statisch gefährdete Gebäudeteile können beispielsweise je nach konkreter Gefahrenlage geflutet oder durch zusätzliche Auflast gesichert und so vor dem Aufschwimmen bewahrt werden.

Dank: Die zugrunde liegenden Ergebnisse wurden im Rahmen des Projektes „Entwicklung multisequenzieller Vorsorgestrategien für grundhochwassergefährdete urbane Lebensräume (MULTISURE)“ erzielt. Das Vorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung unter dem Förderkennzeichen 0330755 im Rahmen des Forschungsschwerpunktes RIMAX gefördert.

## 4 Literatur

- DGFZ (2008): Entwicklung eines 3-Zonen-Modells für das Grundwasser- und Infrastrukturmanagement nach extremen Hochwasserereignissen in urbanen Räumen (3ZM-GRIMEX). Abschlussbericht BMBF-Verbundprojekt FKZ: 02WH0557. 12/2008.
- DGFZ (2012): Unterirdische Schadenspotentiale durch Grundhochwasser in urbanen Lebensräumen. Gemeinsame Mitteilungen des Dresdner Grundwasserforschungszentrums e.V. und seiner Partner. Heft 6/2012 (ISSN 1611 - 5627).
- Grunenberg, H. und Bothmer, D. (2012): Risikokommunikation zu unterirdischen Schadenspotenzialen. In: DGFZ (2012), S. 89-136.
- Huber, G., Hiller G. & A. Braune (2003): Konzepte des Hochwasserschutzes für die Bauten des Freistaates Sachsen im Historischen Stadtkern von Dresden. Tagungsband Hochwassernachsorge Grundwasser Dresden. 08. Oktober 2003, Dresden, S. 57-61.
- LH DD (2010): Plan Hochwasservorsorge Dresden. Dresden, Stand 2010.
- Sommer, Th. (2007): Groundwater Management – a part of Flood Risk Management. In: Vrba, J. & Salamat, A. R. (Eds.): Groundwater for Emergency situations. Proceedings of the International Workshop UNESCO. Tehran, Oct. 2006. IHP-VI, Series on Groundwater No. 15. UNESCO 2007, pp 35-44.
- Ullrich, K. & Sommer, Th. (2005): Auswirkungen des Hochwassers 2002 auf das Grundwasser. Forschungsbericht. LH Dresden (Hrsg.). April 2005. 69 S. (ISBN 3-00-016631-9)

Autoren:

Dr. Thomas Sommer

Dresdner Grundwasser-  
forschungszentrum e.V. (DGFZ)  
Meraner Str. 10  
01217 Dresden

Tel.: +49 351 40506-65

Fax: +49 351 40506-79

E-Mail: [tsommer@dgfz.de](mailto:tsommer@dgfz.de)

Dr. Kirsten Ullrich

Landeshauptstadt Dresden  
Umweltamt  
Grunaer Straße 2  
01069 Dresden

Tel.: +49 351 488 6278

Fax: +49 351 488 9403

E-Mail: [kullrich@dresden.de](mailto:kullrich@dresden.de)

# Szenarienbasierte Modellierung der Grundwasserdynamik bei Hochwasserereignissen in Dresden

Uwe Stodolny  
Thomas Sommer

Die Grundwasserdynamik während und nach extremen Hochwasserereignissen kann flächenhaft zu geringen Grundwasserflurabständen führen, die entsprechend der Nutzung des unterirdischen Raumes auch außerhalb der Überflutungsflächen schadenswirksam sein und somit zu einer Erhöhung der durch Hochwasser verursachten Schäden beitragen können. Der im Zusammenhang mit einem Hochwasserereignis erreichte minimale Grundwasserflurabstand (in synoptischer Zusammenstellung) stellt dabei einen wichtigen Parameter für eine Schadensbewertung und -prognose dar.

Abweichend vom oberirdischen Hochwassergeschehen, das direkt beobachtet werden kann, spielt sich die Entwicklung der Grundwasserstände weitgehend im Verborgenen ab. Nur durch Beobachtung an Grundwasseraufschlüssen, wie z.B. Grundwassermessstellen, lassen sich Informationen zur Druckhöhe des Grundwassers zu einem konkreten Zeitpunkt an einem bestimmten Ort ermitteln. Das macht die Erfassung und Beurteilung möglicher Schäden schwierig.

Die Basis für die Bewertung von GW-Schadenspotenzialen in Dresden waren, innerhalb des BMBF-Forschungsprojektes „MULTISURE“ („Entwicklung multisequenzieller Vorsorgestrategien für grundhochwassergefährdete urbane Lebensräume“; *DGFZ 2012*), Modellberechnungen der Grundwasserstände bzw. Grundwasserflurabstände für den quartären Dresdner Hauptgrundwasserleiter bei verschiedenen Randbedingungen hinsichtlich der Auswirkungen eines Hochwassers mit einem statistischen Wiederkehrintervall von 100 Jahren (HQ100).

Stichworte: Grundhochwasser, Grundwasserströmungsmodellierung, Grundwasserflurabstände bei Flusshochwasser

## 1 Einleitung

Die Einbeziehung des Grundwassers stellt bei der Modellierung von Hochwasserereignissen ein generelles Defizit dar. Umgekehrt ist es bei der GW-Modellierung zwar möglich, Interaktionen zu Oberflächengewässern zu berücksichtigen, jedoch ist die Abbildung hochdynamischer Prozesse, z.B. bei kurzen, sehr spitzen Hochwasserereignissen an kleinen Fließgewässern, wenn nicht unmöglich so doch sehr aufwändig. Die Kopplung von GW-Strömungsmodellen mit Simulatoren für weitere, in urbanen Räumen relevante Prozesse hoher Dy-

namik, wie z.B. die Wirkung des Hochwasser in der Kanalisation und die auch dadurch bedingten Oberflächenüberflutungen, ist ein möglicher Weg, die komplexen Vorgänge zu modellieren (*DGFZ 2008*).

Eine zweite Möglichkeit besteht darin, innerhalb eines geeigneten Grundwasserströmungsmodells die angebotenen Randbedingungen derart zu nutzen oder anzupassen, dass auch bei derart vereinfachter Modellierung eine größtmögliche Prozessnähe gewahrt bleibt.

Um im Falle Dresdens auch der Größe des betrachteten Gebietes – der quartäre Grundwasserleiter der Elbaue bedeckt innerhalb der Stadt Dresden eine Fläche von ca. 129 km<sup>2</sup> – gerecht zu werden, wurde der praxisnahe Weg der Modellierung mit einem geeigneten GW-Simulationsprogramm beschritten.

## 2 Modell

Zur Ermittlung der relevanten GW-Stände wurde von der Landeshauptstadt Dresden das seit 1995 aufgebaute, kontinuierlich fortgeschriebene und weiter entwickelte „Grundwasser-Modell Dresden“ bereitgestellt.

Die rechentechnische Grundlage des GW-Modells Dresden bildet die Software PCGEOFIM® 2008. PCGEOFIM® dient der Simulation der Wasserströmung und des Stofftransports im Grundwasserbereich. Es ist durch folgende Eigenschaften optimal an Modellierungsaufgaben der urbanen und Bergbauwasserwirtschaft angepasst:

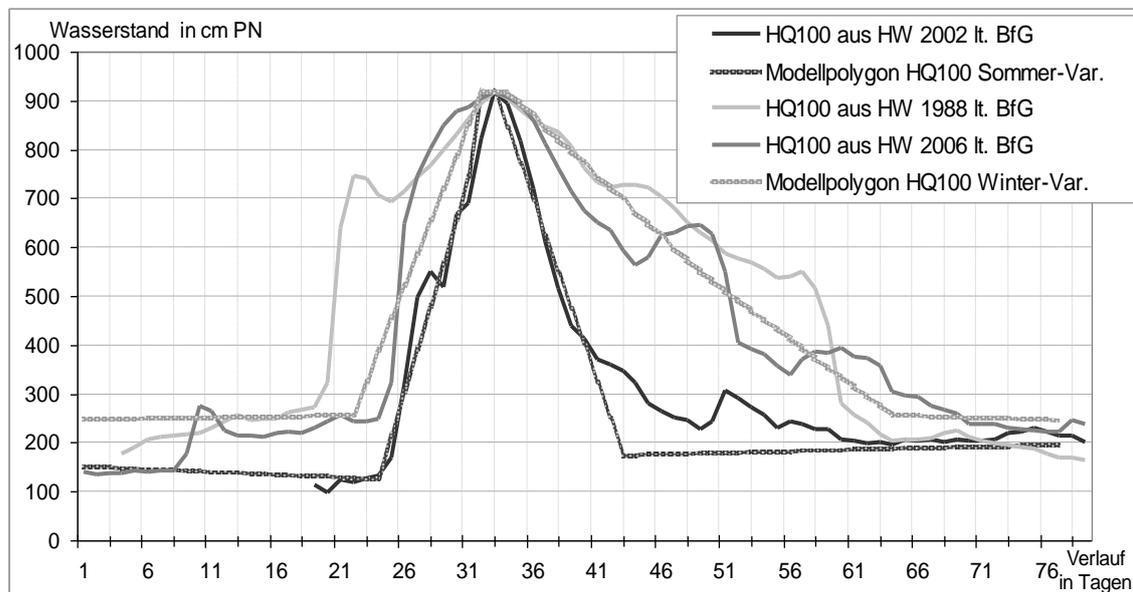
- dreidimensionale Modellierung zur Berücksichtigung der hydrogeologischen Situation im Untersuchungsgebiet in ihrer horizontalen und vertikalen Gliederung;
- Option der lokalen Netzverfeinerung („Lupe“) zur detaillierten räumlichen Erfassung der Bebauung, der Parameter und Anfangsbedingungen;
- bilanztreuer Finite-Volumen-Algorithmus;
- universelle, örtlich und zeitlich variable Randbedingungen.

Strukturell wird der Modellkörper des GW-Modells Dresden durch ein horizontales Raster mit einer Schrittweite von 100 x 100 m gebildet, welches in vertikaler Richtung in 10 Modellschichten diskretisiert ist (*DGFZ 2008*). Bei einer Ausdehnung von 15,8 km (Nord-Süd) bzw. 23,4 km in Ost-West-Richtung und mit zwei implementierten Lupen – „Innenstadt“ 25 x 25m-Raster und „Gewerbegebiet Nord“ 12,5 x 12,5m-Raster – enthält das GW-Modell Dresden ca. 206.000 zum Strömungsraum gehörende Rasterelemente.

## 2.1 Randbedingungen

Als Randbedingungen (RB) wurden berücksichtigt:

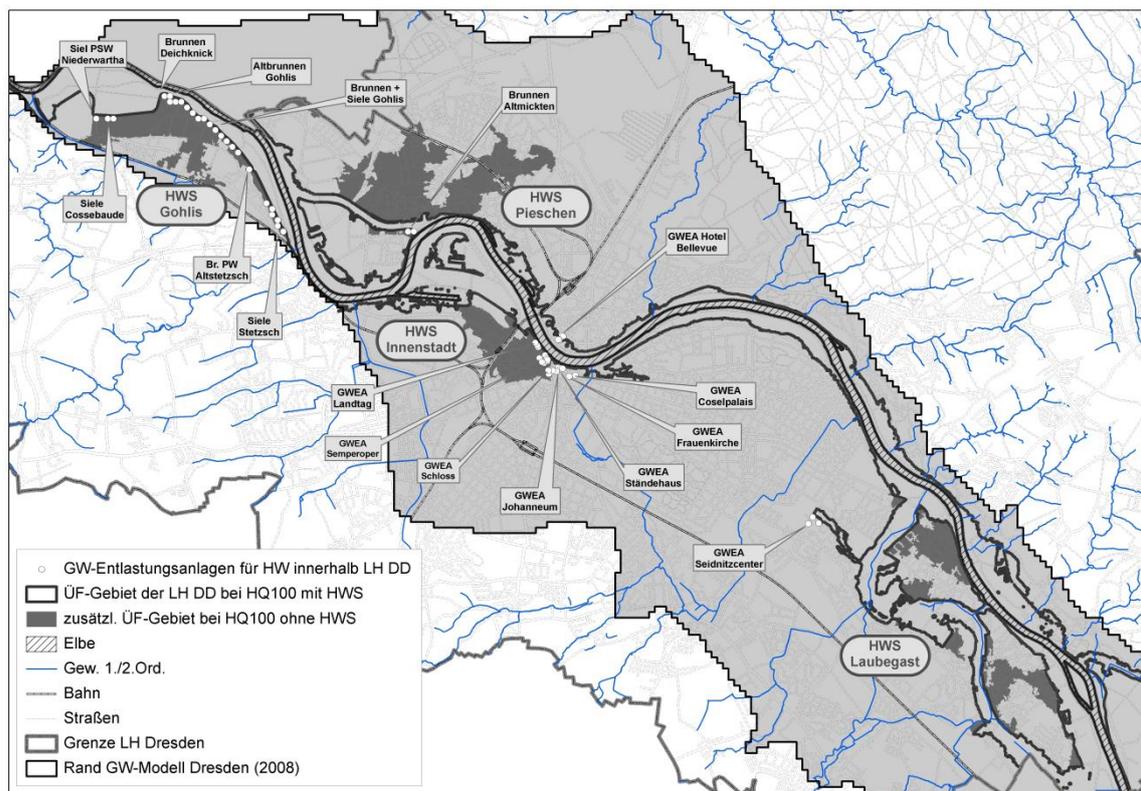
- GW-Stände bzw. –Druckhöhen (RB 1. Art): Gemessene und interpolierte Daten als Anfangsbedingung und als Parameter für Kalibrierung und Validierung;
- Fließgewässer Elbe und Nebengewässer 1. und 2. Ordnung als RB 3. Art: Mittlere Wasserstände dienten als Anfangsbedingung. Für die Elbe wurden saisonal differenzierte Hochwasserganglinien aus HQ100-Vorgaben der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) für den Pegel Elbe/Dresden entwickelt (Abb. 1). Die Nebenflüsse wurden mit Wasserstand „Bordvoll“ im Zeitraum höchster Elbewasserstände beaufschlagt.



**Abbildung 1:** HQ100-Ganglinien, abgeleitet aus den Hochwasserereignissen 1988, 2002, 2006 (Quelle: BfG) und als Polygonzüge für das GW-Modell

- Überflutungs- bzw. Hochwasserentlastungsflächen der Elbe als RB 3. Art mit variabler Zuflussrate und linearem Anstieg bzw. Rückgang der Überflutungshöhe;
- Grundwasserneubildung (RB 2. Art): Halbjährlich konstante saisonale Mittelwerte aus aktuellen Monatswerten der Jahre 1998 - 2006 für 10 verschiedene Klassen entsprechend Landnutzung, Bodenart und Versiegelungsgrad;
- Grundwassernutzung (RB 2. Art): Entnahmemengen größerer GW-Nutzer mit konstanten Mittelwerten oder saisonal alternierenden Entnahmemengen (Kälteversorgungen).

- Randzuflüsse: RB 2. Art mit konstanten Zuflussraten; Kalibrierung an mittleren Füllungsverhältnissen im quartären GWL.
- Hochwasserschutzmaßnahmen (in Abb. 2) lt. PHD (LH DD 2010b): Überflutungsschutzmaßnahmen wurden durch Ausschalten der RB ‚Überflutungsfläche‘ bei ‚HW-geschützten‘ Modellzellen realisiert. Grundwasserentlastungsanlagen, Pumpwerke und Siele wurden als zusätzliche, wasserstandsgesteuerte Entnahmen (RB 2. Art) implementiert.



**Abbildung 2:** Im GW-Strömungsmodell implementierte HW-Schutzmaßnahmen

## 2.2 Szenarien

Aus der großen Bandbreite der möglichen Kombinationen hydrologisch-meteorologischer Randbedingungen wurden zwei saisonal bedingt verschiedene Parametersätze abgeleitet, welche jeweils für eine „sommerliche“ und eine „winterliche“ Variante stehen. Erstere ist hinsichtlich der sich ergebenden Grundwasserstände als ein Minimalszenario anzusehen, während die „Winter“-variante als Maximalszenario einzuordnen ist.

Parallel dazu führten auch die „baulichen“ Randbedingungen zur Unterscheidung zweier Varianten. Die nach dem „Plan Hochwasservorsorge Dresden“ (LH

DD 2010b) schon realisierten bzw. im Bau befindlichen sowie ausgewählte geplante Schutzmaßnahmen wurden in einer Variante zu 100% wirksam gesetzt und in der zweiten Variante als wirkungslos gesetzt.

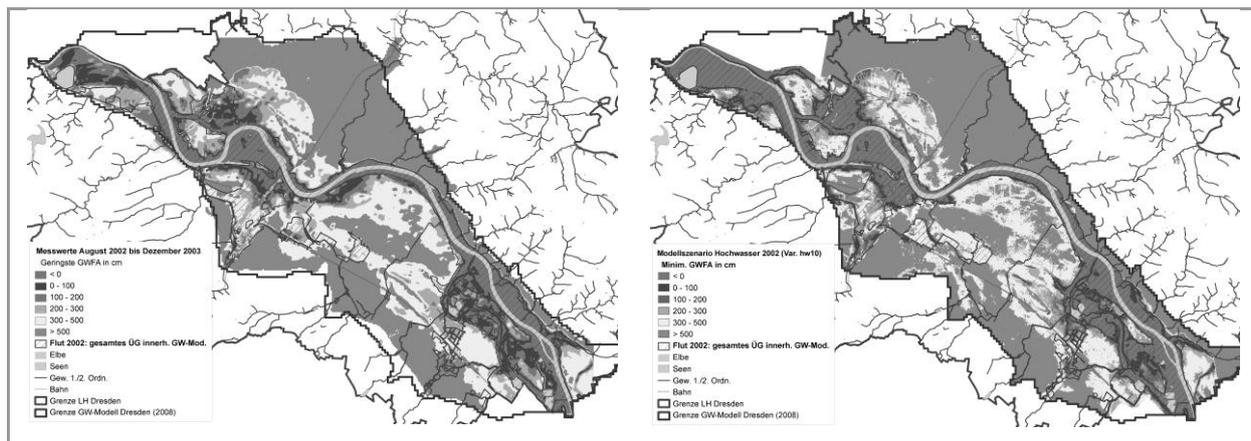
Die Kombination der durch hydro- und meteorologische sowie bauliche Randbedingungen differenzierten Varianten führte letztlich zur Herausbildung von vier HQ100-Szenarien (in Tabelle 1).

**Tabelle 1** Übersicht der modellierten HQ100-Szenarien und ihrer relevanten Inhalte bzw. Unterschiede

Szenario	Hydrologisch - meteorologische Randbedingungen				Bauliche RB
	Elbe	Weißeritz, Lockwitz und Gew. 2. O.	Anfangs-GW-Stand u. Randzuflüsse	GWN, Entnahmen, Infiltrationsraten	HW-Schutzmaßnahmen
<b>HQ100-Sommer ohne HWSM</b>	HW mit $W_{\max} = 9,24$ m am Pegel Dresden und " <u>Sommer</u> -Verlauf"	Weißeritz: HQ200 bzw. bordvoll;  Lockwitz und Gew. II. Ordnung: HQ100 bzw. bordvoll	Messwerte bzw. Kalibrierung anhand von Messwerten	Mittelwerte der Sommerhalbjahre bzw. unter sommerlichen Bedingungen	keine
<b>HQ100-Sommer mit HWSM</b>					100 % (nach LH DD 2010b)
<b>HQ100-Winter ohne HWSM</b>	HW mit $W_{\max} = 9,24$ m am Pegel Dresden und " <u>Winter</u> -Verlauf"	II. Ordnung: HQ100 bzw. bordvoll		Mittelwerte der Winterhalbjahre bzw. unter winterlichen Bedingungen	keine
<b>HQ100-Winter mit HWSM</b>					100 % (nach LH DD 2010b)

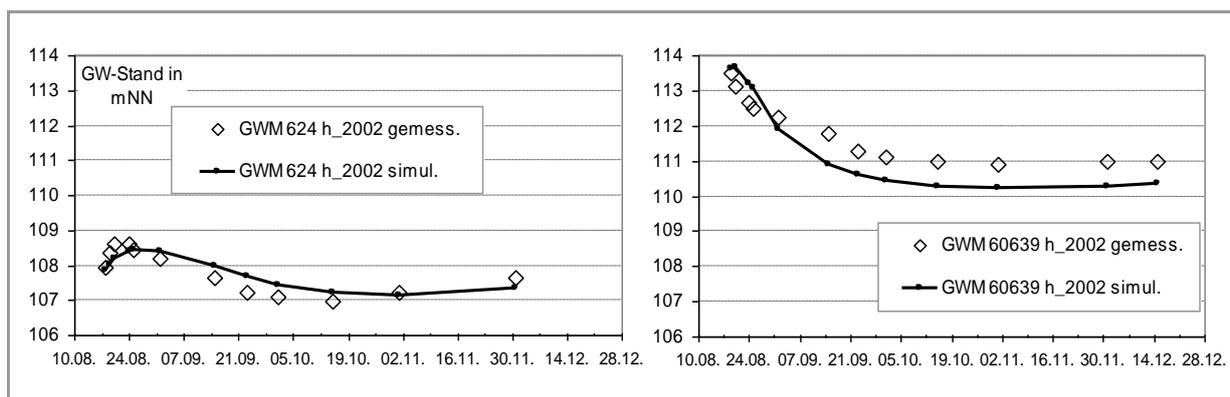
## 2.3 Kalibrierung

Die z.T. gegenläufigen Randbedingungen und ihre unterschiedlichen Kombinationen ließen einen direkten Vergleich von Realdaten (HW 2002) und Simulationsergebnissen (HQ100-Szenarien) nicht zu. Um dennoch die Simulationsergebnisse des GW-Modells und die verwendeten Modellparameter prüfen zu können, wurde ein Kalibrierszenario für das Hochwasserereignis 2002 entwickelt.



**Abbildung 3:** Gemessene (interpolierte) und simulierte minimale Grundwasserflurabstände für das HW 2002

Die Kalibrierung erfolgte anhand der Differenz lagebezogener Rasterdaten der geringsten bzw. minimalen gemessenen und simulierten GWFA (Abb. 3) und auf der Basis der gemessenen und simulierten Druckspiegelhöhen an 14 Grundwasser-Messstellen (Abb. 4).



**Abbildung 4:** Gemessene und simulierte Grundwasserstände für das HW 2002

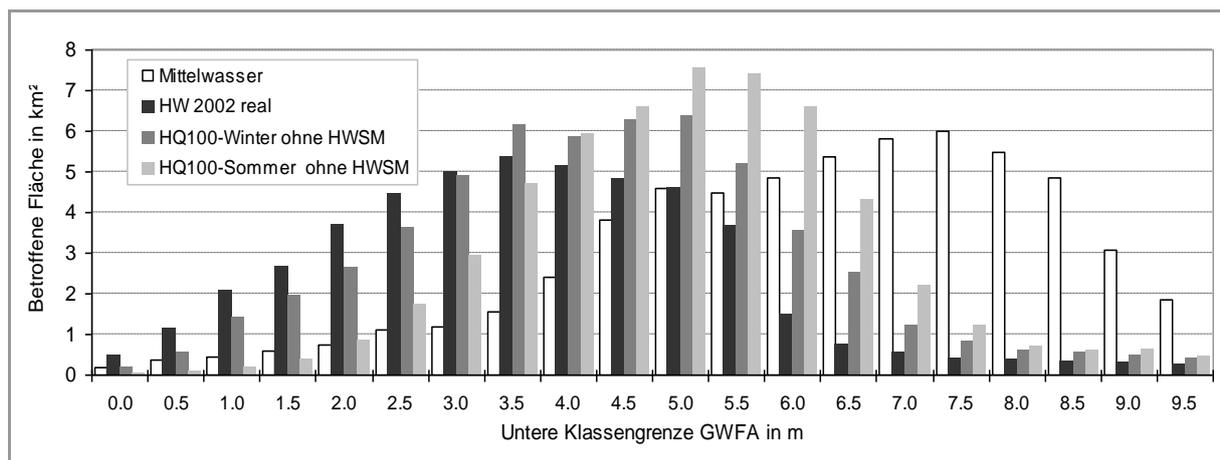
Es zeigte sich, dass eine gute Anpassung des GW-Modells nur mit verschiedenen Parametersätzen, entweder für die Flächen innerhalb oder außerhalb des Überflutungsgebietes, realisiert werden kann. Entsprechend des Modellierungszieles wurde daher ein Parametersatz gewählt, mit dem außerhalb des Überflutungsgebietes, d. h. in den ausschließlich von Grundhochwasser beeinflussten

Arealen, eine optimale Anpassung erreicht wurde, da für diese Flächen im Überflutungsfall ein erhöhtes Schadenspotenzial vorliegt.

### 3 Ergebnisse und Fazit

Für die jahreszeitlich und baulich differenzierten Szenarienvarianten wurden die Parametersätze so angelegt, dass die Ergebnisse Extremszenarien darstellen. Sie begrenzen somit einen Plausibilitätsbereich für die zu erwartenden Grundwasserflurabstände im Falle eines HQ100-Hochwasserereignisses.

Die Ergebnisse, die minimalen GWFA für die HQ100-Szenarien, ordnen sich entsprechend der Größe der hypothetischen HQ100-Hochwasserereignisse zwischen den beiden Zuständen des Mittelwassers und des Realszenarios Hochwasser 2002 ein (Abb. 5). Die simulierten GWFA lassen signifikante Unterschiede zwischen „Sommer“- und „Winter“-Szenarien erkennen.

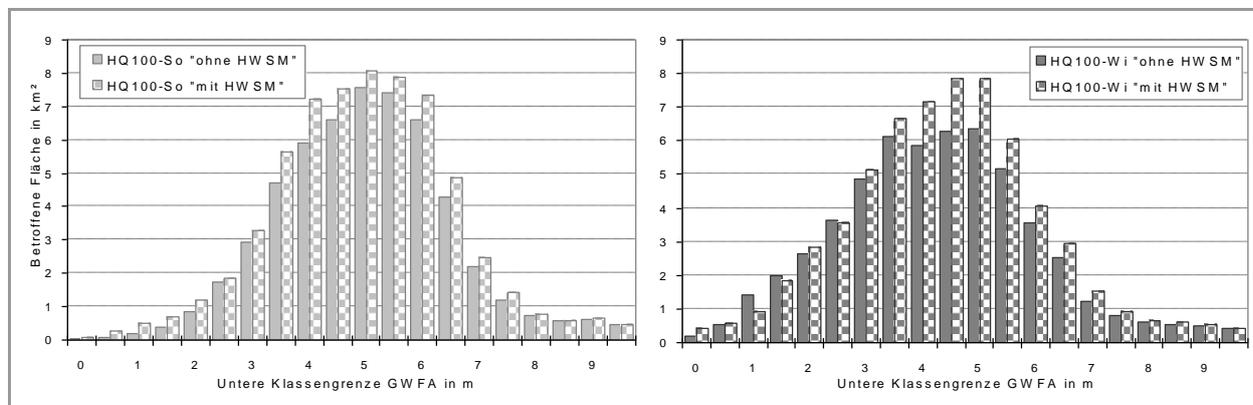


**Abbildung 5:** Häufigkeitsverteilungen der außerhalb der Elbe-Überflutungsfläche aufgetretenen, geringsten GWFA bei Real-Zuständen (Mittelwasser/HW 2002) und in den HQ100-Szenarien „ohne HW-Schutzmaßnahmen“ (HWSM)

Die Häufigkeitsverteilungen in Abb. 6 zeigen, dass bei den Szenarien „mit Hochwasserschutz“ insgesamt mehr Flächen von Grundhochwasser betroffen sind. Es handelt sich dann um jene Areale, die sich bei den Szenarien „ohne HWS“ innerhalb des Überflutungsgebietes befinden und die durch ihre tiefer liegende Geländeoberfläche und durch die Nähe zum zurückgehaltenen, aber höher überstauenden Elbewasser potenziell stärker von Grundhochwasser bedroht sind.

Das Fazit ist, dass eine vereinfachte Modellierung grundwasserdynamischer Prozesse bei Hochwasserereignissen ein effizientes Werkzeug sein kann, wenn bestimmte Voraussetzungen erfüllt sind und, besonders bei der Weiternutzung

der Ergebnisse z.B. für Schadensprognosen, die systemimmanenten Grenzen beachtet werden.



**Abbildung 6:** Häufigkeitsverteilungen der in den HQ100-Szenarien außerhalb der Elbe-Überflutungsfläche aufgetretenen, geringsten GWFA „ohne“ und „mit HW Schutzmaßnahmen“

**Dank:** Die zugrunde liegenden Ergebnisse wurden im Rahmen des Projektes „Entwicklung multisequenzieller Vorsorgestrategien für grundhochwassergefährdete urbane Lebensräume (MULTISURE)“ erzielt. Das Vorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung unter dem Förderkennzeichen 0330755 im Rahmen des Forschungsschwerpunktes RIMAX gefördert.

## 4 Literatur

- DGFZ (2008): Entwicklung eines 3-Zonen-Modells für das Grundwasser- und Infrastrukturmanagement nach extremen Hochwasserereignissen in urbanen Räumen (3ZM-GRIMEX). Abschlussbericht BMBF-Verbundprojekt FKZ: 02WH0557. 12/2008.
- DGFZ (2012): Unterirdische Schadenspotentiale durch Grundhochwasser in urbanen Lebensräumen. Gemeinsame Mitteilungen des Dresdner Grundwasserforschungszentrums e.V. und seiner Partner. Heft 6/2012 (ISSN 1611 - 5627).
- LH DD (2010b): Plan Hochwasservorsorge Dresden. Dresden, Stand 2010.

