

# HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Conference Proceedings, Published Version

**Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.)**

## **Hydraulik der Wasserbauwerke – Neues aus Praxis und Forschung**

Kolloquium am 20. und 21. Februar 2019

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/106406>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (2019): Hydraulik der Wasserbauwerke – Neues aus Praxis und Forschung. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



# BAWKolloquium

## Tagungsband

Hydraulik der Wasserbauwerke – Neues aus Praxis und Forschung  
20. und 21. Februar 2019





## Programm

Mittwoch, 20. Februar 2019

- 13:00 Uhr Begrüßung und Einführung  
*Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann (BAW)*
- 13:10 Uhr Schneller bauen – gründlich planen oder zügig entscheiden?  
*Dipl.-Ing. Jochen Kies (BMVI)*
- 13:35 Uhr Design, build, finance and maintain: Public Private Partnership  
in the Beatrixsluis project in the Netherlands  
*Ir. Leon Wijnker (Rijkswaterstaat)*
- 14:00 Uhr Möglichkeiten und Grenzen der wasserbaulichen Modellierung  
*Dr.-Ing. Carsten Thorenz (BAW)*
- 14:25 Uhr Pause
- 14:55 Uhr Die neue Weserschleuse Minden – Planung und bauliche Umsetzung  
*Dipl.-Ing. Joachim Saathoff (NBA Hannover)*
- 15:20 Uhr Hydraulische Untersuchungen zur neuen Schleuse Lüneburg  
*Fabian Belzner M. Eng. (BAW)*  
*Dr.-Ing. Lydia Schulze (BAW)*  
*Dr.-Ing. Carsten Thorenz (BAW)*
- 15:45 Uhr Die Planung der Kieler Schleusen – Küstenschutz für kommende Generationen  
*Dipl.-Ing. Jens Anke (WSA Kiel-Holtenau)*
- 16:10 Uhr Pause
- 16:40 Uhr Der Einfluss des Lufteintrags in Schleusen auf Sicherheit und Leichtigkeit  
der Schifffahrt  
*Dr.-Ing. Lydia Schulze (BAW)*
- 17:05 Uhr Hydraulic Aspects of the Renovation of the Visor Weirs in the Nederrijn,  
The Netherlands  
*Ir. Wim Kortlever (Rijkswaterstaat)*
- 17:30 Uhr Kolkprozess am Wehr Geesthacht – Hybride Modelluntersuchungen  
*Dipl.-Ing. (FH) Udo Frommer (BAW)*  
*Dr.-Ing. Michael Gebhardt (BAW)*
- 17:55 Uhr Führung zu einigen Labormodellen  
*(Wehranlage Wieblingen / Detailuntersuchung Wehr Geesthacht / Schleusenversuchsstand)*
- 18:30 Uhr Abendessen

## Programm

Donnerstag, 21. Februar 2019

- 09:00 Uhr Schlauchwehre international – PIANC Arbeitsgruppe Inflatable Structures  
*Dr.-Ing. Michael Gebhardt (BAW)*
- 09:25 Uhr Design, Konstruktion und Montage von Schlauchwehren  
am Beispiel des PPP Barrages Aisne Meuse in Frankreich  
*Dipl.-Ing. Jan-Willem Lechtenberg Floecksmühle Energietechnik GmbH*
- 09:50 Uhr Verwendung moderner Regelungsmethoden in der Bewirtschaftung  
von Stauhaltungsketten am Beispiel der Mosel  
*Georg Pranner B. Sc. (BAW)*  
*Dipl.-Ing. Franz Simons (BAW)*
- 10:15 Uhr Entscheidungsunterstützung bei Starkregen für die Abfluss- und Stauregelung  
am Neckar  
*Julia Kasper M. Sc. (BAW)*
- 10:40 Uhr Pause
- 11:10 Uhr Untersuchung strömungsinduzierter Schwingungen am Beispiel  
eines unterströmten Segmentschützes  
*Georg Göbel M. Sc. (BAW)*  
*Dr.-Ing. Michael Gebhardt (BAW)*  
*Dipl.-Ing. Martin Deutscher (BAW)*  
*Dipl.-Ing. (FH) Walter Metz (BAW)*
- 11:35 Uhr Kraftwerk Sohlstufe Lehen – Multifunktionales Kraftwerk  
in der Weltkulturerbestadt Salzburg  
*DI Josef Reingruber (Salzburg AG)*
- 12:00 Uhr Feste Wehre: Ein geeigneter Wehrtyp für Nebenwasserstraßen?  
*Jennifer Merkel M. Sc. (BAW)*  
*Jakob Herbst M. Sc. (BAW)*  
*Dr.-Ing. Michael Gebhardt (BAW)*
- 12:25 Uhr Schlusswort  
*Prof. Dr.-Ing. Andreas Schmidt (BAW)*
- 12:30 Uhr Ende

## Liste der Referenten

Anke, Dipl.-Ing. Jens	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Kiel- Holtenau Schleuseninsel 2 24159 Kiel Deutschland
Belzner, M. Eng. Fabian	Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstr. 17 76187 Karlsruhe Deutschland
Gebhardt, Dr.-Ing. Michael	Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstr. 17 76187 Karlsruhe Deutschland
Göbel, M. Sc. Georg	Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe Deutschland
Kasper, M. Sc. Julia	Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstr. 17 76187 Karlsruhe Deutschland
Kies, Dipl.-Ing. Jochen	Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur Robert-Schuman-Platz 1 53175 Bonn Deutschland
Kortlever, Ir. Wim	Rijkswaterstaat Griffioenlaan 2 3526 Utrecht Niederlande
Lechtenberg, Dipl.-Ing. Jan-Willem	Floecksmühle Energietechnik GmbH Bachstr. 62 - 64 52066 Aachen Deutschland

Merkel, M. Sc. Jennifer	Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe Deutschland
Pfrommer, Dipl.-Ing. (FH) Udo	Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe Deutschland
Pranner, B. Sc. Georg	Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstr. 17 76187 Karlsruhe Deutschland
Reingruber, DI Josef	Salzburg AG Bayerhamerstraße 16 5020 Salzburg Österreich
Saathoff, Dipl.-Ing. Joachim	Neubauamt Hannover Nikolaistr. 14/16 30159 Hannover Deutschland
Schulze, Dr.-Ing. Lydia	Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstr. 17 76187 Karlsruhe Deutschland
Thorenz, Dr.-Ing. Carsten	Bundesanstalt für Wasserbau Kußmaulstr. 17 76187 Karlsruhe Deutschland
Wijnker, Ir. Leon	Rijkswaterstaat Griffioenlaan 2 3526 Utrecht Niederlande

## Teilnehmerliste

<b>Name</b>	<b>Firma</b>	<b>Ort</b>
Amann, Kai-Uwe	Institut für Systemdynamik	Stuttgart
Bednarski, Lisa	Hülskens Wasserbau GmbH & Co. KG	Wesel
Beier, Andreas	Wasserstraßen-Neubauamt	Aschaffenburg
Belzner, Fabian	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Bölker, Ursula	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Mainz
Braun, Norman	IRS Stahlwasserbau Consulting AG	Würzburg
Brötzmann, Jascha	KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft	Frankfurt
Brückner, Kerstin	Arcadis Germany GmbH	Darmstadt
Bung, Prof. Dr. Daniel	Fachhochschule Aachen	Aachen
Donau, Hans	Ehemals WSD	Mainz
Ebers-Ernst, Dr. Jeannette	grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG	Hannover
Engelhard, Petra	Ingenieurgesellschaft Prof. Kobus und Partner GmbH	Stuttgart
Engels, Natascha	Wasserstraßen-Neubauamt	Aschaffenburg
Englert, Rüdiger	Amt für Neckarausbau	Heidelberg
Fischer, Norbert	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt	Trier
Freitag, Andreas	IRS Stahlwasserbau Consulting AG	Würzburg
Fuchs, Philipp	Dorsch International Consultants GmbH	München
Fürfänger, Franz	Ingenieurbüro	Gars am Inn
Glockner, Lukas	Dorsch International Consultants GmbH	München
Goldmann, Jens	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Bonn
Goll, Nikolai	Amt für Neckarausbau	Heidelberg
Gramlich, Fritz	Hülskens Wasserbau GmbH & Co. KG	Wesel
Gries, Frank	Ingenieurgesellschaft Heidt + Peters mbH	Celle
Gurt, Ralf	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Hartung, Torsten	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Hatzius, Klaus	KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft	Frankfurt
Heinzelmann, Prof. Dr. Christoph	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Henze, Lukas	Neubauamt	Hannover
Horn, Dr. Jürgen	Tractebel Engineering GmbH	Bad Vilbel (Dortelweil)



<b>Name</b>	<b>Firma</b>	<b>Ort</b>
Hörter, Peter	Fachstelle für Gewässerkunde bei der GDWS	Mainz
Irmeler, Ingolf	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Magdeburg
Janssen, Henning	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt	Uelzen
Jäppelt, Dr. Ulrich	WTM Engineers GmbH	Hamburg
Jenrich, Dr. Holger	SBE Jenrich Ingenieurgesellschaft mbH	Gommern
Johmann, Stephan	KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH	Karlsruhe
Kanne, Stefan	RMD-Consult GmbH	München
Kannen, Christin	Karlsruher Institut für Technologie Institut für Wasser- und Gewässerentwicklung	Karlsruhe
Karmann, Ludwig	Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH	Kleinostheim
Keim, Bernhard	Ingenieurgesellschaft Prof. Kobus und Partner GmbH	Stuttgart
Kessels, Norbert	Floecksmühle Energietechnik GmbH	Aachen
Klemm, Gerrit	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt	Trier
Knell, Heinz	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt	Koblenz
Koch, Markus	Dorsch International Consultants GmbH	München
Kötz, Harold	Sweco GmbH	Hannover
Kühling, Volker	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Bonn
Kühn, Dr. Gregor	WALD + CORBE Consulting GmbH	Hügelsheim
Künkel-Henker, Anita	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Bonn
Kunz, Claus	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Kunze, Jürgen	Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH	Kleinostheim
Kutscher, Johannes	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt	Magdeburg
Lang, Dr. Cornelia	Karlsruher Institut für Technologie Institut für Hydromechanik	Karlsruhe
Lehmann, Paul	Ingenieurbüro Dr. Gebler	Walzbachtal
Lemm, Wilfried	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt	Trier
Lettner, Christian	hpl Ingenieures. mbH	Berlin
Lichtenberg, Antonia	Dorsch International Consultants GmbH	München
Lorenz, Jochen	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Mainz
Lühr, Stefan	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt	Lauenburg
Maas, Adrian	WALD + CORBE Consulting GmbH	Hügelsheim

<b>Name</b>	<b>Firma</b>	<b>Ort</b>
Marx, Sven	Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH	Kleinostheim
Mas-Zehetbauer, Lukas	Dorsch International Consultants GmbH	München
Metz, Walter	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Michalz, Eva-Maria	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Mainz
Molck, Michael	FICHTNER Water & Transportation GmbH	München
Münch, Mathias	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt	Trier
Neif, Simon	Sweco GmbH	Hannover
Neuhaus, Holger	Hülskens Wasserbau GmbH & Co. KG	Wesel
Nitschke, Andreas	Ramboll GmbH	Hamburg
Pommerening, Dr. Dieter	KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft	Frankfurt
Postenrieder, Michael	Ingenieurbüro Winkler und Partner GmbH	Stuttgart
Rathgeb, Dr. Andreas	Amt für Neckarausbau	Heidelberg
Rest, Jan	WALD + CORBE Consulting GmbH	Hügelsheim
Riemann, Robert	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Bonn
Rother, Roland	Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals	Hannover
Ruland, Dr. Peter	Ramboll GmbH	Hamburg
Schäfers, Dr. Matthias	IRS Stahlwasserbau Consulting AG	Würzburg
Schmeiser, Steffen	Amt für Neckarausbau	Heidelberg
Schmidt, Prof. Dr.-Ing. Andreas	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Schmidt, Georg	UNGER ingenieure Ingenieurgesellschaft mbH	Freiburg
Schmitt-Heiderich, Dr. Peter	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Schneider, Petra	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Mainz
Schömig, Ulrike	Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH	Kleinostheim
Schultz, Philipp	Karlsruher Institut für Technologie Institut für Wasser und Gewässerentwicklung	Karlsruhe
Schum, Stefan	KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft	Frankfurt
Seeberger, Johanna	KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft	Frankfurt

<b>Name</b>	<b>Firma</b>	<b>Ort</b>
Seidel, Dr. Frank	Karlsruher Institut für Technologie Institut für Wasser und Gewässerentwicklung	Karlsruhe
Siemke, Rainer	WTM Engineers GmbH	Hamburg
Simons, Franz	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Sina, Bodo	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Bonn
Speck, Karin	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Stahlmann, Dr. Arne	Ramboll GmbH, Transport & Marine Structures	Hamburg
Steil, Günther	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Bonn
Stephan, Dr. Christoph	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Stieler, Christian	WALD + CORBE Consulting GmbH	Hügelsheim
Stoll, Claudia	Amt für Neckarausbau	Heidelberg
Strack, Martin	FICHTNER Water & Transportation GmbH	München
Strenge, Rainer	Fachstelle Maschinenwesen Südwest	Koblenz
Sunderdiek, Hinnerk	WTM Engineers GmbH	Hamburg
Tauer, Dr. Wolfram	Arcadis Germany GmbH	Darmstadt
Tinnemann, Peter	Floecksmühle Energietechnik GmbH	Aachen
Treichel, Jörn	Hülskens Wasserbau GmbH & Co. KG	Wesel
Vanlommel, Elke	De Vlaamse waterweg, Afdeling Albertkanaal	Hasselt, Belgien
Vieth, Heinz-Josef	KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH	Karlsruhe
Wagner, Markus	Bundesanstalt für Wasserbau	Karlsruhe
Walter, Bernd	Amt für Neckarausbau	Heidelberg
Warken, Lukas	Fichtner Water & Transportation GmbH	Freiburg
Wieland, Frank	Wasserstraßen-Neubauamt	Magdeburg
Wilhelm, Dr. Tobias	Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt	Magdeburg
Winkler, Erhard	Ingenieurbüro Winkler und Partner GmbH	Stuttgart
Wohlfart, Sven	Fachstelle Maschinenwesen Südwest	Koblenz
Wollny, Matthias	Fichtner Water & Transportation GmbH	Freiburg
Woyk, Stefan	EnBW AG, T-BTE	Stuttgart
Zasada, Steffen	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt	Eberswalde

## Inhaltsverzeichnis

<b>Schneller bauen – gründlich planen oder zügig entscheiden? .....</b>	<b>1</b>
Dipl.-Ing. Jochen Kies, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur	
<b>Design, build, finance and maintain: Public Private Partnership in the .....</b>	<b>7</b>
<b>Beatrixluis project in the Netherlands</b>	
Ir. Leon Wijnker, Rijkswaterstaat	
<b>Möglichkeiten und Grenzen der wasserbaulichen Modellierungen .....</b>	<b>15</b>
Dr.-Ing. Carsten Thorenz, Bundesanstalt für Wasserbau	
<b>Die neue Weserschleuse Minden – Planung und bauliche Umsetzung.....</b>	<b>23</b>
Dipl.-Ing. Joachim Saathoff, Neubauamt Hannover	
<b>Hydraulische Untersuchungen zur neuen Schleuse Lüneburg.....</b>	<b>31</b>
Fabian Belzner M. Eng., Bundesanstalt für Wasserbau	
Dr.-Ing. Lydia Schulze, Bundesanstalt für Wasserbau	
Dr.-Ing. Carsten Thorenz, Bundesanstalt für Wasserbau	
<b>Die Planung der Kieler Schleusen – Küstenschutz für kommende Generationen .....</b>	<b>37</b>
Dipl.-Ing. Jens Anke, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Kiel-Holtenau	
<b>Der Einfluss des Lufteintrags in Schleusen auf die Sicherheit.....</b>	<b>45</b>
<b>und Leichtigkeit der Schifffahrt</b>	
Dr.-Ing. Lydia Schulze, Bundesanstalt für Wasserbau	
<b>Hydraulic Aspects of the Renovation of the Visor Weirs in the Lower Rhine,.....</b>	<b>51</b>
<b>The Netherlands</b>	
Ir. Wim Kortlever, Rijkswaterstaat	
<b>Kolkprozess am Wehr Geesthacht – Hybride Modelluntersuchungen.....</b>	<b>57</b>
Dipl.-Ing. (FH) Udo Pfrommer, Bundesanstalt für Wasserbau	
Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Bundesanstalt für Wasserbau	
<b>Schlauchwehre international – PIANC Arbeitsgruppe Inflatable Structures .....</b>	<b>65</b>
Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Bundesanstalt für Wasserbau	
<b>Design, Konstruktion und Montage von Schlauchwehren .....</b>	<b>73</b>
<b>am Beispiel des PPP Barrages Aisne Meuse in Frankreich</b>	
Dipl.-Ing. Jan-Willem Lechtenberg, Floecksmühle Energietechnik GmbH	

**Verwendung moderner Regelungsmethoden in der Bewirtschaftung ..... 79**  
**von Stauhaltungsketten am Beispiel der Mosel**

Georg Pranner B. Sc., Bundesanstalt für Wasserbau

Dipl.-Ing. Frans Simons, Bundesanstalt für Wasserbau

**Entscheidungsunterstützung bei Starkregen für die ..... 85**  
**Abfluss- und Stauregelung am Neckar**

Julia Kasper M. Sc., Bundesanstalt für Wasserbau

**Untersuchung strömungsinduzierter Schwingungen am Beispiel..... 91**  
**eines unterströmten Segmentschützes**

Georg Göbel M. Sc., Bundesanstalt für Wasserbau

Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Bundesanstalt für Wasserbau

Dipl.-Ing. Martin Deutscher, Bundesanstalt für Wasserbau

Dipl.-Ing. (FH) Walter Metz, Bundesanstalt für Wasserbau

**Kraftwerk Sohlstufe Lehen – Multifunktionales Kraftwerk..... 97**  
**in der Weltkulturerbestadt Salzburg**

DI Josef Reingruber, Salzburg AG

**Feste Wehre: Ein geeigneter Wehrtyp für Nebenwasserstraßen? ..... 103**

Jennifer Merkel M. Sc., Bundesanstalt für Wasserbau

Jakob Herbst M. Sc., Bundesanstalt für Wasserbau

Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Bundesanstalt für Wasserbau

## „Schneller bauen – gründlich planen oder zügig entscheiden?“

Dipl.-Ing. Jochen Kies, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur

### Einleitung

Um die Leistungsfähigkeit, Sicherheit und Zuverlässigkeit der Wasserstraßeninfrastruktur für die nächsten Jahrzehnte zu gewährleisten, sind dringend mehr Bauprojekte an den Bundeswasserstraßen parallel umzusetzen. Der allseits erkannte Investitionsstau ist dabei vor allem auch ein Planungsstau, der sich nur durch eine Beschleunigung der Planung und einen effektiveren Einsatz der vorhandenen Planungs- und Bauleitungskapazitäten auflösen lässt. In diesem Zusammenhang auftretende Fragestellungen und Lösungsansätze standen im Zentrum der Konferenz „Dialog zur Beschleunigung von großen Bauprojekten“ am 19. September 2018 in Berlin. Die Diskussion über technische Planungsinstrumente, die Zusammenarbeit bei der Planung und das Thema Entscheidungsfindung soll am 05.11.2019 in Berlin fortgesetzt werden. Nachfolgend wird über den Zwischenstand des Dialogs und erste Umsetzungsschritte berichtet.