Autoren:

Dipl.-Hydrologe Uwe Stodolny

Dresdner Grundwasser-  
forschungszentrum e.V. (DGFZ)  
Meraner Str. 10  
01217 Dresden

Tel.: +49 351 40506-46  
Fax: +49 351 40506-79  
E-Mail: [ustodolny@dgfz.de](mailto:ustodolny@dgfz.de)

Dr. Thomas Sommer

Dresdner Grundwasser-  
forschungszentrum e.V. (DGFZ)  
Meraner Str. 10  
01217 Dresden

Tel.: +49 351 40506-65  
Fax: +49 351 40506-79  
E-Mail: [tsommer@dgfz.de](mailto:tsommer@dgfz.de)

# **Modellierung von Gebäudeschäden infolge von Grundhochwasser auf Grundlage gebäudetypologischer Untersuchungen und synthetisch ermittelter Schadensfunktionen**

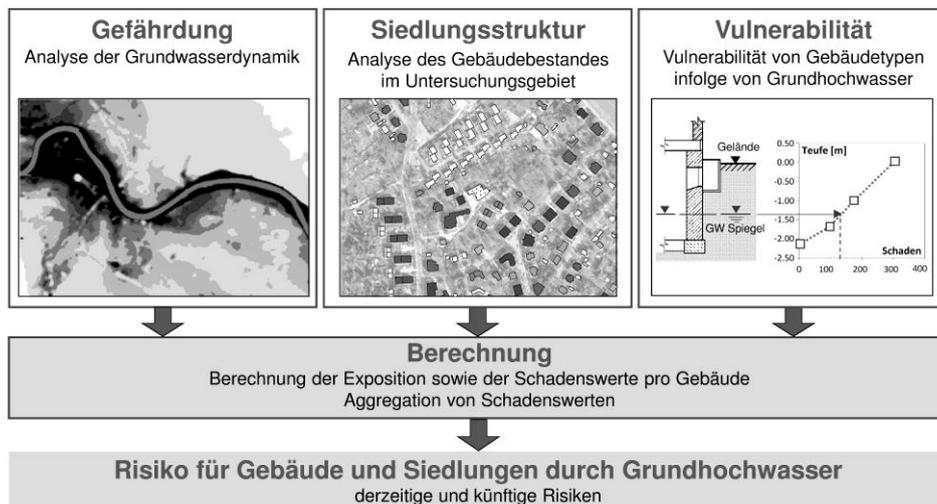
Reinhard Schinke  
Marco Neubert  
Jörg Hennersdorf

Der infolge von Hochwasserereignissen zu beobachtende Grundwasseranstieg stellt ein nicht unerhebliches Risiko für die unterirdische Bebauung dar. Um diese Risiken erfassen zu können, wurde das Schadenssimulationsmodell Grundhochwasser (GRUWAD) entwickelt. Im Mittelpunkt des Modells steht die synthetische Analyse der Vulnerabilität von unterirdisch gelegenen Gebäudeteilen infolge von Grundhochwasser. Der Ansatz basiert im Wesentlichen auf einer stufenweisen, virtuellen Flutung ausgewählter Repräsentanten von Gebäudetypen und der ingenieurmäßigen Ermittlung notwendiger Wiederherstellungskosten. Die daraus abgeleiteten Schadensfunktionen werden GIS-basiert den Gebäuden jedes Gebäudetyps zugeordnet, was in Abhängigkeit des örtlichen Grundwasserstands die Berechnung der Exposition und der Schadenswerte pro Gebäude ermöglicht. Damit wird eine hohe räumliche Auflösung erzielt. Am Beispiel des Elbtalgrundwasserleiters und der Gebäudesubstanz von Dresden werden dazu grundlegende Ergebnisse der Anwendung aufgezeigt.

Stichworte: Hochwasser, Grundhochwasser, Schadensmodellierung, Risikoanalyse, synthetische Schadensfunktionen

## **1 Methodischer Ansatz**

Der entwickelte Ansatz für das Schadenssimulationsmodell Grundhochwasser (GRUWAD) hat einen modularen Aufbau. Die Abb. 1 zeigt die Modellstruktur mit den drei Input-Modulen, dem Berechnungsmodul sowie den generellen Modellergebnissen, die insbesondere die Risiken für Gebäude und Siedlungen infolge von konkreten Grundhochwasserszenarien abbilden (Schinke et al. 2012).



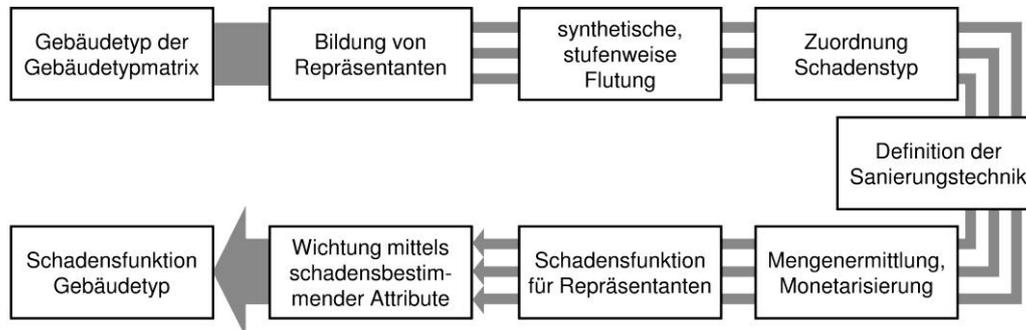
**Abbildung 1:** Modellschema GRUWAD zur Ermittlung von Grundhochwasserschäden (Schinke et al. 2012)

Das Modul *Gefährdung* dient der Analyse der Grundwasserströmungsverhältnisse als Folge eines abgelaufenen hydro-meteorologischen Ereignisses bzw. der Projektion künftiger Ereignisse im Zuge von Szenarienanalysen. Zur Integration der Berechnungsergebnisse in das Schadensmodell ist es erforderlich, den berechneten, instationären Grundwasserspiegel durch einen charakteristischen und schadensrelevanten Parameter zu substituieren. Mit dem "Minimalen Grundwasserflurabstand" wird dabei ein Parameter definiert, der in einem spezifizierten Zeitraum während und nach einem Hochwasserereignis auftritt. Dieser wird für das Modellgebiet räumlich hoch aufgelöst ermittelt und für die Schadensberechnung herangezogen.

Das Modul *Siedlungsstruktur* zielt auf die Zusammenfassung von Gebäuden ab, die hinsichtlich Größe, Bauweise, Grundrissgestaltung, Konstruktionslösungen und Baumaterialien vergleichbar sind. Dadurch kann davon ausgegangen werden, dass eine vergleichbare Einwirkung (Überflutungshöhe) zu ähnlichen Schäden an den Gebäuden des gleichen Typs und damit zu einem charakteristischen Verlauf der Schadensfunktion führt. Für eine derartige Differenzierung des Gebäudebestandes wird ein Gebäudetypenansatz genutzt, der die Eigenschaften jedes einzelnen Gebäudes im Hinblick auf die Bebauungsart und das Baualter untersucht. Der Bezug zu jedem einzelnen Gebäude sichert dabei die hohe räumliche Auflösung des Schadensmodells über die verschiedenen räumlichen Maßstabsebenen.

Die nach Bebauungsart und Baualter differenzierten Gebäudetypen sind Basis für die synthetischen Untersuchungen des Gebäudebestandes im Modul *Vulnerabilität*. Aufbauend auf Naumann et al. (2009) wird die in Abbildung 2 dargestellte, synthetische Herangehensweise genutzt, um die Schadensfunktionen von

unterirdisch gelegenen Gebäudeteilen infolge von Grundhochwasser zu bestimmen.

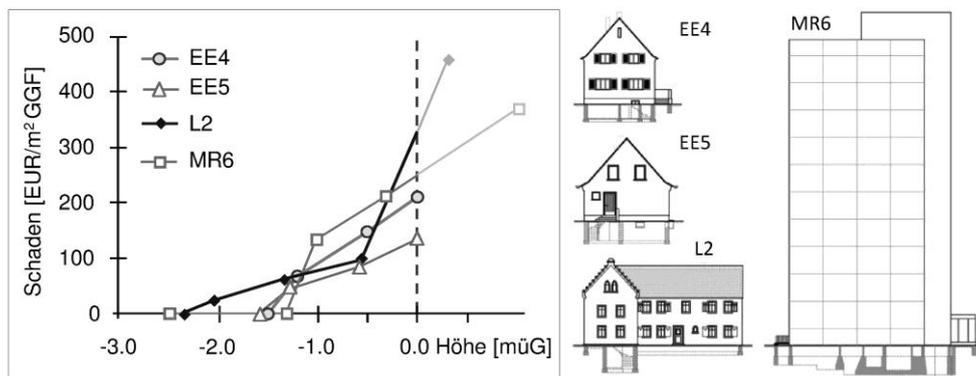


**Abbildung 2:** Synthetische Prozedur zur Ermittlung der Schadensfunktion (Naumann et al. 2009, modifiziert)

Den Ausgangspunkt bildet die qualifizierte Auswahl geeigneter Gebäuderepräsentanten, die charakteristisch im Sinne des Schadensverhaltens für eine bestimmte baualtersspezifische Bebauungsart sind. Zur Analyse der Schäden werden diese Repräsentanten - im Hinblick auf verschiedene Grundwasserstände - stufenweise synthetisch geflutet. Die Lage der Stufen ist so festgelegt, dass der potenzielle Schadensumfang sinnvoll abgrenzbar ist. In Abhängigkeit des betrachteten Schadenstyps und der Überflutungsstufe sind zur Beseitigung der Schäden entsprechende Bauleistungen erforderlich, die konkrete Wiederherstellungskosten bedingen. Das Vorgehen dieser Untersuchungen entspricht damit dem Prinzip einer Schadensexpertise mit der Festlegung von Sanierungsleistungen und -kosten, wodurch sich eine hohe Reproduzierbarkeit der Ergebnisse ergibt. Sowohl die Untersuchung mehrerer Repräsentanten als auch die spezifische Analyse schadensbestimmender Attribute und deren Berücksichtigung bei der Wichtung der Schadensfunktionen erhöht die Bestimmtheit der Funktionen für den Gebäudetyp (Schinke et al. 2012). Beispiele für das Ergebnis der Vulnerabilitätsuntersuchungen zeigt Abbildung 3.

Das Modul *Berechnung* ermittelt GIS-basiert die Exposition und die Schadenswerte für jedes einzelne Gebäude. Auf Basis des Gebäudelayers bzw. der Gebäudepolygone werden die für unterschiedliche Szenarien simulierten minimalen Grundwasserflurabstände mit den Informationen zum jeweiligen Gebäudetyp und der Schadensfunktion verbunden, so dass für ein definiertes Untersuchungsgebiet Schadensabschätzungen möglich werden.

Bei der Modellentwicklung von GRUWAD wurde auf die in Neubert et al. (2008) beschriebene konzeptionelle Architektur des Modells HOWAD zurückgegriffen. Dieses wurde im Hinblick auf die spezifischen Anforderungen des Grundhochwassers, der veränderten Eingangsgrößen sowie der Randbedingungen weiterentwickelt und angepasst.



**Abbildung 3:** Beispiele für Schadensfunktionen infolge Grundhochwasser

## 2 Ergebnisse der Fallstudie Dresden

Als Fallstudie für den Aufbau und den Test des Schadensmodells diente der Elbtalgrundwasserleiter im Stadtgebiet von Dresden. Hier wurden etwa 23.000 Wohn- und Nichtwohngebäude betrachtet, die während des Hochwasserereignisses von 2002 durch einen Grundwasserflurabstand von weniger als 3,5 m betroffen waren.

Dazu wurde vom Dresdner Grundwasserforschungszentrum (DGFZ e.V.) mit der Software PCGEOFIM<sup>®</sup> ein Grundwasserströmungsmodell aufgebaut, welches auf die Abbildung eines HQ 100-Ereignisses der Elbe mit saisonal bedingten Effekten für das Grundwasser (Sommer, Winter) fokussiert sowie die Wirkungen von Hochwasserschutzmaßnahmen betrachtet.

Die Kartierung der Gebäudetypen erfolgte im Wesentlichen durch die Interpretation von aktuellen und historischen Luftbildern bzw. Karten, statistischen Informationen sowie Ortsbegehungen. Als ein Ergebnis dieser Kartierung ist in Abbildung 4 die Gebäudetypenmatrix der Wohngebäude dargestellt. Sie enthält die aufsummierten Flächenanteile für die einzelnen Gebäudetypen. Für alle Wohngebäudetypen mit einem Flächenanteil von über 1 % wurden synthetische Schadensfunktionen ermittelt. Dabei fanden schadensbestimmende Attribute wie der Ausbauzustand, der Unterkellerungsanteil und die Einbindetiefe eine gesonderte Berücksichtigung. Für ausgewählte Nichtwohngebäudetypen wie Schulen, Kindertagesstätten, Büro- und Verwaltungsgebäude konnten ebenfalls synthetische Funktionen ermittelt werden. Darüber hinaus wurde ein vereinfachter Ansatz zur Abschätzung der Funktionen erschlossen.

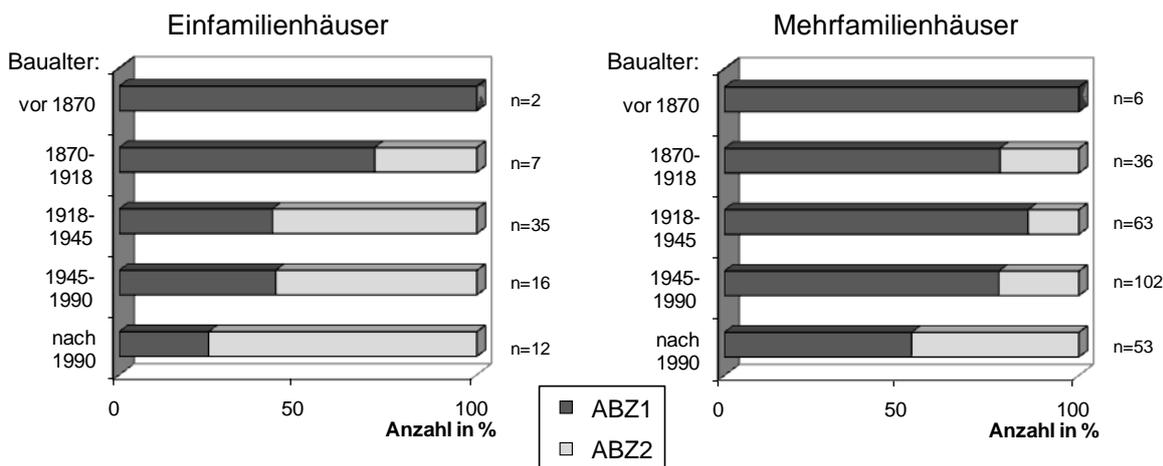
		Bebauungsart	EE	ME	L	HM	ER	MRO	MRG
Baualter	vor 1870 Holz / Holzskelett	1							
	vor 1870 Massivbau	2	0,0	0,4	3,6	0,4	0,0		0,3
	1870-1918 Massivbau	3	1,7	16	0,2	0,98	0,3		14
	1919-1945 überwiegend Massivbau	4	2,7	3,7		0,0	3,1		12
	1946-1990 Massivbau	5	1,6	0,4			0,6		7,2
	1970-1990 Platten und Skelettbau	6		1,6					7,9
	nach 1990 überwiegend Massivbau	7	2,5	6,8	0,1	0,0	1,6		9,5

**Bebauungsarten:**  
 EE ... Einzel stehende Einfamilienhäuser  
 ME ... Mehrfamilienhäuser, offene Bebauung  
 L ... Ländliche Wohngebäude  
 HM ... Hochwertige Mehrfamilienhäuser / Villen  
 ER ... Doppel- und Reihenhäuser  
 MRO ... In Reihe stehende Mehrfamilienhäuser, offene Blockstruktur  
 MRG ... In Reihe stehende Mehrfamilienhäuser geschlossene Blockstruktur

**Anteil an der Gebäudegrundfläche:**  
 >5%  
 2 - 5%  
 1 - 2%  
 ≤1%  
 keine Relevanz

**Abbildung 4:** Gebäudetypenmatrix mit den Grundflächenanteilen der Wohngebäude aus der Fallstudie Dresden

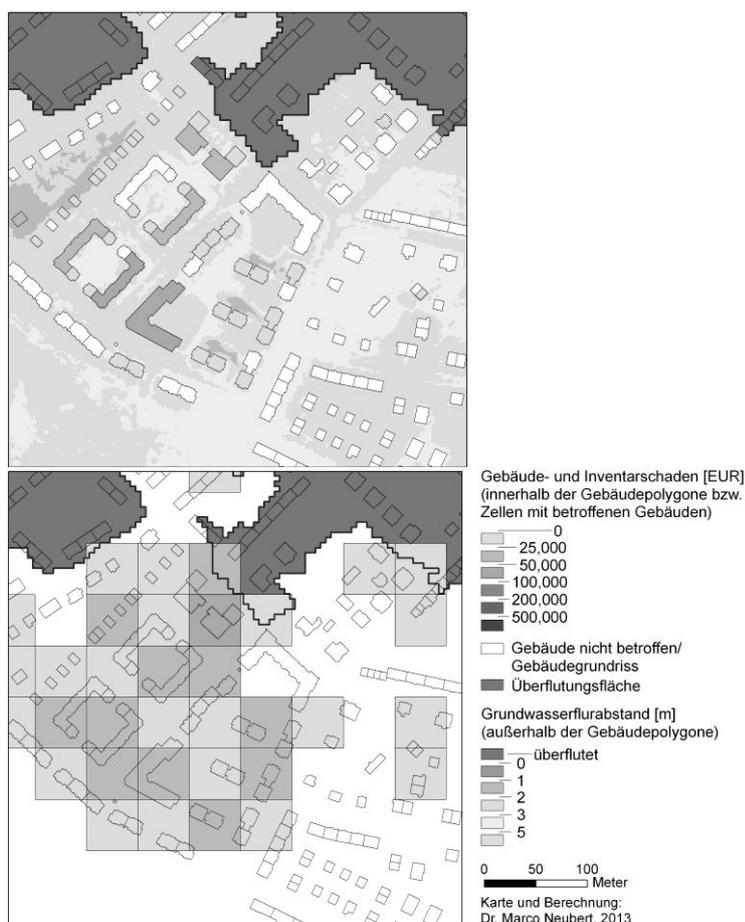
Zur Bestimmung dieser Attribute konnten u.a. die Ergebnisse einer Telefonbefragung genutzt werden, die das SOKO Institut Bielefeld im August und September 2007 durchführte. Beispielsweise wurde die Charakterisierung des Ausbauzustandes (ABZ) anhand der angegebenen Nutzungen im Kellergeschoss vorgenommen (ABZ 1: geringwertige Nutzung, ABZ 2: hochwertige N.). Die Abbildung 5 zeigt dazu die abgeleitete Verteilung gering- und hochwertig genutzter Kellergeschosse. Daran wird deutlich, dass bei jüngeren Gebäuden - insbesondere bei den Einfamilienhäusern - zunehmend auch eine höherwertige Nutzung des Kellergeschosses anzutreffen ist. Auf Basis der dargestellten Verteilungen erfolgte die Wichtung der Funktionen mit Ausbauzustand 1 und 2 zur Schadensfunktion des Gebäudetyps.



**Abbildung 5:** Ableitung von Ausbauzuständen (ABZ) als Basis für die Wichtung der entsprechenden Funktionen.

In Zusammenführung der dargestellten Datengrundlagen konnten die Folgen eines HQ 100-Hochwasserereignisses der Elbe auf das Grundwasser und die unterirdische Bebauung ermittelt werden. In Auswertung und Interpretation der Berechnungsergebnisse ließen sich die Risiken gegenüber Grundhochwasser

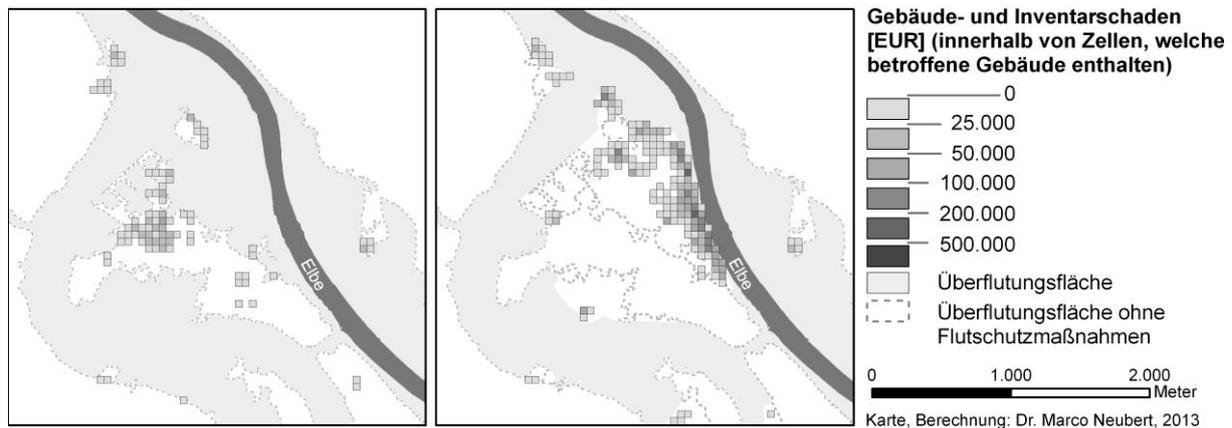
darstellen und die Wirkung von Schutzkonzepten aufzeigen. Die Abbildung 6 zeigt einen Ausschnitt der Ergebnisse mit den gebäudescharf ermittelten Schadenswerten (Abb. 6 links) sowie eine Möglichkeit für die räumliche Aggregation der Daten zu Schadenszellen (Abb. 6 rechts). Weitere Aspekte der Auswertung ergeben sich darüber hinaus mit einer differenzierten Betrachtung der Gebäude und -typen und spezifischer Aspekte zu den Hochwasser- bzw. Grundhochwasserverhältnissen.



**Abbildung 6:** Ergebnis der Schadensmodellierung mit den potentiellen unterirdischen Gebäudeschäden infolge Grundhochwasser (Winterhochwasser HQ 100 ohne Hochwasserschutzmaßnahmen) – links: Gebäudescharf ermittelte Schadenswerte; rechts: Beispiel einer Datenaggregation (Schadenszellen 50 x 50 m); Datenquelle: Digitale Stadtkarte (2006/07), Überflutungsflächen: LH Dresden; Grundwasserflurabstände: DGFZ e.V.

Im Hinblick auf die grundlegenden Ziele des Schadenssimulationsmodells zeigt Abbildung 7 Ausschnitte für das Winterhochwasserszenario HQ 100 mit bzw. ohne die Wirkung ausgewählter Hochwasserschutzmaßnahmen. Die dargestellten Schadenszellen (50 x 50 m Raster) ergeben sich aus den ermittelten, unterirdischen Gebäudeschäden infolge Grundhochwasser. Die Wirkung der Barriersysteme gegenüber der oberirdischen Überflutung ist darüber hinaus an

den verringerten Überflutungsflächen erkennbar. In den Vorteilsgebieten wird somit ersichtlich, dass mit geringen Grundwasserflurabständen und entsprechenden unterirdischen Gebäudeschäden zu rechnen ist. Die ausgewiesenen Schäden in diesem Bereich wären bei Nutzen-Kosten-Untersuchungen für die Hochwasserschutzmaßnahmen zu berücksichtigen. Die Hochwasserschutzmaßnahmen bedingen außerhalb von Überflutungsflächen und Vorteilsgebieten in der Regel auch abnehmende Schäden durch Grundhochwasser, die sich u. a. mit verringerten Versickerungsflächen begründen lassen.



**Abbildung 7:** Unterirdische Gebäudeschäden infolge Grundhochwasser als Folge eines Winterhochwassers HQ 100 – links: ohne HW-Schutzmaßnahmen; rechts: mit HW-Schutzmaßnahmen; Datenquelle Überflutungsflächen: LH Dresden

### 3 Schlussfolgerungen

Anhand der durchgeführten Untersuchungen wurde deutlich, dass Grundhochwasser ein zusätzliches Gefahren- und Schadenspotenzial darstellt und demzufolge in das Hochwasserrisikomanagement integriert werden sollte. Mit dem innovativen Modellansatz von GRUWAD lassen sich dabei die Risiken für unterirdisch gelegene Gebäudeteile unter Einbeziehung der flutbeeinflussten Randbedingungen berechnen und flächendifferenziert ausweisen. Die hohe räumliche Auflösung der Ergebnisse liefert eine entscheidende Voraussetzung für die Nutzung des Ansatzes im Rahmen von Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen (Nutzen-Kosten-Untersuchungen).

## 4 Danksagung

Die vorgestellten Ergebnisse entstanden im Rahmen des vom BMBF geförderten Forschungsprojektes "Entwicklung multisequenzieller Vorsorgestrategien für grundhochwassergefährdete urbane Lebensräume" (MULTISURE, FKZ: 0330755). Die Landeshauptstadt Dresden unterstützte die Projektarbeiten als Leadpartner insbesondere mit der Bereitstellung von Informationen aus dem Untersuchungsgebiet.

## 5 Literatur

- Naumann, T.; Nikolowski, J. & Golz, S: Synthetic depth-damage functions - a detailed tool for analysing flood resilience of building types, In: Pasche, E.; Evelpidou, N.; Zevenbergen, C.; Ashley, R. & Garvin, S. (Eds.) Road map towards a flood resilient urban environment. Final conference of the COST action C 22 Urban Flood Management in cooperation with UNESCO-IHP, 2009.
- Neubert, M.; Naumann, T. & Deilmann, C.: Synthetic water level - building damage - relationships for GIS-supported flood vulnerability modelling of residential properties. In: Samuels, P., Huntington, S., Allsop, W. & Harrop, J. (eds.): Flood Risk Management - Research and Practice, Proceedings of the European Conference on Flood Risk Management (FLOODrisk 2008), Oxford, UK, 30 Sept - 2 Oct 2008, CRC Press/Balkema, 2008, 1717-1724.
- Schinke, R.; Neubert, M.; Hennersdorf, J.; Stodolny, U.; Sommer, T. & Naumann, T. 2012: Damage estimation of subterranean building constructions due to groundwater inundation – the GIS-based model approach GRUWAD, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 12, 2865–2877, 2012.

Autoren:

Dr.-Ing. Reinhard Schinke  
Dr. rer. nat. Marco Neubert  
Dipl.-Vw. Jörg Hennersdorf

Leibniz Institut für ökologische Raumentwicklung  
Weberplatz 1  
01217 Dresden

Tel.: +49 351 4679 246  
Fax: +49 351 4679 212  
E-Mail: R.Schinke@ioer.de,  
M.Neubert@ioer.de,  
J.Hennersdorf@ioer.de

# Hochwasserschutzanlagen in der Normung und Regelung

Reinhard Pohl

Defizite in der Gestaltung, der Bauausführung, beim Betrieb und der Überwachung von Hochwasserschutzanlagen haben zu dem Bestreben geführt, verbindliche Mindestanforderungen im Hinblick auf diese Bauwerke zu formulieren und in der Praxis umzusetzen. Im nachfolgenden Beitrag werden die einschlägigen Regelwerke in Deutschland und einigen anderen Ländern vorgestellt und deren schwerpunktmäßige Ausrichtung beschrieben.

Stichworte: Hochwasserschutzanlage, Deich, Hochwasserschutzwand, Standard, Regelwerk, Regeln der Technik

## 1 Einführung

Immer wieder erreichen uns Berichte über das Versagen von Hochwasserschutzanlagen während eines Hochwassers. In den Fällen, in denen die Einwirkungen (z.B. Hochwasserstand, Fließgeschwindigkeit) größer als die Bemessungsannahmen waren und die Sicherheitsreserve aufgezehrt ist, scheint dies verständlich und es taucht die Frage auf, ob die Bemessungsannahmen auf der Einwirkungsseite zutreffend waren.



**Abbildung 1:** Hochwasserschutzanlagen im Norden von New Orleans am Pontchartrain-See. Links: Deich an der Uferstraße, rechts Hochwasserschutzwand am Entlastungskanal der 17. Straße. Das Erdgeschoss der Häuser und Teile des Obergeschosses werden durch die Hochwasserschutzanlagen verdeckt. (Fotos: Verfasser).

Es kommt aber auch vor, dass die Bemessungsannahmen nicht überschritten wurden und trotzdem ein Versagen eingetreten ist. In diesen Fällen muss es Defizite auf der Widerstandsseite gegeben haben, die z.B. durch Planungsfehler, Ausführungsfehler oder mangelnde Unterhaltung erklärbar sein könnten. Um solche Defizite zu verringern und einheitliche Anforderungen für alle Bauwerke einer Klasse zu formulieren, werden von Fachgremien technische Regeln erarbeitet, die helfen sollen, in der Praxis ein einheitliches technisches und organisatorisches Niveau durchzusetzen.

## 2 Regeln der Technik

Um einheitliche Mindestanforderungen an Bauwerke und technische andere technische Anlagen festzulegen, sind Normen und Regelwerke erforderlich. Diese ermöglichen es, Expertenwissen in breitere Fachkreise zu tragen und die Effizienz der fachlichen Arbeit zu erhöhen. Meist werden drei Anforderungsstufen der Regeln unterschieden:

Die *allgemein anerkannten Regeln der Technik* (a.a.R.d.T.) beschreiben technische Lösungen und Verfahren, die von der Mehrheit der Fachleute auf einem Gebiet für richtig befunden werden und deren Nutzung verbreitet und erprobt ist. Die nächst höhere Stufe ist der *Stand der Technik*, der die besten verfügbaren und erprobten Techniken einschließt und möglicherweise noch in der Fachwelt kontrovers diskutiert wird. Am anspruchsvollsten ist der *Stand von Wissenschaft und Technik*, der neueste Konstruktionen und Verfahren beschreibt, die aus Forschungsergebnissen abgeleitet wurden und möglicherweise ihre Funktionsfähigkeit erst in wenigen Prototypen oder Versuchsanordnungen unter Beweis gestellt haben. Es liegt in der Natur des wissenschaftlich technischen Fortschrittes, dass neue Erkenntnisse und Verfahren sozusagen von der höchsten Stufe zu den allgemein anerkannten Regeln weiterrücken können, wenn sie sich entsprechend bewähren und allgemein anerkannt werden.

Die Frage ist nun, welcher Stufe unsere Normen und Regeln auf dem Gebiet der Hochwasserschutzanlagen entsprechen. Es liegt die Vermutung nahe, dass es sich um die allgemein anerkannten Regeln handelt, wenngleich in einigen Punkten die Übergänge sicher fließend sind.

Entgegen den seinerzeitigen Regelungen der TGL<sup>1</sup> 28721/01 (Flussdeiche) in der DDR haben die heutigen Normen und Regeln in Deutschland nicht automatisch Gesetzeskraft sondern sind fachliche Empfehlungen der jeweiligen Institution bzw. Organisation. Sie können aber durch einen Verwaltungsakt der jeweils zuständigen Behörden rechtsverbindlichen Charakter erlangen. Zuständig sind für Hochwasserschutzanlagen an Gewässern erster Ordnung in der Regel die Bundesländer, weil in Deutschland Hochwasserschutz Ländersache ist. Aber auch ohne Einführung der Normen und Richtlinien in das Landesrecht werden diese insbesondere bei Schadensfällen und bei Rechtsstreitigkeiten als Referenz herangezogen, um zu überprüfen, ob die technische Lösung den a.a.R.d.T. entsprochen hat. Dabei gibt es auch Auffassungen, dass selbst im Hochwasserschutz der Stand der Technik Anwendung finden muss, während im Falle der Gentechnik und der Kernkraft sicher der Stand von Wissenschaft und Technik maßgebend ist (s. a. Reinhardt 2012).

### 3 Normen und Regelwerke für Hochwasserschutzanlagen

In Deutschland und anderen Ländern gibt es zahlreiche Vorschriften, Technische Normen und Regelwerke im Hinblick auf Hochwasserschutzanlagen, die sich teilweise ergänzen und auch überlappen. Die nachfolgende Tabelle kann nur einen unvollständigen Ausschnitt dieser Dokumente widerspiegeln. Insbesondere durch normative Verweisungen (meist für Detailfragen oder Berechnungsverfahren) wächst die Anzahl der zu berücksichtigenden Dokumente sprunghaft.

**Tabelle 1** Beispiele für technische Regeln im Bereich der Hochwasserschutzanlagen

Land/ Geltungs- bereich	Herausge- ber	Titel	Erschei- nung- sjahr
D	DIN <sup>2</sup>	DIN 19712 Flussdeiche	1997
D	DIN	DIN 19712 Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern	2013

<sup>1</sup> Technische Normen, Gütevorschriften und Lieferbedingungen

<sup>2</sup> Deutsches Institut für Normung e.V.

Land/ Geltungs- bereich	Herausge- ber	Titel	Erschei- nung- sjahr
D	DWA <sup>3</sup>	M 507-1 Deiche an Fließgewässern	2011
D	DWA	M 507-1 Deiche an Fließgewässern <i>Engl. Übers.</i>	2013
D	DWA	M 507-2 Deiche an Fließgewässern: Landschaftsökolog. Aspekte	2014
D	DWA	M 507-3 Dichtungssysteme in Deichen ? (bereits als Themenheft seit 2005 verfügbar)	?
D	DWA	M 512-1 Dichtungssysteme im Wasserbau. Teil 1: Erdbauwerke	2012
D	BWK <sup>4</sup>	M 6 Mobile Hochwasserschutzsysteme	2005
D	BWK	Oberboden auf Deichen ?	2014?
D	BAW <sup>5</sup>	MSD Merkblatt Standsicherheit von Dämmen	1998, 2011
NL	TAW <sup>6</sup>	Leidraad Zee- en Meerdijken (Leitfaden für See- und Binnen- deiche)	1999
NL	TAW	Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. (Techni- scher Bericht über wasserkehrende Bauwerke) Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondcon- structies. Expertise Netwerk Waterveiligheid	2001 2007
NL	Stowa, Rijkswaterstaat	R 13 Bouwstenen professionele inspecties	2012
NL	Stowa, Rijkswaterstaat	R 14 Inspectiewijzers Waterkeringen	2012
USA	U.S. Army Corps of Engi- neers	Engineering and Design DESIGN AND CONSTRUCTION OF LEVEES Manual No. 1110-2-1913	2000
F	Ministere de l'Écologie, du Développement et de l'Aménagement durables	Décret no 2007-1735 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement	2007
GB, USA, F, (NL, D)	CIRIA <sup>7</sup>	International Levee Handbook (ILH)	2013

<sup>3</sup> Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

<sup>4</sup> Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau e.V.

<sup>5</sup> Bundesanstalt für Wasserbau

<sup>6</sup> Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft

<sup>7</sup> Construction Industry Research and Information Association (London, GB)

Bei der Betrachtung des Geltungsbereiches der oben aufgeführten Dokumente fällt auf, dass in Deutschland die Fluss- und Küstendeiche getrennt betrachtet werden und sich unterschiedliche Fachgremien damit beschäftigen. Während sich mit den Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern hauptsächlich DIN und DWA befassen, sind es bei den Anlagen an der Küste vorwiegend die HTG<sup>8</sup> mit dem Arbeitsausschuss für Uferneinfassungen.



**Abbildung 2:** Deutsche Regelwerke im Bereich der Hochwasserschutzanlagen: v.l.n.r.: DIN 19712 (alt), DWA M 507-1, EAU, Eurotop-Manual

In den Niederlanden und im in Bearbeitung befindlichen *Internationalen Deichhandbuch*<sup>9</sup> wird diese Trennlinie zwischen Fluss- und Seedeichen nicht gezogen. Auf Grund der geographischen Lage der Niederlande überwiegen dort See- und Ästuardeiche und auch die Flusdeiche werden oft durch den Rückstau aus der Unterwasserbedingung (Nordseewasserspiegel) beeinflusst. Dadurch dass mehr als die Hälfte der Niederlande unter dem Meeresspiegel liegen, ist ein Großteil der dortigen Deiche schon bei Mittelwasser über den luftseitigen Fuß eingestaut und somit nach deutscher Definition strenggenommen nicht als Deich sondern als (Stauhaltungs-) Damm einzuordnen. Lediglich der Verweis auf besondere topographische Verhältnisse oder z.B. Sedimentation im Flussbett, Geländesenkung lässt auch nach dem deutschen Regelwerk eine Einordnung als Deich mit besonderen Anforderungen zu.

<sup>8</sup> Hafenbautechnische Gesellschaft

<sup>9</sup> International Levee Handbook. ILH, [www.leveehandbook.net](http://www.leveehandbook.net)

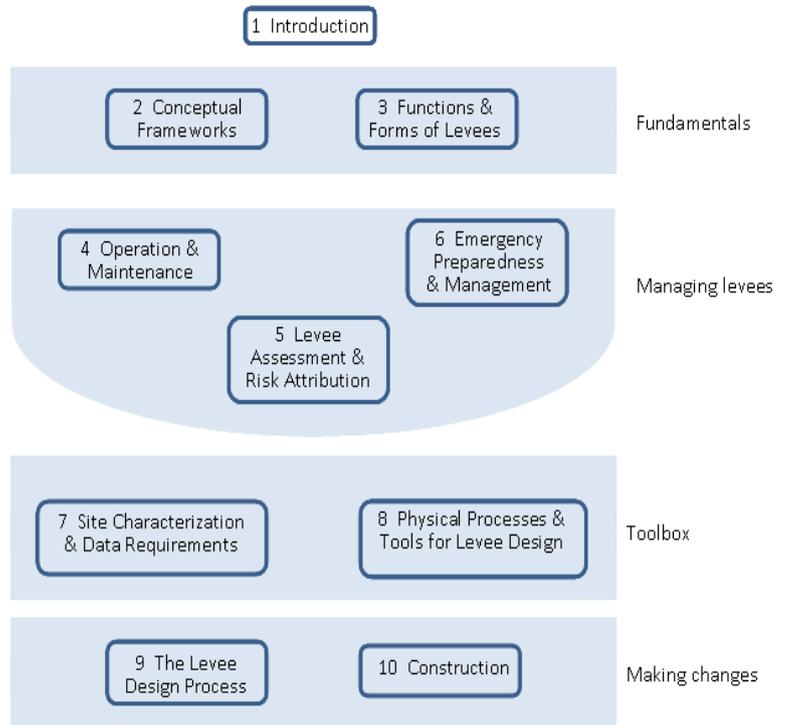
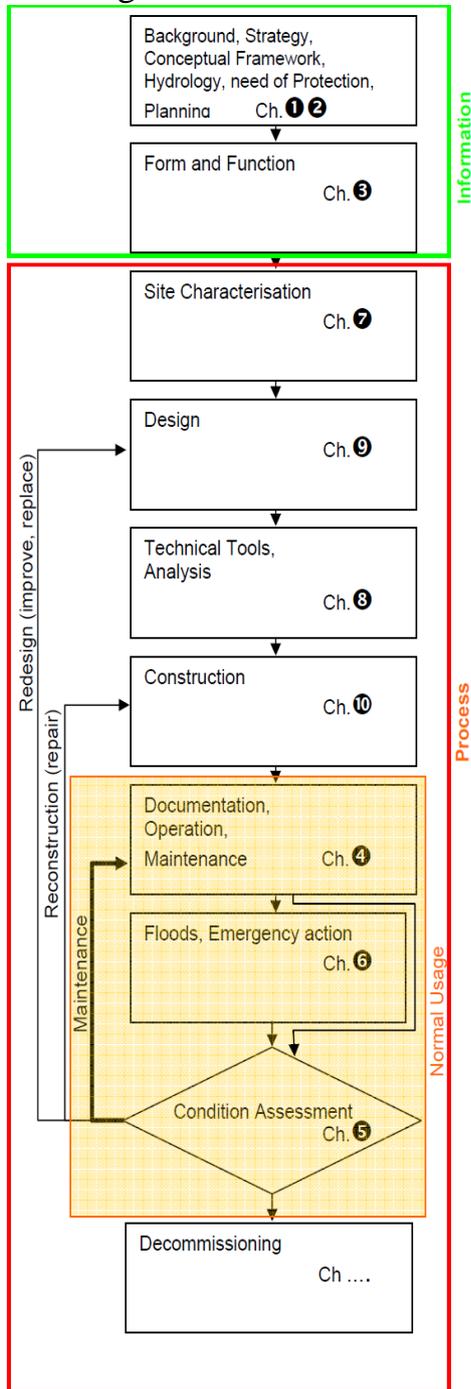


die Norm, deren Gelbdruck schon seit 2011 vorliegt, in ihren Information etwas allgemeiner und geht von einem etwas mehr übergeordneten Standpunkt aus, was schon durch den Einschluss von Hochwasserschutzwänden und mobilen Elementen zum Ausdruck kommt. Das zentrale Merkblatt 507-1 gibt dann detailliertere Informationen zu Deichen, erläutert diese an Hand zahlreicher Abbildungen und schließt ein umfangreiches Glossar mit Übersetzung der Fachbegriffe ins Englische ein. Die inhaltlichen Schwerpunkte sind folgende: Grundlagen und Begriffe, hydrologische und hydraulische Bemessungsgrundlagen, Deichquerschnitt, geotechnische Untersuchungen, Nachweise, Baustoffe, Bau durchführung, Qualitätssicherung, bauliche Anlagen am und im Deich, Ertüchtigung, Unterhaltung, Überwachung, Verteidigung des Deiches bei Hochwasser.

Das in Vorbereitung befindliche International Levee Manual setzt inhaltlich etwas andere Akzente. Der zentrale Inhalt ist die Bewirtschaftung der Deiche mit deren Risikoeinschätzung. Folgende Hauptpunkte werden in den Kapiteln des um die 1000 Seiten fassenden Werkes behandelt: Hochwasserschutzkonzepte und Rahmenkonzeptionen, Form und Funktion von Deichen, Betrieb und Unterhaltung, Vorbereitung auf mögliches Hochwasser und Hochwassermanagement, Überprüfung und Risikoeinschätzung, Standortuntersuchung und erforderliche Daten, Physikalische Prozesse und Planungswerkzeuge, Deichbau.

Verglichen mit Regelwerken im englischsprachigen Bereich fällt auf, dass sich die deutschen Dokumente auf die „best Practice“, also auf gute technische Lösungen konzentrieren, die die Tragsicherheit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit versprechen. Dabei wird der Lebenszyklus von der Planung bis zur Übernahme der vorgesehenen Funktion mit dem laufenden Betrieb betrachtet. Regelwerke aus dem anglo-amerikanischen Bereich gehen vielfach vom vorhandenen Deich aus und unterziehen diesen einer Überprüfung mit Risikobetrachtung (Assessment). Daraus ergibt sich dann, wie mit dem Deich oder der Hochwasserschutzanlage weiter verfahren wird und ob ggf. eine Anpassung an die Regeln der Technik erforderlich ist. Risikobetrachtungen, mögliches Versagen und konzeptionelle Überlegungen nehmen z.B. im Entwurf des International Levee Handbook einen breiteren Raum ein. Insgesamt ist die Herangehensweise im Ausland teilweise risikobasierter, was auch in der Wortwahl zum Ausdruck kommt, wofür das *Hurricane and Storm Damage Risk Reduction System* (HSDRRS), also das ringförmige Hochwasserschutzsystem um New Orleans herum als Beispiel stehen mag. Auch in Deutschland ist die Erkenntnis, dass ein 100%iger Hochwasserschutz nicht gewährleistet werden kann, nach und nach im Begriff, sich durchzusetzen. Sichtbar wird das auch daran, dass

man nicht mehr von Hochwasserfreilegung sondern heute eher von einem Schutzgrad oder einem



Schutzziel spricht.

**Abbildung 4:** Beispiele zur Gliederung des Lebenszyklus<sup>4</sup> von Deichen. Links bauwerksorientiert, rechts betriebsorientiert.

Die Abbildung 4 stellt zwei Möglichkeiten dar, technische Regeln zu Hochwasserschutzanlagen zu gliedern. Das linke Beispiel geht dabei von einem mehr technisch oder bauwerksorientierten Lebenszyklus des Deiches aus während das rechte Schema die Bewirtschaftung einer Anlage (Asset Management) in den Mittelpunkt stellt.

## 5 Besondere Aspekte der Regelsetzung

Deiche und andere Hochwasserschutzanlagen sind sehr individuelle Bauwerke, die speziell an die Anforderungen und Gegebenheiten der Baustelle angepasst werden müssen. Deshalb sind die jeweiligen technischen Regeln nicht als Rezept und die darin enthaltenen Beispiele nicht als Anwendungsmuster zu verstehen. Vielmehr muss durch eine auf den Einzelfall zugeschnittene sachkundige Planung ein Bauwerk oder ein System von Bauwerken entworfen werden, welches den jeweiligen Anforderungen am besten genügt. Der Verfasser kann als Mitautor der DIN 19712, des DWA-Merkblattes 507-1 und des International Levee Handbook versichern, dass es auch den Autoren dieser Fachpublikationen darum ging, rezeptartige Vorschläge zu vermeiden und auch kein Lehrbuch zum Hochwasserschutz zu erstellen. Vielmehr sollten die Regeln der Technik und die beste Praxis konzentriert dargestellt und dem sachkundigen Planer eine Unterstützung gegeben werden. Dabei sind Ausnahmen und Abweichungen von den Regeln selbstverständlich jederzeit möglich, wenn sich diese begründen lassen oder der spezielle Anwendungsfall von den allgemeingültigen Aussagen der technischen Dokumente nicht erfasst wird.

Gelegentlich ist auch Kritik an der zu umfangreichen und in zu vielen verschiedenen Dokumenten dargelegten Regelsetzung in Deutschland zu vernehmen. In der Tat scheint es für den planenden Ingenieur insbesondere bei kleineren Vorhaben schwierig zu sein, alle sich auch aus den normativen Verweisungen in den einzelnen Dokumenten ergebenden Regelungen zu berücksichtigen. Insofern scheint die Frage berechtigt zu sein, ob es notwendig ist, z. B. 3 DWK-Merkblätter über Deiche zu erarbeiten und von anderer Seite noch eines zum Oberboden hinzuzufügen. Es stellt sich auch die Frage, ob hier eventuell Teilprobleme überbetont sind, die Hauptteil bereits enthalten sind und dort noch etwas hätten vertieft werden können?

Für die Normen und Regelwerke wird in Deutschland Expertenwissen in der Regel ehrenamtlich, also kostenlos zur Verfügung gestellt. Die dadurch für die regelsetzenden Verbände eingesparten Kosten belaufen sich pro Veröffentlichung auf Beträge im oberen sechsstelligen oder unteren siebenstelligen Eurobereich. Zusätzlich erbitten Träger der Regelsetzung noch Zuschüsse für ihre eigenen Kosten (Gremienbetreuung, Redaktion, Publikation) und finanzieren diese auch aus dem Verkauf der Technischen Regelwerke und aus Fortbildungsveranstaltungen (Geschäftsbetriebe von Vereinen). Daraus könnte ein ge-

wisses verständliches Eigeninteresse an einer umfangreichen Regelsetzung gemutmaßt werden.

Mit den Regelwerken wird Expertenwissen in breitere Fachkreise getragen, so dass ein größerer Personenkreis in die Lage versetzt wird, die Planung, die Überwachung und den Betrieb fachkundig vorzunehmen, wodurch sich wiederum die Preise für Ingenieurleistungen verbilligen und die Nachfrage nach Expertisen und Gutachten sinkt.

Aus dem Gesagten wird deutlich, dass die Normungsarbeit ein kompliziertes Geflecht von Informationsflüssen und wirtschaftlichen Aspekten darstellt. Unter allein wirtschaftlichen Gesichtspunkten wären diese Aktivitäten auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes nicht durchführbar. Vielmehr lassen sie sich nur durch den gesamtgesellschaftlichen Nutzen in Form der Daseinsvorsorge und des Schutzes vor Naturereignissen rechtfertigen.

## **6 Zusammenfassung**

Voranstehend wurden einige Beispiele für Normen und Regelwerke auf dem Gebiet der Hochwasserschutzanlagen vorgestellt.

Normen und Regelwerke auf dem Gebiet der Hochwasserschutzanlagen sind für das Erreichen einer möglichst einheitlichen Bauwerkssicherheit, des Schutzgrades und der Qualitätssicherung unerlässlich. Besonders in Deutschland, wo Hochwasserschutz Länderangelegenheit ist, helfen einheitliche Grundsätze, länderübergreifend abgestimmte Konzepte flussgebietsbezogen zu erarbeiten. Die in Deutschland vorhandene Norm DIN 19712 zusammen mit den weiterführenden Merkblätter DWA 507 und BWK 5 stellt eine gute Grundlage für die Planung, Errichtung und Bewirtschaftung von Hochwasserschutzanlagen dar.

Insgesamt ist eine noch bessere Abstimmung zwischen den regelsetzenden Vereinen im Inland und eine Abstimmung mit ausländischen Aktivitäten anzustreben.

## 7 Literatur

- BAW MSD Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD). Merkblatt, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe 2011
- BWK MB 6 Mobile Hochwasserschutzsysteme – Grundlagen für Planung und Einsatz. Merkblatt 6, Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK) e. V., 2005
- DIN 19712 (E) Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern.- Gelbdruck 2011
- DWA-Merkblatt M 507-1 Deiche an Fließgewässern, Hennef 2011 (ersetzt DVWK-Merkblatt M 210)
- DWA-Themen Dichtungssysteme in Deichen. DWA-Themen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef 2005
- EAK Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Küstenschutzbauwerke“ (EAK) Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Heft 65, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2002
- EAU Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen, (EAU 2004), Hafenbautechnische Gesellschaft und Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 10. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2004, digitalisierte und aktualisierte Fassung 2009.
- EurOTop-Manual: Wave overtopping of sea defences and related structures: Assessment Manual.- In: Die Küste (2007)73
- LAWA Instrumente und Handlungsempfehlungen zur Umsetzung der Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) im Auftrag der Umweltministerkonferenz, 2003
- Pohl, R. (1999): Probabilistic Aspects of the Seepage Flow in Dikes.- In: Proc. XXVIII IAHR Congress Theme A, Graz 1999, p. 28
- Pohl, R. (2000): Aspekte der Standsicherheit von Deichen mit inhomogenem Aufbau. Wasser und Abfall, Heft 11, S. 52 – 57, 2000
- Reinhardt, M. (2012): Die Regeln der Technik im Wasserrecht.- In: Korrespondenz Wasserwirtschaft, Hennef: DWA 5(2012)7, S. 385-388, ISSN 1865-9926.

Autor:

Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
Technische Universität Dresden  
George-Bähr-Straße 1  
01062 Dresden

Tel.: +49 351 46335693  
Fax: +49 351 46335654  
E-Mail: Reinhard.Pohl@TU-Dresden.DE



## Rund 15000 Eintragungsstellen je Sprachrichtung

Mit zahlreichen Zusatzinformationen und Kurzdefinitionen

---

Gebiete: Talsperrenbau; Wehrbau; Flussbau; Kanalbau; Hafenbau; Seebau; landwirtschaftlicher Wasserbau; technische Hydromechanik; Hydrologie; Bodenmechanik; Grundbau; Abwasserbehandlung; Wasserversorgung; Wasserbewirtschaftung

---

Fields: dam construction, weir construction; river engineering; canals; harbour and marine engineering; applied hydromechanics; hydrology; soil mechanics; foundation engineering; waste water treatment; water supply; water management

ISBN-10: 3-8322-5776-4  
ISBN-13: 978-3-8322-5776-7  
ISSN 0945-067X

Shaker Verlag GmbH • Postfach 101818 • 52018 Aachen  
Telefon: 02407/95 96 - 0 • Telefax: 02407/95 96 - 9  
Internet: [www.shaker.de](http://www.shaker.de) • E-Mail: [info@shaker.de](mailto:info@shaker.de)

## **Optimierung von Schutzbauwerken zur Geschiebebewirtschaftung - Konzept zur Bestimmung von lichten Weiten bei Sortierbauwerken**

Markus Moser und Gerald Jäger

Die Sediment- und Geschiebebewirtschaftung in alpinen Einzugsgebieten in den Alpen liegt schon 500 Jahre zurück und konzentrierte sich auf den Unterlauf der Gebirgsbäche, durch die Errichtung von Mauern (sog. Archen), der Ableitung der Bäche aus dem Gefährdungsbereich oder der Errichtung von Geschiebestausperren. Doch die Schutzbauten am Unterlauf der Bäche allein brachten nicht immer den gewünschten Erfolg. Die errichteten Bauten ließen den Charakter des Baches gänzlich unbeeinflusst mit der Folge, dass sich besonders in den breiten Rinnsalen bei jedem Hochwasser Geschiebe ablagerte, wodurch Bachsohle immer mehr erhöhte. Die Folge war eine Überflutung der Schutzbauten und deren Zerstörung. Auf diese Weise entstanden die hochaufgedämmten Gerinne zahlreicher Wildbäche, so beispielsweise der Talfer bei Bozen, deren Bett höher liegt als die Dächer der Häuser und nur durch die Wassermauern von der tieferliegenden Stadt und den benachbarten Weingärten getrennt wird. Neue Konzepte in geschiebeführenden Wildbächen zielen auf eine Bewirtschaftung des Geschiebes hin. Mit der Entwicklung von Sortierbauwerken besteht die Möglichkeit Geschiebe über den Schwemmkegel in den Vorfluter zu bringen, sodass dieser mit Geschiebe versorgt wird. Diese Idee ist grundsätzlich gut, in manchen Fällen führt es jedoch zu einer intensiven Anlandung im Unterlaufbereich. Um diesem Problem entgegenzuwirken werden Geschiebemodelrechnungen durchgeführt und die Unterlaufstrecken hinsichtlich Neigung und Profilgeometrie sowie die lichte Weite der Sortierbauwerke optimiert. Im vorliegenden Beitrag wird diese Vorgehensweise anhand des Beispiels Birnbach in der Gemeinde Leogang/Salzburg vorgestellt. Die Berechnungen stützen sich auf eine Analyse der maßgelichen Korngrößen und Berechnung der Geschiebetransportraten mit dem ingenieurmäßigen profilweisen Ansatz.

Stichworte: Geschiebebewirtschaftung, lichte Weite, Geschiebesortiersperren, Geschiebetransportkapazität

### **1 Einleitung**

Die früher gängige Methode der Sediment- und Geschiebebewirtschaftung in alpinen Einzugsgebieten mit Geschiebestausperren und völligem Rückhalt des Geschiebes führte zu Erosionsproblemen in den Unterlaufstrecken und im Vorfluter. Mit sehr hohem finanziellem Aufwand müssen regelmäßige Materialentnahmen erfolgen und Ufersicherungen erneuert werden, sodass die Schutzfunktion wieder in vollem Umfang gewährleistet ist. Neuere Entwicklungen gehen in

die Richtung der Geschiebemanagement. Besonders die Optimierung der Öffnungen bei geschiebemanagierenden Bauwerken ist ein zentrales Thema.

## 2 Problemstellung

Der Birnbach liegt in der Gemeinde Leogang/Land Salzburg, hat eine Einzugsgebietsgröße von ca. 8 km<sup>2</sup> und ist ein stark geschiebeführender Wildbach mit zahlreichen Zubringern. Aufgrund der geologischen Gegebenheiten erfolgt ein ständiger Geschiebeeintrag über die Seitengraben und aus den Flanken des Hauptbaches. Bei Starkregenereignissen führen diese Einträge zu enormen Anlandungen im Hauptbach (hm 6 -10) und in weiterer Folge im Siedlungsgebiet sowie im Bereich der Eisenbahnquerung (hm 5,5) zu links- bzw. rechtsufrigen Bachausbrüchen. Diese beschriebenen Anlandungen sollen durch ein Geschiebemanagementkonzept mit technischen Schutzmaßnahmen verringert und eine Erhöhung der Hochwassersicherheit für die gefährdeten Siedlungsgebiete bringen. Dem Unterlauf und dem Vorfluter Leoganger Ache soll aber jene Menge an Geschiebe zugeführt werden, welche aufgrund der maßgeblichen Geschiebefraktionen je Bachabschnitt und Abflussmenge verträglich ist.

## 3 Zielsetzung

Durch die Bestimmung der maßgeblichen Geschiebefraktionen je Bachabschnitt soll die Charakteristik des Baches dokumentiert und darauf aufbauend ein maßgeschneidertes Schutzkonzept erstellt werden. In dem Bachabschnitt unterhalb der geplanten Schutzbauwerke wird das Gerinne hinsichtlich Geschiebetransportkapazitätsvermögen ausgebaut und die lichten Weiten des Sortierwerkes auf diese Transportkapazität ausgelegt.

## 4 Methode

Zur Bestimmung der Transportkapazitäten des Gerinnes ist die Kenntnis der Korngrößen notwendig. Die Ermittlung der Korngrößen erfolgte mit der Linienzahlanalyse der Deckschicht. Je Bachabschnitt erfolgte dann die Ermittlung der hydraulischen Kenngrößen für unterschiedliche Abflussmengen sowie die Berechnung des Geschiebetransportes nach der ingenieurmäßigen profilweisen Methode. Um Anlandungen im Unterlauf zu unterbinden sowie Feingeschiebe für den Vorfluter bereitzustellen ist mit den berechneten und gemessenen Daten eine Optimierung der lichten Weiten des Sortierwerkes und des Unterlaufgerin-

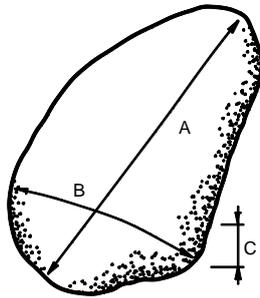
nes (besonders in einem Abschnitt mit Gerinneaufweitung im hm 6 - 10) notwendig. Es wurden deshalb die Korngrößen im Längenschnitt mit dem Gerinnegefälle und der Transportkapazität je Abflussmenge gegenübergestellt und ein Konzept zur Bewirtschaftung erarbeitet.

## 5 Ermittlung der maßgeblichen Korngrößen

Die Berechnung von Geschiebetransportvorgängen in Wildbächen erfordert die Kenntnis der hydraulischen Transportkapazität des Gerinnes und die Kornzusammensetzung des Grundmaterials. Zu diesem Zweck eignet sich die Linienzahlanalyse in Wildbächen sehr gut. Um systematische Fehler bei der Auswahl der zu untersuchenden Steine zu vermeiden, wird eine Schnur über die zu analysierende Deckschicht gespannt und dann werden die Steine, welche unter der Schnur liegen, nach Durchmesserklassen (Fraktionen) gezählt. Als Durchmesser gilt die mittlere Achse (b-Achse) der Steine. Um eine gute Repräsentativität der Analyse zu gewährleisten, sind als Minimum 150 Steine größer 1-2 cm mit wenigstens 10 Steinen in den häufigsten Klassen zu zählen. In der mittleren Klasse sollten wenigstens 30 Steine gezählt werden.



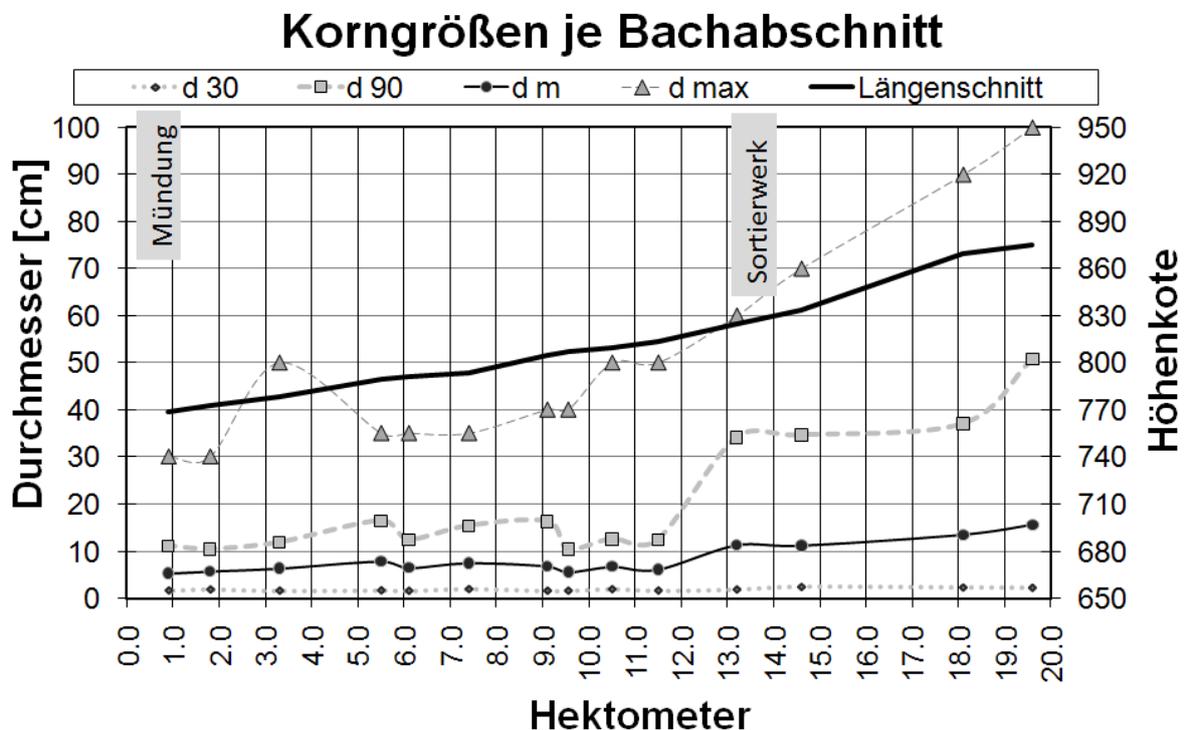
**Abbildung 1:** Durchführung der Linienzahlanalyse im Felde



- A = längste Achse (Länge)
- B = mittlere Achse (Breite)
- C = kürzeste Achse (Höhe)

**Abbildung 2:** Hauptachsen des Steines (nach Potyondy und Bunte, 2002)

Die Betrachtung der Ergebnisse der LZA zeigt einen Trend in der Abnahme der Korndurchmesser ( $d_{\max}$ ,  $d_{90}$ ,  $d_m$ ) vom Oberlauf in Richtung Mündung. Im Bereich unterhalb der letzten größeren Zubringer bei hm 12 – 13 ist eine deutliche Abnahme des  $d_{\max}$  und des  $d_{90}$  zu erkennen.