### Alter der Wasserstraßeninfrastruktur und Investitionsbedarf

Über das Alter und den Zustand der Wasserstraßeninfrastruktur gibt der Verkehrsinvestitionsbericht Teil D Bundeswasserstraßen in gebündelter Form und prägnant Auskunft. Dabei wird der Schwerpunkt auf die Anlagen an den Bundeswasserstraßen gelegt. Um den Umfang der ausstehenden Bauaufgaben und das Ausmaß des Handlungsbedarfs plakativ zu unterstreichen seien an dieser Stelle nur die 315 Schleusenanlagen, 307 Wehranlagen und 354 Düker in der Unterhaltungslast der WSV hervorgehoben.

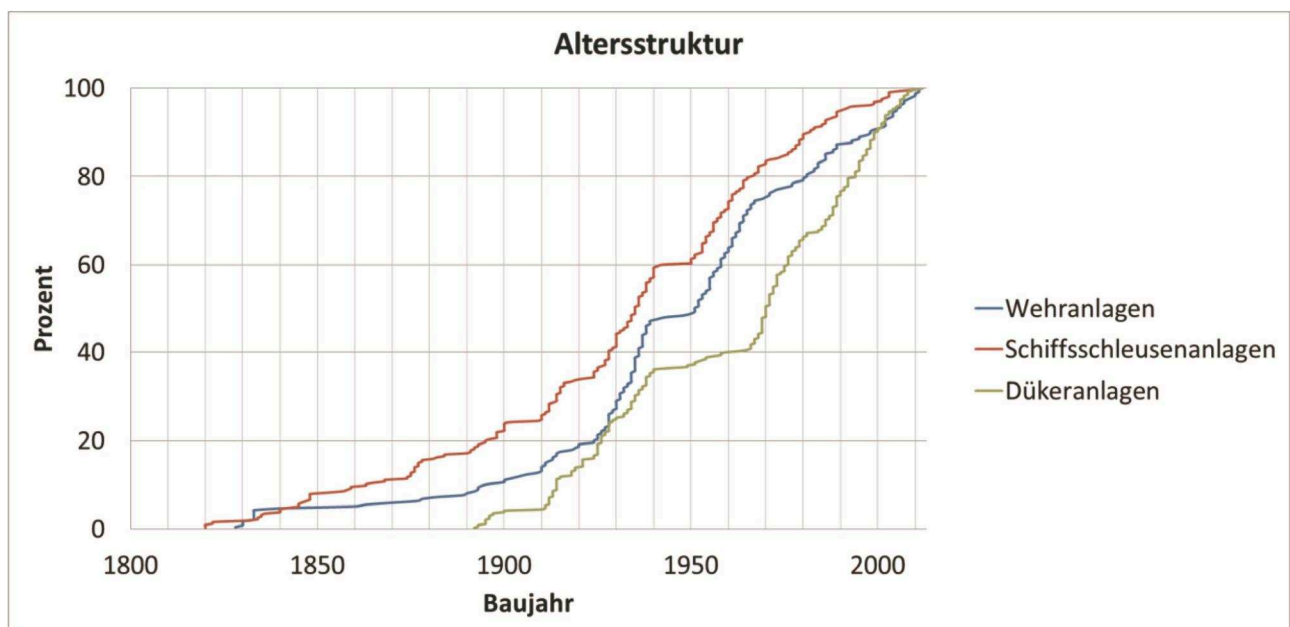


Bild 1: Altersstruktur der Wehr-, Schiffsschleusen und Dükeranlagen (BMVI, 2018).

Die vorstehende Grafik zeigt, dass etwa die Hälfte der 307 Wehranlagen und rd. 60 % der 315 Schleusenanlagen vor dem Jahr 1950 errichtet wurden. Das heißt, dass bei einer anzunehmenden Nutzungsdauer von 80 Jahren sämtliche Vorkriegsanlagen das Ende ihrer rechnerischen Nutzungsdauer erreicht haben. Bereits in 10 Jahren werden die ersten nach dem 2. Weltkrieg errichteten Anlagen dazu kommen. In den Jahren danach, also in 15-20 Jahren, wird der Ersatzinvestitionsbedarf noch einmal stark ansteigen. Um die Substanz der Wasserstraßeninfrastruktur zu erhalten, müssten jährlich rd. 900 Mio. Euro investiert werden. Zuzüglich des Ausbaubedarfs von 200 Mio. Euro pro Jahr beträgt der gesamte Investitionsbedarf in die Infrastruktur der Bundeswasserstraßen demnach 1,1 Mrd. Euro jährlich. Demgegenüber stand in den letzten Jahren eine Finanzausstattung von 600 – 700 Mio. € jährlich, so dass bereits nach der Finanzplanung der Substanzerhalt der Wasserstraßeninfrastruktur nicht gewährleistet werden konnte.

Mio. €	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018
<b>Soll</b>	772	606	707	727	675	614	624	549
<b>Ist</b>	599	460	459	458	407	421	438	
<b>Ersatz-Bedarf</b>	ca. 900 Mio. € pro Jahr (plus Nachholbedarf)							
<b>Ausbau-Bedarf</b>	ca. 200 Mio. € pro Jahr (nach BVWP 2030)							

Bild 2: Investitionsleistung und Investitionsbedarf (Klingen, 2018).

Selbst dieses zu geringe Investitionsziel wurde seit Jahren nicht erreicht. Seit 2012 waren die Ist-Ausgaben rückläufig und stagnierten auf einem Niveau zwischen 400 - 450 Mio. Euro pro Jahr. Die Folge ist ein Investitionsstau durch nicht rechtzeitig erfolgende Investitionen, der dazu führt, dass der zukünftige Bedarf zum Erhalt der Infrastruktur zusätzlich stark ansteigen wird. Das Ziel für die kommenden Jahre muss es sein, die Anzahl der Bauprojekte soweit zu erhöhen, dass es zu einer Verdoppelung der Investitionen in die Wasserstraßen kommt.

### Zukünftig vorhandene Planungskapazitäten

In den weiter zurückliegenden Jahren wurden die eigenen Planungskapazitäten der WSV durch Personaleinsparungen und Stellenstreichungen empfindlich reduziert. Mit dem Ausscheiden von Erfahrungsträgern ist zudem wichtiges Wissen verloren gegangen. Trotz massiver Einschaltung externer Planungsbüros wurden so die Planungsreserven - die „Schubladeplanungen“ - aufgezehrt und es fehlen nun baureife Planungen. Eine kurzfristige Steigerung des Investitionsvolumens ist nur schwer zu erreichen.

Die jahrelangen Bemühungen der Fachleute, den Trend der Stelleneinsparungen umzukehren, sind inzwischen erfolgreich gewesen, wohl auch, weil die Folgen der Vernachlässigung der Verkehrsinfrastruktur für die Gesellschaft und die Politik unübersehbar geworden sind. Ein regelrechter „Ruck“ war nach der Teilspernung der Leverkusener Rheinbrücke zu verspüren. Insofern bestehen nun seitens des Stellenhaushalts erhebliche Möglichkeiten, zusätzliches Planungspersonal für Investitionen einzustellen. Seit 2014 wurden der WSV und den Oberbehörden über 400 zusätzliche Stellen bewilligt, davon über 80% im Ingenieurs- bzw. Planungsbereich. Die Einwerbung weiterer Stellen wird in den kommenden Haushaltsjahren fortgesetzt.

Es reicht aber nicht aus, den Blick auf die Personalressourcen der WSV zu beschränken. Vielmehr ist der Bedarf an Planungspersonal insgesamt zu betrachten, das heißt einschließlich des bei Ingenieurbüros und in den Bauunternehmen erforderlichen Personals. Die Bundesanstalt für Wasserbau hat im Zuge der Aufstellung des Programms „Systemkritische Bauwerke“, bei dem es vordringlich um die Bewältigung der Bauaufgaben an sicherheitsrelevanten Wehren geht, eine „Marktrecherche Ingenieurbau“ durchgeführt, die in Kürze veröffentlicht werden wird. Die Kernaussagen lauten auszugsweise wie folgt:

- **Arbeits- und Ausbildungsmarkt:** [...] Mit einer Quote von fünf offenen Stellen pro einem arbeitslosen Bauingenieur ist diese eine der am stärksten nachgefragten Berufsgruppen in Deutschland. Es ist davon auszugehen, dass sich der Arbeitsmarkt vermutlich kurz- und mittelfristig weiter anspannen wird, auch wenn es inzwischen einen leichten Überhang von Absolventen im Vergleich zu altersbedingten Austritten aus dem Arbeitsmarkt gibt.
- **Übersicht Ingenieurdienstleister und Baufirmen:** [...] Seit 2014 hat sich die Auslastung der Kapazitäten des Bauhauptgewerbes kontinuierlich erhöht. Während die durchschnittliche Auslastung 2014 noch bei 72,69 % lag, stieg diese auf 77,66 % im Jahr 2017 an. Für die ersten fünf Monate des laufenden Jahres ergibt sich eine durchschnittliche Kapazitätsauslastung von 78,6 %.
- **Bau- und Investitionsvolumen:** In den letzten fünf Jahren stieg das Bauvolumen in Deutschland kontinuierlich an. [...] Mit einem prognostizierten Bauvolumen in Höhe von 414,05 Milliarden Euro für 2019 wird für das kommende Jahr eine Steigerung von fast 100 Milliarden Euro im Vergleich zu 2013 geschätzt.

[..] ein jährlicher Zuwachs der Anzahl der Bauingenieure um rund 1.500 [...] [könnte] grob einen jährlichen Zuwachs des Bauvolumens von rund 2,3 Milliarden Euro erwirtschaften[...]. [...] in der jüngeren Vergangenheit [betrug] die jährliche Steigerung des Bauvolumens ca. 16,7 Milliarden Euro. [...].

Die Schlussfolgerung daraus lautet, dass mit dem vorhandenen Personal erheblich mehr umgesetzt werden muss. Die Aufgabenwahrnehmung und die Zusammenarbeit zwischen öffentlicher Verwaltung, Planungsbüros und Bauunternehmen müssen effektiver werden. Unproduktive Tätigkeiten, wie Doppelarbeit, Verwaltung und Vertragsangelegenheiten, insbesondere wenn sie durch Konflikte belastet sind, müssen drastisch reduziert werden.



### Entscheidungsorientierte Planung

Für die erfolgreiche Abwicklung eines Infrastrukturprojektes ist eine gründliche Planung, die die Risiken identifiziert, bewertet und beherrschbar macht, Voraussetzung. So sind auch im Leitfaden Großprojekte des BMVI aus dem Jahr 2018, der Hinweise zu jeder Planungsphase bei der Vorbereitung und Durchführung von Infrastrukturprojekten gibt, herausgehoben zum einen das Prinzip „erst planen, dann bauen“ und zum anderen die Erkenntnis, dass wesentliche Entscheidungen für komplexe Infrastrukturprojekte in den frühen Planungsphasen getroffen werden, verankert. In der Unterlage werden übergreifend und für jede Planungsphase Hinweise für ein Risikomanagement gegeben. Für die zur Umsetzung gelangenden Planungen können Abstriche bei der Gründlichkeit daher eigentlich nicht hingenommen werden, auch wenn dies mehr Vorbereitungszeit in Anspruch nimmt. Von einer soliden Planung darf eher erwartet werden, dass dadurch in der Umsetzungsphase Fehler vermieden werden und Zeit eingespart wird.

Nicht zur Umsetzung kommende Planungen sind erforderlich, um Alternativenbetrachtungen durchführen zu können. Dies ist ein sehr wesentlicher Planungsschritt mit weitreichenden Folgen. Fraglich ist, welche Planungstiefe erforderlich ist, um die Entscheidung für die optimale Alternative treffen zu können. Um in dieser Hinsicht den Planungsaufwand auf die erforderliche Tiefe zu beschränken, wurde im Zuge des Programms „Systemkritische Bauwerke“ eine systematische Herangehensweise nach dem Ausschlussprinzip erarbeitet, die in nachfolgender Abbildung skizziert ist.

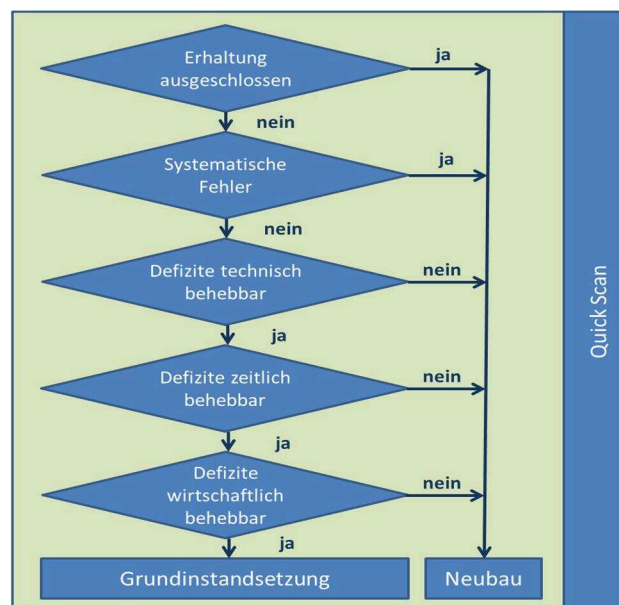


Bild 3: Effektivitätssteigerung bei der Alternativenauswahl (Rettemeier u. Wachholz, 2018).

Der Vorteil dieser Herangehensweise liegt darin, dass nach der vorgezogenen Entscheidung darüber, ob eine Anlage neugebaut oder einer Grundinstandsetzung unterzogen wird, nur noch Varianten der ausgewählten Alternative verglichen werden müssen.

Das Ausschlussprinzip soll für den anschließenden Variantenvergleich fortgesetzt werden, indem der Variantenvergleich auf Standardmodule für die wesentlichen Bauteile beschränkt und anhand technischer Kriterien systematisch baulich umsetzbare Lösungen herausgearbeitet werden. Am Ende bleiben auf diese Weise nur wenige Lösungen übrig. Die Entscheidung zur Vorzugslösung ist dann nach einem einfachen Kostenvergleich möglich. In einigen Fällen wird das Ausschlussprinzip auch dazu führen, dass nur eine einzige Variante sinnvoll ist. Der Kostenvergleich erübrigt sich dann.

### **Möglichkeiten der Konfliktvermeidung bei der Bauabwicklung durch Planen und Bauen**

Die zunehmende Verrechtlichung der Zusammenarbeit von Auftraggebern und Auftragnehmern bindet immer mehr Bauleitungspersonal. Gleichzeitig nehmen die Auseinandersetzungen bei der Abwicklung großer Infrastrukturprojekte zu. Die herkömmlichen Herangehensweisen bei der Vergabe und Vertragsabwicklung für große Infrastrukturprojekte scheinen nicht mehr geeignet, dieser Entwicklung zu begegnen. Einen Lösungsansatz sehen BMVI und WSV darin, mehr Verantwortung für die Planung auf die Auftragnehmer zu übertragen. Damit sollen diese bewegt werden, risikoärmer zu kalkulieren, Projekte vor Angebotsabgabe tiefer zu durchdringen und sie weitgehender zu planen.

Deswegen verfolgt die WSV pilotweise die Anwendung des Prinzips „Planen und Bauen (PB-Modell)“. Die Vergabeverfahren für solche Modelle sind aufwendiger und es liegen wenige Erfahrungen vor. Deswegen erfolgt eine Erprobung von PB-Modellen zunächst an drei Pilotprojekten (Neubau eines Trockendocks in Brunsbüttel, Teilmaßnahmen zum Neubau Schleuse Kriegenbrunn, Sanierungsmaßnahmen im Westdeutschen Kanalnetz).

### **Fortsetzung des Dialogs**

Am Ende der Konferenz wurden den Teilnehmern konkrete Lösungsansätze zur Beschleunigung von großen Bauprojekten vorgestellt, die u.a. die Verwaltungsstrukturen, Planungsinstrumente und das Vergaberecht betreffen. Die Teilnehmer konnten diese elektronisch bewerten. Alle Vortragsfolien und das Ergebnis der Teilnehmerbewertung wurden auf der Internetseite „Informationszentrum Wasserbau WSV“ <https://izw.baw.de/wsv/e-medien/konferenzen/dialog-wasserstrassen> veröffentlicht. Bemerkenswert ist, dass nach der Bewertung durch die Teilnehmer der Konferenz, weder technische noch rechtliche Lösungsansätze am dringendsten zu verfolgen sind, sondern dass eine Beschleunigung vor allem durch „klare Projekt- und Entscheidungsstrukturen“ sowie „mehr Mut zur Verantwortung“ zu erreichen ist. Weiterhin wünschen sich die Teilnehmer, dass die bestehenden Möglichkeiten besser ausgenutzt werden, die Qualität und nicht nur Preis bei der Vergabe von Bauaufträgen stärker als Vergabekriterium heranzuziehen. Diese Schwerpunkte werden bei der Fortsetzung des Dialogs, der am 05.11.2019 in Berlin stattfindet wieder aufgegriffen.

## **Literatur**

- Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2018): Leitfaden Großprojekte.
- Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2016): Verkehrsinvestitionsbericht Teil D – Bundeswasserstraßen.
- Gebbeken, N. (2018): Der Fluch der ersten Zahl, Dialog zur Beschleunigung von Bauprojekten am 19.09.2018.
- Klingen, R. (2018): Status quo und Ziele des BMVI, Dialog zur Beschleunigung von Bauprojekten am 19.09.2018.
- Leupertz, S. (2018): Perspektiven einer internen Streitschlichtung, Dialog zur Beschleunigung von Bauprojekten am 19.09.2018.
- Bundesanstalt für Wasserbau (2018): Marktrecherche Ingenieurbau – Erhaltung systemrelevanter Bauwerke, unveröffentlicht.
- Peschken, G. (2018): Erst Planen dann Bauen, BIM in der WSV, Dialog zur Beschleunigung von Bauprojekten am 19.09.2018.
- Rettemeier, K., Wachholz, T. (2018): Aufbau eines „Investitionsprogramms für Wehre“, Dialog zur Beschleunigung von Bauprojekten am 19.09.2018.
- Rosenstein, T. (2018): Chancen von Planen und Bauen, Dialog zur Beschleunigung von Großprojekten.

## **Design, build, finance and maintain: Public Private Partnership in the Beatrixsluis project in the Netherlands**

Ir. Leon Wijnker, Rijkswaterstaat Centre for Large Projects and Maintenance

### **Abstract**

In recent years Rijkswaterstaat has built up experience with PPP contracts in both road projects and lock projects. The contracts were issued as DBFM-agreements. This paper describes the setup and experience with DBFM on lock projects, specifically the Beatrixsluis in Nieuwegein in the province of Utrecht.

The Beatrixsluis is an existing lock complex in the Lek Canal, that consists of two identical lock chambers. The locks were constructed in 1938. The project consists of the construction of a third, large lock chamber to the eastern side of the existing locks, combined with a significant widening of the canal. Included in the DBFM-agreement is the maintenance of the canal, the new lock and the two existing locks for a period of 27 years.

The financial framework of the DBFM contract stimulates the contractor to optimize the interaction between construction or upgrading and maintenance activities, as he will benefit from low maintenance costs. Payment is based on the availability of the lock system during the maintenance period, resulting in a reduction on life cycle costs and optimization of the performance.

The DBFM contract provides a reliable, long term source of income to the contractor and the partnering financial institution. On the other hand, the financial partner will only benefit if the contract requirements are met by the contractor and therefore keep control over the performance of the contractor. Consequently, lower overhead and contract management effort is needed from the (public) administrator.

From a technical management point of view, important PPP aspects of the Beatrixsluis project are risk distribution, (technical) cooperation between Rijkswaterstaat and the contractor and planning.

### **Introduction to the Beatrix lock**

The main waterway network in the Netherlands that is maintained by Rijkswaterstaat consists of 1,700 kilometers of canals and rivers, 6,200 km of waterway on open water, 80 locks, 400 bridges, 9 traffic control centers and 14 traffic posts.

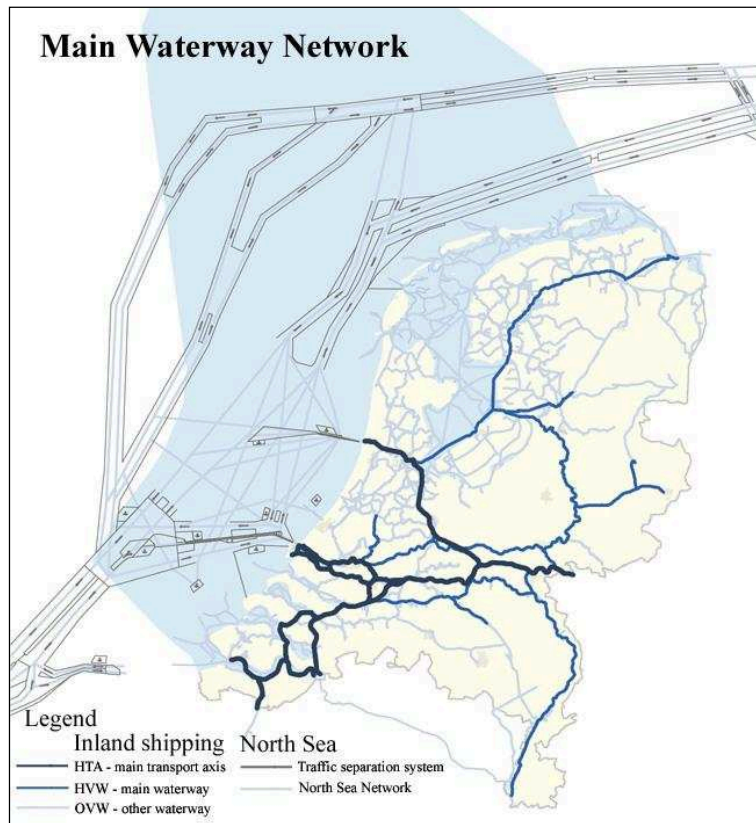


Figure 1: Main Waterway Network in The Netherlands.

The Beatrix lock complex is situated in Nieuwegein in the Lek Canal. It is the only lock in the waterway connection between Amsterdam and Rotterdam. Each year 50,000 vessels pass the locks.

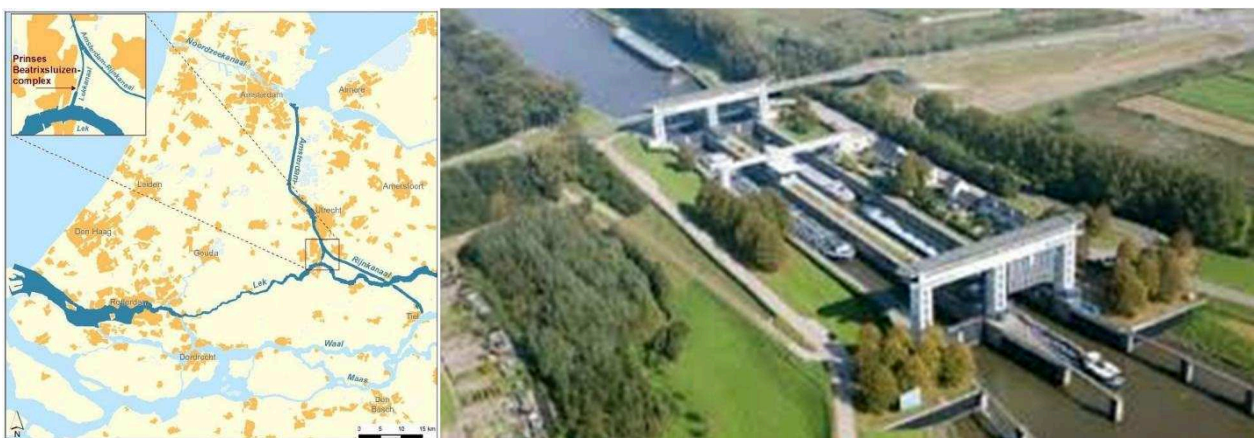


Figure 2: Location of the Beatrix lock complex.

The original lock site was constructed in 1938. It consists of 2 lock chambers with vertical lift gates. The chambers are 225 meters long and 18 meters wide. The maximum draught is 3.5 meters.

Apart from provide passage to shipping, another important function of the lock is flood protection. The southern lock gates serve as flood protection gates, as the river Lek at this point has an open connection with the North Sea.

### **Project scope: third lock chamber and widening of the Lek Canal**

The amount of vessels passing the Beatrix Lock has been stable in the last decades: approximately 50,000 vessels each year. However, the average transported cargo per ship has risen significantly. In 1990, 46 million tonnes of cargo passed the locks. In 2015, with the same number of vessels, the yearly cargo had risen to 115 million tonnes. Ergo, the average size of the vessels has risen significantly and the original locks became literally a bottleneck. A new lock chamber was required. The dimensions of the new chamber are 270 meters long and 25 meters wide. The maximum draught is 4.0 meters.

The construction of the third lock chamber was combined with a significant widening of the Lek Canal. This was not only necessary for the outports of the new chamber, but also to create extra berth capacity for passing vessels. The widening of the canal from 85 meters to 130 meters delivered berth possibilities for eleven large vessels.

### **Public Private Partnership**

Often, PPP is mentioned as a solution for efficiency improvement and cost reduction. As there is no unambiguous definition of PPP we state the European Union circumscription as:

*“PPP are forms of cooperation between the public and private sectors for the funding, construction, renovation, management or maintenance of an infrastructure or the provision of a service.”*

The main purpose of such arrangements should be to bring in a party with a shared interest in optimizing the life cycle of the asset, from the first design drawings to the long term maintenance plans.

DBFM (design, build, finance and maintain) provides contracts with financial incentives for the contractor to aim for optimal performance of the system during its complete lifecycle. The management of the system assets and compliance with the performance requirements is the contractor's responsibility, including most risks during those phases.

### **General DBFM principles**

The DBFM contract integrates the Design, Building, Finance and Maintenance of an (infrastructure) system into one contract with one contractor (or consortium). By integrating those value-adding disciplines the (public) client aims to create higher *Value for Money* due to more *Integrated Life-Cycle Costing and Design*. Additionally, DBFM provides for *Private Financing and Public Funding*.

The contract aims for an optimal risk transfer between public client (Rijkswaterstaat) and private contractor. Increasing responsibilities for the contractor through the combination of design, build, finance and maintain leads to increasing risk management and control potential. The contractor's responsibility ends with the availability of a well functioning lock system that meets the performance requirements.

*A) Life-Cycle Integration and Interface Optimization*

As the contractor is both responsible for the design and construction, as well as for the management and maintenance of the system, he has the position to think out a system in such way that costs and benefits are optimized over those life-cycle phases. This means that sufficient design space must be provided and system requirements are specified functionally.

Secondly, as the contractor is responsible for all life-cycle phases of the system several risks related to the interfaces between different parties/contractors within the system are no longer a burden on the overhead of the public client. Also interfaces between life-cycle phases of the system are now within one hand. Hence, it is the contractor who has the overview and the responsibility of connecting them. These synergy-benefits will eventually lower total costs and also reduce the procurement and contract management activities of Rijkswaterstaat.

*B) Availability Payment and Network Performance Optimization*

Contrary to traditional contracting, the DBFM contractor will be paid for providing the required services in terms of *Availability*, instead of the object or product. The actual availability requirements are based on overall network performance. This incorporates the incentive to the contractor to optimize or increase network performance.

In case of a lock system, the service required is the availability of the operational system network for shipping passage and flood protection. Periodic payments are made if the availability requirements are met. Technical failure of the system leads to withholding of payments based on the duration of non-availability. The contractor will try to prevent this by delivering a solid, robust and reliable system and is triggered to prevent failure and carry out repair activities as quickly and smoothly as possible.

In a DBFM context, the contractor first develops the system and will only get paid by the actual availability of it. This means that the pre-investment should be recuperated during the maintenance phase by meeting availability requirements. Availability payments will be reduced if the asset is not available. As a result, the private contractor bears the risk of the asset's operation.

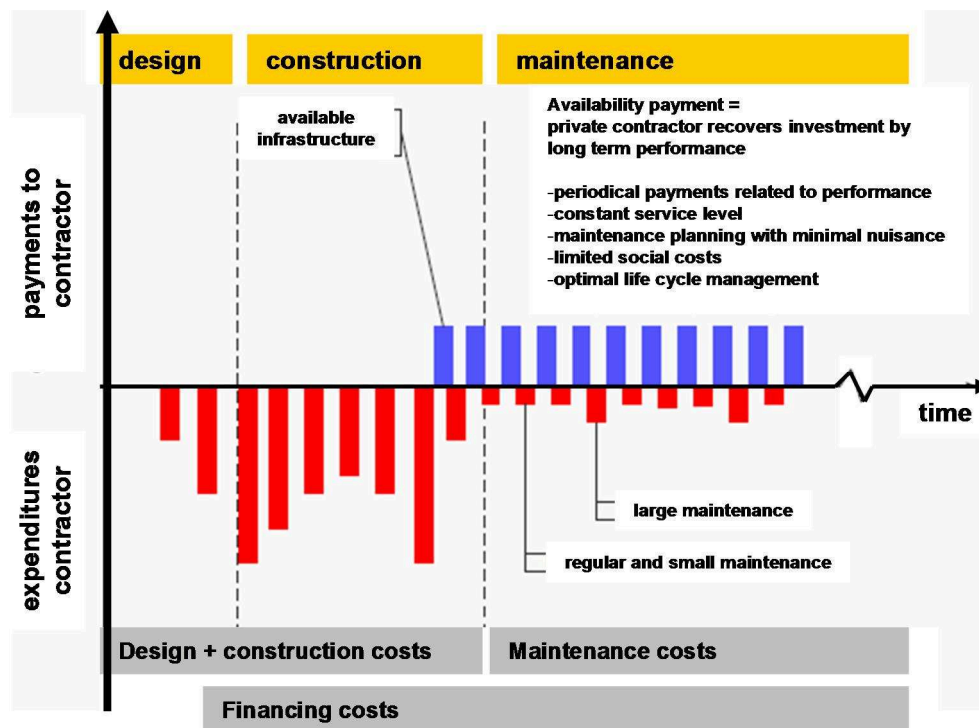


Figure 3: Schematic payment regime of the DBFM contract.

Note that *Availability Payment* is a payment for performance made irrespective of demand. The requirements are to be met, even if there is momentarily no shipping activity.

### C) Pre-Financing and the incentive of the financial partner

DBFM provides for *Private Financing and Public Funding*. The private sector builds the infrastructure by attracting debt financing from a third party (financial institute). The public client commits to make predetermined payments (availability fees) to the private party during a certain period (contracting period). These payments are only due if the construction has been completed and if the infrastructure meets its availability requirements under quality/service levels agreed to in the contract.

Under the DBFM model, the private contractor will embrace a financial institute as to provide (pre)financing for construction and maintenance. Availability payments are then used to pay interest and principal repayment on the loan. As the third financing party evidently has a large stake in return on investment, its critical eye will be on risk management and operational performance. This aligns their incentives with those of the public clients' performance goals for the system – poor performance reduces the payment stream and places their expected returns at risk.

### Lessons learned on the Beatrixsluis project

As the DBFM-agreement focuses on the functional availability during the exploitation phase, the contractor is given a lot of room to design and construct his own solution to meet the high availability level that is required. In the case of the Beatrixsluis project, this led to a design with a redundant lock gate system: each lock head consists of two rolling doors. If one door is not available due to maintenance or failure, the second door can be used, without loss of availability of the lock function.



In addition operating and control systems are almost fully redundant and design and maintenance plans had a primary focus on reliability, availability and maintainability of components.

Components that are potentially vulnerable and hard to maintain (e.g. the rails in the lock heads) are given extra consideration in the design phase.



*Figure 4: Overview of the construction of the new lock chamber.*

The construction of the new lock chamber of the Beatrix locks is in its final stage. Large scale renovation of the original locks is the next step in the project. Till today the experiences on this project are positive. Progress is according to planning, scope and risk distribution are clear and cooperation with the contractor is excellent. However, naturally there are opportunities for improvement and personal experiences and aspects that must be highlighted.

#### *Risk balance: information on the state of the assets in the tender phase*

In principle the risks concerning the state of the assets lies with the contractor. DBFM is most applicable when systems are (re)built or significantly upgraded/modernized. If existing infrastructure is part of the contract scope, it does not mean that the current state of the assets must be excellent, but thorough insight in the technical state of the objects is essential for the contractor to make a realistic risk assessment and to prevent discussions between contractor and client in a later phase.

#### *Intensive cooperation between client and contractor*

One may come to the conclusion that the setup of the DBFM-agreement involves less technical involvement of Rijkswaterstaat as client. After all, for a long period the contractor carries the responsibility for a highly available and reliable lock system and his performance is guarded by the strict view of the financial partner.

However, interfaces between contractor and client still exist, although on a different level. The emphasis in the role of the client shifts from control to collaboration. The total extent of the efforts may be reduced, the cooperation between both organisations is still intensive and essential for a satisfactory result.

#### *Planning incentive*

The financial setup of a DBFM-agreement encourages the contractor in the tender phase to keep the design and construction phase as short as possible. After all, payments start only after delivery of the new lock system. This may introduce unforeseen planning risks for the contractor and must therefore be carefully considered.



## Möglichkeiten und Grenzen der wasserbaulichen Modellierung

Dr.-Ing. Carsten Thorenz, Bundesanstalt für Wasserbau

### Einleitung

Im Planungsprozess von Wasserbauwerken stellt das hydraulische Verhalten die zentrale Größe für die Konzeption des Bauwerks dar, da ein Wasserbauwerk als Funktionsbauwerk auf der Basis der ihm zugedachten Aufgaben entwickelt wird. Während in der Vorplanung oft noch Lehrbuchansätze ausreichend sind, erfordert die später wachsende Planungstiefe wesentlich detailliertere und auch zahlenmäßig genauere Aussagen zum strömungsmechanischen Verhalten. Diese werden typischerweise mit gegenständlichen und numerischen Modellen erarbeitet. Hierbei ist es wichtig, dass aus der ingenieurlichen Planungsaufgabe zunächst die passende hydromechanische Fragestellung entwickelt wird, da jedes später erstellte Modell eine für die jeweilige Fragestellung angepasste vereinfachte Darstellung der Natur ist. Die Möglichkeiten und Grenzen der derzeit verfügbaren Methoden werden im Folgenden aufgezeigt. Besonderer Wert wird dabei darauf gelegt aufzuzeigen, wie sich die Methoden ergänzen (s. Bild 1) oder voneinander abgrenzen.

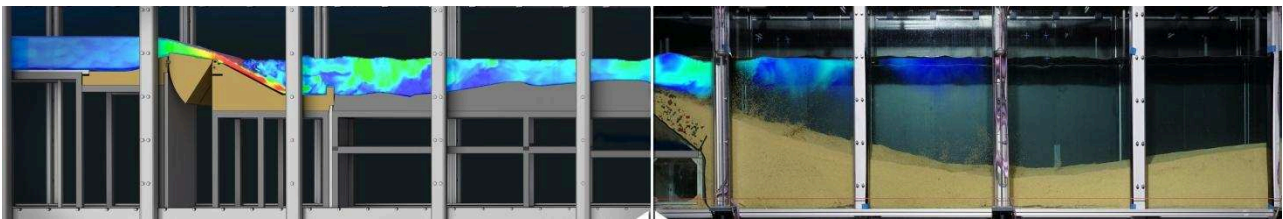


Bild 1: Gegenständliches Modell der Kolkuntersuchungen an der Wehranlage Geesthacht mit eingebundenen numerischen Ergebnissen.

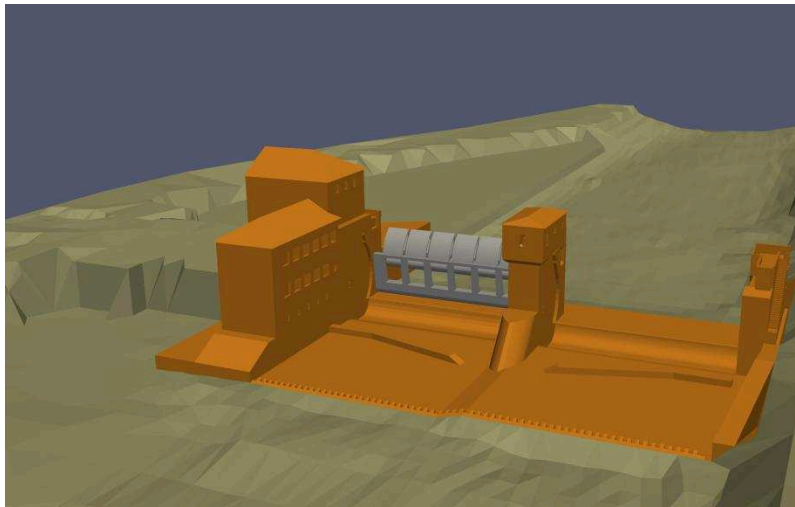
### Einbettung in den Planungsprozess und erwartbare Aussagen

Die für die Vorplanung oftmals verwendeten formelmäßigen Beschreibungen der Fließvorgänge, bspw. für die Abflüsse über oder unter einem Wehr, die nötige Tosbeckenlänge und -tiefe oder die erzielbare Füllgeschwindigkeit einer Schleuse basieren meist auf hydrodynamischen Grundgleichungen, die mit diversen Koeffizienten an die jeweilige Fragestellung angepasst werden. Ein musterhaftes Beispiel sei hier die Ermittlung des Abflusses über ein Wehr nach der Poleni-Formel (angelehnt an Aigner, 2008):

$$Q = \frac{2}{3} \prod_{i=1}^6 \sigma_i \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad \text{Formel 1}$$

Hierin sind  $Q$  der sich einstellende Abfluss,  $\mu$  der Überfallbeiwert,  $g$  die Erdbeschleunigung,  $b$  die Wehrbreite und  $h$  die Stauhöhe über der Wehrkrone. Des Weiteren sind eine Reihe von Beiwerten  $\sigma_i$  multiplikativ zu berücksichtigen, die die Zuflussgeschwindigkeit vor dem Wehr, die Schräganströmung, den Rückstau des Unterwassers, den Pfeilereinfluss etc. parametrisieren. Es ist offensichtlich, dass diese Art von Ansätzen in ihrer Aussagegenauigkeit limitiert ist, zumal die Unabhängigkeit der Vorfaktoren voneinander nicht in jeder Kombination gesichert ist. Jedoch ist das so erzielte Genauigkeitsniveau für die ersten Planungsschritte meist ausreichend.