**Abbildung 3:** Darstellung der Größen der maßgeblichen Korngrößen im Längenschnitt

Da der Standort nach dem letzten größeren Zubringer im Bereich hm 13,5 für ein Schutzbauwerk lagemäßig ideal ist, muss dieser Bereich hinsichtlich Geschiebekorngrößen und Abflusskapazität genauer untersucht werden. Nach Zoll-

inger 1984 besteht ein Zusammenhang zwischen der maßgeblichen Korngröße und der lichten Weite eines Sortierwerkes. Aus seinen Versuchen geht hervor, dass bei vertikalen Rechenkonstruktionen die lichte Weite ca. 1,2-fach des  $d_{\max}$  sein soll, wenn hinter dem Bauwerk keine Ablagerungen stattfinden sollen. Im vorliegenden Projekt soll jedoch ein Großteil des Geschiebes zur Ablagerung kommen und nur das Feingeschiebe in den Unterlauf gelangen, deshalb wurde die lichte Weite nicht mit der Größe des  $d_{\max}$  sondern mit dem  $d_{90}$  berechnet. Am Standort des geplanten Sortierwerkes wurde ein  $d_{90}$  von 35 cm bestimmt. Dieser Wert dient als Grundlage für die Berechnung der Geschiebetransportkapazität für den Unterlauf.

## 6 Berechnung der Geschiebetransportkapazität

Für die Unterlaufstrecke wurde der ingenieurmäßige profilweise Ansatz zur Berechnung der Transportkapazität ausgewählt. Die Berechnung erfolgt quasi-stationär (gleichförmiger Abfluss, Wasserspiegellage und Sohlage sind parallel) und für einen Rechteck- oder Trapezquerschnitt. Die für die Berechnung des Geschiebetransportes verwendete Formel wurde auf den Bachcharakter, die Korngröße (Verhältnis  $d_{90}/d_{30} < 20$ ) und Sohlneigung ausgewählt. Für die Berechnung der Geschiebetransportraten im Unterlauf ist aufgrund der Gültigkeitsbereiche die Formel nach Rickenmann 2001 geeignet.

Rickenmann 2001

$$q_{b [m^3 / s.m]} = 3,1 * \left( \frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} * (q - q_c) * I^{1,5} \left( \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)^{-1,5}$$

Charakteristischen Korngrößen [ $d_{30}$ ,  $d_{90}$ ], Sohlneigung [ $I$  in %], Schwerebeschleunigung [ $g$  in  $m/s^2$  mit 9,81], Dichte des Wassers [ $\rho_w$  in  $kg/m^3$ ], Dichte des Sohlmaterials [ $\rho_s$  in  $kg/m^3$ ]

$$\text{Gültigkeitsbereich: } 0,2 < I < 20\%; (d_{90}/d_{30}) < 20, \left( \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) = 1 - 1,29$$

## 7 Ergebnisse

Im Oberlauf ist die Transportkapazität bei nahezu gleich bleibenden Gerinnebreiten und Gefällen von 7 bis 10% relativ groß. Die Betrachtung der Ergebnisse in Abbildung 4 zeigt eine deutliche Abnahme der Transportrate bei hm 7,5. Die-

se Abnahme ist einerseits auf das reduzierte Gefälle von 4% und andererseits auf die Gerinnebreite zurückzuführen (Verbreiterung von ca. 10 m Gerinnebreite auf 20 m), wodurch der mögliche Geschiebetransport deutlich abnimmt. Die Zunahme des Geschiebetransportes unterhalb bzw. im Bereich der Eisenbahnbrücke bei hm 5,5 ist auf die Zunahme im Längsgefälle und auch auf die Gerinnebreite zurückzuführen (Gerinnebreite wiederum ca. 10 m). Auch bei geringen Abflussmengen ist mit massivem Geschiebetransport zu rechnen (Abflüsse von ca. 20 m<sup>3</sup>/s - ablaufende Hochwasserwelle). Im verbauten Unterlaufgerinne ist daher mit einer Abnahme der Transportkapazität zu rechnen. Das Beispiel der LZA 19 bei hm 1,8 zeigt diese Abnahme deutlich.

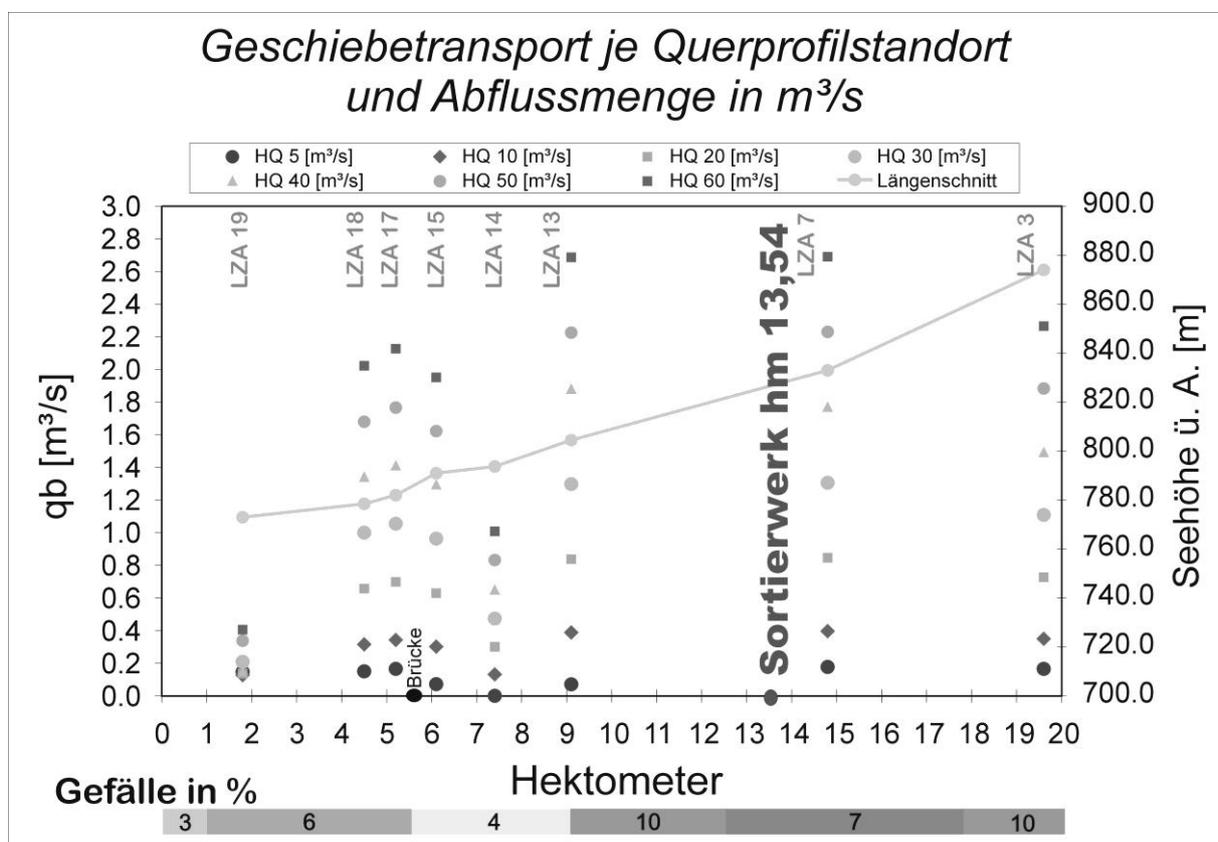


Abbildung 4: qb [m<sup>3</sup>/s] je Querprofil und Abflussmenge im Längsschnitt

## 8 Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse der Linienzahlanalysen zeigen eine deutliche Abnahme der repräsentativen Korndurchmesser ( $d_{90}$ ,  $d_{30}$ ) bei hm 12 – 13. Dieser Durchmesser von 35 cm wurde als Kenngröße zur Bestimmung der lichten Weite herangezogen. Unter der Annahme, dass nur mehr diese Korngrößen in den Unterlauf gelangen und die restlichen Geschiebekörner im Stauraum des Sortierwerkes zur

Ablagerung gelangen erfolgte die Berechnung der Transportkapazitäten für die Unterlaufstrecke. Es zeigte sich, dass im Bereich einer bestehenden Gerinneaufweitung die Transportkapazität stark abnimmt, in den restlichen Abschnitten jedoch ein ausreichender Transport dieser Korngrößen in den Vorfluter möglich sein soll. Als Optimierungsmaßnahme wurde die Gerinneaufweitung zwischen hm 6 und 10 hydraulisch verbessert. Die Gerinnebreite wurde von 20 m auf 10 m reduziert, sodass in diesem Bereich die Ablagerungen auf ein Minimum reduziert werden und nur im Bemessungshochwasser das Vorland benetzt wird.

Die lichte Weite des Sortierwerkes wurde mit  $1,2 \times d_{90}$  ( $\sim 42$  cm) gewählt. Abschließend wird noch festgehalten, dass diese Berechnung ohne den Einfluss von Wildholz am Sortierbauwerk bestimmt wurde, da im Oberlauf Schutzmaßnahmen zur Ausfilterung geplant sind.

### Lichte Weite der Stahlrechenkonstruktion



**Abbildung 5:** Sortierwerk mit Stahlrechenkonstruktion zur Geschiebebewirtschaftung

## 9 Literatur

- FEHR, R. (1987): Geschiebeanalysen in Gebirgsflüssen; Umrechnung und Vergleich von verschiedenen Analyseverfahren; Mitteilungen Nr.92 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Zürich
- RICKENMANN, D. (1996): Fliessgeschwindigkeiten in Wildbächen und Gebirgsflüssen, Wasser, Energie, Luft, 88. Jahrgang, Heft 11/12, CH-5401 Baden
- POTYONDY, J. P., and BUNTE, K. (2002). "Sampling with the US SAH-97, hand-held particle-size analyzer." Federal Interagency Sedimentation Project, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- ZOLLINGER, F. (1984): Die verschiedenen Funktionen von Geschieberückhaltebauwerken. In: Band 1, Interpraevent 1984; S. 147 -160

Autoren:

DI Markus Moser  
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und  
Lawinenverbauung, Sektion Salzburg,  
Gebietsbauleitung Tamsweg  
Fachbereich Wildbachprozesse  
Johann Löcker-Str. 3  
A 5580 Tamsweg  
Tel.: ++43 – 6474 – 2256/16  
Fax: ++43 – 6474 – 2256/17  
E-Mail: markus.moser@die-wildbach.at

DI Gerald Jäger  
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und  
Lawinenverbauung, Sektion Vorarlberg,  
Gebietsbauleitung Bregenz  
Fachbereich Wildbachprozesse  
Rheinstraße 32/4  
A 6900 Bregenz  
Tel.: ++43 – 5574 – 74995/414  
Fax: ++43 – 5574 – 74995/5  
E-Mail: gerald.jaeger@die-wildbach.at

# Von der Idee zum fertigen Produkt - Bemessung und Optimierung mobiler Hochwasser- schutz-Systeme (mHWS-Systeme) mit Hilfe wasserbaulicher Modellversuche

Jürgen Jensen und Jörg Wieland

Bei dem Entwurf und der Bemessung von mobilen Hochwasserschutz (mHWS) - Systemen für den Objektschutz sind u.a. folgende Anforderungen zu erfüllen (Krüger et al. 2009; BWK Merkblatt M6 2005):

- das mHWS-System muss den verschiedenen Einwirkungen durch Hochwasser sicher widerstehen (Wasserdruckbelastung, Wellen- und Anprallwirkungen usw.)
- das mHWS-System soll einfach auf- bzw. abgebaut und gelagert werden können
- das Tragwerk und Dichtsystem sollte aus möglichst leichten, wirtschaftlichen und langlebigen Materialien gefertigt werden; hierbei ist die Zahl der Einzelteile zu minimieren, gleichzeitig ist eine hohe Dichtigkeit zu gewährleisten.

Die konkurrierenden Ansprüche an mHWS-Systeme stehen teilweise in starker Abhängigkeit bzw. im Widerspruch zueinander. Im Optimierungsprozess gibt es Aspekte, die sich nur mit einem theoretischen Ansatz erfassen lassen. Bei Fragen der Handhabbarkeit und Dichtigkeit ist die Kombination aus theoretischer Optimierung und Experiment bzw. wasserbaulichem Modellversuch unverzichtbar. Am Beispiel von zwei mHWS-Systemen für den Objektschutz bzw. Linienschutz wird der Entwicklungsprozess von der Idee bis zum marktfähigen Produkt dargestellt.

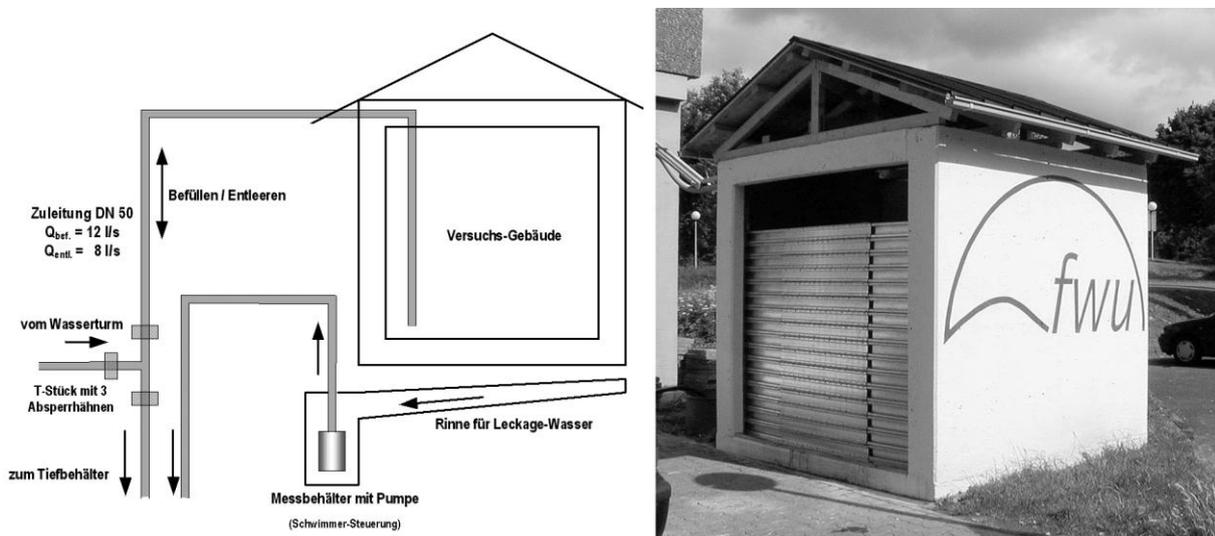
Stichworte: Hochwasserschutzkonzepte, Mobiler Hochwasserschutz, physikalische Modellversuche

## 1 Einleitung

Die Hochwassergefahr, insbesondere für die Städte und Kommunen an den großen und kleineren Flüssen, ist kurzfristig nicht zu reduzieren. Die Bereitstellung von Retentions- bzw. naturnahen Überflutungsräumen zur Reduzierung von Hochwasserwellen beansprucht in Planung und Ausführung viel Zeit. Da im Zuge des Klimawandels Hochwasserereignisse und damit verbunden die Gefahr von Überflutungen eher weiter zunehmen wird, sind technische Maßnahmen zur

Vermeidung von Überflutungen erforderlich. Für den temporären Einsatz bei Hochwasserereignissen werden deshalb zunehmend mobile Konstruktionen wie z.B. Dammbalken- und Barriere-Systeme eingesetzt.

Insofern besteht Bedarf an sicheren und wirtschaftlichen mHWS-Systemen für die temporäre Sicherung gegen Überflutungen in Siedlungsgebieten in Form von Objektschutz für einzelne Immobilien und linienhaftem Schutz für Uferpromenaden, Straßen und Parkflächen. Am Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen wurde hierfür eine Versuchseinrichtung konzipiert, welche die Untersuchung von Objektschutz-Systemen im Natur- bzw. Modellmaßstab mit Schutzhöhen von bis zu  $h = 2,00$  m bei System-Stützweiten bis zu  $b = 2,10$  m ermöglicht (vgl. Abbildung 1).



**Abbildung 1:** Die hws-Versuchseinrichtung am fwu (links: schematischer Schnitt, rechts: eingebauter HWS-Prototyp mit  $h = 1,60$  m Schutzhöhe und  $b = 2,00$  m Stützweite)

Für Versuche mit Linienschutz-Systemen steht eine entsprechende Freifläche mit tragfähigem Untergrund und entsprechender Messtechnik zur Verfügung. Abbildung 2 zeigt den Prototypen eines solchen Systems im Belastungstest bei Stauhöhen bis zu  $h = 1,30$  m. Die Untergrundbeschaffenheit der Aufstandsfläche kann jeweils angepasst werden (z.B. Asphalt, Beton, Pflaster usw.).

Mit diesen Versuchseinrichtungen kann neben dem Tragverhalten durch die hydrostatischen Belastungen insbesondere die Dichtigkeit der Wandanschlüsse und auf leicht unebenen Flächen in Verbindung mit unterschiedlichen Dichtungsmaterialien geprüft werden. In den vergangenen Jahren wurde am fwu eine Vielzahl unterschiedlicher mHWS-Systeme untersucht bzw. weiterentwickelt und optimiert.



**Abbildung 2:** Tragwerk-Test eines Linienschutz-Systems mit  $h = 1,30$  m Schutzhöhe

Nachfolgend werden für zwei mHWS-Systeme für den Objekt- bzw. Linienschutz, die beide mittlerweile im Einsatz sind, wichtige theoretische und praktische Teilaspekte des Entwicklungsprozesses von der Idee bis zum marktreifen Produkt dargestellt.

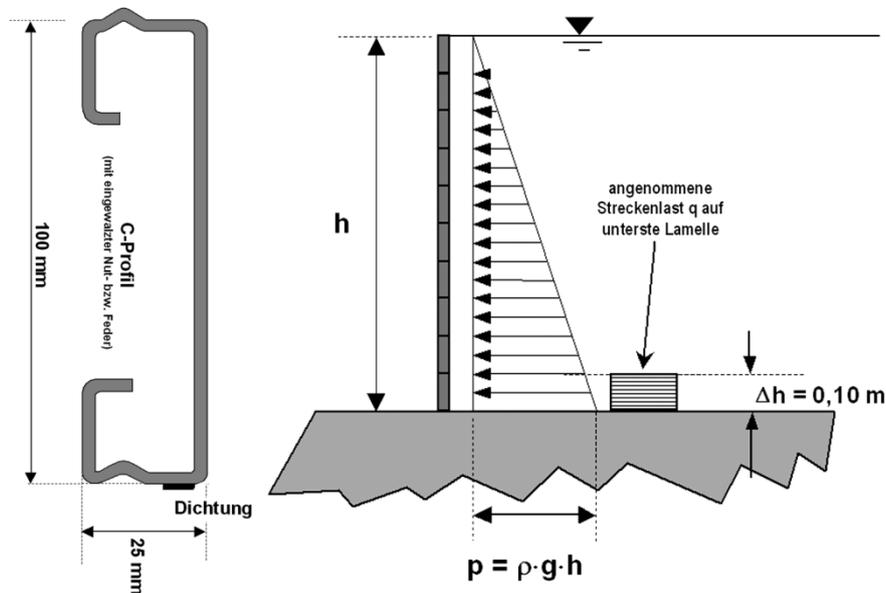
## 2 Entwicklung von mobilen Hochwasserschutzsystemen in Theorie und Praxis

### 2.1 Beispiel A: Dammbalkenartiges System für den Objektschutz

Das System A (vgl. Abbildung 1) ist zur Sicherung von Fenster- und Türöffnungen konzipiert und besteht nach dem Entwicklungsprozess im Wesentlichen aus zwei Zahnschienen, die rechts und links neben (oder innerhalb) der zu sichernden Gebäudeöffnung mittels Schrauben kraftschlüssig an der Wand befestigt werden. In die Führungsnut beider Zahnschienen werden von oben Stahllamellen eingeschoben. Die unterste Lamelle ist mit einer Bodendichtung aus Neopren-Kautschuk versehen. Zwischen allen weiteren Lamellen befindet sich eine wesentlich dünnere Dichtung, ebenfalls aus Neopren-Kautschuk. Den Abschluss bilden die beiden Klemmstücke, die auf die oberste Lamelle gesetzt werden. Diese werden mit einer Schraube arretiert und sorgen für eine Vorspannung der Bodendichtung. Abbildung 3 zeigt die verwendeten asymmetrischen Stahlwalzprofil-Lamellen und die zugehörige Belastungsfigur aufgrund des Wasserdruckes.

Die Berechnung der Spannungen und Durchbiegungen der untersten Lamelle ist für den konstruktiven Nachweis erforderlich. Es wird dabei vereinfachend davon

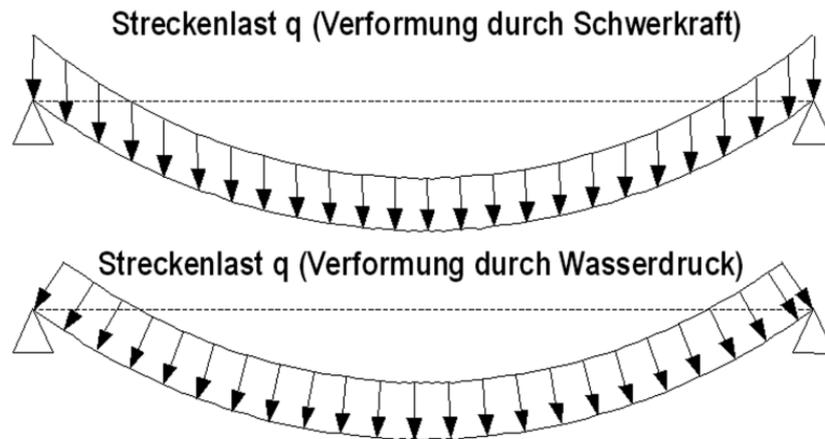
ausgegangen, dass die Reibungs- und Schubkräfte zwischen den Lamellen bzw. dem Boden vernachlässigt werden können.



**Abbildung 3:** Skizze des Stahl-Lamellenprofils und zugehöriger Belastungsfigur aufgrund der Wasserdruckbelastung

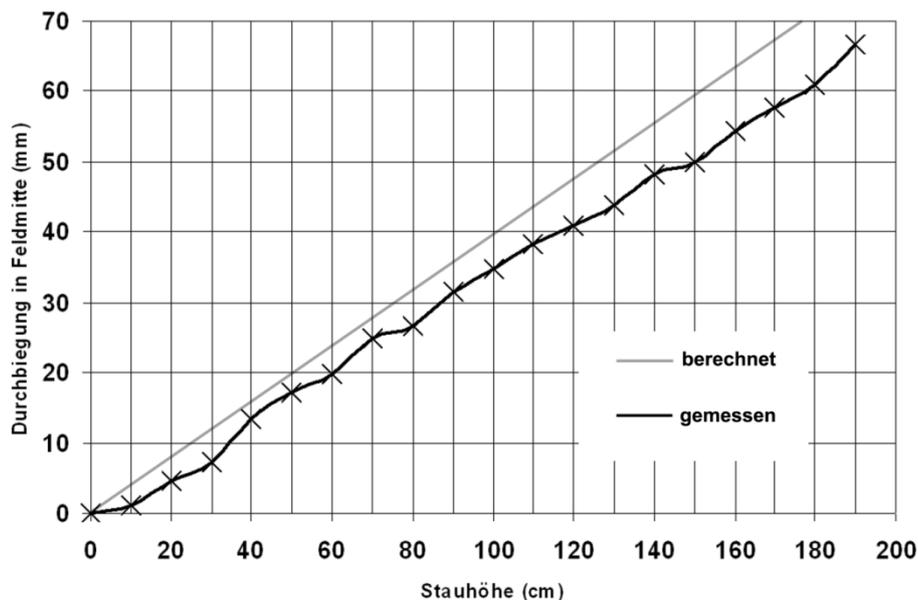
Da die Wasserdruckbelastung in Abhängigkeit der Stauhöhe linear steigt, werden die einzelnen Lamellen durch eine trapezförmige Streckenlast beansprucht, was theoretisch eine zusätzliche (geringfügige) Verdrehung verursacht. Deshalb wird vereinfachend eine rechteckige, flächengleiche Streckenlast angesetzt. Die Berechnung der Lamellenverformung kann jedoch nur näherungsweise erfolgen, denn im Gegensatz zu einer „normalen“ Streckenlast, wie man sie aus der statischen Berechnung im Hochbau kennt, verhält sich die angenommene Streckenlast, resultierend aus dem Wasserdruck, anders: Bei einer „normalen“ Streckenlast (z.B. aus Gewichtskraft) wirken die Kräfte auch bei durchgebogenem Träger parallel zur Lotrichtung. Im Gegensatz dazu stehen die aus Wasserdruck resultierenden Druckkräfte immer senkrecht auf der belasteten Oberfläche (vgl. Abbildung 4). Demnach verursacht die Verformung der Lamellen eine Veränderung der Belastungsfläche, was eine iterative Berechnung erfordern würde. Die üblichen Verfahren der technischen Mechanik gehen von ebenen unverformten Tragquerschnitten (Theorie I. Ordnung) oder vorverformten Tragquerschnitten (Theorie II. Ordnung, Vorverformung durch Eigengewicht) aus. Beide Verfahren erfassen nicht (oder nur näherungsweise) das oben beschriebene Problem, da die Formänderung bei Theorie I. und II. Ordnung keine Änderung der Belastung berücksichtigt.

Das vorliegende statische System ließe sich nur mittels iterativer Finite-Elemente-Methode (FEM) genauer untersuchen, allerdings ist der Aufwand hierfür sehr hoch.



**Abbildung 4:** Unterschiede bei Belastung durch Schwerkraft und Wasserdruck

Abbildung 5 zeigt die im Versuch gemessene Belastungs-Weg-Kurve der untersten Lamelle im Vergleich zur rechnerischen Lamellenverformung nach dem „Kraftgrößenverfahren“ mit Theorie I. Ordnung, die o.g. Einschränkungen aufweist. Im Diagramm ist der Reibungseinfluss der Bodendichtung zu erkennen. Die theoretische Belastungs-Weg-Kurve ist eine Gerade (d.h. linear); im vorliegenden Fall wird die Verformung durch die Haftreibung zwischen der untersten Lamelle und dem Fußboden behindert, so dass die Verformungs-Linie hier unsteigend verläuft. Es zeigt sich, dass die Lamellen aufgrund der Nut- und Feder-Verbundwirkung nicht unabhängig voneinander sind, so dass die Verformung der Lamellen durch ihre „Nachbar“-Lamellen beeinflusst wird. Die gemessene Durchbiegung ist deshalb immer kleiner als der berechnete Verformungsweg.



**Abbildung 5:** Vergleich der (näherungsweise) berechneten und gemessenen Durchbiegung der untersten Lamelle (System-Stützweite  $b = 2,00$  m)

Trotz erfolgreich bestandener theoretischer Tragfähigkeitsprüfung hat das System im wasserbaulichen Modellversuch im Bereich der Fußdichtung versagt. Die Stauversuche zeigten zwar, dass das statische Tragsystem auch bei  $h = 2,00$  m Stauhöhe der hydrostatischen Belastung problemlos standhält und die Verformung der Stahllamellen noch im „vollelastischen“ Bereich liegt (nach Entlastung federt das Tragsystem wieder in den Ursprungszustand zurück), aber es musste dennoch aus folgenden Gründen erheblich verstärkt werden:

- durch den relativ großen Verschiebeweg in Feldmitte (mehr als 65 mm bei  $h = 1,90$  m Stauhöhe) reißt auf rauem Untergrund die aufgeklebte Dichtung zwischen unterster Lamelle und dem Fußboden beim „Ausfedern“ durch die entstehenden Schubkräfte von der Lamelle ab. Die auftretende Leckage-Wassermenge liegt im Bereich von mehr als  $Q = 2,0$  l/s.
- die maximale Verformung unter Belastung wirkt auf den Betrachter „bedrohlich“, da diese Wölbung mit dem bloßen Auge aus größerer Entfernung erkennbar ist. Obwohl diese Verformung noch im elastischen Bereich liegt und die Lamellen durch diese Belastung noch keine bleibenden Verformungen erfahren, entsteht der Eindruck, dass die Lamellen gleich brechen könnten.

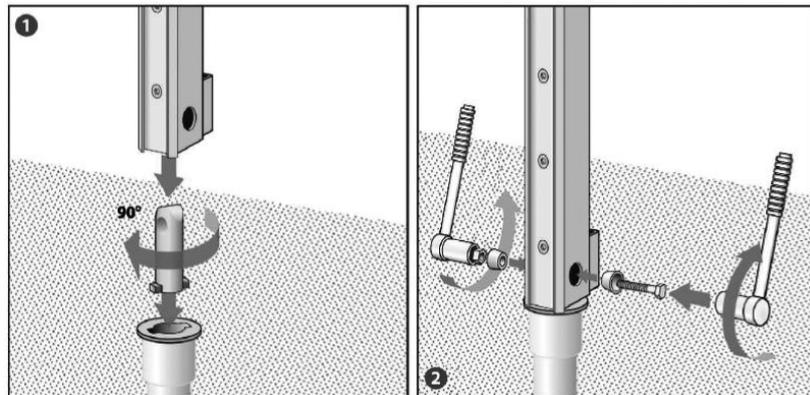
Daraus ergab sich die Forderung die Durchbiegung, der Lamellen zu begrenzen. Aus Gründen der Marktakzeptanz und wirtschaftlichen Überlegungen heraus wurde in Abstimmung mit dem Auftraggeber eine maximal zulässige Durchbiegung von 0,8 % der Stützweite definiert. Die Versuche wurden mit verstärktem Lamellenprofil wiederholt. Aufgrund der unzureichenden Dichtigkeit in den Versuchen waren insgesamt sechs grundlegende Modifikationen des Tragsystems notwendig.

Bei dem System A handelt es sich um das System „WP WASTO“, das am fwu im Auftrag der Firma Husemann & Hücking (Iserlohn) zu einem ausgereiften mHWS-System für Gebäudeöffnungen (Türen und Fenster) entwickelt bzw. optimiert wurde (Jensen et al. 2005). Das kostengünstige System hat sich mittlerweile im Praxiseinsatz bei Hochwasserereignissen vielfach bewährt und wird auch zum Schutz gegen Vandalismus eingesetzt. Für überbreite Öffnungen wird mittlerweile eine Mehrfeld-Variante des Systems mit zusätzlichen Rückabstützungen angeboten.

## 2.2 Beispiel B: Ultraleichtes Barriere-System für den Linienschutz

Bei dem System B handelt es sich um ein mHWS-System, das in Bezug auf niedriges Gewicht, einfaches Handling und schnelle Montage entwickelt wurde. Die Stützkonstruktion des mHWS-Systems mit einer Feldweite bis  $b = 1,50$  m und einer Schutzhöhe bis  $h = 1,30$  m basiert auf einem bereits etablierten Befes-

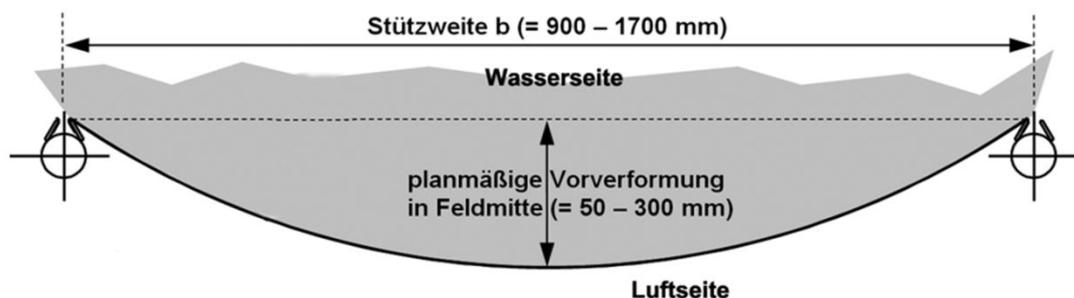
tigungssystem für Stadtmobiliar (z.B. Poller oder Bänke). Mit diesem System können Stützpfeiler in kurzer Zeit kraftschlüssig auf dem Boden befestigt werden. Dabei wird in einer einbetonierten Bodenhülse ein Verbindungsstück eingebracht und der Stützpfeiler aufgesetzt; anschließend werden konisch ausgeführte Spannstücke mit Schraube und Mutter zusammengezogen und verspannen somit den Stützpfeiler kraftschlüssig auf der Bodenhülse (vgl. Abbildung 6).



**Abbildung 6:** Funktionsweise des Befestigungssystems für Stadtmobiliar zur Kraftschlüssigen Verbindung mobiler Stützen mit dem Untergrund

Die 0,9 mm bis 1,5 mm dicken Staubleche sind beidseitig hakenförmig gekantet und werden in passgenaue Aufnahmen an den Wandanschlüssen und Stützpfeilern entlang der vollen Pfeilerlänge verhakt. Nach dem Einsetzen und Verschrauben eines Verriegelungs-Elementes ist das System einsatzbereit. Das Staublech-Element ist dabei so geformt, dass sich in Feldmitte eine Bogenhöhe  $b = 50$  bis  $300$  mm ergibt, deren Form einer Biegelinie entspricht. Diese Bogenhöhe ist notwendig, um die durch die Wasserdruckkräfte verursachten Zugkräfte im Stahlblech auf ein für die Konstruktion unschädliches Maß zu begrenzen. Abbildung 7 zeigt das zugrunde liegende Prinzip dieses mHWS-Systems in der Ansicht und im Grundriss.

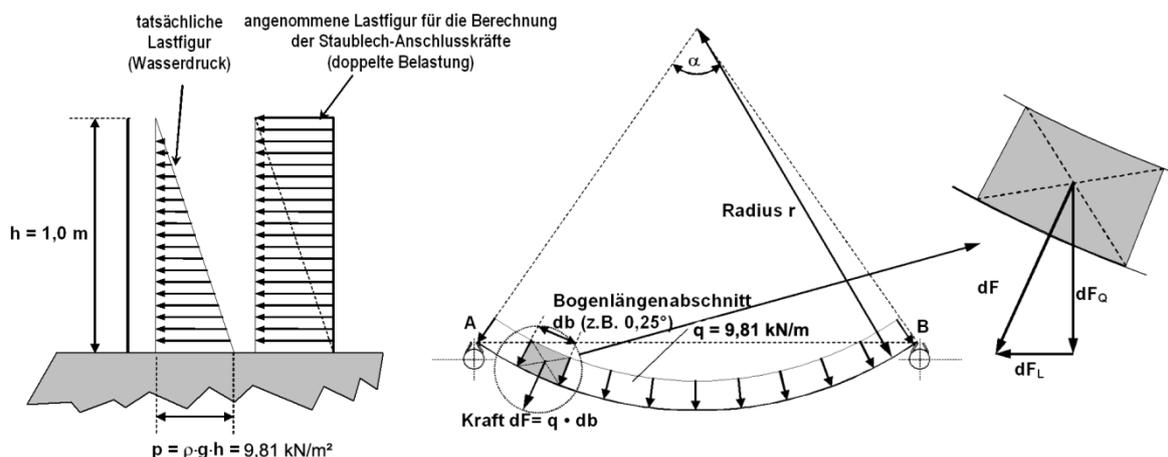
### Grundriss



**Abbildung 7:** Prinzipskizze des Tragwerks (oben: 3D-Darstellung, unten: Grundriss)

Um die Größenordnung der auftretenden Blechspannungen näherungsweise berechnen zu können, wurde die dreidimensionale Lastfigur des Wasserdrucks auf

der Blechhaut vereinfacht (vgl. Abbildung 8). Die eigentlich dreieckige Lastfigur wurde für die Berechnung der maximalen Blechspannung als Rechteck angenommen. Die Biegelinie des Bleches, die eigentlich die Form einer Kettenlinie besitzt, wurde vereinfachend als Kreisbogen mit dem Radius  $r$  definiert.



**Abbildung 8:** Vereinfachte Lastfigur für die Bestimmung der maximalen Blechspannungen (links: Querschnitt, rechts: Grundriss)

Die Gesamt-Längs- und Querkräfte ergeben sich aus folgenden Gleichungen:

$$F_L = \int_{-\frac{\alpha}{2}}^{+\frac{\alpha}{2}} dF_L \cdot db \quad (\text{Längskraft}) \quad (1)$$

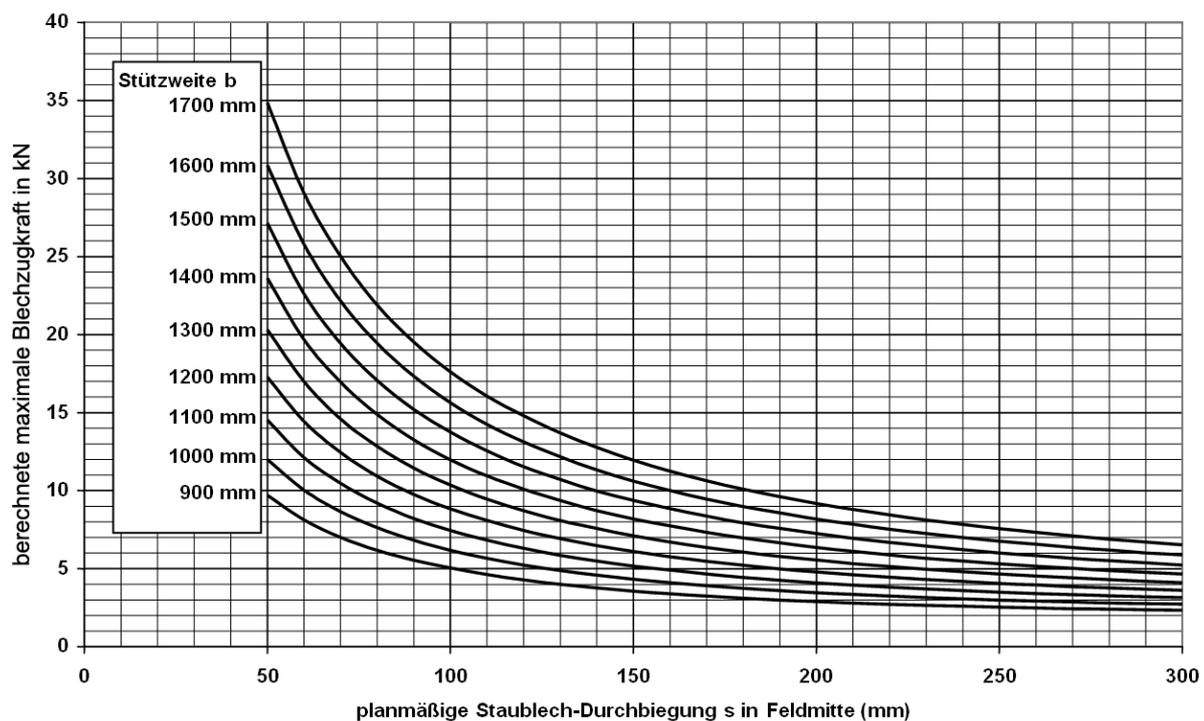
$$F_Q = \int_{-\frac{\alpha}{2}}^0 dF_Q \cdot db \quad (\text{Querkraft}) \quad (2)$$

Die Summe der Längskräfte ist aufgrund der Spiegelsymmetrie des Staubleches gleich Null. Die Summe der Querkräfte entspricht dem Betrag der angenommenen Wasserdruckkraft auf die Achse A-B (vgl. Abbildung 8). Die maximale Blechspannung ergibt sich an der Anschlussstelle der Krafteinleitung an der Stütze. Die Winkel  $\alpha$  und Biegeradien  $r$  sind von der Stützweite und planmäßigen Durchbiegung in Feldmitte abhängig. In Abbildung 9 sind die berechneten Blechzugkräfte für verschiedene Stützweiten und planmäßige Durchbiegungen grafisch dargestellt.

Die theoretisch aufnehmbare Blechzugkraft für ein Staublech von  $h = 1000$  mm Höhe und  $d = 1,0$  mm Dicke beträgt bei Erreichen der Streckgrenze

$$F_{\max} = \sigma \cdot A = 240 \text{ N/mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm}^2 = 240.000 \text{ N} = 240 \text{ kN} \quad (3)$$

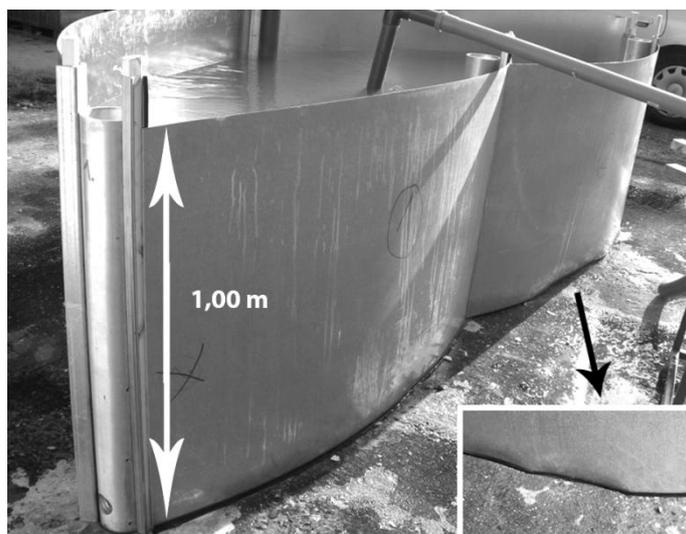
Aus Abbildung 9 ist ersichtlich, dass die auftretenden Bemessungs-Blechezugkräfte, je nach planmäßiger Durchbiegung, im Bereich  $3\text{kN} < F < 30\text{kN}$  liegen und damit sehr viel kleiner als die Kräfte bei Erreichen der Materialstreckgrenze des Bleches sind. Folglich würde das System durch Abscheren der Stützpfosten versagen, ein Zerreißen des Staubleches ist hierbei nicht zu erwarten. Weiterhin ist ersichtlich, dass die Blechezugkraft mit kleiner werdender planmäßiger Durchbiegung stark anwächst. Aufgrund dieser Ergebnisse wurde aus statischen und wirtschaftlichen Überlegungen eine Systemstützweite  $b = 1,50\text{ m}$  und eine planmäßige Durchbiegung  $h = 200\text{ mm}$  als Standard definiert.



**Abbildung 9:** Berechnete Blechezugkräfte für ein Schutzsystem mit  $h = 1,00\text{ m}$  Stauhöhe

Für diese Abmessungen wurden Versuche mit verschiedenen Blechdicken (0,9 mm, 1 mm und 1,5 mm) durchgeführt. Bei der Verwendung des dünnen 0,9 mm Bleches zeigt sich im Belastungsfall ein Effekt, der zu erheblichen Undichtigkeiten an der Bodendichtung führen kann: In Abbildung 10 ist zu erkennen, dass aufgrund der Reibung zwischen der Bodendichtung und der Aufstandsfläche ein Ausfedern des durch Wasserdruck belasteten Bleches behindert wird. Es bildet sich eine deutlich erkennbare Beule. Hierdurch wird die Dichtung in den Randbereichen stark verformt bzw. gequetscht, so dass hier bei Stauhöhen  $h > 80\text{ cm}$  erhebliche Mengen Wasser austreten. Bei Verwendung von dickerem Blech ( $d = 1,25\text{ mm}$ ) tritt dieser Effekt nicht auf. Die Versuche haben allerdings auch gezeigt, dass noch dickeres Blech ( $d > 1,50\text{ mm}$ ) für den Aufbau des Systems durch eine Person zu steif und zu schwer wäre.

Aufgrund o.g. Ergebnisse bzw. Überlegungen ergab sich die Frage, wie belastbar die verwendete Bodenhülsen-Stützpfiler-Kombination ist, d.h. welches Bauteil bei Überlastung der Stützenkonstruktion bricht und zum Versagen des Gesamtsystems führt. Weiterhin war zu prüfen wie groß die Einbautiefe der Bodenhülsen im Beton sein muss, damit diese sicher den Belastungen aus Hochwasser widerstehen.



**Abbildung 10:** Beulenbildung bei Verwendung von zu dünnem Blech ( $d = 0.9 \text{ mm}$ )

Diese Fragen auf theoretischem Weg zu beantworten, dürfte aufgrund der großen Zahl von Einflussfaktoren sehr schwierig werden. Die Stützen-Bodenhülsen-Kombination wurde daher in Reihenuntersuchungen in einem eigens hierfür erstellten Testaufbau für verschiedene Betondicken bis zum Versagen probebelastet. Mittels Weg- und Kraftaufnehmern konnte die Systemtragfähigkeit gemessen werden. Eine Krafteinleitung, die über das Maß der Wasserdruckkräfte hinaus beliebig gesteigert werden kann, wurde über eine Zugspindel erreicht.

Diese Tests zeigten, dass die Stützen-Bodenhülsen-Verbindung viel größere Drehmomente und Querkräfte aufnehmen kann, als sie aufgrund der Einwirkung des Wasserdruckes bis  $h = 1,30 \text{ m}$  Stauhöhe auftreten. Ein Versagen der Stütze tritt erst bei mehr als 3-facher Überlastung auf (Versagen durch Bruch bzw. Abscheren der Spannkegel-Schraube).

Um die Kunden-Akzeptanz des Systems zu erhöhen, wird bei dem Seriensystem für Stauhöhen größer als  $h = 0,70 \text{ m}$  eine einfach anzubringende Rückabstützung mitgeliefert, obwohl diese Option aus statischer Sicht nicht notwendig ist.

Bei dem SystemB handelt es sich um das System „hws-mobil“, das am fwu für die Firma HOWATEC GmbH in Netphen zu einem mHWS-System für Gebäudeöffnungen und für den Linienschutz entwickelt bzw. optimiert wurde (Jen-

sen et al. 2008). Dabei konnte die Zielsetzung, ein System zu entwickeln, das schnell und einfach (de)montierbar, langlebig und einfach zu reinigen, sowie platzsparend vor Ort gelagert werden kann, erreicht werden. Das System hat sich zwischenzeitlich im praktischen Einsatz bewährt.

Das System hws-mobil wurde mit dem Stahl-Innovationspreis 2012 des Stahl-Information-Zentrums ausgezeichnet. Das System erhielt den 1. Preis in der Kategorie „Produkte aus Stahl“.

### 3 Zusammenfassung

Um deutlich mehr Immobilien in hochwassergefährdeten Bereichen zu schützen (Objektschutz), sind insbesondere kostengünstige und leichte mHWS-Systeme erforderlich, die entsprechend der Vorwarnzeit schnell und einfach auf- und abgebaut werden können. Dabei kann schon mit geringen Schutzhöhen häufig das Schadenspotenzial deutlich reduziert werden.

In den vergangenen Jahren wurde am fwu eine Vielzahl unterschiedlicher mHWS-Systeme untersucht bzw. weiterentwickelt und optimiert.

Wird die einschlägige Literatur zur Gestaltung und Bemessung von mHWS-Systeme betrachtet, erweisensich einige Forderungen hinsichtlich der Belastungsannahmen nach BWK-Merkblatt 6 „Mobile Hochwasserschutzsysteme“ (2005) für die praktische Ausführung von leichten mHWS-Systemen als unzureichend bzw. überzogen. Zum Beispiel fordert das BWK-Merkblatt zum Treibgutprall: *„Für den Anprall von Treibgut und Eisstoß ist eine Ersatzlast  $F$  senkrecht zur HWS-Wand mit einer Angriffsfläche von  $0,5 \times 0,5 \text{ m}$  anzusetzen (...). Die Ersatzlast ist in Abhängigkeit vom Anströmwinkel  $\delta$  und von der im Hochwasserfall zu erwartenden Fließgeschwindigkeit zu wählen.“* Für den Treibgutprall ist gemäß der zugehörigen Tabelle 5.2 im BWK Merkblatt bei uferparalleler Strömung ( $\delta = 0^\circ$ ) eine Ersatzlast von  $F = 15 \text{ kN}$  senkrecht (!) auf das mHWS-System anzunehmen. Eine derart große Ersatzlast steht im Widerspruch zu leichten und kostengünstigen mHWS-Systemen; insbesondere für den Schutz von privaten Immobilien. Im Übrigen kann dieser Lastfall „Treibgutprall“ eigentlich nur auftreten, wenn das System quer überströmt wird.

Bei den am fwu durchgeführten Untersuchungen bzw. Bemessungen wurden dementsprechend andere gängige Belastungsansätze verwendet.

Die zwei mHWS-Systeme für den Objekt- bzw. Linienschutz „WP WASTO“ der Firma Husemann & Hücking in Iserlohn und „hws-mobil“ der Firma HOWATEC GmbH in Netphen wurden von der Idee bis zum marktreifen Pro-

dukt am fwu entwickelt; beide Systeme haben sich mittlerweile im praktischen Einsatz bewährt.

Bei der Bemessung und Entwicklung dieser Systeme hat sich gezeigt, dass eine Kombination aus numerischer bzw. theoretischer Betrachtung in Verbindung mit einer anschließenden Prüfung/Weiterentwicklung im wasserbaulichen Modellversuch zielführend ist. Insbesondere sichere Aussagen über das Dichtungs- bzw. Systemverhalten bei unplanmäßiger Überlastung (z.B. Überströmung) lassen sich nur anhand von großmaßstäblichen Modellversuchen oder im Naturmaßstab treffen.

### **Danksagung:**

Die Untersuchungen für das System B wurden mit Mitteln der Stiftung AIF Otto von Guericke gefördert, Förderkennzeichen: KF0234101MH5

## **4 Literatur**

- BWK (2005): Merkblatt M6, Mobile Hochwasserschutzsysteme. Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK) e.V.; Mobile Hochwasserschutzsysteme
- Jensen et al. (2005): Optimierung des Hochwasserschutzsystems WP WASTO, Teil 1 und 2, Universität Siegen, fwu (unveröffentlicht)
- Jensen et al. (2008): Wasserbauliche Untersuchungen zur Entwicklung und Optimierung des mobilen Hochwasserschutzsystems „hws-mobil“, Universität Siegen, fwu (unveröffentlicht)
- Krüger et al. (2009): Vergleichende Betrachtungen zu mobilen Hochwasserschutzsystemen für den Objektschutz, Zeitschrift Wasserwirtschaft, Heft 12, 2009

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen  
Dipl.-Ing. Jörg Wieland

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

Tel.: +49 271 7403187  
E-Mail: juergen.jensen@uni-siegen.de  
E-Mail: joerg.wieland@uni-siegen.de

# **Anforderungen an die Qualifikation und Organisation von Stauanlagenbetreibern (TSM Stauanlagen)**

Georg J. A. Schrenk

Das Technische Sicherheitsmanagement im Bereich der Wasserversorgung und der Abwasserentsorgung hat sich mittlerweile als nützliches Instrument zur Überprüfung der Aufbau- und Ablauforganisation eines Unternehmens bewährt. Es ist daher nur konsequent, wenn jetzt auch neben dem großen Bereich der Gewässerunterhaltung, von der DWA die Voraussetzungen für ein "TSM Stauanlagen" für einen weiteren großen Geschäftsbereich der Wasserwirtschaft erarbeitet werden. In dieser Abhandlung werden die wesentlichen Inhalte des Merkblatts DWA-M 1002 „Anforderungen an die Qualifikation und die Organisation von Betreibern von Talsperren und anderen großen Stauanlagen“ vorgestellt.

Stichworte: Wirtschaft, Organisation, Technisches Sicherheitsmanagement, Talsperren, Stauanlagen, DWA-M 1002, Selbstüberwachung, Überprüfung, Qualifikation

## **1 Was bedeutet Technisches Sicherheitsmanagement?**

Beim Technischen Sicherheitsmanagement (TSM) handelt es sich um ein Verfahren zur Selbstüberwachung von Unternehmen hinsichtlich der Qualifikation und Organisation des technischen Bereichs. Anhand von Leitfäden, die aus konkreten Fragen zu technischen und organisatorischen Sachverhalten im Unternehmen bestehen, können Anwender überprüfen, ob die gesetzlichen und technischen Anforderungen eingehalten werden.

Das Technische Sicherheitsmanagement hilft damit, das schuldhaft Verletzen von originären Organisationspflichten zu vermeiden und damit auch Haftungsfolgen für das Unternehmen und gegebenenfalls persönliche Konsequenzen für die Technischen Führungskräfte zu verhindern.

Der Wunsch nach einem Technischen Sicherheitsmanagement ging ursprünglich von der Gasbranche aus. Die Gasunfälle des Winters 1996/97 verdeutlichten einen Handlungsbedarf für ein Technisches Sicherheitsmanagement, das im Arbeitsblatt DVGW-G 1000 seinen Niederschlag fand. Anknüpfend wurde das Technische Sicherheitsmanagement auf andere Branchen, unter anderem auch

auf die Wasserwirtschaft - zunächst auf die Abwasserentsorgung - erfolgreich ausgedehnt.

Im Gegensatz zu Managementsystemen nach DIN-EN-ISO-Normen wurde das Technische Sicherheitsmanagement fachspezifisch "vom Fach fürs Fach" entwickelt. Es hilft Defizite bei Organisation, technischer Ausstattung und Personal zu erkennen und zu beseitigen. Darüber hinaus kann das Sicherheitsmanagement - falls gewünscht - von externen Experten überprüft werden. Dies kann mit Hilfe der in den Leitfäden gestellten praxisnahen konkreten Fragen mit vergleichsweise geringem zeitlichem und finanziellem Aufwand geschehen, so dass ein TSM gerade auch für kleine und mittlere Unternehmen äußerst attraktiv ist.

Kein Unternehmen kann sich heutzutage kontinuierlichen Verbesserungsprozessen entziehen. Dies gilt sowohl für wirtschaftliche Leistungssteigerungen, aber auch in besonderem Maße für Optimierungen der Zuverlässigkeit, der Arbeitssicherheit und der Betriebssicherheit. Die Aufbau- und die Ablauforganisation müssen stets den Aufgabenwahrnehmungen aktuell angepasst werden. Unternehmen, die konsequent nach Leistungssteigerung und gleichzeitig nach Organisationssicherheit streben, sind bereits auf einem guten Weg zu einem einschlägigen Technischen Sicherheitsmanagement.

## **2 Anforderungen an „Unternehmen der Wasserwirtschaft“**

Unter „Unternehmen der Wasserwirtschaft“ werden im Allgemeinen Institutionen, Unternehmen und Organisationen zur Wasserversorgung, Abwasserentsorgung und Gewässerunterhaltung sowie Betreiber von Stauanlagen verstanden. Dabei ist die Organisationsform des Unternehmens unerheblich. Oft sind es auch öffentlich-rechtliche Institutionen. Sie alle müssen, um ihre Aufgaben erfüllen zu können,

- über leistungsfähige Einrichtungen (Bauwerke, Maschinen, Mess-, Steuer- und Regeleinrichtungen, Werkzeuge etc.) verfügen,
- ausreichend und qualifiziertes Personal beschäftigen und
- gut funktionierende Qualitätssicherungsmaßnahmen ergreifen.

Hierbei sind die gesetzlichen Verordnungen, behördlichen Forderungen und Unfallverhütungsvorschriften konsequent zu beachten, um ein Organisationsverschulden zu vermeiden. Ebenso sind die allgemein anerkannten Regeln der Technik zu berücksichtigen, wie sie z.B. in der DWA von den Wasserfachleuten erarbeitet werden.

Hieraus ergeben sich zum Beispiel folgende Organisationspflichten:

- Zuweisung von Zuständigkeiten
- Koordination von Organisationseinheiten
- Transparenz von Prozessen
- Leitung, Überwachung und Schulung der Mitarbeiter
- Bereitstellen der technischen Regelwerke
- Verfügen oder Vereinbaren von Dienst- und Betriebsanweisungen

Tritt aufgrund einer Verletzung der Organisationspflichten ein Schadensfall ein, kann das Unternehmen unmittelbar haften und muss Schadenersatz leisten. In § 280 BGB (1) steht: *"Verletzt der Schuldner eine Pflicht aus dem Schuldverhältnis, so kann der Gläubiger Ersatz des hierdurch entstandenen Schadens verlangen"*. Besonders ungünstig ist fahrlässiges Handeln, d.h. wenn die im Verkehr erforderliche Sorgfalt außer Acht gelassen wird (§ 276 BGB (2)). Gegebenenfalls kann ein staatsanwaltliches Ermittlungsverfahren persönliche Konsequenzen für den Vorstand, Geschäftsführer oder Werkleiter nachziehen. Unwissenheit schützt bekanntlich auch nicht vor Strafe: *"Die Kenntnis der Regelungen im Strafgesetzbuch, das die wesentlichen Straftatbestände zusammenfasst, darf im Allgemeinen erwartet werden. Darüber hinaus ist von Betreibern gewisser technischer Anlagen zu verlangen, dass sie über die einschlägigen Vorschriften unterrichtet sind"* (BVerfG, 75. Band, S 329 ff).

Beispiele aus der Praxis sind vielfältig. Neben den rechtlichen Konsequenzen ist ein Verlust an Reputation möglich, was Unternehmen besonders schaden kann. Ein Qualitätsmanagementsystem (QMS) und ein Technisches Sicherheitsmanagement (TSM) helfen, Organisationsverschulden zu vermeiden. Mit diesen Instrumenten lassen sich alle Arbeitsprozesse nach geordneten und nachvollziehbaren Abläufen strukturieren, die Verantwortlichkeiten und Kompetenzen regeln und die Schnittstellen festlegen. Dabei unterscheiden sich die Managementsysteme QMS und TSM grundsätzlich in ihrer Tiefe und Systematik sowie dem Aufwand für Vorbereitung und Überprüfung.

### 3 Technisches Sicherheitsmanagement

Das Technische Sicherheitsmanagement (TSM) beruht nicht wie das QMS auf einer Norm, sondern auf Arbeitsblättern bzw. Merkblättern von DVGW und DWA. Wie die Titel "Anforderungen an die Qualifikation und die Organisation von Betreibern von Abwasseranlagen", "Anforderungen an die Qualifikation

und Organisation von Gewässerunterhaltungspflichtigen" und „Anforderungen an die Qualifikation und die Organisation von Betreibern von Tal-sperren und anderen großen Stauanlagen“ (derzeit im Entwurf) zeigen sind diese Blätter branchenspezifisch auf wasserwirtschaftliche Unternehmen ausgerichtet quasi „vom Fach für das Fach“. Das Ziel hierbei ist die Sicherheit im Betrieb, bei der Arbeit und in der Organisation. Es sollen Defizite in der Organisation erkannt und Schwachstellen beseitigt werden. Nachfolgend wird nur auf das TSM der DWA eingegangen.

Neben den Merkblättern haben DWA-Fachgremien in Leitfäden einen umfassenden Fragen-katalog erarbeitet. Die Fragen sollen die Unternehmen unterstützen, mit einem überschaubaren Ressourceneinsatz ihre Organisation zu durchleuchten. Dabei muss eine Detaillierung der Anforderungen unternehmensintern erfolgen und sich in Organisations- und Betriebshandbüchern widerspiegeln. Anders als beim QMS werden keine Vorgaben zur Art der Dokumentation gemacht.