Schwieriger wird es, wenn komplexere Geometrien betrachtet werden, für die keine Standardberechnungsansätze vorliegen (s. Bild 2). Hier können hydraulische Grundlagenformeln zwar einen Hinweis für bspw. den Pfeilerstau geben, den Einfluss der Gesamtanlage auf die Hochwasserabfuhr kann man so jedoch nicht ausreichend genau bestimmen. Wenn nun im weiteren Planungsprozess genaue Aussagen über die Wasserspiegellagen bei Hochwasserabfuhr erforderlich sind, erfordert dies ein detailliertes Modell der Wehranlage. Da die damit erzielten Aussagen durch spätere Geometrieänderungen zunichte gemacht werden, wird man dies erst in Angriff nehmen, wenn die Planung weit fortgeschritten ist.



*Bild 2: Modellgeometrie Wehranlage Viereth mit geöffnetem Revisionsverschluss.*

### **Absolute und relative Aussagen**

Im Planungsprozess wünscht man sich zu jedem Zeitpunkt möglichst exakte Daten aus den hydraulischen Modellen. Jedoch wird die Genauigkeit dieser Informationen nicht nur durch die Qualität der Modelle bestimmt, sondern insbesondere auch durch die Qualität der Eingangsdaten. Wenn die Geschwindigkeit des Planungsprozesses „schnelle“ Ergebnisse erfordert, ist dies oft nur bei Herabsetzung der Untersuchungstiefe und -qualität möglich.

Eine wesentliche Maßnahme für die Erhöhung der Aussagequalität ist oftmals der Verzicht auf absolute Zahlenangaben in den Ergebnissen. Wenn stattdessen die Differenz zu einem Ist-Zustand ermittelt wird, eliminieren sich viele unvermeidliche Fehler, da sie in Ist- und Planungszustand gleichermaßen auftreten werden. Ein Beispiel sei hier der Einfluss der Sohlpeilungsdaten auf die Wasserstände: Die zu einem beliebigen Zeitpunkt erhobenen Peildaten werden für den noch unbekanntem Zeitpunkt, für den die Hochwassersituation beurteilt werden soll (bspw. das Eintreten eines HQ100), eine Unsicherheit von etlichen Dezimetern aufweisen. Dies wirkt sich direkt auf die im Modell ermittelten absoluten Wasserstände aus, die daraus resultierend große Abweichungen zu den später festgestellten Realwerten aufweisen können. Erst durch die Differenzbildung der prognostizierten Wasserstände für Ist- und Planungszustand kann eine akzeptable Aussagequalität im Zentimeterbereich für die Wirkung der Maßnahme erreicht werden.

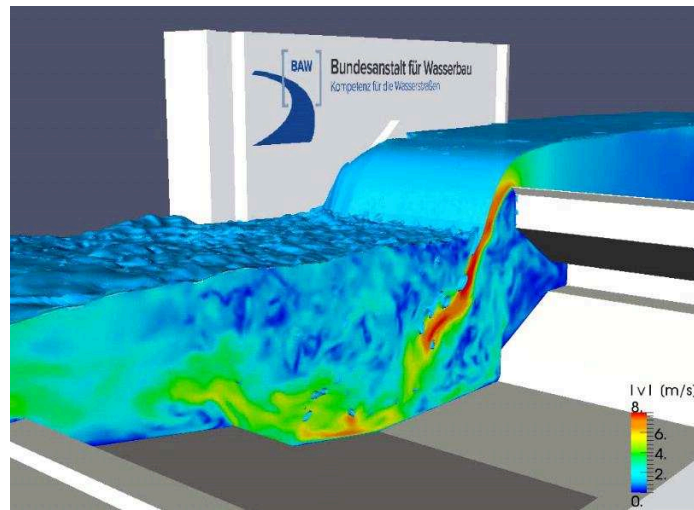
### **Gegenständliche versus numerische Modellierung?**

Jede Form von Modellen bietet Möglichkeiten und erfordert Einschränkungen, die für das jeweilige Modell spezifisch sind. Während noch vor etwa zwanzig Jahren erwartet wurde, dass die numerischen Modelle die gegenständlichen Modelle zügig überflüssig machen würden, zeigt sich nun, dass sich aus der kooperativen Nutzung beider Modelltypen („hybride Modellierung“) große Vorteile ergeben (Thorenz, 2009). Die Bearbeitung mit beiden Methoden ermöglicht es, die jeweiligen Stärken auszunutzen und so bei höherer Effizienz ein qualitativ besseres Ergebnis zu erzielen. So können beispielsweise vereinfachte numerische Modelle die Vorauswahl von Geometrievarianten für ein zu bauendes gegenständliches Modell oder für die weitere Planung stark beschleunigen. Da in dieser Phase die Genauigkeitsansprüche noch nicht so hoch sind, können auch mit stark vereinfachten Modellen wichtige Auswahlkriterien erarbeitet werden. Wenn auf dieser Basis ein gegenständliches Modell erstellt wird, kann mit dessen Hilfe nach Fertigstellung sehr schnell eine große Anzahl hydraulischer Szenarien untersucht werden kann. Parallel können dann wiederum hochspezialisierte numerische Modelle verwendet werden, um das gegenständliche Modell bspw. auf Skalierungseffekte zu überprüfen.

### **Reibungs- und impulsdominierte Strömungsprozesse**

Bei der Umströmung von Wasserbauwerken sind die Strömungsprozesse im Fernfeld des Bauwerks meist reibungsdominiert (bspw. im Flussschlauch oder auf den Vorländern), während am Bauwerk selbst die Umwandlung von potentieller in kinetische Energie im Vordergrund steht. Bei reibungsdominierten Strömungen ist eine korrekte Abbildung nur möglich, wenn der Reibungseinfluss physikalisch richtig abgebildet wird und zudem eine Kalibrierung des Reibungseinflusses vorgenommen wird. Beide Anforderungen werden deutlich entschärft, wenn bei Fragen der Bauwerksuntersuchung lediglich vergleichende Betrachtungen durchgeführt werden. Bei dreidimensionalen numerischen Modellen kann es zu Problemen kommen, wenn die zu betrachtenden Rauheiten groß sind. In diesem Fall ist es erforderlich, die Gittergröße an die Rauheitshöhe anzupassen. Dies kann zu einem Zielkonflikt mit der am Bauwerk gewünschten, deutlich kleineren Gittergröße führen, die für eine gute Abbildung der Strömung erforderlich ist. Ein Beispiel wäre hierfür die Überströmung einer Schüttsteinlage am Bauwerk bei geringen Wassertiefen. Die naheliegende Lösung wäre das direkte Abbilden der Geometrie der Schüttsteine im numerischen Modell. Dies ist jedoch aus Aufwandsgründen meist nicht möglich.

Die Umwandlung der potentiellen Energie des Strömungsfeldes in kinetische Energie, wie sie beispielsweise bei der Überströmung eines Wehrverschlusses (Bild 3) oder der Durchströmung einer Wehranlage im (n-1)-Fall (Bild 2) auftritt, stellt heute einen gut beherrschbaren Fall dar. Im gegenständlichen Modell ist dies das Musterbeispiel für die Anwendbarkeit der Froude'schen Ähnlichkeitsansätze und seit über 100 Jahren geübte Praxis. Auch in den dreidimensionalen numerischen Verfahren ist diese Fragestellung so gutmütig, dass die Qualität der Ergebnisse meist sehr gut ist. Einschränkungen der Qualität ergeben sich lediglich, wenn aus Effizienzgründen unzureichende Gitterauflösungen gewählt wurden oder die Fachkenntnis des Modellierers nicht ausreicht.



*Bild 3: Large-Eddy-Simulation der Strömungsgeschwindigkeiten im Tosbecken einer Wehranlage (Strömungslöser: OpenFOAM®).*

Im Nahfeld des Bauwerkes spielt die Reibung meist keine maßgebliche Rolle. Hier reicht es aus, die Reibungseinflüsse nur grob zu approximieren. Dabei ist jedoch immer darauf zu achten, dass die gewählten Rauheitsgrößen in einem physikalisch sinnvollen Rahmen bleiben. Teilweise versuchen Modellierer die Unzulänglichkeiten der erstellten Modelle durch unphysikalische Rauheiten zu kompensieren. Dies ist grob falsch und verdeckt lediglich die grundlegenden Mängel der Modelle. Dies gilt ebenso für das Variieren anderer Parameter, die keine physikalisch begründete Bandbreite aufweisen, aber dennoch zum Anpassen der Ergebnisse an Referenzdaten verwendet werden.

### **Einfluss der Turbulenz**

Während die Erzeugung schnellfließender Strömungsbereiche aus dem angestauten Wasser meist gut approximiert werden kann, stellt die Umwandlung dieser Energie in Wärme eine erhebliche Herausforderung dar. In gegenständlichen Modellen erfordert dies einen hinreichend großen Modellmaßstab, um das Zerfallen der Strömung in zunächst große und dann immer kleinere Wirbel zumindest auf den größten Skalen korrekt abzubilden. Dies kann sichergestellt werden, wenn die Reynoldszahlen in diesem Bereich groß genug sind. Aus hydraulischer Sicht ist diese Frage sehr wichtig bei der Beurteilung der Größe von Rückströmungszonen oder der Ausbildung einer Wirbelstraße. Wenn diese Effekte in numerischen Modellen korrekt abgebildet werden sollen, ist besondere Fachkenntnis in Bezug auf die Turbulenzmodellierung erforderlich. Als Königsweg bietet sich dabei die „Large-Eddy-Simulation“ (LES) an, die ähnlich wie bei der gegenständlichen Modellierung die größten Wirbel direkt abbildet und so mögliche Modellierungsfehler der Turbulenzmodelle verringert (s. Bild 3). Leider erfordern LES-Ansätze erheblich feinere Gitterauflösungen und genauere numerische Schemata als herkömmliche Turbulenzmodelle, so dass der Aufwand sorgfältig abzuwägen ist.

### **Bewegte Objekte mit und ohne Fluid-Struktur-Kopplung**

Eine besondere Herausforderung stellen in der Modellbildung gekoppelte Betrachtungen für das strömende Fluid und sich darin bewegende Objekte dar. Obwohl die Bewegung starrer Körper im Fluid seit etwa einhundert Jahren in gegenständlichen Modellen untersucht wird, ist dieses Problemfeld nach wie vor methodisch anspruchsvoll.

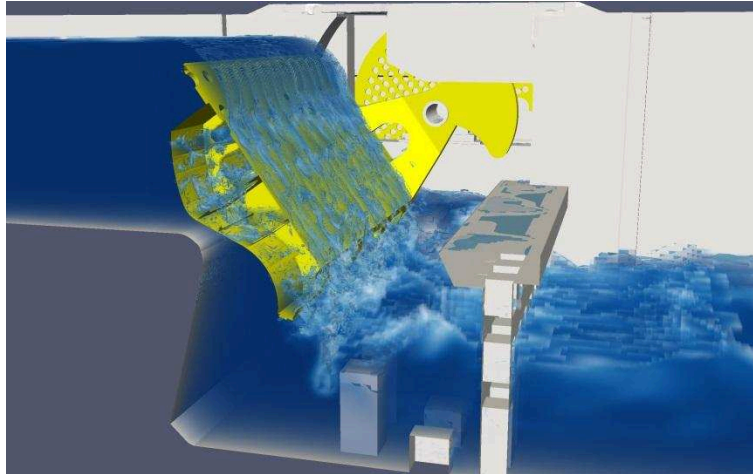
Um bspw. die Sicherheit während des Schleusungsvorgangs beurteilen zu können, werden typischerweise die auf das Schiff wirkenden Kräfte im Modell gemessen. Diese Messung der Schiffskräfte ist im gegenständlichen Modell schwierig, da sich das Schiff einerseits möglichst ungehindert bewegen soll (Verschiebung in z-Richtung, krängen und trimmen sind frei), aber andererseits möglichst steif an die Messapparatur gekoppelt sein soll (Verschiebung in x-y-Richtung sowie drehen um die z-Achse sind minimal). Auch im numerischen Modell stellt dies eine erhebliche Herausforderung dar, die noch nicht ausreichend gelöst ist (Thorenz et al. 2017).

Wenn die Strömung mit in sich starren, aber beweglichen Körpern interagiert, kann dies beispielsweise bei Wehrverschlüssen zu Schwingungen führen. Diese Starrkörperschwingungen lassen sich sowohl mit gegenständlichen als auch mit numerischen Modellen (Göbel et al., 2018) beurteilen. Jedoch muss dafür zunächst eine Prognose des maßgeblichen Schwingungsphänomens vorliegen, für das dann das passende Modell aufgebaut wird und die Beurteilung erfolgt. Eine allgemeine Aussage „ob Schwingungen auftreten“, kann daher nicht erfolgen, da nur Schwingungen beurteilt werden können, deren mögliche Existenz gezielt untersucht wird. Eine Beurteilung der Schwingungsmuster, die sich aus der Verformung der Körper in Interaktion mit der Strömung ergeben ist bis heute äußerst schwierig und nur in Sonderfällen möglich. Im gegenständlichen Modell müssen die Massenkräfte und die Schwingfrequenzen maßstäblich zur Strömungsphysik passen und im numerischen Modell miteinander gekoppelte dynamische Festkörper- und Strömungsmodelle aufgebaut werden. Dies ist wegen der Komplexität nur in Sonderfällen möglich und sinnvoll. Die Erfahrung der letzten Jahre zeigt, dass dem Problem der Strömungs-Struktur-Interaktion zuletzt nicht genug Aufmerksamkeit geschenkt wurde und dies zu Schwingungsproblemen im Betrieb führen kann. Eine nachträgliche Anpassung der schwingenden Bauteile ist dann oftmals nicht, oder nur mit viel Aufwand, möglich.

### **Mehrphasige und mehrkomponentige Strömungsregimes**

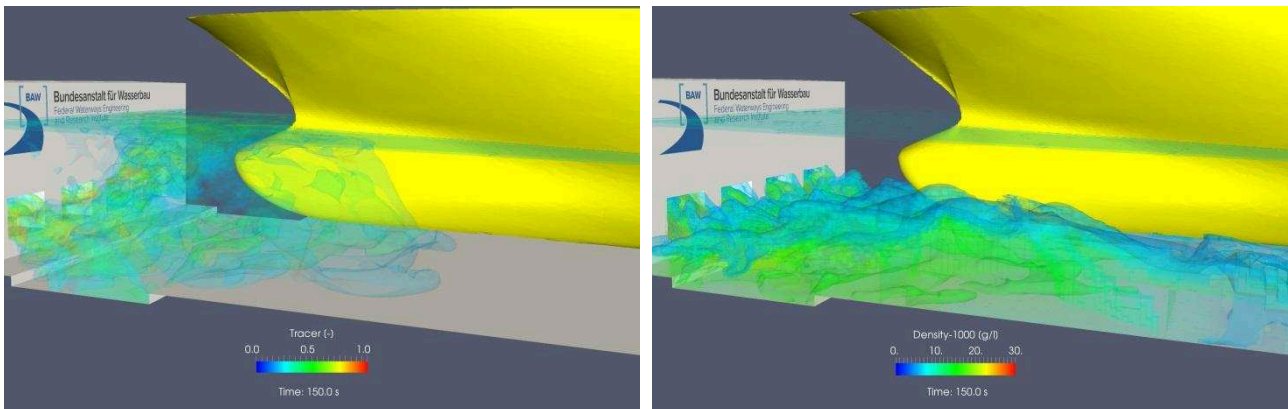
Eine besondere Schwierigkeit stellt die Durchmischung verschiedener Fluide miteinander oder mit Feststoffen, wie Sedimente, Treibgut oder Eis, dar. Ein Beispiel ist die Einmischung von Luft in den Wasserkörper. Dies kann ein wesentlicher Prozess sein, wenn sich dadurch die Lasten auf die Konstruktion (Belüftung eines Verschlusses, s. Bild 4) oder auf Schiffe in der Schleusenammer maßgeblich ändern. Diese Effekte können im gegenständlichen Modell nur eingeschränkt abgebildet werden, da die Blasenbildung und der Blasenauftieg nicht maßstäblich skalieren. Zwar lassen sich trotzdem qualitative Aussagen generieren, das Erzielen quantitativer Aussagen erfordert jedoch ein ausgeprägtes Expertenwissen. In numerischen Modellen existieren erste Ansätze für die Berücksichtigung dieser Effekte, die jedoch ebenfalls Einschränkungen aufweisen und zudem sehr große Rechenressourcen benötigen (Schulze, 2018).





*Bild 4: Simulation der Unter-,Über- und Durchströmung eines Drucksegments bei Hochwasserabfuhr mit intensiver Luft-Wasser-Durchmischung.*

Die Vermischung von Salz- und Süßwasser kann zu großen Problemen in Schleusen führen, da die Dichteunterschiede zu starken Strömungsprozessen führen. Im gegenständlichen Modell können diese Dichteströmungen gut abgebildet werden, da die Dichteeffekte in den Froude'schen Modellansätzen korrekt abgebildet werden. Der Umgang mit Salzlösungen ist in der Versuchstechnik jedoch äußerst anspruchsvoll, da das Salz zu verstärkter Korrosion führt, sich Salzablagerungen bilden und auch die Entsorgung der Salzlösungen problematisch ist. Für die Seeschleusen Ijmuiden und Terneuzen wurden kürzlich umfangreiche Untersuchungen dieser Art durchgeführt (v. d. Hout et al., 2018). Im numerischen Modell können die Salztransportvorgänge in Modelle für den Schleusungsvorgang eingefügt werden, wobei die turbulente Durchmischung eine besondere Rolle spielt. Die üblicherweise verwendeten Turbulenzmodelle setzen eine isotrope Ausrichtung der Turbulenz voraus. Durch die Dichteschichtung kommt es aber zu stabilisierenden Effekten, die die Turbulenz anisotrop werden lässt. Dies kann im numerischen Modell nur mit speziell angepassten Turbulenzmodellen abgebildet werden. Eine Alternative stellt das Konzept dar, die großskalige, anisotrope Turbulenz und die resultierende Salzdurchmischung direkt abzubilden („Large-Eddy-Simulation“) und die kleinskalige Turbulenz und die zugehörige Durchmischung mit einem isotropen Turbulenzmodell abzubilden (Bild 5). Dieser Ansatz wurde bspw. erfolgreich angewendet, um die Dichteströmungseffekte an den Nord-Ostsee-Kanal-Schleusen zu beurteilen (Thorenz, 2018).