Das TSM richtet sich nicht an alle Beschäftigten, sondern an die Führungskräfte und insbesondere den technisch Verantwortlichen des Unternehmens. Ein wesentlicher Unterschied zum QMS liegt darin, dass keine kontinuierliche Verbesserung gefordert wird, sondern zum Zeitpunkt der Überprüfung oder bei einer Änderung der Organisation müssen bestimmte Mindestanforderungen eingehalten werden. Diese Mindestanforderungen werden in den DWA-Merkblättern nicht neu definiert, vielmehr weisen die Merkblätter auf die bereits bestehenden gesetzlichen und arbeitsschutzrelevanten Anforderungen und auf die einschlägigen technischen Regelwerke hin. Diese Mindestanforderungen beziehen sich auf:

- eine Aufbauorganisation, die eindeutig Kompetenzen und Schnittstellen der einzelnen Einheiten des Unternehmens regelt,
- eine klare Regelung von Arbeitsabläufen,
- eine regelmäßige Wahrnehmung von Kontroll- und Überwachungstätigkeiten durch Personen mit Leitungs- und Beaufsichtigungsaufgaben,
- ein konsequentes Abstellen von Mängeln in der Aufbau- und Ablauforganisation
- eine ausreichende Dokumentation der Aufbau und Ablauforganisation.

Es ist ferner sicherzustellen, dass jeder Mitarbeiter über eine Qualifikation verfügt, die es ihm erlaubt, die ihm übertragenen Aufgaben ordnungsgemäß zu erfüllen. Dies trifft in besonderem Maße auf die „Technische Führungskraft" zu; hier gibt es die einzige Ergänzung in den Merkblättern gegenüber bereits beste-

henden Vorgaben. Die Merkblätter zum TSM machen Vorschläge zur Qualifikation der Technischen Führungskraft in Abhängigkeit von der Art und der Größe seines Verantwortungsbereichs. Aufwändigere betriebliche Verfahren und Methoden, aber auch komplexere Technologien erfordern naturgemäß höhere Qualifikationsebenen.

Ein TSM muss nicht von einer externen Institution durchgeführt werden. Es zahlt sich aber aus, nicht nur für den Fall eines eventuellen Streitfalles vor Gericht, sondern auch um Scheuklappen in der Eigenbewertung zu vermeiden, die Dienstleistung der DWA zur Begutachtung zu nutzen und eine anschließende Fachbescheinigung der DWA als Urkunde über ein funktionierendes TSM anzustreben.

#### 4 Warum ein Technisches Sicherheitsmanagement für Stauanlagenbetreiber?

Neben der Wasserversorgung, der Abwasserbeseitigung und die Gewässerunterhaltung gehört der Betrieb von Stauanlagen zu einem weiteren bedeutenden Bereich in der Wasserwirtschaft. Wasser aufzustauen, dient vielerlei Zwecken.



**Abbildung 1:** Fürwiggetalsperre und Hengsteysee (Foto: Ruhrverband)

Zum einen sind Talsperren und Rückhaltebecken wichtige Einrichtungen des Hochwasserschutzes. Wasser aus Talsperren wird für die Trinkwassergewinnung und zur Niedrigwasseraufhöhung benötigt; außerdem sind die Talsperren beliebte Ausflugsziele, Erholungsorte und Freizeitsportanlagen. Häufig wird eine Stauanlage auch zur Wasserkraftnutzung eingesetzt. Nicht erst seit der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie steigen die Anforderungen an die Stauanlagenbetreiber ständig, so ist z.B. besonderes Augenmerk darauf zu richten, wie die ökologische Durchgängigkeit des Gewässers trotz der Stauanlage gesichert werden kann. Der Betreiber einer Stauanlage soll dem gestiegenen Sicherheitsbedürfnis der Gesellschaft gegenüber Hochwassergefahren gerecht werden, die Erwartungen an möglichst natürliche Gewässer erfüllen und angesichts leerer öffentlicher Kassen die Kosten so gering wie möglich halten. In besonderen Situationen, zum Beispiel beim Hochwassereinsatz werden besondere Anforderungen an die Organisation und Qualifikation des Personals gestellt.

Dies waren die Überlegungen, die die DWA im Jahr 2010 dazu bewogen haben, die Arbeit an einem Merkblatt für ein TSM Stauanlagen mit dem dazugehörigen Leitfaden zur Unterstützung ihrer stauanlagenbetreibenden Mitglieder aufzunehmen. Eine neue verbändeübergreifende Arbeitsgruppe, AG WW-4.8 „TSM-Stauanlagen“ der Verbände DWA, Deutsches Talsperrenkomitee (DTK), Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) und Arbeitsgemeinschaft der Trinkwassertalsperren (ATT), wurde im Fachausschuss WW-4 „Fluss- und Talsperren“ unter der Leitung von Frau BauAss. Dipl.-Ing. Antje Nielinger, Stellv. Abteilungsleiterin der Betriebsabteilung Talsperren und Stauseen beim Ruhrverband, zur Erarbeitung eingerichtet.

Bei der Besetzung der Arbeitsgruppe wurde darauf geachtet, dass die Mitglieder sowohl die unterschiedlichen Organisationsformen (Wasserwirtschaftsverwaltung, Consulting-Gesellschaften, Land, sondergesetzlicher Wasserverband) repräsentieren als auch Erfahrungen aus den verschiedenen Naturräumen Deutschlands einfließen. Nur so konnte erwartet werden, dass ein praxistauglicher und ausgewogener Leitfaden für ein TSM Stauanlagen entsteht.

Die Arbeitsgruppe hat im Februar 2012 einen Entwurf des DWA-M 1002 "Anforderungen an die Qualifikation und die Organisation von Betreibern von Talsperren und anderen großen Stauanlagen" inklusiv des dazugehörigen, 66 Fragen umfassenden stauanlagenspezifischen Leitfadens vorgelegt. Die Einspruchsberatungen haben zwischenzeitlich stattgefunden und der Weißdruck befindet sich zurzeit in der Druckvorbereitung. Im November 2011 wurde beim Ruhrverband erstmals auf Grundlage dieses Entwurfs eine TSM-Überprüfung erfolgreich durchgeführt.



**Abbildung 2:** Erfolgreiche TSM-Überprüfung „Talsperren“ beim Ruhrverband durch die DWA (Foto: Ruhrverband)

## 5 Was beinhaltet der Leitfaden zum TSM Stauanlagen?

Der stauanlagenspezifische Leitfaden, der mit seinen Fragen eine ausgezeichnete Möglichkeit zur Selbstüberprüfung bietet, gliedert sich in vier Kapitel, die im Folgenden kurz vorgestellt werden.

### Kapitel 1: Betriebs- und Standsicherheit

In diesem Kapitel mit 25 Fragen geht es im Wesentlichen darum, ob dem Stauanlagenbetreiber die notwendigen aktuellen Informationen und Unterlagen aus seinem Tätigkeitsgebiet zur Erfüllung seiner Aufgaben zur Verfügung stehen. Typische Fragen lauten zum Beispiel:

- Wird ein Talsperrenbuch gemäß DIN 19700 geführt und fortgeschrieben?
- Ist die Aktualisierung und Einhaltung der Betriebsvorschriften sichergestellt?
- Werden visuelle Kontrollen der Gesamtanlage, z.B. nach dem Merkblatt DWA-M 514 "Bauwerksüberwachung an Talsperren", durchgeführt und werden diese Kontrollen dokumentiert?

- Wird die Standsicherheit der Ufer und Böschungen der Talsperre regelmäßig kontrolliert und dies dokumentiert?
- Ist sichergestellt, dass die Vertiefte Überprüfung (gem. DIN 19700-10) regelmäßig durchgeführt wird?



**Abbildung 3:** Merkblatt DWA-M 1002

Die Beantwortung dieser Fragen erscheint auf den ersten Blick trivial, aber die Praxis zeigt jedoch, dass immer wieder Unklarheiten über die Anlage, den Rechten und Handlungsrestriktionen bestehen. Das Kapitel soll den Anwender dazu anregen, eventuell vorhandene Kenntnislücken und Unklarheiten zu erfassen und zukünftig zu vermeiden.

## **Kapitel 2: Bewirtschaftung und Nutzungen**

Dieses Kapitel befasst sich in 28 Fragen mit übergeordneten Konzeptionen und Rahmenplanungen, der konkreten Bewirtschaftung sowie der Nutzungen. Es wird unter anderem gefragt:

- Ist sichergestellt, dass die in wasserrechtlichen Genehmigungen bzw. Vereinbarungen festgelegten Auflagen zur Talsperrensteuerung (z.B. Minimal-, Maximalabgabe, Hochwasserschutzraum, Stauziel etc.) eingehalten werden?
- Ist sichergestellt, dass für die Talsperrensteuerung und Überwachung des Betriebes die Messgeräte des spezifischen Beobachtungsnetzes im erforderlichen Umfang mit Datenfernübertragung ausgestattet sind und die Messdaten den entsprechenden Stellen zeitnah zur Verfügung stehen?
- Werden Unterhaltungs- oder Pflegepläne aufgestellt und mit den Beteiligten abgestimmt bzw. Betroffene informiert?
- Gibt es Festlegungen zur land- bzw. forstwirtschaftlichen Bewirtschaftung im Einzugsgebiet?

Ein besonderes Augenmerk beim TSM Stauanlagen gilt dem Hochwassereinsatz. Denn im Ernstfall werden Organisations-, Qualifikations- und Dokumentationsdefizite schonungslos aufgedeckt mit entsprechenden Konsequenzen für das Unternehmen und die Unternehmensleitung.

### **Kapitel 3: Planung, Bau und Instandhaltung**

Ein Schwerpunkt in diesem Kapitel mit 12 Fragen liegt bei der Bauausführung und Abnahme. Beispielhaft sind folgende Fragen:

- Wie wird sichergestellt, dass ausreichend Planungsgrundlagen vorliegen?
- Wird die ordnungsgemäße Bauausführung der Maßnahmen entsprechend den Planungsvorgaben und Genehmigungsaufgaben überwacht und dokumentiert?
- Werden Gewährleistungszeiten und die Beseitigung von Gewährleistungsschäden oder -mängeln überwacht und dokumentiert?

### **Kapitel 4: Finanzplanung**

Das vierte Kapitel des Leitfadens beschäftigt sich abschließend mit der Frage, welche mittel- und langfristigen Finanzplanungen zur Sicherstellung der Unterhaltungs- und Investitionsmaßnahmen vorhanden sind.

## **6 Das Dienstleistungsangebot der DWA**

Im Jahr 2005 erschien das Merkblatt DWA-M 1000 und zugehörige Leitfäden als Grundlage für den Aufbau und die Überprüfung des TSM Abwasser. In Jahr 2010 wurde das Merkblatt DWA-M 1001 samt Leitfäden für die Gewässerun-

terhaltung veröffentlicht. In diesem Jahr soll nun das Merkblatt DWA-M 1002 inklusive Leitfäden für die Betreiber von Stauanlagen fertig gestellt werden. Ehrenamtlich tätige Mitarbeiter in Fachgremien der DWA bringen hierzu ihre Praxiserfahrungen ein und halten die DWA-Grundlagen auf dem Laufenden. TSM ist deshalb ein Beitrag aus der Praxis für die Praxis, wie ihn nur ein einschlägiger Fachverband leisten kann. Ergänzend bietet die Bundesgeschäftsleitung in Zusammenarbeit mit ihren Landesverbänden und unter Beteiligung von erfahrenen Mitgliedern der DWA-Fachgremien TSM-Überprüfungen an. Jeweils ein hauptamtlicher und ein ehrenamtlicher Auditor nehmen auf Wunsch der Unternehmen solche Überprüfungen vor, die im Allgemeinen ein bis zwei Tage benötigen.

Nach Erfüllung aller Anforderungen kann dann die Bundesgeschäftsleitung eine Bestätigung erteilen. Das "DWA-TSM" ist eine ausschließliche und unmittelbare Dienstleistung des Fachverbandes DWA. Bisher haben mehr als 100 Unternehmen eine solche DWA-Bescheinigung überreicht bekommen, und wohl jedes der Unternehmen hat festgestellt, dass sich der Aufwand gelohnt hat. Die Anzahl der Überprüfungen steigt konstant an.

Eine DWA-Bestätigung im Sinne eines Zertifikates an der Wand im Eingangsbereich eines Unternehmens kann schmückender sein als ein Kunstwerk, seinen Preis ist es allemal wert.

## 7 Literatur

- Bucher, Bernd (2009): Technisches Sicherheitsmanagement Gewässer, Kolloquium des Instituts zur Förderung der Wassergüte- und Wassermengenwirtschaft e.V. Haltern 2009
- DWA (Hrsg.) (2005): Anforderungen an die Qualifikation und Organisation von Betreibern von Abwasseranlagen, Merkblatt DWA-M 1000, Hennef
- DWA (Hrsg.) (2010): Anforderungen an die Qualifikation und die Organisation von Gewässerunterhaltungspflichtigen, Merkblatt DWA-M 1001, Hennef
- DWA (Hrsg.) (2012): Anforderungen an die Qualifikation und die Organisation von Betreibern von Talsperren und anderen großen Stauanlagen, Entwurf Merkblatt DWA-M 1002, Hennef
- Engelhardt, Norbert & Heidermann, Henning (2005): Management nach ISO oder TSM, DWA-Wirtschaftstage, Berlin, November 2005
- Lindner, Wulf & Heidermann, Henning (2007): Technisches Sicherheitsmanagement - mehr als nur Papier?, Landesverbandstagung der DWA, Tagungsunterlagen, Witten 2007
- Lindner, Wulf (2008): Organisationssicherheit in wasserwirtschaftlichen Unternehmen, DWA-Rechtstage, Kassel, Juni 2008

Autor:

Dipl.-Geogr. Georg J. A. Schrenk

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft,  
Abwasser und Abfall (DWA)  
Theodor-Heuss-Allee 17  
53773 Hennef

Tel.: +49 2242 872 210

Fax: +49 2242 872 184

E-Mail: [schrenk@dwa.de](mailto:schrenk@dwa.de)

Internet: [www.dw.de](http://www.dw.de)

# Technische Hydromechanik

## Technische Hydromechanik 1 Grundlagen

### Aus dem Inhalt:

- // Hydrostatik
- // Grundlagen der Hydrodynamik
- // Rohr- und Gerinnehydraulik
- // Abfluss aus Öffnungen, unter Schützen und an Überfällen
- // ausgewählte instationäre Strömungsvorgänge

von Gerhard Bollrich  
7., überarbeitete Auflage 2013.  
ca. 460 S. mit Faltafel. A5. Gebunden.  
ca. 58,00 EUR | ISBN 978-3-410-23481-4

## Technische Hydromechanik 2 Spezialfälle

### Aus dem Inhalt:

- // Plötzlich veränderliche Strömungen in offenen Gerinnen
- // Theorie der Wellenbewegung
- // Dichteströmungen
- // Geschiebe
- // Flüssigkeitsstrahlen
- // Druckrohrnetzberechnungen
- // Feststofftransport
- // Eis im Wasserbau

Herausgeber:  
Detlef Aigner, Dirk Carstensen  
2., vollständig überarbeitete  
Auflage 2013. ca. 384 S. A5. Gebunden.  
ca. 59,00 EUR | ISBN 978-3-410-22209-5

## Technische Hydromechanik 3 Aufgabensammlung

### Aus dem Inhalt:

- // 78 Aufgaben und Lösungen
- // hydraulische Modellbildung
- // Anwendung von Berechnungsalgorithmen
- // analytische und grafische Lösungsverfahren

von Helmut Martin,  
Reinhard Pohl, Rainer Elze  
3., durchgesehene und  
korrigierte Auflage 2010.  
150 S. A5. Broschiert.  
19,80 EUR | ISBN 978-3-410-21129-7

## Technische Hydromechanik 4 Hydraulische und numerische Modelle

### Aus dem Inhalt:

- // Hydraulisches Versuchswesen
- // Gerinneströmung
- // Hydraulik von Wasserbehandlungsanlagen
- // Numerische Modellierung
- // Hydraulische Probleme
- // Rohrnetze

Mit CD-ROM: Programme und Videos  
von Helmut Martin, Reinhard Pohl u. a.  
2., durchgesehene und  
korrigierte Auflage 2009.  
416 S. A5. Gebunden.  
65,50 EUR | ISBN 978-3-410-21130-3



### Bestellen Sie unter:

Telefon +49 30 2601-2260

Telefax +49 30 2601-1260

kundenservice@beuth.de

www.beuth.de/sc/hydromechanik-1

# Verfahren zur Bestimmung der Häufigkeit von Hochwasserereignissen als $HQ_T$ und $HW_T$ aus Langzeitauswertungen

Benno Bjarsch, Berlin

Entsprechend der Bedeutung des  $HQ_{100}$  für die Aufstellung von Hochwasser-Gefahrenkarten und als Bemessungsabfluss werden die Komponenten des zusammengesetzten Größenwertes der Jährlichkeit  $T$  und als Scheitelabfluss  $HQ$  oder Scheitelwasserstand  $HW$  analysiert, quantifiziert und bewertet. Mit statistischer Häufigkeitsanalyse und auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis werden die Unterschiede der  $HQ_T$ - und der  $HW_T$ -Bestimmung angegeben. Für eine langzeitliche homogene und eine inhomogene Datenreihe sind die Auswertungsergebnisse mit statistischer Häufigkeitsanalyse dargestellt. Messunsicherheiten und Möglichkeiten der Minderung der Abweichungen bei der  $HQ_T$ -Bestimmung werden erläutert.

## 1 Kennzeichnung von HW- Ereignissen als $HQ_T$ oder $HW_T$

Zur Bewertung von Hochwasser(HW)- Ereignissen und der Bemessung wirtschaftlicher Anlagen, statt als Sommer- oder Winterhochwasser, wurde in vergangenen Jahrzehnten als maßgebender Größenwert für die HW-Scheitelabflüsse und -wasserstände zunehmend das  $HQ_T$  mit den Jährlichkeiten  $T$  des Auftretens eingeführt. Das  $HQ_T$  ist eine zusammengesetzte Größe

mit der Kennzeichnung von HW-Ereignissen durch Zuordnung der Größen von  $T$  zum Scheitelabfluss als  $HQ_T$  oder zum Scheitelwasserstand als  $HW_T$ , wobei zeitbezogen meistens  $HW$  der Messwert ist.  $HQ$  als Scheitelwert wird dann über die Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen (WQB) oder direkt durch  $Q$ -Messungen sowie über Niederschlag- Abfluss- Modelle bestimmt. Eigentlich bezieht sich  $T$  auf das HW- Ereignis und ist die Zeitspanne, bei welcher das Ereignis jährlich einmal erreicht oder überschritten wird. Damit ist das  $HQ_T$  oder  $HW_T$  größenmäßig und auch statistisch bestimmt. Für die jeweiligen HW-Ereignisse sollten sich demzufolge etwa gleich große  $T$ -Werte der  $HQ_T$  oder  $HW_T$  ergeben, die mit der jeweiligen Zeitspanne  $T$  übereinstimmen, auch wenn größere HW- Ereignissen oft als Jahrtausendflut mit  $HW_{1000}$  bezeichnet werden.

Auf die Quantifizierung der HW-Ereignisse als  $HQ_T$  oder  $HW_T$  hat T den maßgebenden Einfluss.

Für die Vorsorge vor HW- Schäden ist das  $HQ_{100}$  inzwischen Bestandteil rechtlicher Regelungen. Bei der Aufstellung von HW- Gefahrenkarten nach der HW-Richtlinie der EU sind als HW die Überschwemmungen für  $HQ_{10}$  und  $HQ_{100}$  in Karten darzustellen [1].

Zur Bemessung von HW- Schutzanlagen hat das  $HQ_{100}$  gleichfalls wesentliche Bedeutung.

Die Berechnung des  $HQ_T$  kann methodisch unterschiedlich mit den nachfolgend erläuterten, statistischen Häufigkeitsanalysen oder den oft angewendeten wahrscheinlichkeitstheoretischen Verfahren erfolgen. Deren Eignung und Bewertung ergibt sich aber aus der Übereinstimmung der Jährlichkeiten T der ermittelten  $HQ_T$  und  $HW_T$ - Werte von möglichst langen Zeitreihen mit der Anzahl der Überschreitungen von HW und HQ bei den HW-Ereignissen.

Als stochastischer Prozess, der den Trendverlauf überlagert, sind die Scheitel-HQ und –Scheitel-HW der Ereignisse bezogen auf die Jährlichkeiten aber schwierig zu quantifizieren. Einerseits sind mit zunehmender Länge der Reihe der Beobachtung seltenere HW-Ereignisse zutreffender zu bestimmen. Andererseits können in den Beobachtungsreihen klimatisch bedingt sehr große Scheitel-HW in kurzen Zeitspannen auftreten oder über mehrere Jahre und Jahrzehnte ausbleiben. Treten in einem Jahr mehrere größere HW oder nur kleine HW auf, wird aber statistisch jeweils nur der größte Wert als HW berücksichtigt.

## **2 Bestimmung der Jährlichkeit T oder der Wiederholzeitspane P von HW-Ereignissen**

Zur Bestimmung von  $HQ_T$  oder  $HW_T$  wurden verschiedene Verfahren entwickelt und für die Jährlichkeit des Auftretens oder der Wiederholzeitspanne entsprechende Gleichungen aufgestellt. Die Zuordnung der Jährlichkeiten T zu HW oder/und HQ erfolgt relativiert als statistische Häufigkeitsanalyse oder als Unterschreitungswahrscheinlichkeit in % sowie mit P als Wiederholzeitspanne, wobei verschiedene Verteilungsfunktionen gelten.

Für die Analyse von Hochwasserreihen mit  $n =$  Beobachtungsreihe in Jahren und  $k =$  Anzahl der jährlichen Ereignisse die HQ oder HW erreicht oder überschritten haben gilt definitionsgemäß:

$$T_a = n / k \quad (1)$$

In Zeiträumen von  $n$  Jahren stellt  $k$  damit den absteigenden Sortierwert für die jährlich nach der Größe geordneten HQ- oder HW- Werte dar. Damit gilt  $T$  aber für unterschiedliche Längen der Reihen. Mit der Zuordnung von HQ- oder HW führt jede Änderung der Reihenzahl  $n$  bei der Berechnung aber zu veränderten  $HQ_T$  oder  $HW_T$  - Werten. Größenangaben für  $HQ_T$  und  $HW_T$  können mit dem Sortierwert eigentlich nur auf den ausgewerteten Zeitraum bezogen werden,

zum Beispiel  $HQ_{100(1923-2005)} = 264 \text{ m}^3/\text{s}$  für den Unstrut- Pegel Oldisleben.

In der Zuordnung entsprechen der 2. Sortierwert mit dem zweitgrößten HQ in einer 50 Jahre langen Reihe oder das 4. Wertepaar einer 100 Jahre langen Reihe aber dem  $HQ_{25}$ . Um die Trendfunktion zutreffend zu erfassen sind die  $HQ_T$  oder  $HW_T$  - Bestimmungen mit  $T_a$  deshalb von möglichst langen Beobachtungsreihen erforderlich,

Als Bemessungshochwasser werden  $HQ_T$  oder  $HW_T$  auf den Prognosezeitraum übertragen.

Bei Verdoppelung von  $T_a$  für die Prognose gelten HQ- oder HW für die Reihenzahl  $T_b$

$$T_b = (n + n) / (k + k - 1) = n / (k - 0,5) \quad (2)$$

damit im Gesamtzeitraum ( $2 \cdot T_a$ ) zweimal. Das größere  $T_b$  ergibt dann aber kleinere  $HQ_T$  oder  $HW_T$  - Werte. Der Größenwert  $T$  ist direkt von  $n$  abhängig. Demzufolge gilt bei 3facher Reihenzahl als  $T_c$ :

$$T_c = n / (k - 0,33) \quad (3)$$

Für  $T$  ergeben sich wesentliche Unterschiede nur bei den Anfangswerten mit dem größten stochastische Einfluss. Bei Unterteilung des Analysezeitraumes sind aber der Gesamtzeitraum mit  $T_a$  und die Teilreihen mit  $T_c$  zu berechnen. Auch bei Unterteilung mit anderen Längen der Beobachtungsreihen werden mit  $T_c$  nach Gleichung 3 bei der Quantifizierung und Anpassung an die aufgetretenen HW- Ereignisse gute Ergebnisse erreicht.

Zeitlich ist die Homogenität langer Reihen durch die Unterteilung der Zeiträume prüfbar.

Änderungen des Auftretens von HW-Ereignissen aus wasserbaulichen Veränderungen und langzeitlichen Klimaschwankungen sowie durch Maßnahmen des HW-Risikomanagements sind bei der zeitlichen Unterteilung des Analysezeitraumes, wie es in [2] für die Unstrut erfolgte und im Abschnitt 4 dargestellt wird, zutreffender zu ermitteln und zu bewerten.

Das  $T$  ist über die logarithmische Trendgerade auch von den Größenwerten  $HQ$  oder  $HW$  ermittelbar. Die tatsächliche Anzahl der aufgetretenen Überschreitungen sollte in homogenen Reihen mit  $T$  annähernd übereinstimmen.

Bei den wahrscheinlichkeitstheoretischen Verfahren werden die aufgetretenen  $HW$ -Ereignisse

in % der Zeitreihen bestimmt und dafür das  $P$  als Wiederholzeitspanne berechnet.

Für die Zuordnungen zu den  $HW$ - Ereignissen gelten die empirischen Eintragungsstellen [3] und [4]. Diese liegen in Abhängigkeit von der verwendeten Verteilungsfunktion zwischen

$$P = k / (n+1) \text{ und } P = (k-0,5)/n. \quad (4)$$

wobei  $P$  als  $(k-0,5)/n$  der reziproke Wert von  $T_b$  ist. Dadurch ergibt, bezogen auf das größte  $HQ$ , die Anpassung der Eintragungsstellen häufig ein  $T$  mit fast der doppelten Länge von  $n$ .

### 3 Methoden der $HQ_T$ -und $HW_T$ -Berechnungen auf statistischer und wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage

Bei den statistischen Häufigkeitsanalysen erfolgt zeitbezogen in absteigend sortierter Folge der Wertepaare von  $T$  und den  $HQ$ - oder  $HW$ -Jahreswerten die Berechnung von  $HQ_T$  oder  $HW_T$  über die Regressionsanalyse. Mit logarithmischer Skalierung im Diagramm gelten für die Trendgeraden die Potenzformeln mit  $T$  als  $x$ -Wert und  $HQ$  oder  $HW$  als  $y$ -Wert

$$HQ_T = BQ_T * T^{xQT} \quad (5)$$

oder

$$HW_T = BW_T * T^{xWT} \quad (6)$$

Damit sind für das Auftreten der  $HW$ -Ereignisse einfache und zuverlässige Größenangaben, insbesondere für vorsorgende  $HW$ -Schutzmaßnahmen über solche Potenzformeln, möglich.

Der Bewuchs im Flusslauf, Eis und Aufhöhungen im Vorland haben auf den Scheitelwasserstand als  $HW$  und Deichbrüche und Scheitelkappung bei der Bewirtschaftung von Poldern, Rückhalte-becken und Talsperren auf das  $HQ$  erheb-

lichen Einfluss. Bei der statistischen Bestimmung von T werden solche HW-Ereignisse nur mit dem Sortierwert berücksichtigt oder zeitlich unterteilt.

Unsichere Wertepaare werden im Diagramm erkannt und können bereits bei den Auswertungen übergangen werden. Der stochastische Einfluss als zufälliges HW-Ereignis ist insbesondere bei den kleinen und großen HW erheblich. Deshalb kann es sinnvoll sein deutliche Abweichungen von der logarithmischen Trendgeraden nicht zu berücksichtigen und Berechnungen auch erst bei Tc größer 2 zu beginnen. Wesentlich ist nur die Bestimmung von Tc aus der Rangfolge der aufgetretenen HW-Ereignisse.

Mit den Messdaten der HW-Scheitel gilt für die Jährlichkeiten der HW-Ereignisse als  $T_{Pf}$

$$T_{Pf} = (HQ / BQ_T)^{1/xQT} \quad (7)$$

oder

$$T_{Pf} = (HW / BW_T)^{1/xWT} \quad (8)$$

Bei zutreffenden WQB im HW-Bereich sollten sich nach beiden Gleichungen für die jeweiligen HW-Ereignisse etwa gleichgroße  $T_{Pf}$  ergeben. Treten große Abweichungen für  $T_{Pf}$  auf, sind zeitbezogene Überprüfungen der WQB und der Profiländerungen gegebenenfalls mit Korrekturen sowie entsprechende Unterteilungen erforderlich.

Die wahrscheinlichkeitstheoretischen Verteilungsfunktionen, wie sie Gauß als Fehlerintegral zuerst aufgestellt hat, sind in der Spieltheorie begründet und beziehen sich auf das stochastische Auftreten von HW-Ereignissen. Damit erfolgte mit erheblichen mathematischen Aufwand die Anpassung an die Beobachtungsreihen. Die Wahrscheinlichkeit von HW-Ereignissen wurde dann Mitte des vorigen Jahrhunderts meistens über als Wahrscheinlichkeitsnetz gestaltete Diagramme bestimmt. Die x-Achse wurde nach dem Fehlerintegral in % der Häufigkeit des Auftretens logarithmisch oder entsprechend der Verteilungsfunktionen und die Ordinate logarithmisch oder linear geteilt [3] und [4]. Darin wird der reziproken Wert der Häufigkeit des Auftretens in % auch als T angegeben. Die Bestimmung der Größenwerte von  $HQ_T$  erfolgte mit Beobachtungsdaten über die Ausgleichsgerade. Die danach erfolgten Weiterentwicklungen der Verteilungsfunktionen und Anpassungsverfahren, sind im DVWK Merkblatt 251 [5] und von Pohl in [6] umfassend dargestellt. Die Entwicklung der Rechentechnik führte zur Berechnung der Wahrscheinlichkeiten von Extremereignissen und der Größenwerte für  $HQ_T$  mit mehreren Verteilungsfunktionen und Anpassungen, Mit Softwareunterstützung werden aus den jährlich aufgetretenen HQ die nach verschiedenen Verteilungsfunktionen und Anpassungsverfahren berechneten

Werte für  $HQ_T$  mit der besten Anpassung an die Messwerte oder Werte der Durchflusstafel als Ergebnis zur Verfügung gestellt (WASY HQ-EX oder HyStat<sup>HQ</sup>).

Nachteilig bei solchen wahrscheinlichkeitstheoretischen Berechnungen mit den empirischen Eintragungstellen und dem oft aufwendigen mathematischen Vorgehen ist, dass möglichst lückenlose Jahreswerte des HQ vorliegen müssen, auch wenn in längeren Reihen etwa 90% keinen maßgebenden Einfluss auf die Größenwerte von  $HQ_T$  haben und Neuberechnungen mit veränderten Jahresreihen andere Werte für  $HQ_T$  ergeben. Fehljahre können aber bei den Berechnungen nicht berücksichtigt werden, sondern werden nur als solche ausgewiesen. Durch die Verwendung mehrerer Verteilungsfunktionen und Anpassungsverfahren werden bis zu 20 unterschiedliche Berechnungsergebnisse für  $HQ_{100}$  bestimmt. Quantifizierungen von  $HQ_T$  der wahrscheinlichkeitstheoretischen Berechnungen erfolgen dann über Hüllkurven und Hüllwerte. Die Berechnungen sind auch nur für HQ möglich, weil HW-Werte mit Bewuchs im Flusslauf, Eis und Aufhöhungen im Vorland nicht verwendet werden können, obwohl der Scheitelwasserstand als HW maßgebend ist. Subjektiven Beurteilungen des  $HQ_T$  und des Bemessungshochwassers wird damit aber viel Raum gegeben, wie es auch der Rechtsstreit der betroffenen Länder zur Größe des  $HQ_T$  bei der Deicherhöhung im Bereich des Elbe-Pegels Wittenberge zeigte.

Da zu statistischen Häufigkeitsanalysen bisher wenige Veröffentlichungen vorliegen, werden für eine inhomogene und eine homogene Datenreihe die damit zu erzielenden Ergebnisse dargestellt.

#### **4 Langzeitauswertungen für den Spreepiegel Lübben /Zusammenfluss**

Für die Langzeitauswertungen am Pegel Lübben/Zusammenfluss wurden HQ und HW-Daten vom Landesumweltamt Brandenburg bereitgestellt [7] sowie der Wassernutzungsanalyse 1956 entnommen [8]. Die 2006 von B. Bjarsch und R. Warmbold als Tabellenkalkulation entwickelte Berechnungsvorlage BV\_HyG wurde genutzt [9]. Damit waren für die langen Reihen einfache Berechnungen und Darstellungen bei Benutzung der Standard-Software MS-EXCEL möglich. Die Diagrammdarstellung der Wertepaare von 1909 bis 2008 mit logarithmischen Trendgeraden in Bild 1 führt in der Reihe von 100 Jahren bei  $T_a = 10$  zu einem Knick. Die Anpassung an die HQ-Messwerte als Trendgerade mit  $T_c$  für die Potenzformeln erfolgte deshalb 2geteilt.

Ursache der Minderung der großen HQ ist die Retention im Oberspreewald. Das durchfließen zweier Urstromtäler, insbesondere des Oberspreewaldes und zahlreiche wasserwirtschaftliche Maßnahmen verursachen am Spreepiegel Lübben/Zusammenfluss mit dem Einzugsgebiet von 4492 km<sup>2</sup> inhomogene Abflussverhältnisse. Vor dem Spreeausbau im Stadtgebiet Lübben bis unterhalb des Pegels und dem Nord-Umfluter musste sich ein Wasserstand aufbauen, der größere HQ-Scheitelabflüsse erst durch die Überschwemmungen des Oberspreewaldes ermöglichte.

Von 1961 bis 2008 ist das HQ durch den Rückhalt in den Talsperren Spremberg ab 1965 mit

42,7 hm<sup>3</sup>, Lohsa I ab 1972 mit 5,8 hm<sup>3</sup>, Quitzdorf ab 1973 mit 22,0 hm<sup>3</sup> und Bautzen ab 1975 mit 44,6 hm<sup>3</sup> Speicherraum noch deutlich kleiner geworden. Der Einfluss der Talsperren bewirkte im Zeitraum 1961 bis 2005 Minderungen des HQ<sub>T</sub> im Bereich von 40 bis 60 m<sup>3</sup>/s bei den größeren T. Bei den 10 größten Wertepaaren der 100jährigen Reihe liegt das HW 1974 nur an 8. und das HW 1981 an 10. Stelle, obwohl im Oberlauf der Spree extreme HW-Abflüsse erfolgten. Minderungen des HQ<sub>T</sub> bleiben auch künftig in dieser Größe wirksam.

Durch Halbierung des Zeitraumes ist das prognostische HQ<sub>100</sub>, da die Abflussregelungen der Talsperren bleiben oder erweitert werden, mit T<sub>c</sub> aus 48 Jahren berechnet und extrapoliert.

Für das 1981 durch hydrometrische Messungen mit 120 m<sup>3</sup>/s bestimmte HQ errechnet sich damit über HQ<sub>Pf</sub> auch die Jährlichkeit von 48 Jahren und das HQ<sub>100</sub> zu 142 m<sup>3</sup>/s. Mit der 100jährigen Reihe beträgt T<sub>c</sub> dagegen 29 Jahre und das HQ<sub>100</sub> 196 m<sup>3</sup>/s.

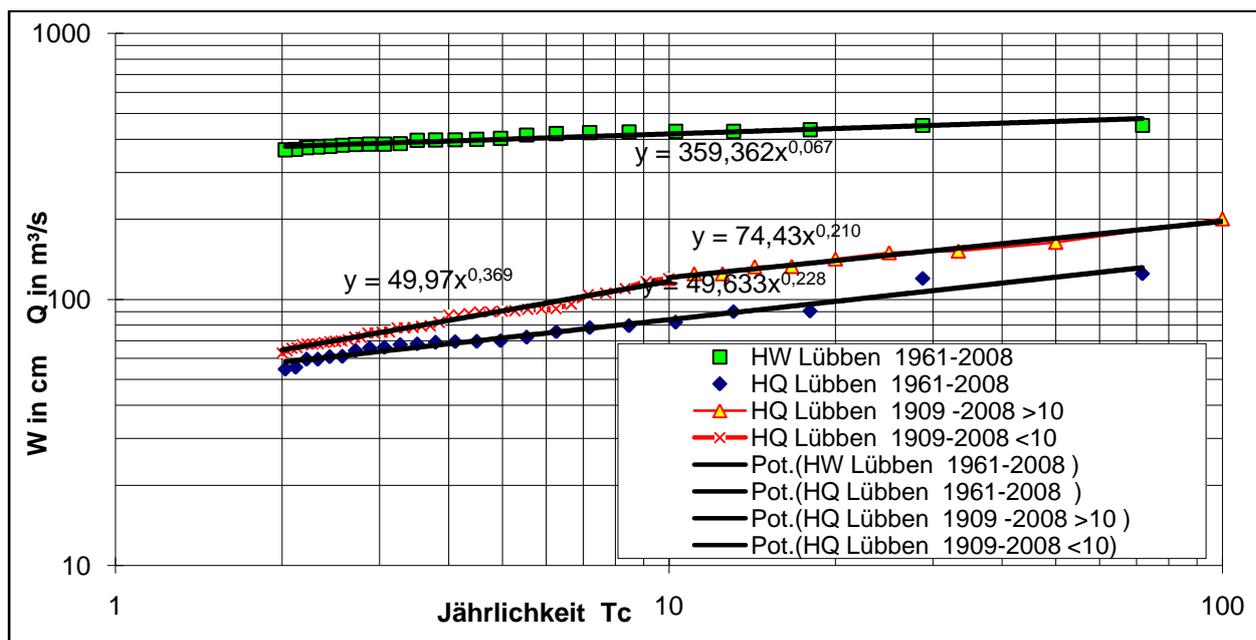


Bild 1 Diagramm der Wertepaare von  $T_a$  und  $T_c$  und  $HQ$  oder  $HW$  von Lübben/Zusammenfluss

Das  $HW$ -Risikomanagement mit weiteren  $HQ$ -Regelungen kann für den Spreewald und die Untere Spree bis Berlin aber zu noch geringeren  $HQ_T$  führen.

## 5 Langzeitauswertungen für die Unstrutpegel Sachsenburg /Oldisleben

Seit 1817 liegen für den an der Straßenbrücke Sachsenburg im Mittellauf der Unstrut errichteten Pegel tägliche Wasserstanddaten bis 1922 vor. Die aufgezeichneten täglichen Wasserstanddaten (bis zum Jahr 1874 in Fuß und Zoll) wurden durch *Deutsch* als Excel-Dateien im Programm Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse (RIMAX) des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten Verbundprojektes in Jahreslisten übertragen.

Bei den Umrechnungen in Meter erfolgten auch die Prüfungen auf Plausibilität.

Für die Langzeitauswertungen waren 32Jahreslisten, die binär mit einem Schaltjahr abschließen, zweckmäßig. Aus den Tageswerten der  $Q$  wurden damit die Monats- und Jahres- $MQ$  sowie die jährlichen Maximalwerte als  $HQ$  in den 32Jahresreihen berechnet.  $Q$ -Messungen sind für die Messstelle Sachsenburg

mit dem Woltmann-Flügel ab 1886 bekannt. Sie sind im Elbestromwerk veröffentlicht und auch in alten Aktenbestand im Geheimen Staatsarchiv Preußischer Kulturbesitz dokumentiert. Aus 6 dieser Messergebnisse wurde eine WQB aufgestellt und bei den gleichbleibenden flussbaulichen Verhältnissen für die langzeitlichen Q-Auswertungen genutzt.

Anfang des vergangenen Jahrhunderts wurde zur Verbesserung der Q-Ermittlung in Preußen verfügt, die Wasserstands- und Abfluss-Messstelle Sachsenburg 1,7 km entfernt nach Oldisleben und damit ins Unterwasser des Wehres Oldisleben zu verlegen. Im Gegensatz zum Pegel Sachsenburg, für den zur Q-Bestimmung über einen langen Zeitraum kontinuierliche Wasserstandmessungen vorliegen, haben seit 1934 die Profilveränderungen in den Fließstrecken der Unstrut sowie Änderungen der Stauhöhe in Bretleben zu Veränderungen der Wasserstände in Oldisleben geführt. Von der W- und Q-Messstelle Oldisleben waren daher nur die vom Staatlichen Umweltamt Sondershausen bereitgestellten täglichen Q-Daten nutzbar.

Eine Gesamtauswertung der 188jährigen Reihe war deshalb auch nur für Q möglich.

Die erfolgten Auswertungen werden kurz erläutert, sind in [2] aber umfassender dokumentiert.

Von den Messstellen Sachsenburg und Oldisleben, die in Mitteldeutschland ein Einzugsgebiet von 4174 km<sup>2</sup> repräsentieren beträgt das MQ = 24,23 m<sup>3</sup>/s und in den Zeitspannen:

Jahre	1818-1848	1849-1880	1881-1912	1913-1944	1945-1976	1977-2005
MQ in m <sup>3</sup> /s	24,69	23,93	25,37	22,34	23,73	25,84

Die 188jährige Reihe mit den täglichen W- und Q-Werten mit den Einflüssen der Bewässerung, Speicher und der Talsperren ist homogen und für langzeitliche Auswertungen gut geeignet.

Bezogen auf die Differenzen von den Jahres-MQ zum MQ des Gesamtzeitraums sowie dem HQ

der Jahresreihen sind diese Werte in Bild 2 als langzeitliche Schwankungen angegeben.

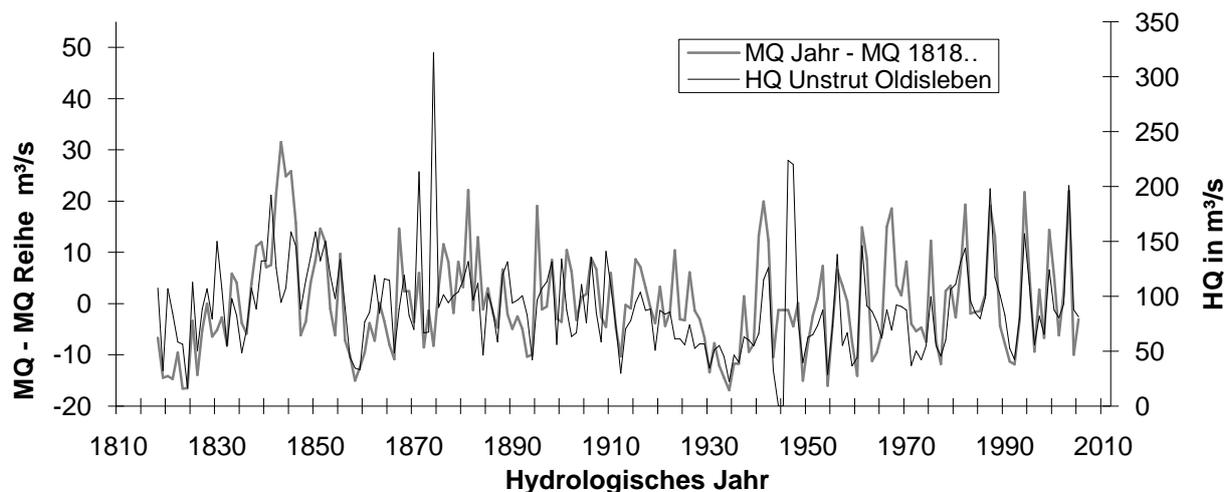


Bild 2 Jährliche Schwankungen von MQ und HQ an den Messstellen Sachsenburg und Oldisleben

Mit dem als Bild 3 dargestellten Diagramm der BV\_HyG wurden die absteigend sortierten

Jahres-HW und -HQ weiter bearbeitet, geändert und die Ergebnisse als Potenzformeln  $HQ_{Pf}$

angegeben. Fehlende Werte, wie in [10] vom HW 1946 dokumentiert sind, sowie extreme

HW-Ereignisse und solche mit Eiseinfluss sind bei den Auswertungen nur als entsprechender

Sortierwert berücksichtigt.

Durch das stochastische Auftreten der HW-Ereignisse weichen die großen HQ-Scheitelabflüsse stärker von der logarithmischen Trendgeraden ab. Sie haben aber auf die Größenwerte der Potenzformeln erheblichen Einfluss. Auch bei  $T$  kleiner als 2 ist dieser Einfluss durch häufigeres Ausbleiben der eigentlichen HW groß. Deshalb sollten die betreffenden Wertepaare zur Darstellung der logarithmischen Trendgeraden und Potenzformel nicht einbezogen werden.

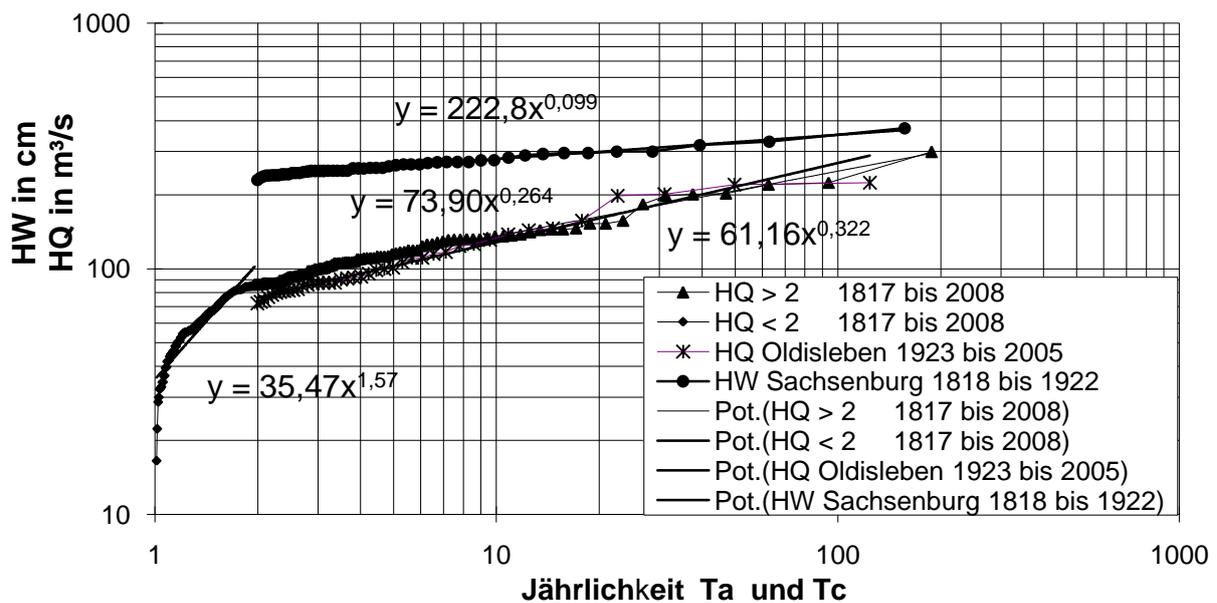


Bild 3 Diagramm der Wertepaare von  $T_a$  oder  $T_c$  und  $HQ$  oder  $HW$  von Sachsenburg und Oldisleben

Aus den Darstellungen im Diagramm des Bildes 3 ist die gesamte Problematik der  $HW_{T-}$  und  $HQ_{T-}$ -Berechnung erkennbar. Zum  $HQ_{Pf}$  sind die durch das stochastische Auftreten bedingten Abweichungen der einzelnen  $HW$ -Ereignisse aber relativ gering. In Tabelle 1 sind zu den Wertepaaren von  $T_a$  oder  $T_c$  und  $HQ$  die mit  $HQ_{Pf}$  berechneten Größenwerte gegenübergestellt.

Tabelle 1 Quantifizierung von  $HQ_T$  und  $HW_T$  mit Vergleich der Größenwerte

HQ Sachsenburg/Oldisleben 1818 bis 2005							HQ Sachsenburg 1818 bis 1922						
Sortierwert	k	HQ =		Potenzformel			Sortierwert	k	HQ =		Potenzformel		
		Ta	in m³/s	Datum	HQ <sub>Pf</sub>	T <sub>Pf</sub>			HQ/HQ <sub>Pf</sub>	Tc	in m³/s	Datum	HQ <sub>Pf</sub>
1	188,0	299,1	21.04.1874	295	198,3	1,014	2	62,9	202,6	29.06.1871	197	71,9	1,028
2	94,0	224,0	10.02.1946	246	66,4	0,912	3	39,3	183,4	19.01.1841	179	44,1	1,023
3	62,7	220,0	16.03.1947	221	62,0	0,997	4	28,6	152,9	29.03.1845	168	18,0	0,910
4	47,0	202,6	29.06.1871	204	45,4	0,991	5	22,5	152,9	04.02.1850	160	18,0	0,956
5	37,6	201,0	06.06.2003	193	44,1	1,043	6	18,5	144,9	28.02.1830	154	13,8	0,942
6	31,3	198,0	16.06.1987	184	41,6	1,078	11	9,84	135,4	03.03.1906	135	9,8	1,000
7	26,9	183,4	19.01.1841	176	31,2	1,040	12	9,00	134,1	22.02.1900	133	9,4	1,009
8	23,5	157,0	19.05.1994	170	17,3	0,922	16	6,70	131,5	22.03.1889	125	8,5	1,050
9	20,9	152,9	29.03.1845	165	15,7	0,927	21	5,08	119,1	26.06.1853	118	5,2	1,007
10	18,8	152,9	04.02.1850	160	15,7	0,953	46	2,30	100,0	18.02.1876	101	2,2	0,992
11	17,1	146,0	01.02.1961	156	13,1	0,933	53	1,99	93,4	26.05.1843	98	1,6	0,954
12	15,7	144,9	28.02.1830	153	12,8	0,947							
16	11,8	138,0	06.03.1956	142	10,6	0,974						Mittelwert	0,988
19	9,9	135,4	03.03.1906	135	9,9	0,999							
20	9,40	134,1	22.02.1900	134	9,5	1,003							
24	7,83	131,5	22.03.1889	127	8,8	1,032							
32	5,88	119,1	26.06.1853	118	6,1	1,010							
38	4,95	115,0	06.11.1940	113	5,3	1,020							
39	4,82	112,9	16.11.1824	112	5,0	1,008							
44	4,27	111,0	03.06.1995	108	4,7	1,023							
47	4,00	109,7	26.11.1882	107	4,5	1,029							
48	3,92	109,5	05.12.1909	106	4,4	1,032							
49	3,84	107,2	10.03.1896	105	4,1	1,016							
63	2,98	100,0	18.02.1876	99	3,1	1,013							
64	2,94	99,8	30.12.1974	98	3,1	1,016							
96	1,96	86,2	10.03.1963	88	1,8	0,977							
108	1,74	82,0	19.05.1997	86	1,5	0,958							
				Mittelwert		1,009						Mittelwert	1,039

HQ Oldisleben 1946 bis 2008							83 Jahre						
Sortierwert	k	HQ =		Potenzformel			Sortierwert	k	HQ =		Potenzformel		
		Tc	in m³/s	Datum	HQ <sub>Pf</sub>	T <sub>Pf</sub>			HQ/HQ <sub>Pf</sub>	Tc	in m³/s	Datum	HQ <sub>Pf</sub>
2	49,7	220,0	16.03.1947	216	52,9	1,021	2	49,7	220,0	16.03.1947	216	52,9	1,021
3	31,1	201,0	06.06.2003	185	40,0	1,085	3	31,1	201,0	06.06.2003	185	40,0	1,085
4	22,6	198,0	16.06.1987	167	38,2	1,184	4	22,6	198,0	16.06.1987	167	38,2	1,184
5	17,8	157,0	19.05.1994	155	18,6	1,015	5	17,8	157,0	19.05.1994	155	18,6	1,015
6	14,6	146,0	01.02.1961	145	14,8	1,005	6	14,6	146,0	01.02.1961	145	14,8	1,005
7	12,4	144,0	12.05.1982	138	14,2	1,044	7	12,4	144,0	12.05.1982	138	14,2	1,044
8	10,8	138,0	06.03.1956	132	12,5	1,047	8	10,8	138,0	06.03.1956	132	12,5	1,047
15	5,66	111,0	03.06.1995	107	6,3	1,038	15	5,66	111,0	03.06.1995	107	6,3	1,038
18	4,70	99,8	30.12.1974	101	4,6	0,991	18	4,70	99,8	30.12.1974	101	4,6	0,991
30	2,80	86,2	10.03.1963	85	2,9	1,011	30	2,80	86,2	10.03.1963	85	2,9	1,011
33	2,54	82,0	19.05.1997	83	2,5	0,992	33	2,54	82,0	19.05.1997	83	2,5	0,992
				Mittelwert		1,039						Mittelwert	1,039

Die Potenzformeln konnten für  $HQ_T$  oder  $HW_T$  mit der BV\_HyG zutreffend aufgestellt werden.

Aus der Mittelwertbildung von  $HQ_T/HQ_{Pf}$  oder  $HW_T/HW_{Pf}$  sind in Tabelle 1 die Anpassungen und auch die stochastischen Einflüsse sichtbar.

Mit der Anzahl der Überschreitungen von  $HQ_T$  zu den bei den HW-Ereignissen geht in Tabelle 2 die zutreffende Größenbestimmung und auch die Homogenität der langen Beobachtungsreihe.

deutlich hervor.

Tabelle 2 Größenbestimmung von  $HQ_T$  und  $HW_T$  mit Vergleich der Überschreitungen

Häufigkeitsanalyse		T =	2	3	5	10	20	25	50	100	200
Formel 188 Jahre	$HQ_T$ in m³/s =		88,8	98,8	113,1	135,8	163,1	173,0	207,8	249,6	299,8
	DQ zwischen T in m³/s =			14	23	27	10	35	42	50	
HQ <sub>T</sub> -Überschreitungen	$k = n/Ta$		94,0	62,7	37,6	18,8	9,4	7,5	3,8	1,9	0,9
Ist Anzahl	1817 bis 2008		81	64	38	17	7	7	3	1	0
davon	1923 bis 2005		24	18	13	8	4	4	2	0	0
	1818 bis 1922		58	46	26	9	3	3	1	1	0

## 6 Messunsicherheiten und Möglichkeiten der Minderung der Abweichungen

Für die Qualität der berechneten  $HQ_T$ - und  $HW_T$ -Werte sind die Übereinstimmungen der Anzahl der aufgetretenen Überschreitungen HW-Ereignisse mit den stochastischen Abweichungen zu den Bemessungsgrößen maßgebend. Mit den Bemessungsgrößen als  $T_c$  stimmt bei den Berechnungen der HW-Ereignisse in unterteilten Reihen, wie es für die Pegel der Unstrut gezeigt wurde, die tatsächliche Anzahl fast überein.

Da bei den statistischen Häufigkeitsanalysen die HW-Ereignisse mit  $T$  verknüpft werden, sind für verallgemeinerte Aussagen einheitliche Reihenlängen vorteilhaft. Mit einheitlichen Zeitreihen von 32 Jahren und zutreffenden WQB sind auch Vergleiche von HQ und HW benachbarter Pegel des Flusses über  $T$  und die WQB für die HW-Ereignisse möglich. Die Quantifizierung und Bewertung von Abweichungen und Messunsicherheiten ist bei dem stochastischen Auftreten der HW-Ereignisse durch Unterteilungen in einheitlichen Zeitreihen besser möglich.

Bei den jeweiligen HW-Ereignisse sollten sich auch zu den benachbarten Pegeln des Flusses etwa gleiche  $T$  oder entsprechend der Durchflussänderung  $DQ$  aus dem Zufluss des Zwischengebietes und der Retention auch veränderte  $T$  ergeben. Wesentlich ist aber bei den einzelnen HW-Ereignissen die Übereinstimmung von  $T_{Pf}$  bei HQ und HW sowie insgesamt die Anzahl der aufgetretenen Überschreitungen als  $T$ . Damit können auch zeitliche Veränderungen der WQB quantifiziert werden. Aus W- und Q-Aufzeichnungen in den Gewässerkundlichen Jahrbüchern sind diese Daten für die WQB einiger Pegel seit Beginn des vergangenen Jahrhunderts verfügbar und damit auch die verwendeten WQB prüfbar. Ältere HQ wurden hydraulisch oder aus den früher üblichen Schwimmermessungen bestimmt und werden häufig, wie bei einigen Elbe-HW zu groß angegeben. Auch bei neueren hydrometrischen Messungen, wie 2002 und 2006 am Pegel Barby, treten noch erhebliche Abweichungen des HQ und bei den WQB auf.

Die Messunsicherheiten sind bei den Auswertungen mit HW geringer. Die Pegelablesungen für das HW erfolgen mit großer Messgenauigkeit. Mit HW als primärer Messgröße und  $T$  ist  $HW_T$  zuverlässiger zu bestimmen. Die HW-Ereignisse mit Bewuchs- und Eiseinflüssen sind aber nur mit dem entsprechenden Sortierwert zu berücksichtigen.

Durch das Unterteilen von langen Beobachtungsreihen kann der Einfluss von Flussregulierungen und Flussbettveränderungen auf das  $HW_T$ , die in der Elbe

durch den Ausbau nach dem großen Hochwasser 1845, in der Oder durch zunehmenden Bewuchs [11] und in der Unstrut [2] mit den Flussbettveränderungen am Pegel Oldisleben erfolgten, besser quantifiziert und bewertet werden.

Langzeitlich treten durch zunehmenden Bewuchs, wie er sich im Grenzüberschneidungsbereich der Oder über Jahrzehnte entwickelt hat, auch erhebliche Veränderungen der Rauheit und damit des HW auf. Bei den gemessenen etwa gleich großen HQ von  $2500 \text{ m}^3/\text{s}$  war das HW in Eisenhüttenstadt am 24.07.1997 mit 717 cm um 62 cm höher als 1930. Die unterschiedliche Profilarauheit ist aus hydrometrischen Messungen einschließlich der Gefällebestimmung und der hydraulischen Auswertungen bei Nutzung der vorhandenen Berechnungsvorlagen aber einfach bestimmbar.

Die über hydrometrische Messungen bestimmten HQ sind auch mit Messunsicherheiten behaftet. Für zuverlässige  $HQ_T$ -Bestimmungen reicht meistens das eingeben der Jahres-HQ aus der gewässerkundlichen Statistik in vorliegende Programme oder Berechnungstabellen nicht aus. Eingehendere Analysen der jeweiligen Abflussverhältnisse des gesamten Zeitraumes der Messungen führen zu besseren Ergebnissen. Die Prüf- und Qualitätskriterien für die berechneten Ergebnisse sind, wie in Tabelle 2 dargestellt, die Anzahl  $k$  der aufgetretenen Überschreitungen zu den Größenwerten der  $HQ_T$  und  $HW_T$  in der Länge der Beobachtungsreihen  $n$  in Jahren.

Bei der Verifizierung hydraulischer Modelle und von Niederschlag-Abfluss-Modellen werden die Unsicherheiten mit der Verwendung abweichender HQ-Daten aber oft noch vergrößert. Obwohl sich die Rauheit im Hochwasserprofil meistens nur durch Bewuchs etwas verändert wird sie bei der Verifizierung der Modelle im erheblichen Umfang variiert. Zwischen Rauheit, mittlerer Fließgeschwindigkeit  $v_m$  und demzufolge auch  $Q$  besteht aber direkte Abhängigkeit. Wird die Rauheit um ein Drittel reduziert, entspricht das der gleichen Verringerung von  $v_m$  und des HQ. Die großen Unterschiede bei den HQ-Angaben für die HW-Ereignisse an der Unstrut in Oldisleben 1947 mit  $330 \text{ m}^3/\text{s}$  in früheren Akten und den Angaben in [9] statt  $220 \text{ m}^3/\text{s}$  in der gegenwärtigen HW-Statistik sowie die großen Unterschiede an den Elbe-Pegeln [12 und 13] bei einigen  $HQ_T$ -Angaben sind damit erklärbar.

Mit den neueren technischen Entwicklungen können HW-Ereignisse, wie für die Spree und Unstrut gezeigt, aus den direkt erfassten Größenwerten auch auf dem Schreibtisch besser mit dem Rechner nachgebildet und umfassender analysiert werden. Zur Bestimmung der Wasserspiegel-lagen liegen inzwischen über Luftbildaufnahmen und durchgängige Messungen, zum Teil bereits über Satellit, wie diese in [14] vom Elbe-HW 2002 auf dem Gebiet Sachsen-Anhalt ausgewertet sind, zuverlässigere Messdaten vor. Damit können mit diesen Analyse-

werten auch bessere HW-Prognosen und HW- Gefahrenkarten berechnet werden. Die entsprechenden Aktualisierungen der gewässerkundlichen Daten mit den neueren Berechnungsverfahren und entsprechende Korrekturen sind dafür aber erforderlich.