*Bild 5: Simulation eines Schleusenfüllvorgangs bei Füllung mit Frischwasser (links) und mit Salzwasser (rechts).*

Die Bewegung von Sedimenten im Nahfeld von Wasserbauwerken hat einen potentiell bauwerksgefährdenden Charakter. Durch Auskolkungen kann die Standsicherheit des Bauwerks gefährdet werden oder durch Anlandungen die Funktion eingeschränkt werden (Herbst et al., 2018). Insbesondere bei Bauwerken die auf Lockergestein gegründet sind, sind Untersuchungen zur Lagestabilität der Sohle und der Sohlbefestigung erforderlich. Die Bewegung nicht-kohäsiver Sedimente kann in gegenständlichen Modellen gut qualitativ abgebildet werden. Hierbei kann bei sehr großen Korngrößen (Wasserbausteine) das Material direkt mit den Modellgesetzen skaliert werden, da die Strömung um das Einzelkorn noch voll turbulent ist. Für kleinere Korngrößen (Sand o.ä.) muss jedoch ein Ersatzmaterial verwendet werden. Dieses wird so gewählt, dass durch eine geringere Dichte bei größerem Korndurchmesser ein ähnliches Bewegungsverhalten wie in der Natur erzielt wird (s. Bild 1). Eine exakte Abbildung ist hiermit nicht gegeben, jedoch kann das Systemverhalten verschiedener Konfigurationen verglichen und so optimiert werden. In kleinräumigen numerischen Modellen wurde schon wiederholt beispielsweise das Auskolkungsverhalten um Brückenpfeiler untersucht. Jedoch haben diese Ansätze wegen ihrer Parameterabhängigkeit und Komplexität noch nicht den Weg zu einer regelmäßigen Anwendung in der Ingenieurpraxis gefunden.

### **Zusammenfassung und Ausblick**

Um die Funktion eines Wasserbauwerks beurteilen zu können, sind detaillierte Kenntnisse über das zu erwartende hydraulische Verhalten erforderlich. Dafür sind in den verschiedenen Planungsstufen Untersuchungen unterschiedlicher Tiefe und Detaillierung durchzuführen. Während in der Vergangenheit sehr weitgehende Planungen auf der Basis ingenieurlicher Abschätzungen durchgeführt wurden, werden heute komplexere Untersuchungsmethoden immer früher im Planungsprozess verwendet. Dies ist möglich, da sowohl im numerischen als auch im gegenständlichen Modell die Erstellungsgeschwindigkeit stark erhöht werden konnte. Dabei muss jedoch beachtet werden, dass die so in einem frühen Planungsstadium mit großem Aufwand erzielten Aussagen durch spätere Veränderungen leicht wieder zunichte gemacht werden können. Hier gilt es, die nötige Untersuchungstiefe so anzupassen, dass sie der jeweiligen Planungsreife entspricht.

Inhaltlich ist der Trend erkennbar, höhere Aussagegenauigkeiten zu erwarten und auch eine steigende Zahl von hydraulischen Varianten zu betrachten. Dies führt zu einer deutlichen Erhöhung des Untersuchungsaufwandes. Eine Verbesserung der Aussagequalität wird zukünftig auch dadurch erreicht werden, dass physikalische Prozesse, die in der Vergangenheit noch nicht (oder teilweise auch nicht mehr) betrachtet wurden, genauer untersucht werden. Dies ist beispielsweise die Schwingungsanfälligkeit von Bauteilen oder die Beurteilung der Auswirkungen der Luft-Wasser-Vermischung. Diese Fragen werden zukünftige Untersuchungsschwerpunkte darstellen.

## Literatur

- Aigner, D. (2008): Überfälle. In: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.): Aktuelle Forschungen im Wasserbau 1993 - 2008. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 36. Dresden: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik. S. 182-200.
- Göbel, G., Gebhardt, M., Deutscher, M., Metz, W., Thorenz, C. (2018): Description of Some Seal Vibration Problems at Hydraulic Gates on German Waterways. Daniel Bung, Blake Tullis, 7th IAHR International Symposium on Hydraulic Structures, Aachen, Germany, 15-18 May. doi: 10.15142/T34D2G (978-0-692-13277-7).
- Herbst, J., Gebhardt, M., Merkel, J., Belzner, F., Thorenz, C. (2018): Sediment Transport Over Labyrinth Weirs. Daniel Bung, Blake Tullis, 7th IAHR International Symposium on Hydraulic Structures, Aachen, Germany, 15-18 May. doi: 10.15142/T3XP91 (978-0-692-13277-7).
- v. d. Hout, A. J., Nogueira, H. I. S., Kortlever, W. C. D., Schotman, A. D. (2018): Scale model research and field measurements for two new large sea locks in the Netherlands, In: Preceedings des PIANC World Congress, Panama City, Panama.
- Schulze, L. (2018): Development of an Application-Oriented Approach for Two-Phase Modelling in Hydraulic Engineering, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, (61).
- Thorenz, C. (2009): Integrierte numerische und physikalische Vorstudien zur Planung der Schleuse Minden – Ein scheinbarer Konflikt. In: HTG Kongress 2009, Musik- und Kongresshalle Lübeck, 09.-12. September 2009, Seiten 89-90.
- Thorenz, C.; Belzner, F.; Hartung, T.; Schulze (2017): Numerische Methoden zur Simulation von Schleusenfüllprozessen. In: BAW Mitteilungen Nr. 100, Kompetenz für die Wasserstraßen – Heute und in Zukunft Forschungs- und Entwicklungsprojekte der BAW, BAW, Karlsruhe.
- Thorenz, C. (2018): Can better turbulent mixing reduce density induced ship forces during lockage? Vortrag und “extended abstract”, PIANC World Congress, Panama City, Panama.

## Die neue Weserschleuse Minden – Planung und bauliche Umsetzung

Dipl.-Ing. Joachim Saathoff, Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals Hannover

### Einleitung

Am Wasserstraßenkreuz Minden können seit Mitte 2017 dank der neuen Weserschleuse auch moderne Großmotorgüterschiffe (GMS) die Verbindung vom Mittellandkanal zur Weser befahren. Dies bedeutet für die Binnenschifffahrt weitere Wachstumspotenziale und stärkt den umweltfreundlichen Verkehrsträger Binnenschiff. Bei der Planung der neuen Schleuse waren sowohl die baulichen Randbedingungen u.a. die die Nähe zur benachbarten Schachtschleuse als auch die optimale Gestaltung der Schleuse als Sparschleuse große Herausforderungen.

### Übersicht

Die verkehrspolitische Zielsetzung war und ist es, dass auch Großmotorgüterschiffe mit einer Länge von 110 m, einer Breite von 11,45 m und einer Abladetiefe von 2,50 m vom Mittellandkanal zur Weser gelangen und den Mittelweserabschnitt von Minden bis nach Bremen befahren können. Diese Verbindung ist ein unverzichtbares Bindeglied im deutschen Binnenwasserstraßennetz und bedeutet für die bremischen Seehäfen unter anderem eine verbesserte Hinterlandanbindung an die Wirtschaftsregionen an Rhein und Elbe (Bild 1).

Mit der neuen Weserschleuse wird nun der Wechsel zwischen den beiden Wasserstraßen auch für die größeren Schiffseinheiten ermöglicht. Die neue Schleuse ersetzt dabei die über 100 Jahre alte Schachtschleuse, die mit ihren Abmessungen nicht mehr den Anforderungen der modernen Güterschifffahrt entsprach.



Bild 1: Lage der Weserschleuse am Wasserstraßenkreuz Minden.

### Planung der neuen Weserschleuse

Mit den Planungen des neuen Schleusenbauwerkes, das für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren ausgelegt ist, wurde im Jahr 2004 begonnen. Das Neubauamt (NBA) für den Ausbau des Mittellandkanals in Hannover hat unter Beteiligung der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), des Wasserstraßen- und Schifffahrtsamtes (WSA) Minden mit der Fachstelle Maschinenwesen Mitte (FMM) und des beauftragten Ingenieurbüros RMD Consult den Entwurf aufgestellt.

### Abmessungen und Lage

Die neue Weserschleuse hat eine Nutzlänge von 139 m, eine Kammerbreite von 12,50 m und eine Drempeltiefe von 4 m. Sie ist somit wesentlich größer als die alte Schleuse. Die Abmessungen beider Bauwerke sind in Tabelle 1 aufgeführt. Mit der geplanten Kammerlänge ist es möglich, Großmotorgüterschiffe (GMS) mit einer Länge von 110 m, übergroße Motorgüterschiffe (ÜGMS) von 135 m Länge und Schubverbände mit Längeneinheiten bis zu 139 m zu schleusen.

*Tabelle 1: Gegenüberstellung der Schleusenabmessungen*

	Alte Schachtschleuse	Neue Weserschleuse
Nutzlänge	85,00 m	139,00 m
Nutzbreite	10,00 m	12,50 m
Drempeltiefe	4,50 m	4,00 m
Fallhöhe	13,30 m	13,30 m

Bei der Planung der Lage der neuen Schleuse musste darauf geachtet werden, dass der Betrieb der alten Schachtschleuse während der gesamten Bauzeit in vollem Umfang aufrechterhalten werden konnte. Die vorhandene Bebauung musste ebenfalls berücksichtigt werden. Ein weiterer Gesichtspunkt für die Wahl der Lage war die Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs beim Ein- und Ausfahren in die neue Schleuse. Die BAW hatte dieses mit einem Simulationsprogramm detailliert untersucht. Aufgrund der Randbedingungen wurde die neue Schleuse östlich neben der alten Schachtschleuse errichtet. Der parallele Achsabstand beträgt 52 m (Bild 2).

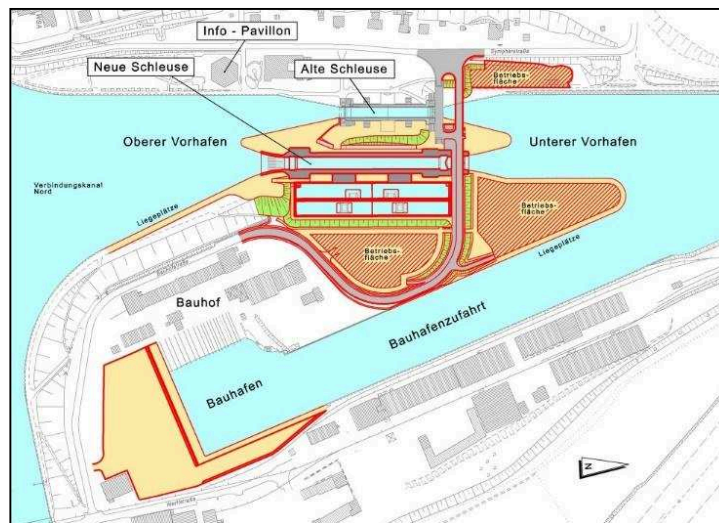


Bild 2: Lageplan mit alter und neuer Schleuse.

### Bauweise

Die neue Weserschleuse Minden ist eine Sparschleuse mit drei Sparbecken. Die Sparbecken befinden sich östlich neben der Schleusenkammer. Aus Platzgründen wurden zwei der drei Becken übereinander angeordnet (Bild 3).

Bei der Fallhöhe von 13,30 m kam wegen der großen Kräfte aus Wasserdruck und Lastwechsel nur eine Schleuse aus Stahlbeton in Betracht. Als Regelquerschnitt der Kammer wurde ein offener Halbrahmen gewählt. Die neue Schleuse wurde flach gegründet. Die Bauwerkshöhe beträgt von der Sohle bis zur Schleusenplanie ca. 24 m.

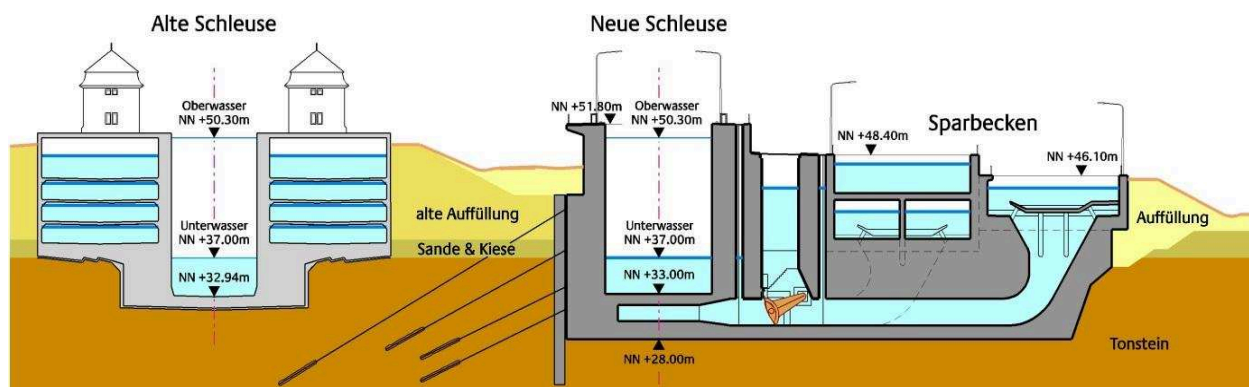
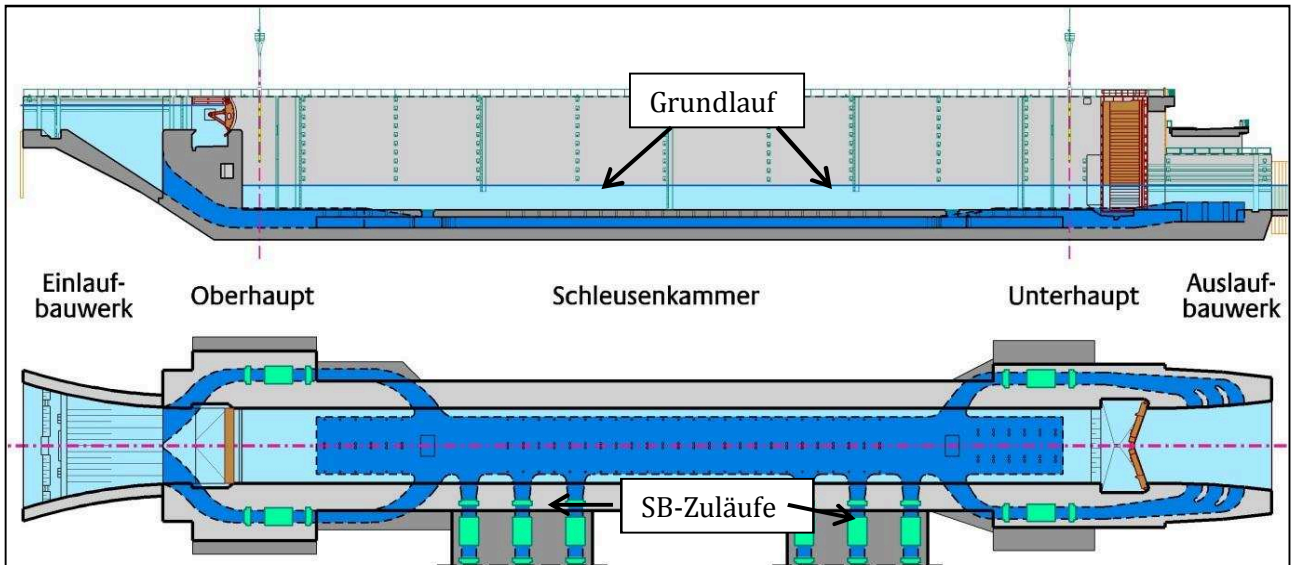


Bild 3: Querschnitt der alten Schachtschleuse und der neuen Weserschleuse mit den drei Sparbecken.

### Hydraulisches System

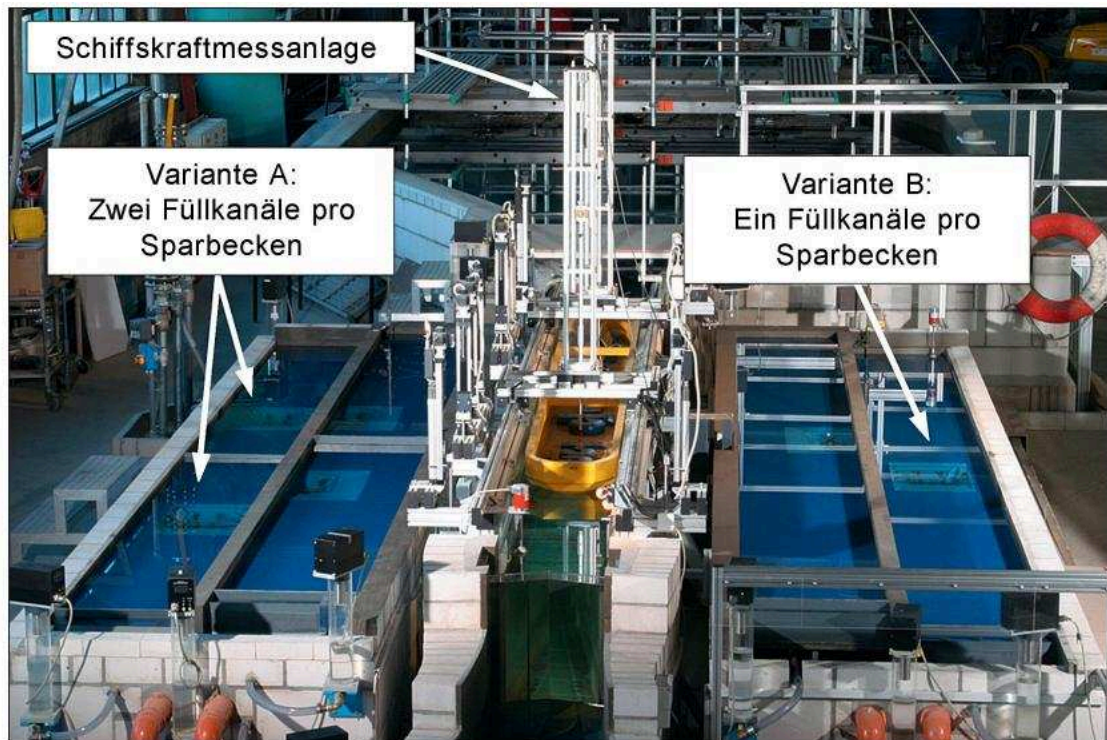
Das Schleusenbauwerk besteht aus dem Oberhaupt mit Einlaufbauwerk und Trossenfanggrube, der Schleusenkammer und dem Unterhaupt mit Auslaufbauwerk. Als hydraulisches System ist ein Grundlauf mit Umlaufkanälen in den Häuptern und Sparbeckenzulaufkanälen ausgeführt worden (Bild 4). Dieses System hat sich bei anderen Schleusen gut bewährt.

Der Grundlauf hat eine Länge von 128 m, eine Breite von 9,50 m und eine Höhe von 1,80 m und befindet sich in der 5 m dicken Schleusensohle. In der Grundlaufdecke bzw. in der Schleusenkammersohle sind zylindrisch geformte Stichkanäle, sogenannte Fülldüsen, mit einem Durchmesser von 0,30 m angeordnet worden. Die Form der Fülldüsen hatte die BAW zuvor in einem numerischen Modell untersucht. Durch die festgelegte Anordnung wird eine gleichmäßige Befüllung und Entleerung der Schleusenammer gewährleistet. Der Grundlauf ist über je zwei Umlaufkanäle in den Häuptionern mit dem oberen und unteren Vorhafen und über jeweils zwei Zulaufkanäle mit jedem Sparbecken verbunden.



*Bild 4: Schleusenansicht und -draufsicht mit Grundlauf, Umlauf- und Sparbeckenzulaufkanälen (dunkelblau).*

An einem gegenständlichen Modell im Maßstab 1:25 hat die BAW die hydraulischen Komponenten untersucht (s. Bild 5). Die auf ein Schiff während des Schleusungsvorganges wirkenden Kräfte wurden mit einer Schiffskraftmessanlage ermittelt. Das hydraulische System konnte derart optimiert werden, dass die Kräfte begrenzt wurden. Weiterhin wurde untersucht, ob die Leistungsfähigkeit der Schleuse auch mit nur einem Sparbeckenkanal erreicht werden konnte. Bei der Auswertung aller Ergebnisse, u.a. Testen der von der BAW entwickelten Schützfahrpläne für den Normal- und Störbetrieb und Trosenkräfte konnte nur die Variante A (zwei Füllkanäle pro Sparbecken) alle Kriterien erfüllen.



*Bild 5: Gegenständliches Modell der Weserschleuse Minden in der Versuchshalle der BAW (Quelle BAW).*

Bei der Gestaltung der Sparbecken wurde darauf geachtet, dass die beim Befüllen entstehenden hydraulischen Turbulenzen begrenzt werden und eine gleichmäßige Befüllung erreicht werden kann. Auf jedem Sparbeckentrichter ist daher eine Prallplatte angeordnet worden und in Beckenmitte eine Tauchwand (Bild 6). Ein Überfüllen des Sparbeckens infolge z.B. undichter Verschlüsse wird durch einen Überlauf am längsseitigen Sparbeckenende verhindert.





*Bild 6: Sparbecken 2 mit Prallplatte über dem Sparbeckentrichter und Tauchwand in Beckenmitte.*

Der Wasserbedarf für eine Schleusung beträgt bei der neuen Schleuse  $25.400 \text{ m}^3$  und ist damit mehr als doppelt so hoch wie bei der alten Schleuse. In den drei Sparbecken lassen sich 60 % des benötigten Schleusenwassers zwischenspeichern. 40 % des Wassers werden für die Restfüllung aus dem Mittellandkanal genommen bzw. bei der Restentleerung in den unteren Vorhafen und in die Weser abgegeben. Über das Pumpwerk Minden wird die Regulierung des Wasserstandes im Mittellandkanal sichergestellt. Mit dem gewählten System ist eine Kreuzungsschleusungsdauer von ca. 37 Minuten erreichbar. Damit ist die neue Schleuse trotz der sehr viel größeren Abmessungen nur ca. 4 Minuten langsamer als die alte Schleuse.

### **Schleusenverschlüsse und -ausrüstung**

Das Obertor wurde als Zugsegmenttor mit einem Konstruktionsgewicht von 32 t ausgeführt (Bild 7). Der Verschluss wird nicht zum Füllen der Schleusenkammer genutzt. Der Antrieb erfolgt einseitig mit einem Elektrohüszylinder (EHZ). Der Torkörper ist als torsionssteifer Hohlkörper ausgebildet, der als Auftriebskörper wirkt, um die erforderliche Antriebskraft zu reduzieren. Das Untertor wurde als Stemmtor in Faltenbauweise ausgebildet. Jeder Torflügel hat ein Konstruktionsgewicht von 80 t und wird mit einem Elektrohüszylinder angetrieben. Kammerseitig wird das Untertor durch einen antriebslosen Seil-Stoßschutz vor Schiffsanfahrungen geschützt.

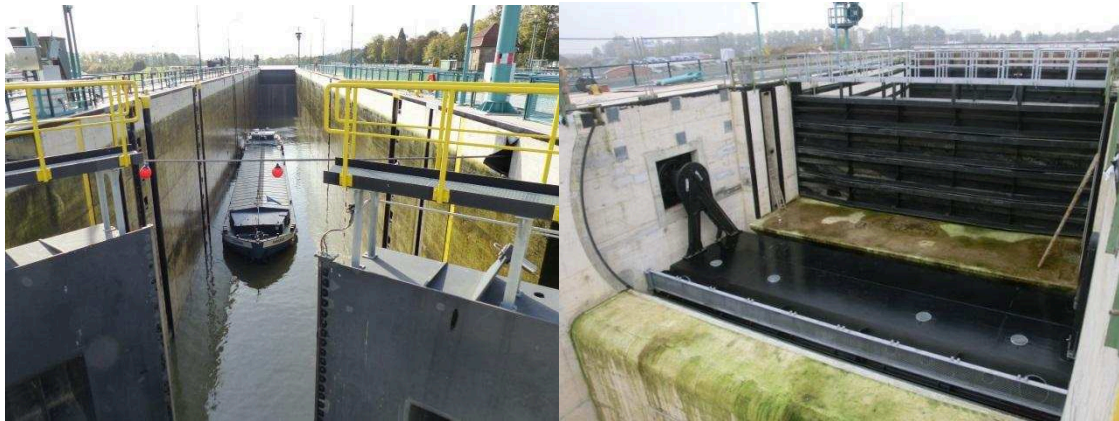


Bild 7: Drehsegmentobertor (links) und Stemmtor (rechts) jeweils in der geöffneten Stellung.

Als Längskanal- und Sparbeckenverschlüsse kamen Segmentschütze zur Ausführung. Die vier Längskanalverschlüsse wurden als Zugsegmente und die sechs Sparbeckenverschlüsse als doppelt kehrende Verschlüsse (Druck-/Zugsegmente) ausgeführt, da der Sparbeckenkanal wechselseitig durchströmt wird. Die Verschlüsse werden ebenfalls mit Elektrohüblzylindern angetrieben. In der östlichen Schleusen-kammerwand sind sieben Schwimmpoller als Festmachereinrichtungen ausgeführt. Zusätzlich befinden sich auf beiden Kammerseiten Nischenpollerreihen und auf der Schleusenplanie Kantenpoller.

Die neue Weserschleuse wird von der Leitzentrale des WSA Minden aus betrieben und überwacht. Der Schleusungsvorgang wird durch Videokameras beobachtet und kontrolliert. Die Kameras ermöglichen einen umfassenden Überblick über die Schleusenanlage und tragen zu einem sicheren Schleusenbetrieb und einer optimalen Anlagenüberwachung bei. Die verwendete Steuerungssoftware gewährleistet, dass bei einem gefährlichen Ereignis die Schleusenanlage in einen sicheren Zustand gebracht werden kann. Hierfür gibt es die Sicherheitsfunktionen „Not-Halt“, „Schleusen Halt“ sowie die sicherheitstechnischen „Verriegelungen“. Sind in einer Notsituation die Sparbecken- oder Umlaufkanalverschlüsse schnell zu schließen, können Druckstöße entstehen. Diese Druckstöße werden durch die ausreichend großen Verschlusschächte bzw. Revisionsverschlusschächte schadlos „entschärft“ (Bild 8).

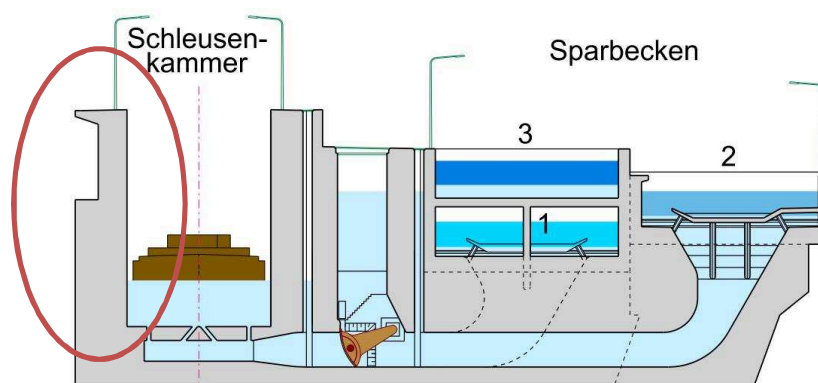


Bild 8: Verschlusschächte „entschärfen“ Druckstoß (rot umkreist).

## Fazit

Die in der Planungsphase durchgeführten hydraulischen Untersuchungen für die neue Weserschleuse Minden konnten in der Bauphase erfolgreich umgesetzt werden. Der Binnenschifffahrt ist mit diesem Bauvorhaben ein modernes und leistungsfähiges Bauwerk zur Verfügung gestellt worden (Bild 9).



*Bild 8: Luftbild der neuen Weserschleuse Minden.*

## Literatur

- Saathoff, J. (2018): Neue Weserschleuse Minden - Planung und deren bauliche Umsetzung. In BAWMitteilungen Nr. 104, 2018, S. 31-42.
- Saathoff, J., Bensiak, V. (2011): Neubau der Weserschleuse Minden, Informationen der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, 2011.
- Schulz, G., Rother, R. (2006/2007): Planungen zum Neubau der Weserschleuse Minden, Informationen der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte, 2006/2007.
- Thorenz, C. (2018): Numerische und gegenständliche Modellierung für das Füll- und Entleersystem der neuen Weserschleuse Minden. In BAWMitteilungen Nr. 104, 2018, S. 97-108.

## Hydraulische Untersuchungen zur neuen Schleuse Lüneburg

Fabian Belzner M. Eng., Bundesanstalt für Wasserbau

Dr.-Ing. Lydia Schulze, Bundesanstalt für Wasserbau

Dr.-Ing. Carsten Thorenz, Bundesanstalt für Wasserbau

### Einleitung

Am Elbe-Seitenkanal (ESK) ist bei Lüneburg-Scharnebeck der Bau einer neuen Schleuse mit einer Hubhöhe von 38 m, einer Nutzlänge von 225 m und einer lichten Breite von 12,50 m geplant. Damit soll eine ganzjährige Befahrbarkeit des ESK für üGMS sichergestellt und die Hinterlandanbindung des Hamburger Hafens verbessert werden.

### Hydraulisches Konzept

Die Schleuse ist als autarke Sparschleuse ohne Zufluss aus dem Oberwasser oder Abgabe ins Unterwasser geplant. Das für die Restfüllung benötigte Wasser soll aus Oberbecken oberhalb des Oberwasserstandes entnommen und die Restentleerung in Unterbecken unterhalb des Unterwasserstandes abgegeben werden. Über ein Pumpensystem soll das Wasser aus den Unterbecken zurück in die Oberbecken gepumpt werden. Bild 1 verdeutlicht diesen Zusammenhang.

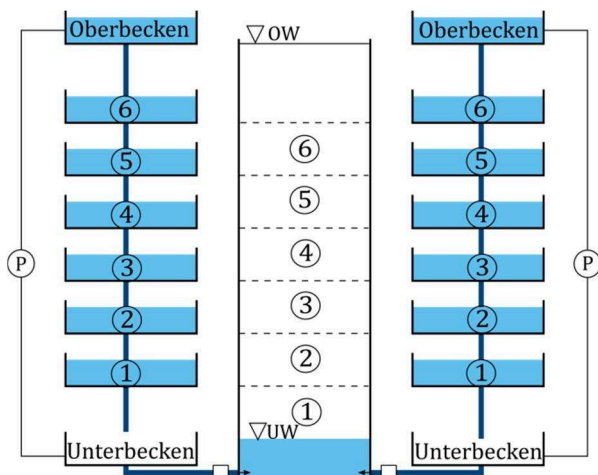


Bild 1: Grundprinzip einer autarken Sparschleuse mit Ober- und Unterbecken und Pumpensystem.

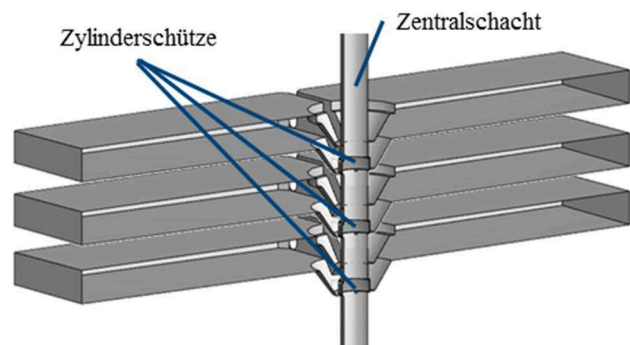


Bild 2: Isometrische Darstellung von drei in der Längsachse geschnittenen Sparbeckenebenen mit Zentralschacht und Zylinderschützen.

### Füllsystem

Für die Einleitung des Wassers in die Kammer wurde in Voruntersuchungen eine Vielzahl an Systemen betrachtet (Thorenz 2011). Als zielführendes Konzept wurde ein Längskanalsystem mit vertikalen Zentralschächten für die Anbindung der Sparbecken gewählt. Jedes Sparbecken muss hydraulisch leistungsfähig an die Kammer angeschlossen werden. Die Steuerung der Sparbecken erfolgt mit Zylinderschützen.

Um die Durchdringung des Bauwerks durch eine hohe Anzahl an Schächten zu minimieren und gleichzeitig den hydraulischen Anforderungen gerecht zu werden, erfolgt der Zu- und Abfluss durch Zentralschächte, welche am unteren Ende an die Längskanäle angeschlossen sind. Die Längskanäle sind über Fülldüsen mit der Schleusenkommer verbunden. Um eine Querneigung des Wasserspiegels in der Kommer während der Füllung zu vermeiden, ergibt sich der Zwang, beide Längskanäle synchron zu beaufschlagen. Diese Gleichzeitigkeit kann nur erreicht werden, wenn auf beiden Kommerseiten Sparbecken auf gleicher Höhe vorhanden sind, welche gleichzeitig beaufschlagt werden. In Längsrichtung ist jede Sparbeckenebene momentan in fünf Kompartimente unterteilt, welche jeweils über einen eigenen Verschluss verfügen. Bei sechs vorgesehenen Sparbeckenebenen sowie den Ober- und Unterbecken werden damit insgesamt 80 Verschlussorgane benötigt.

Bild 2 zeigt exemplarisch drei übereinanderliegende Sparbecken mit Zentralschacht und Zylinderschützen. Die Zylinderschütze sind zylindrische Hülsen, welche vertikal bewegt werden können, um Öffnungen im Zentralschacht freizugeben. Mit diesem Konzept werden zur Beaufschlagung der 80 Sparbeckenanschlüsse nur 10 Schächte benötigt.

## **Hydraulische Untersuchungen**

### **Anforderungen an eine Schleuse**

Im Rahmen der Planung der Schleuse bestehen konkurrierende Anforderungen an Wirtschaftlichkeit, Geschwindigkeit und Sicherheit der Schleuse, die bei der Planung berücksichtigt werden müssen. Ein Überblick über die hydraulischen und konstruktiven Anforderungen an Schleusen findet sich u.a. in Partenscky (1986) oder PIANC (1986). Neuere Entwicklungen und Ergänzungen finden sich in PIANC (2009) und PIANC (2015).

### **Modellierung von Schleusenfüllprozessen**

Mit der Zunahme der Rechenleistung in den vergangenen Jahren kam es auch bei der Entwicklung multidimensionaler numerischer Verfahren zu erheblichen Fortschritten (Thorenz 2009). Zur Simulation bewegter Schütze und des schwimmenden Schiffs steht eine Vielzahl an Verfahren zur Verfügung, die jedoch ein hohes Maß an Fähigkeiten und beträchtliche Rechenleistung erfordern. Die Ansätze sind daher noch nicht für die tägliche Simulation einer großen Zahl von Fällen geeignet. Thorenz (2010) zeigt die numerische Simulation des Füll- und Entleersystems der neuen Panamakanalschleusen, einen Überblick über die numerischen Methoden zur Simulation des Schleusenfüllprozesses mit OpenFOAM® geben Thorenz et al. (2017). Schulze (2018) untersuchte die Auswirkungen von Lufteintrag und -transport bei Schleusenfüllungen mit einem eigens dafür entwickelten Löser. Belzner et al. (2018) entwickelten einen eindimensionalen Ansatz, mit dem die auf das Schiff wirkenden Längskräfte für durch das Oberhaupt gefüllte Schleusen abgeschätzt werden können. Wenn der Füllvolumenstrom bekannt ist, kann die Methode auch für Schleusen mit über die Kommerlänge verteilter Füllung, wie z. B. Längskanal- oder Druckkammersysteme, genutzt werden.

## Hybride Modellierung

Die geplante Schleuse Lüneburg besteht aus einer Vielzahl an Einzelbauteilen, die jeweils Einfluss auf die Füllzeit und die Sicherheit der Schließung haben. Die zu erwartende Leistungsfähigkeit des Bauwerks und die auf die Schiffe in der Kammer wirkenden Kräfte können nur mit einer ganzheitlichen Betrachtung der Schleuse beurteilt werden. Die Variation zahlreicher geometrischer und dynamischer Parameter erfordert eine hohe Anzahl an Simulationsläufen. Die ganzheitliche Betrachtung der geplanten Schleuse Lüneburg mit dreidimensionalen hydronumerischen Vollmodellen wäre selbst mit den heute zur Verfügung stehenden Rechenressourcen unwirtschaftlich und im Hinblick auf das Prä- und Postprocessing unpraktikabel. Zielführend für die Untersuchung erscheint der Weg der sogenannten „hybriden Modellierung“. Dabei werden die einzelnen Bauteile der Schleuse mit unterschiedlichen Verfahren und Methoden verschiedener Dimensionen untersucht. Die Ergebnisse der einzelnen Untersuchungen werden schließlich gekoppelt, sodass letztendlich eine Gesamtbetrachtung des Bauwerks erfolgen kann. Ein Beispiel für die Kopplung von hochauflösenden dreidimensionalen Bauwerksmodellen und eindimensionalen Rohrleitungsmodellen ist in Thorenz (2010) sowie in Belzner und Thorenz (2014) zu finden.

Die wesentlichen Energiehöhenverluste bei der Füllung der Schleuse Lüneburg werden an den Verschlüssen (Bild 3) und der Umlenkung von Zentralschacht in den Längskanal sowie an den Fülldüsen (Bild 4) erwartet. Im Rahmen der Untersuchung wurden hochaufgelöste dreidimensionale Modelle dieser Bauteile erstellt. Aus den Ergebnissen wurden die Energiehöhenverluste extrahiert, mit welchen entweder ein charakteristischer Abflussbeiwert für das Gesamtsystem bestimmt oder ein eindimensionales Rohrleitungsmodell der Schleuse parametrisiert werden kann. Mit dieser Methodik kann die zu erwartende Füllzeit für verschiedene Schützöffnungszeiten abgeschätzt werden.

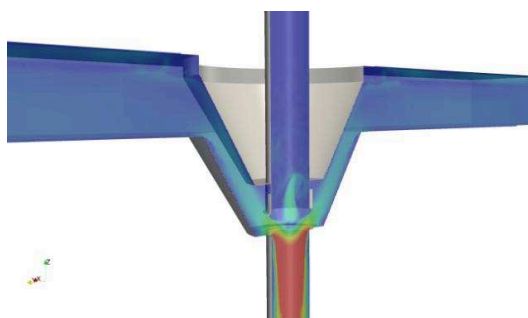


Bild 3: 3D-numerische Simulation des Zylinderschützbereichs mit Trichter und Zentralschacht.

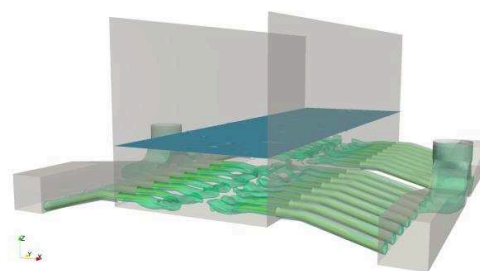


Bild 4: 3D-numerische Simulation der Längskanäle mit Fülldüsen (Ausschnittsmodell).