## Literatur und verwendete Unterlagen

- [1] H. Nacken: Die neue Europäische Hochwasserrichtlinie, KW-Korrespondenz Wasserwirtschaft, (1), Nr. 5, 2008, Seite 249-251
- [2] B. Bjarsch, K. Thürmer, M. Deutsch: Langzeitauswertung der täglichen Wasserstände und Abflüsse an den Unstrutpegeln Sachsenburg und Oldisleben seit dem Beginn der Wasserstandsmessungen 1817 bis 2005, in Schriften der Deutschen Wasserhistorischen Gesellschaft (DWhG) e. V., Band 11/2, Seite 377-398, Siegburg 2007
- [3] A. Wechmann: Die Auswertung gewässerkundlicher Meßergebnisse. Verlag Technik, Berlin 1952
- [4] D. Lauterbach, E. Glos: Gewässerkundliche Statistik, Technische Universität Dresden Wasserwirtschaft I, 3.Lehrbrief. Verlag Technik, Berlin 1966
- [5] DVWK Merkblatt 251: Statistische Analyse von Hochwasserscheitelabflüssen 1999,  
47 Seiten
- [6] Martin/Pohl u. a.: Technische Hydromechanik 4, HUSS-MEDIEN GmbH, Berlin 2000
- [7] B. Bjarsch: Hochwasserrahmenplan Spree / Dahme, Bereitstellung und Aufbereitung hydrologischer Daten, Datenrecherche über Hochwasserereignisse und das HQ<sub>100</sub> an den Pegeln Spremberg, Cottbus, Lübben/Zusammenfluss, Beeskow und Hohenbinde, im Auftrag des Landesumweltamtes Brandenburg, 2008
- [8] Schmelowsky: Grundlagen zur Wassernutzungsanalyse Flussgebiet Spree, Teil A: Gegenwärtige Verhältnisse Oberflächenwasser- und Grundwasserangebot. Institut für Wasserwirtschaft, Potsdam 1956
- [9] B. Bjarsch, R. Warmbold: Hydrologische und hydraulischen Berechnungsvorlagen BV\_HyG Statistische Häufigkeitsanalysen für HQ<sub>T</sub>, Entwurfsfassung 2006

- [10] L. Bauer: Entstehung und Verhütung von Hochwasser am Beispiel des Flussgebietes von Unstrut und Gera. Schriftenreihe des Verlages Technik, Berlin 1953
- [11] B. Bjarsch: Hochwasserverlauf in ostdeutschen Tieflandflüssen. Wasser & Boden 53,  
Heft 4, Seite 28 -33. (2001)
- [12] R. Pohl: Auswertung von Wasserspiegellagenberechnungen mit historischen Datensätzen für die Hochwasseranalyse. Wasserwirtschaft, Heft 5, Seite 16 - 20 (2007)
- [13] S. Bartl, U. Grünewald, S. Schümberg: Zur Rekonstruktion langjähriger Wasserstands- und Durchflusszeitreihen am Elbepegel Dresden. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 4, Seite 162 - 167 (2008)
- [14] B. Bjarsch: Hydrologisch-hydraulische Untersuchungen mit dem Fließstrecken-Retentions-Modell zur Hochwassersituation der Elbe ab Deichbruch Dautzschen bis Aken  
AG: Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt(2003)

### **Anschrift des Verfassers**

Dipl.-Ing. (FH) Benno Bjarsch

Müggelbergallee 34 12557 Berlin

Tel.: +49 30 6514898

E-Mail: benno.bjarsch@t-online.de

und [ww.b-bjarsch.de](http://ww.b-bjarsch.de)

**S A T Z U N G**  
**der**  
**Gesellschaft der Förderer des**  
**Hubert - Engels - Institutes**  
**für Wasserbau**  
**und Technische Hydromechanik**  
**an der Technischen Universität Dresden e.V.**

**§1 Name und Sitz**

Der Verein führt den Namen

**"Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden e.V."**

Der Sitz des Vereins ist Dresden. Er ist im Vereinsregister unter der Nummer VR 1335 registriert.

Das Geschäftsjahr ist das Kalenderjahr.

**§2 Zweck**

Der Verein verfolgt ausschließlich und unmittelbar gemeinnützige Zwecke im Sinne des Abschnittes "Steuerbegünstigte Zwecke" der Abgabenordnung. Er dient der Förderung wissenschaftlicher Forschungsarbeiten auf gemeinnütziger Grundlage, der Information seiner Mitglieder und der Öffentlichkeit über die Forschungs- und Versuchsarbeiten des Instituts, der Förderung von Aus- und Weiterbildung sowie der Förderung des Umwelt- und Landschaftsschutzes.

Der Satzungszweck wird insbesondere verwirklicht durch:

1. Durchführung wissenschaftlicher Veranstaltungen und Forschungsvorhaben zu Themen des umweltverträglichen Wasserbaus, der Renaturierung von Gewässern, der Verbesserung der Wasserversorgung und Abwasserbehandlung, des Verkehrswasserbaus (mit dem Ziel umweltfreundlicher Transportdurchführung auf Wasserstraßen), sowie des Hochwasser- und Küstenschutzes.
2. Werbung in den interessierten Fachkreisen für den Wasserbau und das hydraulische Versuchswesen
3. Koordinierung der Arbeiten und Zusammenarbeit auf wasserbaulichem und hydraulischem Gebiet mit anderen Instituten
4. Unterstützung von hydraulischen Modellversuchen
5. Unterstützung der Durchführung von Kolloquien und Symposien in den Fachgebieten Wasserbau und Technische Hydromechanik
6. Förderung der Publikation von wissenschaftlichen Arbeiten, Institutsberichten und Informationsmaterial
7. Unterstützung von Reisen zu Fachvorträgen und zur Besichtigung von wasserbaulichen Objekten
8. Durchführung von Informationsveranstaltungen an Schulen und Gymnasien

9. Unterstützung von besonders förderungswürdigen in- und ausländischen Studierenden des Wasserbaus.
10. Würdigung herausragender Leistungen von Absolventen und Studierenden in den Fachgebieten des Wasserbaus und der technischen Hydromechanik.

Der Verein ist selbstlos tätig und verfolgt nicht in erster Linie eigenwirtschaftliche Zwecke.

### §3 Mitgliedschaft

**Ordentliche Mitglieder** können natürliche und juristische Personen sowie Körperschaften jedweder Rechtsform des In- und Auslandes werden, die den Zweck des Vereins nach §2 unterstützen.

**Jungmitglieder** können Studenten werden, die an einer Hochschuleinrichtung mit wasserbaulich-wasserwirtschaftlicher Ausbildung immatrikuliert sind.

**Korrespondierende Mitglieder** können vom Vorstand ernannt werden, wenn sie auf dem Gebiet des Wasser- und Grundbaus, der Wasserwirtschaft und der Hydrologie forschend tätig sind.

**Ehrenmitglieder** können von der Mitgliederversammlung ernannt werden, wenn sie sich besondere Verdienste bei der Förderung des Vereins erworben haben.

### §4 Organe des Vereins

Die Organe des Vereins sind a) die Mitgliederversammlung und b) der Vorstand.

Die Mitglieder des Vorstands sind ehrenamtlich tätig.

### §5 Mitgliederversammlung

Eine ordentliche Mitgliederversammlung findet einmal im Jahr (in der Regel in Verbindung mit dem Wasserbaukolloquium des Instituts) statt. Ihre Einberufung erfolgt mindestens vier Wochen vorher schriftlich durch den Geschäftsführer im Auftrag des Vorstandes unter Mitteilung des Termins, des Ortes und der Tagesordnung.

Zusätze zur Tagesordnung können innerhalb einer Frist von 14 Tagen beim Geschäftsführer beantragt werden.

In der Mitgliederversammlung werden geschäftliche Angelegenheiten in Verbindung mit Vorträgen oder Mitteilungen und deren Beratung behandelt und erledigt.

Die Mitgliederversammlung beinhaltet:

1. den Bericht des Vorsitzenden über das Geschäftsjahr
2. den Bericht der Rechnungsprüfer
3. Genehmigung der Berichte und Entlastung des Vorstandes
4. Beschlüsse über vorliegende Anträge und über Änderungen der Satzung
5. Wahl von zwei Rechnungsprüfern
6. Verschiedenes

Der Vorstand kann jederzeit binnen 14 Tagen eine außerordentliche Mitgliederversammlung einberufen. Er ist dazu verpflichtet, wenn mindestens ein Zehntel der Mitglieder dies unter Angabe des Zwecks und der Gründe fordert.

Der Vorsitz der Mitgliederversammlung wird vom 1. Vorsitzenden oder vom Stellvertreter des Vorstandes geführt.

Die Mitgliederversammlung fasst ihre Beschlüsse mit einfacher Mehrheit der anwesenden Mitglieder. Sie ist bei satzungsgemäßer Einladung in jedem Falle beschlussfähig. Bei Stimmgleichheit entscheidet die Stimme des Vorsitzenden.

Satzungsänderungen erfordern eine 3/4-Mehrheit der anwesenden Mitglieder.

Anträge auf Änderung der Satzung, die nicht vom Vorstand ausgehen, können nur dann beraten werden, wenn sie mindestens vier Wochen unter Angabe der Gründe beim Vorstand eingereicht worden sind.

Jedes Mitglied hat nur eine Stimme. Stimmübertragungen sind durch schriftliche Vollmacht auf ordentliche Mitglieder nur bis zu zwei möglich.

Die Beschlüsse der Mitgliederversammlung werden vom Geschäftsführer in ein Protokollbuch eingetragen und vom Vorsitzenden und dem Geschäftsführer unterzeichnet.

## **§6 Vorstand**

Der Vorstand wird von der ordentlichen Mitgliederversammlung für die Dauer von fünf Jahren gewählt und bleibt bis zum Ablauf der ordentlichen Mitgliederversammlung zur Neuwahl im Amt.

Der Vorstand besteht aus vier gewählten ordentlichen Mitgliedern

- dem 1. Vorsitzenden
- dem Stellvertretenden Vorsitzenden
- dem Geschäftsführer
- dem Schatzmeister.

Vom Vorstand kann ein Ehrenvorsitzender bestellt werden.

Die Mitgliederversammlung kann durch einfache Mehrheit beschließen, darüber hinaus noch bis zu zwei Mitglieder zur Vertretung des Vereins in den Vorstand zu bestellen.

Der Vorstand kann einzelnen Personen Vollmachten für Zweige der Geschäftsführung erteilen.

Sitzungen des Vorstandes sind beschlussfähig, wenn mehr als die Hälfte der Vorstandsmitglieder anwesend sind.

Der Vorstand ist mit der Führung aller laufenden Geschäfte beauftragt und sorgt für die Durchführung der Beschlüsse der Mitgliederversammlung. Er kann selbständig Maßnahmen treffen, die dem Vereinszweck förderlich sind.

## **§7 Aufnahme oder Beendigung der Mitgliedschaft**

Die Aufnahme als ordentliches Mitglied oder als Jungmitglied ist schriftlich beim Vorstand zu beantragen. Dieser entscheidet über die Aufnahme. Der Aufnahmebeschluss ist dem Antragsteller mitzuteilen. Bei Zurückweisung des Antrages kann der Antragsteller eine Entscheidung durch die Mitgliederversammlung beantragen, deren Zustimmung eine 2/3- Mehrheit voraussetzt.

Die Mitgliedschaft kann beendet werden

- a) durch schriftliche Austrittserklärung eines Mitglieds zum Ende des laufenden Geschäftsjahres (mindestens drei Monate vor Ablauf des Geschäftsjahres) oder auf Beschluss des Vorstandes, wenn 3/4 der Mitgliederversammlung dem Ausschluss zustimmen.
- b) bei Vereinigungen oder Gesellschaften mit deren Auflösung
- c) bei natürlichen Personen mit dem Tod
- d) durch Streichung aus der Mitgliederliste, wenn trotz Erinnerung durch den Vorstand in drei Folgejahren kein Mitgliedsbeitrag entrichtet wurde und kein erkennbarer Hinderungsgrund vorliegt.

## §8 Rechte und Pflichten der Mitglieder

Die Mitglieder des Vereins haben das aktive und passive Wahlrecht können Anträge an den Verein stellen. Jungmitglieder können an den Veranstaltungen des Vereins teilnehmen, Anträge stellen, haben jedoch kein Stimmrecht.

Die Mitglieder des Vereins haben das Recht auf Information über die vom Institut durchgeführten und laufenden Arbeiten sowie zur Besichtigung des Instituts und seiner Versuchseinrichtungen soweit das betrieblich möglich ist und die Interessen der Auftraggeber nicht beeinträchtigt werden.

Die Mitglieder haben Anspruch auf Überlassung von geförderten veröffentlichten Materialien.

Die Mitglieder sind verpflichtet, die Fördervereinigung entsprechend der Satzung bei der Erfüllung ihrer Aufgaben nach besten Kräften zu unterstützen.

Die Mitglieder sind zur Zahlung eines jährlichen Beitrags verpflichtet. Die Höhe des jährlichen Beitrags wird in der Mitgliederversammlung bestimmt und soll in der Regel nicht niedriger sein als

- |   |            |
|---|------------|
| a) für persönliche Mitglieder   | EURO 20,-  |
| b) für Jungmitglieder   | EURO 10,-  |
| c) für Firmen, Behörden, Verbände, Institute und andere Einrichtungen | EURO 150,- |

Ehrenmitglieder und korrespondierende Mitglieder sind beitragsfrei. Die Beiträge sind bis 31. März des jeweiligen Jahres zu entrichten.

## §9 Auflösung des Vereins

Der Verein kann nur auf Beschluss von 2/3 der anwesenden stimmberechtigten Mitglieder einer ordentlichen Mitgliederversammlung aufgelöst werden.

Sind in dieser Mitgliederversammlung weniger als 1/3 der stimmberechtigten Mitglieder erschienen, so muss eine neue Mitgliederversammlung einberufen werden, die dann entscheidet.

Im Falle der Auflösung oder Aufhebung des Vereins oder bei Wegfall seines bisherigen Zwecks fällt sein Vermögen an das Hubert-Engels- Institut zur ausschließlichen Verwendung für wissenschaftliche Forschungsarbeiten.

## §10 Gemeinnützigkeit

Etwaige Mittel aus der Arbeit des Vereins dürfen nur für die satzungsgemäßen Zwecke verwendet werden. Die Vereinsmitglieder dürfen keine Gewinnanteile und in ihrer Eigenschaft als Mitglieder auch keine sonstigen Zuwendungen aus Mitteln des Vereins erhalten.

Die Mitglieder des Vorstandes erhalten keine Vergütung für ihre Tätigkeit. Auslagen im Interesse des Vereins werden auf Antrag ersetzt, wenn sie der Vorstand vorher genehmigt hat und der Verein dazu in der Lage ist.

Der Verein darf keine Personen durch Verwaltungsausgaben, die dem Zweck der Gesellschaft fremd sind, oder durch unverhältnismäßig hohe Vergütungen begünstigen.

Die Satzung wurde in der Gründungsversammlung am 24. Mai 1991 in Dresden angenommen und am 18. März 2004 ergänzt.

### Förderverein

Im Internet unter <http://www.iwd.tu-dresden.de>

**Gesellschaft der Förderer des  
HUBERT-ENGELS-INSTITUTs für  
Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V.**

z. Hd. Prof. Dr. Pohl, Geschäftsführer

TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 01062 Dresden



**AUFNAHMEANTRAG**

Die Firma :

Frau/Herr : .....

Anschrift .....

Tel/Fax: .....

E-Mail: .....

erklärt hiermit die Bereitschaft zum Beitritt zum gemeinnützigen Förderverein

**"Gesellschaft der Förderer des HUBERT-ENGELS-INSTITUTs für  
Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V."**

Ich / Wir zahle(n) einen jährlichen Beitrag in Höhe von

\_\_\_\_\_ €

( 20.— € für persönliche Mitglieder, 10.— € für Jungmitglieder , ab 200.— € für Firmen, Behörden, Körperschaften)

Die Beitragszahlung erfolgt auf das Konto des Vereins auf das  
**Konto-Nr. 3120185620 Ostsächsische Sparkasse Dresden Bankleitzahl 850 503 00**

\_\_\_\_\_  
(Datum)

\_\_\_\_\_  
(Unterschrift - Stempel)

Die Aufwendungen zur Förderung der Gesellschaft sind steuerlich abzugsfähig.

**Ermächtigung zum Einzug von Forderungen mittels Lastschrift**

Hiermit ermächtige(n) ich/wir Sie widerruflich, die von mir/uns zu entrichtende Zahlung des Jahresbeitrages für die Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik bei Fälligkeit zu Lasten meines/unsere Girokontos

Konto-Nr.

Bankleitzahl

Bank

mittels Lastschrift einzuziehen. Wenn mein/unser Konto die erforderliche Deckung nicht aufweist, besteht seitens des kontoführenden Kreditinstituts (s. o.) keine Verpflichtung zur Einlösung. Ich habe davon Kenntnis genommen, dass ein jederzeitiger Widerruf der Einzugsermächtigung möglich ist.

Ort

Datum

Unterschrift

Der Vorstand stimmt im Namen des Vereins der Mitgliedschaft von \_\_\_\_\_ zu.

Dresden, den \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
(Unterschrift - Stempel)

Gesellschaft der Förderer des HUBERT - ENGELS - INSTITUTs für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der TU Dresden e.V.,

Vorsitzender Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stamm, Geschäftsführer apl. Prof. Dr.-Ing. habil. R. Pohl,

Bankverbindung : Konto 312 018 5620 Ostsächsische Sparkasse Dresden BLZ 850 503 00

Vereinsregister VR 1335, Amtsgericht Dresden, lfd. Nr. 336 im Verzeichnis steuerbegünstigter Körperschaften FA Dresden III (Steuer-Nummer: 203 141)

✉ **Aufnahmeantrag bitte senden an:**

Gesellschaft der Förderer des  
Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau  
und Technische Hydromechanik  
an der Technischen Universität Dresden e.V.  
z.H. Prof. Pohl  
**01062 Dresden**

**Bisher erschienene Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen**

- |                                |      |  |
|--------------------------------|------|--|
| <b>Heft 1</b>                  | 1989 | <b>Klaus Römisch</b><br>Empfehlung zur Bemessung von Hafeneinfahrten<br><b>Eberhard Lattermann</b><br>Bemessungsgrundlagen für Dichtungen und Deckwerke im Wasserbau   |
| <b>Heft 2</b><br>(vergriffen)  | 1990 | <b>Frank Krüger</b><br>Schubspannungsverteilungen in offenen, geradlinigen Trapez- und Rechteckgerinnen<br><b>Helmut Martin, Reinhard Pohl</b><br>Überflutungssicherheit von Talsperren  |
| <b>Heft 3</b><br>(vergriffen)  | 1990 | <b>Reinhard Pohl</b><br>Die Entwicklung der wasserbaulichen Lehre und Forschung an der Technischen Universität Dresden<br><b>Reinhard Pohl</b><br>Die Berechnung der auf- und überlaufvermindernden Wirkungen von Wellenumlenkern im Staudammbau |
| <b>Heft 4</b>                  | 1991 | <b>Ellen Haufe</b><br>Hydromechanische Untersuchungen von Mischungs-, Flokkungs- und Sedimentationsprozessen in der Trinkwasseraufbereitung  |
| <b>Heft 5</b><br>(vergriffen)  | 1994 | <b>Wasserbaukolloquium 1993</b><br>Die Elbe – Wasserstraße und Auen  |
| <b>Heft 6</b><br>(vergriffen)  | 1995 | <b>Wasserbaukolloquium 1994</b><br>Wasserkraft und Umwelt<br>ISBN 3-86005-154-7  |
| <b>Heft 7</b>                  | 1995 | <b>Wasserbaukolloquium 1995</b><br>Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen<br>ISBN 3-86005-155-5   |
| <b>Heft 8</b>                  | 1996 | <b>Detlef Aigner</b><br>Hydrodynamik in Anlagen zur Wasserbehandlung<br>ISBN 3-86005-164-4   |
| <b>Heft 9</b><br>(vergriffen)  | 1996 | <b>Wasserbaukolloquium 1996</b><br>Wellen: Prognosen - Wirkungen – Befestigungen<br>ISBN 3-86005-165-2   |
| <b>Heft 10</b>                 | 1997 | <b>Wasserbaukolloquium 1997</b><br>Sanierung und Modernisierung von Wasserbauwerken, aktuelle Beispiele aus Deutschland, Polen, der Slowakei und Tschechien<br>ISBN 3-86005-185-7  |
| <b>Heft 11</b><br>(vergriffen) | 1997 | <b>Reinhard Pohl</b><br>Überflutungssicherheit von Talsperren<br>ISBN 3-86005-186-5  |

- 
- |                                |      |  |
|--------------------------------|------|--|
| <b>Heft 12</b>                 | 1998 | <b>Reinhard Pohl</b><br>Die Geschichte des Institutes für Wasserbau an der Technischen Universität Dresden<br>ISBN 3-86005-187-3   |
| <b>Heft 13</b>                 | 1998 | <b>Wasserbaukolloquium 1998</b><br>Hydraulische und numerische Modelle im Wasserbau, Entwicklung – Perspektiven<br>ISBN 3-86005-201-2  |
| <b>Heft 14</b>                 | 1998 | <b>Uwe Müller</b><br>Deformationsverhalten und Belastungsgrenzen des Asphaltbetons unter den Bedingungen von Staudammkerndichtungen<br>ISBN 3-86005-213-6  |
| <b>Heft 15</b>                 | 1999 | <b>Wasserbaukolloquium 1999</b><br>Betrieb, Instandsetzung und Modernisierung von Wasserbauwerken<br>ISBN 3-86005-223-3  |
| <b>Heft 16</b>                 | 1999 | <b>Dirk Carstensen</b><br>Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit geschwungener Linienführung<br>ISBN 3-86005-236-5   |
| <b>Heft 17</b><br>(vergriffen) | 1999 | <b>Ehrenkolloquium Prof. Martin</b><br>anlässlich des 60. Geburtstages von Herrn Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Martin<br>ISBN 3-86005-237-3   |
| <b>Heft 18</b>                 | 2000 | <b>Wasserbaukolloquium 2000</b><br>Belastung, Stabilisierung und Befestigung von Sohlen und Böschungen wasserbaulicher Anlagen<br>ISBN 3-86005-243-8   |
| <b>Heft 19</b>                 | 2001 | <b>Seleshi B. Awulachew</b><br>Investigation of Water Resources Aimed at Multi-Objective Development with Respect to Limited Data Situation: The Case of Abaya-Chamo Basin, Ethiopia<br>ISBN 3-86005-277-2 |
| <b>Heft 20</b>                 | 2001 | <b>Stefan Dornack</b><br>Überströmbare Dämme Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen<br>ISBN 3-86005-283-7   |
| <b>Heft 21</b><br>(vergriffen) | 2002 | <b>Wasserbaukolloquium 2002</b><br>Innovationen in der Abwasserableitung und Abwassersteuerung<br>ISBN 3-86005-297-7   |
| <b>Heft 22</b>                 | 2002 | <b>Zelalem Hailu G. Chirstos</b><br>Optimisation of Small Hydropower Sites for Rural Electrification<br>ISBN 3-86005-304-3   |

- 
- |                                |      |  |
|--------------------------------|------|--|
| <b>Heft 23</b>                 | 2002 | <b><i>Ehrenkolloquium Prof. Wagner</i></b><br>Zur Emeritierung von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Harold Wagner<br>ISBN 3-86005-307-8   |
| <b>Heft 24</b>                 | 2003 | <b><i>Wasserbaukolloquium 2003</i></b><br>Gewässer in der Stadt.<br>ISBN 3-86005-358-2   |
| <b>Heft 25</b>                 | 2003 | <b><i>Toufik Tetah</i></b><br>Numerische Simulation des dynamischen Verhaltens von<br>Caisson-Wellenbrecher-Gründungen unter Einwirkung<br>brechender Wellen<br>ISBN 3-86005-363-9   |
| <b>Heft 26</b>                 | 2003 | <b><i>Ehrenkolloquium Prof. Horlacher</i></b><br>Zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-<br>B. Horlacher<br>ISBN 3-86005-376-0  |
| <b>Heft 27</b><br>(vergriffen) | 2004 | <b><i>Wasserbaukolloquium 2004</i></b><br>Risiken bei der Bemessung und Bewirtschaftung von Fließge-<br>wässern und Stauanlagen ( Risks in Design and Management of<br>Rivers and Reservoirs).<br>ISBN 3-86005-414-7                                   |
| <b>Heft 28</b>                 | 2004 | <b><i>Reinhard Pohl</i></b><br>Historische Hochwasser aus dem Erzgebirge<br>ISBN 3-86005-428-7   |
| <b>Heft 29</b><br>(vergriffen) | 2005 | <b><i>Wasserbaukolloquium 2005</i></b><br>Stauanlagen am Beginn des 21. Jahrhunderts (Dams at the Be-<br>ginning of the 21st Century)<br>ISBN 3-86005-461-9  |
| <b>Heft 30</b>                 | 2005 | <b><i>Nigussie Teklie Girma</i></b><br>Investigation on Sediment Transport Characteristics and<br>Impacts of Human Activities on Morphological Proc-<br>esses of Ehiopian Rivers:Case Study of Kulfo River,<br>Southern Ethiopia<br>ISBN 3-86005-483-X |
| <b>Heft 31</b>                 | 2006 | <b><i>Matthias Standfuß</i></b><br>Druckwellenausbreitung in erdverlegten Rohrleitungen<br>aus PE-HD<br>ISBN 3-86005-495 - 3   |
| <b>Heft 32</b>                 | 2006 | <b><i>Wasserbaukolloquium 2006</i></b><br>Strömungssimulation im Wasserbau<br>(Flow Simulation in Hydraulic Engineering)<br>ISBN 3-86005-473-2   |
| <b>Heft 33</b>                 | 2006 | <b><i>Antje Bornschein</i></b><br>Die Ausbreitung von Schwallwellen auf trockener Sohle<br>unter besonderer Berücksichtigung der Wellenfront<br>ISBN 3-86005-523-2   |

- 
- |                                |      |   |
|--------------------------------|------|---|
| <b>Heft 34</b>                 | 2007 | <b>Torsten Frank</b><br>Hochwassersicherheit in sielbeeinflussten Gewässersystemen am Beispiel des Bongsieler Kanals<br>ISBN 978-3-86780-019-8  |
| <b>Heft 35</b>                 | 2007 | <b>Wasserbaukolloquium 2007</b><br>Fünf Jahre nach der Flut (Five Years after the Flood)<br>ISBN 987-3-86005-571-7  |
| <b>Heft 36</b>                 | 2008 | <b>Aktuelle Forschungen 1993 – 2008</b><br>(zum 65. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher)<br>ISBN 978-3-86780-083-9   |
| <b>Heft 37</b>                 | 2009 | <b>Dirk Carstensen</b><br>Eis im Wasserbau – Theorie, Erscheinungen, Bemessungsgrößen<br>ISBN 978-3-86780-099-0   |
| <b>Heft 38</b><br>(vergriffen) | 2009 | <b>Reinhard Pohl, Antje Bornschein,<br/>Robert Dittmann, Stefano Gilli</b><br>Mehrzieloptimierung der Steuerung von Talsperren zur Minimierung von Hochwasserschäden im Unterwasser<br>ISBN 978-3-86780-100-3 |
| <b>Heft 39</b><br>(vergriffen) | 2009 | <b>Wasserbaukolloquium 2009</b><br>Wasserkraftnutzung im Zeichen des Klimawandels, angepasste Strategien – neue Technologien<br>(Waterpower and Climate Change)<br>ISBN 978-3-86780-101-0                     |
| <b>Heft 40</b><br>(vergriffen) | 2010 | <b>Wasserbaukolloquium 2010</b><br>Wasserbau und Umwelt – Anforderungen, Methoden, Lösungen<br>ISBN 978-3-86780-101-0   |
| <b>Heft 41</b>                 | 2010 | <b>Ralf Tackmann</b><br>Erosion 2008 – Ein numerisches Modell zur Prognose des Bodenaustrages von kohäsiven Böden unter Berücksichtigung der Rillenerosion<br>ISBN 978-3-86780-158-4                          |
| <b>Heft 42</b>                 | 2010 | <b>Ulf Helbig</b><br>Tragverhalten und Berechnung von mehrschichtigen Verbundrohren<br>ISBN 978-3-86780-159-1   |
| <b>Heft 43</b>                 | 2010 | <b>Stefano Gilli</b><br>Die Wirkung von Flussaufweitungen auf Hochwasserswellen – Parameterstudie einer Deichrückverlegung im Flussmittellauf<br>ISBN 978-3-86780-160-7                                       |
| <b>Heft 44</b>                 | 2010 | <b>Negede Abate Kassa</b><br>Probabilistic Safety Analysis of Dam – Methods and Applications<br>ISBN 978-3-86780-161-4  |

- 
- Heft 45** (2011) *Wasserbaukolloquium 2011*  
(vergriffen) Wasserkraft  
Mehr Wirkungsgrad + Mehr Ökologie = Mehr Zukunft  
(Waterpower  
more efficiency + more ecology = more future)  
ISBN 978-3-86780-198-0
- Heft 46** (2011) *Torsten Heyer*  
Zuverlässigkeitsbewertung von Flussdeichen nach dem  
Verfahren der logistischen Regression  
ISBN 978-3-86780-197-3
- Heft 47** (2012) *Wasserbaukolloquium 2012*  
Staubauwerke (Planen, Bauen, Betreiben)  
ISBN 978-3-86780-261-1
- Heft 48** (2013) *Wasserbaukolloquium 2013*  
Technischer und organisatorischer Hochwasserschutz  
ISBN 978-3-86780-318-2

Die Hefte können bezogen werden über:

Technische Universität Dresden

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

01062 Dresden

oder

Tel.: 0351/ 463 34397

Fax: 0351/ 463 3720 E-Mail: kerstin.winkel@tu-dresden.de

URL: [www.iwd.tu-dresden.de](http://www.iwd.tu-dresden.de)

**Beantragung der ISBN-Nummern:**

SLUB Frau Weber: 4677123

**Veröffentlichung:**

Gestaltung der Umschlagsseite und Druck: Frau Schumann (34227) und Herr Strahl (32909) Stabstelle  
Kommunikation und Corporate Identity der TUD

# Hubert-Engels-Labor

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
Technische Universität Dresden



Hydraulische Modellversuche für Forschung, Lehre und Praxis

[www.iwd.tu-dresden.de](http://www.iwd.tu-dresden.de)



# Hubert-Engels-Labor

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik  
Technische Universität Dresden



Numerische Modelle für Forschung, Lehre und Praxis

[www.iwd.tu-dresden.de](http://www.iwd.tu-dresden.de)