Bild 5 verdeutlicht die Vorgehensweise bei der hybriden Modellierung. Die Ergebnisse hochauflösender 3D-Modelle (Bild 3 und Bild 4) werden Betrachtungen anderer Skalen und Methoden zugeführt, um zu einem Gesamtergebnis zu kommen. Der Aufwand für die Abschätzung der Füllzeiten mittels eines charakteristischen Abflussbeiwerts (Bild 5, linke Seite) ist gering, es bestehen jedoch Unschärfen bezüglich der auftretenden Energiehöhenverluste bei teilweise geöffneten Schützen,

da hierbei mit nur einem charakteristischen Abflussbeiwert für das Gesamtsystem gearbeitet wird. Dieser Beiwert wird entsprechend der jeweiligen Schützöffnungen skaliert. Tatsächlich ändert sich bei Teilöffnung jedoch nur der Verlustbeiwert an den Verschlüssen. Die weiteren Verlustbeiwerte bleiben weitgehend konstant.

Die Simulation mit 1D-Rohrleitungsmodellen (Bild 5, rechte Seite) ist im Vergleich mit geringeren Unsicherheiten behaftet, da mehrere Einzelbauteile innerhalb des Rohrleitungsmodells parametrisiert werden, jedoch steigt der Aufwand für Modellerstellung und Kalibrierung. Simulationen mit parametrisierten eindimensionalen Rohrleitungsmodellen ermöglichen es, die Beaufschlagung einzelner Fülldüsen abzuschätzen. Mit den so ermittelten Einzelvolumenströmen und dem Ansatz von Belzner et al. besteht die Möglichkeit, die zu erwartenden Schiffskräfte in Längsrichtung abzuschätzen.

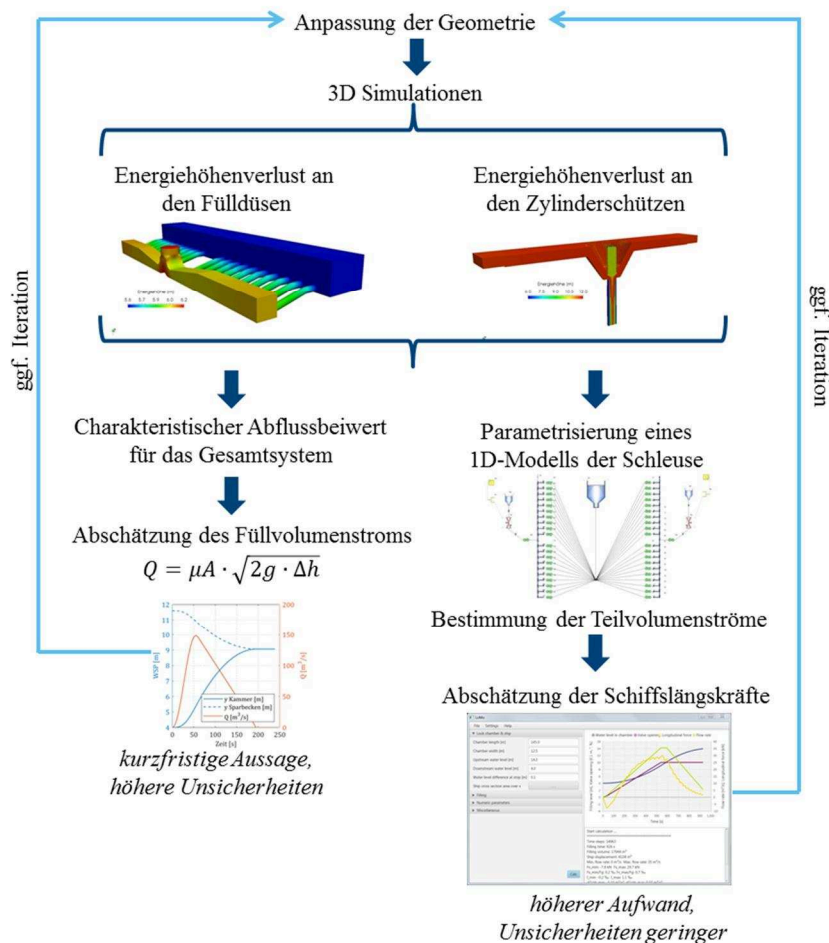


Bild 5: Schematische Darstellung der Vorgehensweise bei der hybriden Modellierung einer Schleuse.

## **Ergebnisse**

Aus den Ergebnissen der hochaufgelösten Teilmodelle wurden die Energiehöhenverluste an verschiedenen Stellen im hydraulischen System der Schleuse extrahiert. Es wurde sowohl ein Energiehöhenverlust zwischen Sparbecken und Zentralschacht, als auch zwischen Zentralschacht und Kammer ermittelt. Letzterer ist die Summe aus den Verlusten am Übergangspunkt zwischen Zentralschacht und Längskanal sowie an den Fülldüsen. Ein Vergleich zeigt, dass an den Zylinderschützen bei entsprechenden Wassertiefen nur ein geringer Anteil der bei der Kammerfüllung zur Verfügung stehenden Energiehöhe verloren geht. Umgekehrt bedeutet das, dass die Leistungsfähigkeit des Gesamtsystems maßgeblich von der geometrischen Ausbildung des Anschlusses des Zentralschachts an den Längskanal und dem Durchmesser der Fülldüsen bestimmt wird. Änderungen des Durchmessers der Fülldüsen im Bereich weniger Zentimeter beeinflussen die erreichbare Füllzeit damit überproportional. Der Durchmesser muss so gewählt werden, dass die Energiehöhenverluste an den Fülldüsen gering sind und gleichzeitig eine gute Längsverteilung im Kanal gewährleistet ist. Der Übergang vom Zentralschacht zum Längskanal kann weiter hydraulisch optimiert werden, um die hier auftretenden Energiehöhenverluste zu reduzieren, es wird jedoch davon ausgegangen, dass hierdurch der Schalungsaufwand sowie der Raumbedarf und damit die Baukosten steigen.

Letztendlich zeigt die Untersuchung, dass bei der Schleusenfüllung die unteren Sparbeckenschütze wahrscheinlich langsamer geöffnet werden müssen, um hohe auftretende Schiffskräfte zu vermeiden. Die oberen Sparbeckenebenen können dann schneller entleert werden. Aus rein hydraulischer Sicht könnte jede Sparbeckenebene in etwa 2,5 Minuten entleert werden, jedoch muss die Schützöffnungsgeschwindigkeit wegen der auftretenden Schiffskräfte reduziert werden. Insgesamt zeigen die Untersuchungen, dass die Kammer voraussichtlich in weniger als 30 Minuten gefüllt werden kann. Hohe Elbwasserstände vergrößern das Flottwasser zu Beginn der Füllung und verringern den Einfluss einzelner Füllstrahlen auf die in der Kammer liegenden Schiffe. Zukünftige Untersuchungen werden zeigen, ob die Füllstrategie in Abhängigkeit der aktuellen Randbedingungen und der Belegung der Kammer ggf. dynamisch angepasst und so eine effizientere Nutzung des Bauwerks erreicht werden kann.

## **Fazit**

Im Rahmen der Planung einer Schleuse sind zahlreiche hydraulische Fragenstellungen bezüglich der Leistungsfähigkeit einzelner Komponenten und des Gesamtsystems, auftretender Bauwerksbelastungen aufgrund hydraulischer Beanspruchungen sowie der Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt zu beantworten. Mit den heute zur Verfügung stehenden dreidimensionalen Simulationsmethoden könnten viele dieser Fragen mit hochaufgelösten Simulationen am Gesamtmodell beantwortet werden. Vor dem Hintergrund der Vielzahl der zu untersuchenden Varianten und der zu erwartenden Rechenzeiten ist eine solche Vorgehensweise insbesondere in einer frühen Planungsphase jedoch oft nicht praktikabel. Die hybride Modellierung eines solch komplexen Bauwerks erlaubt es, an spezifischen Bauwerksteilen gezielt hochauflösende 3D-Simulationen durchzuführen und die Ergebnisse einer ganzheitlichen Betrachtung zuzuführen. Durch den modularen Charakter dieser Vorgehensweise können einzelne Bauwerksteile unabhängig vom Gesamtsystem modifiziert und neu bewertet werden, ohne ressourcenintensive Betrachtungen am Gesamtsystem durchführen zu müssen. Die Betrachtung erfolgt



dabei mit einem Mix aus Methoden auf dem aktuellen Stand von Wissenschaft und Technik und bewährten ingenieurwissenschaftlichen Betrachtungen.

## Literatur

- Belzner, Fabian; Simons, Franz; Thorenz, Carsten (2018): An application-oriented model for lock filling processes. In: 34th PIANC-World Congress (Proceedings). Online verfügbar unter [https://coms.events/pianc-panama/data/full\\_papers/full\\_paper\\_183.pdf](https://coms.events/pianc-panama/data/full_papers/full_paper_183.pdf), zuletzt geprüft am 25.05.2018.
- Belzner, Fabian; Thorenz, Carsten (2014): Hybrid Modelling of a Filling and Emptying System of a Navigation Lock. In: Rainer Lehfeldt und Rebekka Kopmann (Hg.): ICHE 2014. Proceedings of the 11th International Conference on Hydroscience & Engineering, Hamburg, Germany, 28 September to 2 October 2014, S. 967–974. Online verfügbar unter <https://hdl.handle.net/20.500.11970/99525>, zuletzt geprüft am 13.12.2018.
- Partenscky, Hans-Werner (1986): Binnenverkehrswasserbau. Schleusenanlagen. Berlin Heidelberg NewYork Tokyo: Springer.
- PIANC (Hg.) (1986): Final Report of the International Commission for the Study of Locks. Unter Mitarbeit von G. Willems, R. Kühn, W. Roehle, P. E. Lagrou, C. Rothilde, J. Seyvert et al. Bruxelles.
- PIANC (2009): InCom WG 29. Innovations in Navigation Lock Design. Unter Mitarbeit von Philippe Rigo, Jörg Bödefeld, Jan Bos, John Clarkson, Fabrice Daly, Jose Luis Fernandez et al. Hg. v. PIANC.
- PIANC (2015): PIANC InCom WG 155. Ship Behaviour in Locks and Lock Approaches. Unter Mitarbeit von Carsten Thorenz, Jeremy R. Augustin, Didier Bousmar, Jean-Pierre Dubbelman, Arcelio Hartley, Peter Hunter et al. Hg. v. PIANC.
- Schulze, Lydia (2018): Development of an Application-Oriented Approach for Two-Phase Modelling in Hydraulic Engineering. Dissertation. Technische Universität Dresden, Dresden. Online verfügbar unter <https://hdl.handle.net/20.500.11970/105431>, zuletzt geprüft am 04.01.2019.
- Thorenz, Carsten (2009): Computational Fluid Dynamics in lock design. State of the art. PIANC INTERNATIONAL WORKSHOP "Innovation in Navigation Lock Design". PIANC. Brussels, Belgium, 2009.
- Thorenz, Carsten (2010): Numerical evaluation of filling and emptying systems for the new Panama Canal locks. In: 32nd PIANC International Navigation Congress 2010. Liverpool, United Kingdom, 10 - 14 May 2010. Red Hook, NY: Curran.
- Thorenz, Carsten (2011): A self-contained High-Lift Lock. PIANC Workshop. PIANC. New Orleans, 13.09.2011.
- Thorenz, Carsten; Belzner, Fabian; Hartung, Torsten; Schulze, Lydia (2017): Numerische Methoden zur Simulation von Schleusenfüllprozessen. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): BAW Mitteilungen 100. Kompetenz für die Wasserstraßen - Heute und in Zukunft. Forschungs- und Entwicklungsprojekte der BAW. Online verfügbar unter <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102493>.

## **Die Planung der Kieler Schleusen – Küstenschutz für kommende Generationen**

Dipl.-Ing. Jens Anke, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Kiel-Holtenau

### **Einleitung**

Der Nord-Ostsee-Kanal (NOK) dient seit über 120 Jahren der nationalen und internationalen Schifffahrt als Schifffahrtsstraße und ist das zweite Tor zur Ostsee. Er steht dabei in direkter Konkurrenz zur Skagenroute und ist ein wettbewerbsfähiger und umweltfreundlicher Transportweg, um die wachsenden Handelsströme in Europa zukünftig mit dem verstärkten Einsatz küstenparalleler Kurzstreckenseeverkehre zu bewältigen. Der NOK bringt insbesondere für die deutschen Nordseehäfen einen wichtigen Standortvorteil durch kurze Reisezeiten und eine je nach Ziel- und Quellhafen variierende Wegersparnis im Wettbewerb mit den Konkurrenten im Skandinavien- und Osteuropaverkehr. Für den Betrieb und die Unterhaltung des Nord-Ostsee-Kanals und der Schleusen ist die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes zuständig. Für den Bereich der Schleusenanlage Kiel-Holtenau hat das Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Kiel-Holtenau die unmittelbare Zuständigkeit.

Die Schleusenanlage Kiel-Holtenau umfasst insgesamt vier Schleusenammern. Die Kleine Schleuse (KS) ist seit 1895 in Betrieb und besteht aus zwei Schleusenammern mit Nutzlängen von 125 m, Nutzbreiten von 21,50 m und einer Drempeltiefe auf NHN -9,80 m. Weiterhin hat der NOK für große Teile des Landes Schleswig-Holstein eine Funktion als Vorfluter. Er entwässert ca. 1530 km<sup>2</sup> des Landes Schleswig-Holstein. Auf der Kieler Seite ist für Entwässerungszwecke im Jahr 1910 ein Auslassbauwerk mit Entwässerungssiel errichtet worden, welches Entwässerungsvorgänge bei niedrigeren Wasserständen der Ostsee gegenüber dem NOK erlaubt. Die Große Schleuse (GS) wurde 1914 fertig gestellt. Sie besteht aus zwei großen Schleusenammern mit Nutzabmessungen von jeweils 330 m Länge, 42 m Breite und 14 m Tiefe. Weite Teile der Schleusenanlage stehen als Einzeldenkmale unter Denkmalschutz. Für die Schleusenanlage besteht ein Ensembleschutz als Sachgesamtheit. Die Schleusenanlage läuft an 365 Tagen im Jahr rund um die Uhr.



Bild 1: Schleusenanlage Kiel-Holtenau, Von v.r. Große Schleuse, Kleine Schleuse, Auslasskanal mit Auslassbauwerk. (Quelle: Luftbildservice Bernot)

Der Bauwerkszustand der Schleusenanlage ist dem Alter entsprechend stark sanierungsbedürftig. Umfangreiche Bauwerksinspektionen zeigen den schlechten baulichen Zustand nahezu aller Bauwerke und Bauteile auf. Es besteht zudem das prinzipielle Erfordernis nach einer Modernisierung der Schleusenanlage auf Grund veralteter Technik und maroder Bausubstanz. Die Kleine Schleuse wurde wegen standsicherheitsgefährdender Schäden vorübergehend außer Betrieb genommen und wird derzeit zur Lagesicherung mit Sand verfüllt. Aufgrund des Schädigungsgrades des Bestandes ist ein Ersatzneubau der Kleinen Schleuse geplant.

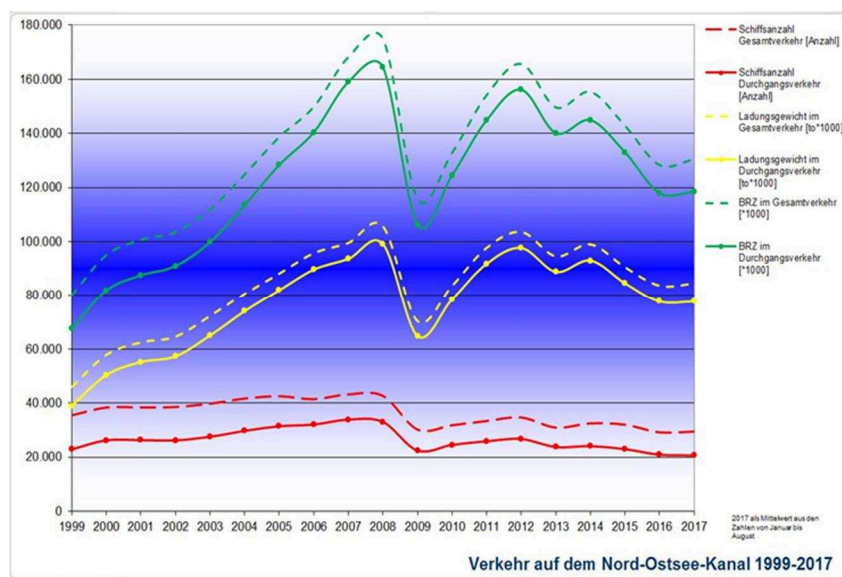


Bild 2: Entwicklung des Verkehrs auf dem NOK (1999-2017).

### **Grundinstandsetzungsstrategie der Schleusenanlage**

Die Grundinstandsetzung (GI) der Schleusenanlage gliedert sich in folgende Teilbereiche.

- Ersatz der Kleinen Schleuse (KS)
- Grundinstandsetzung der Großen Schleuse (GS)
- Grundinstandsetzung des Auslassbauwerks mit Entwässerungssiel
- Flankierende Maßnahmen (Leitungsnetzerneuerung, Hochbauten, Neubau ABz, Uferbefestigungen etc.)

Die verschiedenen Teilbereiche befinden sich in unterschiedlichen Planungs- und Realisierungsphasen. Als erster Abschnitt soll der Ersatz der KS an gleicher Stelle mit leichter Kapazitätserweiterung (Nutzlänge +30m, Nutzbreite und Nutztiefe jeweils +1m) erfolgen. Nach Herstellung des Ersatzneubaus wird es möglich sein, bis zu 77% der NOK-Flotte (orientiert an der derzeitigen Flottenverteilung) durch die KS zu schleusen. Die restlichen 23% der NOK Flotte sollen in der Phase der GI der GS durch eine der GS geschleust werden und die zweite GS wird dadurch verkehrsverträglich für länger dauernde Grundinstandsetzungsmaßnahmen verfügbar. Die GI des Auslassbauwerks mit Entwässerungssiel kann frühestens parallel zur GI der GS starten.

### **Planungsstand der Kleinen Schleuse**

Die Planungen zur KS schreiten voran, die Planfeststellungsunterlagen werden in Kürze fertig und das Vergabeverfahren zur Entwurfs- und Ausführungsplanung wird voraussichtlich im März 2019 beendet. Unter Zugrundelegung des Generalplans Küstenschutz 2012 des Landes SH wurde die Vorplanung gefertigt mit einer Annahme des Klimazuschlags von 0,5 m im Bereich Anstieg des MW der Ostsee mit Sicht auf das Jahr 2100. Es sollten sog. inverse Stemmtore zur Anwendung kommen, die eine Reduzierung der Schleusenverschlussorgane auf die Hälfte des derzeitigen Bestands ermöglicht hätte. Die Betriebswasserstände der KS wären dabei auf ein Delta von 1,20 m um den NOK-Wasserstand, der im Regelfall zwischen -0,20 m bis +0,50 m NHN liegt, systembedingt beschränkt worden.

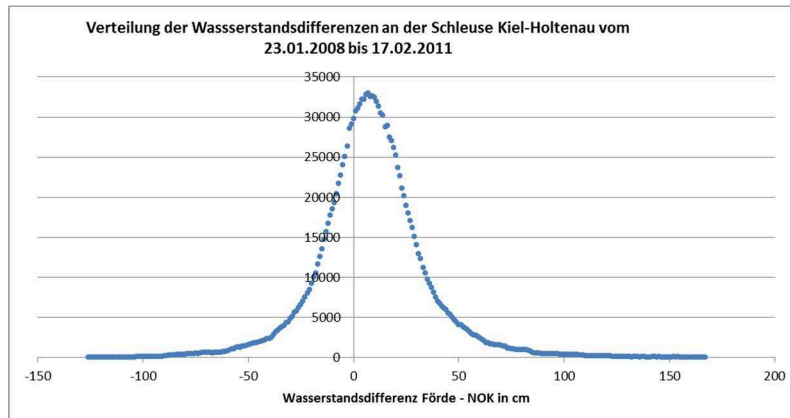


Bild 3: Pegeldifferenzen zwischen Ostsee und NOK von 2008 – 2011.

Dies war möglich weil sich in dieser Spanne  $\gg 97\%$  aller Wasserstandsdifferenzen zwischen NOK und Ostsee befinden und damit ein quasi permanenter Anlagenbetrieb der KS unter dem Einsatz sparsamster und innovativster Mittel möglich gewesen wäre.

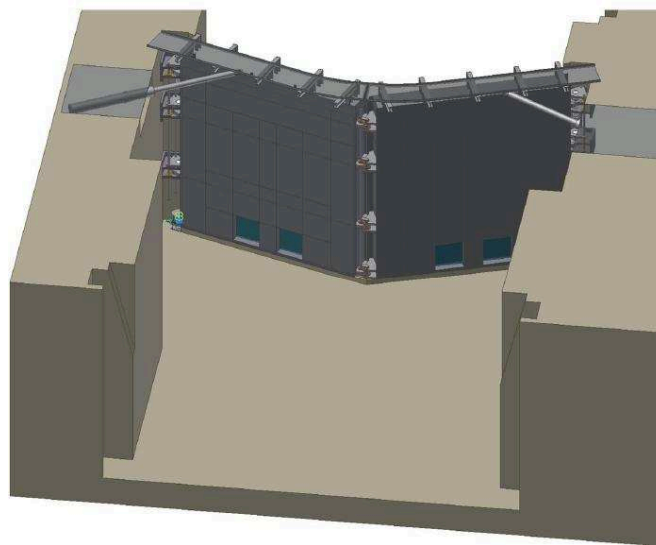


Bild 4: Inverse Stemmtorkonstruktion zur Aufnahme der Überdrücke gegen die Stemmrichtung. (Quelle: Sensitivitätsbetrachtung WTM Engineers & IRS Stahlwasserbau).

Von der BAW wurden im Auftrag des WSA Kiel-Holtenau Simulationen zum Schließen der inversen Stemmtore im möglichen Durchströmungsfall erstellt. Der Vorgang des Schließens der Tore gegen die Strömung würde wahrscheinlich im Rahmen einer inversen Torbelastung in Kombination mit möglichen Anfahrvorgängen durch Schiffe notwendig werden (Havariefall).

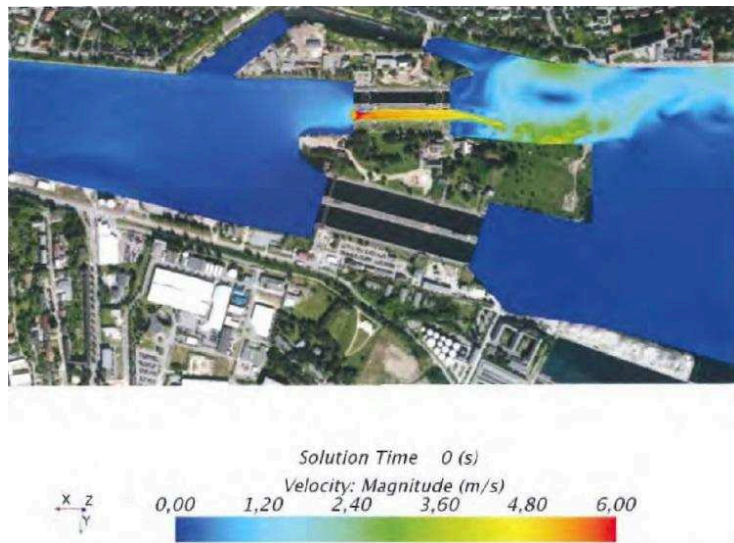


Bild 5: symbolhafter Auszug aus Gutachten der BAW zu Durchströmungsberechnungen.  
(Quelle: BAW Karlsruhe, Zusatzlasten Kleine Schleuse Kiel-Holtenau, B3953.03.06.10179)

### Auswirkungen der Szenarien und Projektionen zum beschl. Meeresspiegelanstiegs

Nach der Auswertung neuer Projektionen zum beschleunigten Meeresspiegelanstieg durch das BSH im Jahr 2017 war es angezeigt, die sich in der Vorplanungsphase befindliche Planung im Zuge des Risikomanagements zu überarbeiten und im Ergebnis anzupassen. Aktuelle, weltweite Einflüsse berücksichtigende Klimasimulationen lassen Entwicklungen erkennen, die beschleunigte Meeresspiegelanstiege möglich erscheinen lassen. Diese sind in risikosensitiven Betrachtungen bei der Planung insbesondere langlebiger Wasser- und Küstenbauwerke zu integrieren. So kommen 95% der in Sunderdiek (2018) erwähnten Berechnungen auf mögliche Anstiege des mittleren Meeresspiegels der Ostsee um kleiner 1,74 m plus weiteren wenigen Dezimetern mehr auf Grund von möglichen stärkeren Niederschlagsbedingungen zum Jahr 2100. Dies resultiert insbesondere aus der ggf. möglichen stärkeren Mobilisierung von Festlandeis Massen im Bereich Grönlands und der Antarktis.

Die Lebensdauer des Bauwerks KS ist zudem ausgelegt auf 100 Jahre. Bei möglichem Baubeginn ab frühestens 2023 und wahrscheinlichen Bauzeiten von mehr als 5 bis 6 Jahren ergibt sich ein Nutzungsende des Bauwerks welches weit außerhalb der Berechnungen liegt. Auch diesem genannten Punkten wurde mit einem überarbeiteten Planungskonzept Rechnung getragen. So wurden die Tor-konstruktion auf bewährte und risikoarme Konstruktionen zurückgeführt und sowohl der Massivbau als auch der Stahlwasserbau der KS wurden mit einer Ausbaureserve unter Beachtung der Projektionswerte versehen. Erst so ist eine Herstellung der KS unter der Möglichkeit der späteren Ertüchtigung auf die bereits vorgedachte Lastfälle, die sich aus dem möglicherweise beschleunigten Meeresspiegelanstieg ergeben können, gegeben.

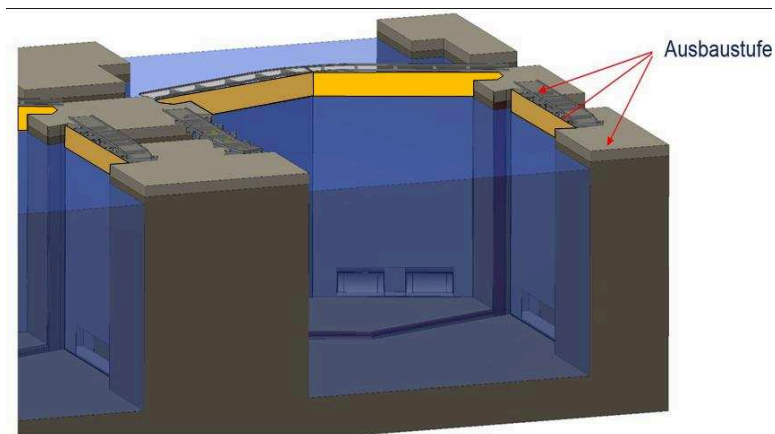


Bild 6: Schleusenhaupt mit geändertem Stemmtorkonzept und Darstellung der Ausbaustufe.  
(Quelle: Sensitivätsbetrachtung WTM Engineers & IRS Stahlwasserbau – Bild bearbeitet)

Es wird jedoch sparsam vorgegangen, da die erste Stufe des Neubaus der KS sich am vorhandenen Gelände orientiert und in der Ausbaustufe benötigte Reserven lediglich in der unteren Bauwerksstruktur verarbeitet werden. So werden bereits im Fundamentbereich robustere Bauteile für größere Belastungen vorgesehen sowie statisch notwendige Details ergänzt. Die Schleusenplanie und die Tore der KS können später relativ einfach um die Ausbaustufe erhöht werden, die Unterkonstruktion ist bereits darauf bemessen. Zur Beibehaltung der Nutzlänge der KS musste die Bruttolänge des Schleusenbauwerks jedoch um ca. 36,5 m vergrößert werden.

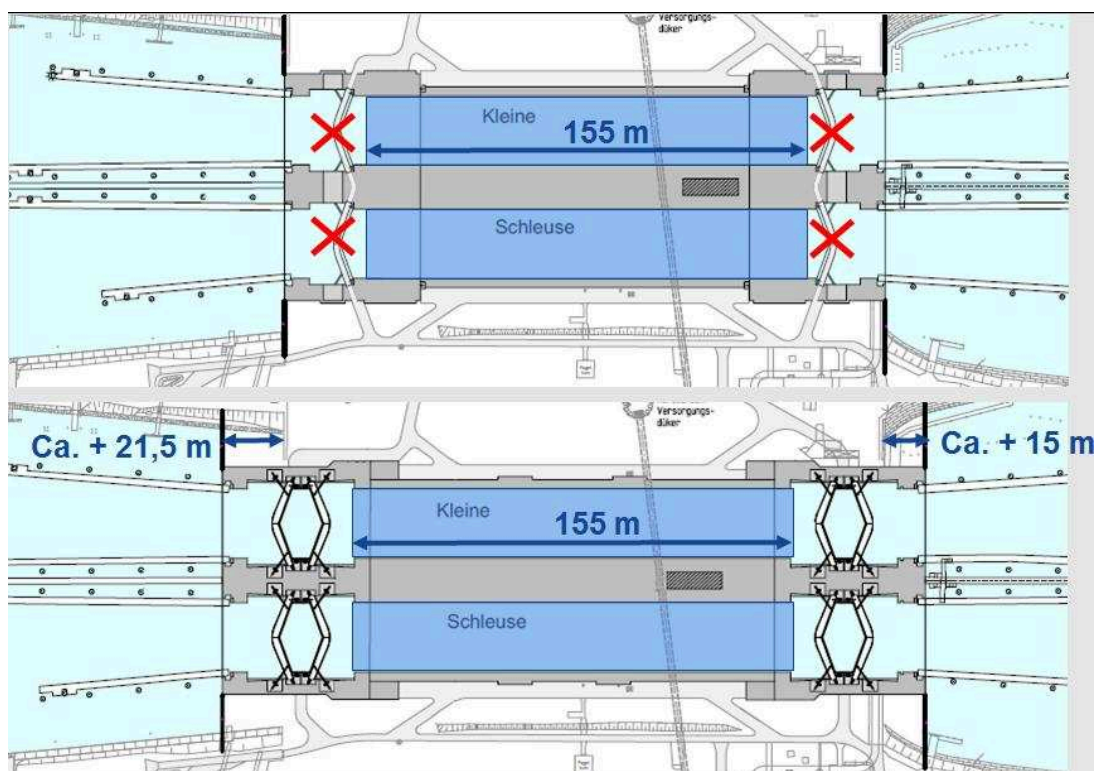


Bild 7: Oben KS mit inversen Toren, unten KS mit Ausbaureserve und "normalen" Stemmtoren.  
(Quelle: Sensitivätsbetrachtung WTM Engineers & IRS Stahlwasserbau – Bild bearbeitet)

Die Kosten für die Maßnahmen sind jedoch im Verhältnis zu möglichen Kosten beim Eintritt der Szenarien, die zum Verlust der Schleusenfunktionalität führen können, als überschaubar einzustufen.

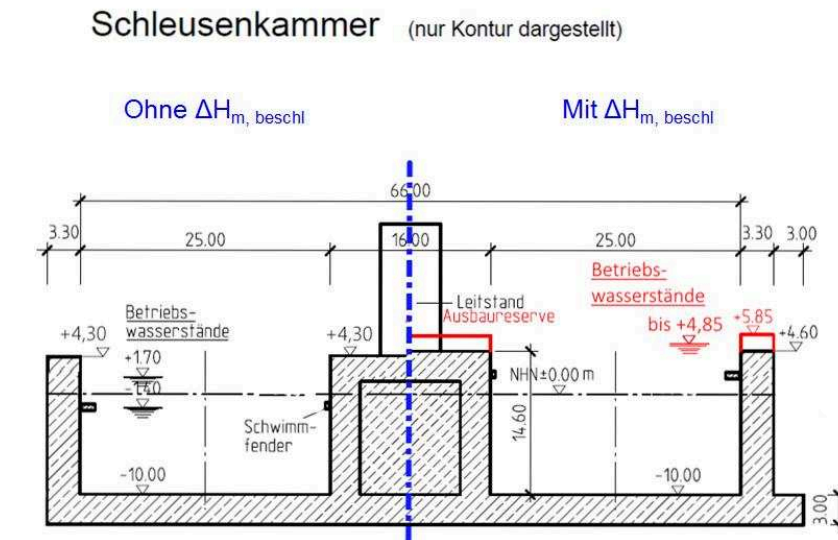


Bild 8: Querschnitt symbolisch, rechts mit Darstellung der Ausbaureserve.

(Quelle: Sensitivätsbetrachtung WTM Engineers & IRS Stahlwasserbau – Bild bearbeitet)

### Schlussfolgerung und Fazit

Unter Beachtung der möglichen Auswirkungen eines beschleunigt steigenden Meeresspiegelanstiegs empfiehlt es sich in Anbetracht der überschaubaren Kosten Vorbereitungen in Neubauprojekten auf später möglicherweise notwendige Ausbaustufen zu integrieren. Demgegenüber stünden bei Nichtbeachtung der Szenarien ggf. wirtschaftliche Verluste, da „neue“ Bauwerke nicht oder nur mit größten Anstrengungen auf die erhöhten Lastanforderungen ertüchtigt werden könnten. Eine robuste Annahme ist hier anzuraten. Die getroffenen Annahmen werden beim Gesamtprogramm der GI der Schleusenanlage Kiel-Holtenau Beachtung finden.



## Literatur

- BSH/2247-Meeresspiegel/2017-M2, Aktuelle Kenntnislage zum Meeresspiegelanstieg - neue Ergebnisse seit dem IPCC AR5 (2014).
- Eichmanns Chr., Univ.-Prof. Dr. Ing H. Schüttrumpf (2017): Seegangsuntersuchungen für die Schleusen in Kiel-Holtenau, S. 24.
- Sunderdiek, Dipl.-Ing. H. , Jäppelt, Dr.-Ing. U., WTM Engineers & IRS Stahlwasserbau, Machbarkeitsstudie zur Grundinstandsetzung der Alten Schleuse Kiel-Holtenau, Februar 2016.
- Sunderdiek, Dipl.-Ing. H. , Jäppelt, Dr.-Ing. U., WTM Engineers & IRS Stahlwasserbau, Sensitivitätsbetrachtung zur Machbarkeitsstudie zur Grundinstandsetzung der Alten Schleuse Kiel-Holtenau unter Annahme eines beschleunigten Meeresspiegelanstiegs, Februar 2018.
- Thorenz, Dr.-Ing. Carsten, Schulze, M. Eng. Lydia, BAW Karlsruhe, Zusatzlasten Kleine Schleuse Kiel-Holtenau, B3953.03.06.10179, Juli 2017.
- Thorenz, Dr.-Ing. Carsten, Schulze, M. Eng. Lydia, BAW Karlsruhe, Gutachten über die Leistungsfähigkeit des Sielbauwerks in Kiel-Holtenau, B3953.03.31.10178, März 2017.

## **Der Einfluss des Lufteintrags in Schleusen auf die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt**

Dr.-Ing. Lydia Schulze, Bundesanstalt für Wasserbau

### **Dimensionierung und Optimierung von Schleusenfüllsystemen**

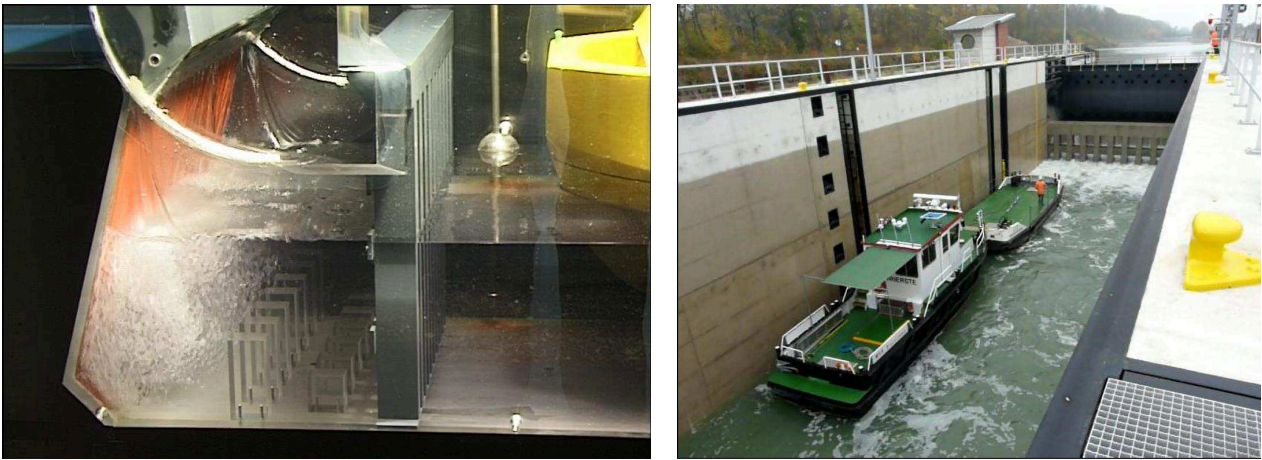
Bei der Dimensionierung von Schleusenfüllsystemen wird versucht, ein Optimum zwischen einer möglichst kurzen Füllzeit und geringen Bau- und Betriebskosten zu finden. Gleichzeitig muss die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt gewährleistet werden (vgl. z. B. Schulze et al. 2017). Die Sicherheit und Leichtigkeit während des Füllprozesses wird dabei anhand der auf das Schiff wirkenden Kräfte bewertet. Bei zu großen Kräften besteht die Gefahr, dass die Trossen des festgemachten Schiffes reißen und damit Leib und Leben der Besatzung gefährden. Die wirkenden Kräfte resultieren aus Wasserspiegelneigungen und/oder Schwall- und Sunkwellen in der Kammer, die während des Füllvorgangs entstehen (vgl. Thorenz et al. 2017).

### **Lufteintrag in Schleusen**

Durch die großen zu überwindenden Fallhöhen und die hohen Fließgeschwindigkeiten kann bei der Füllung von Schleusen eine starke Durchmischung von Luft und Wasser auftreten. Die hohen Fließgeschwindigkeiten führen dazu, dass die Luftblasen dann nicht mehr entweichen können, sondern in das Füllsystem eingetragen werden. In der Schleusenkommer kann das unkontrollierte Entweichen der Luft zu einer erheblichen Beeinflussung des Strömungsregimes und den daraus resultierenden Schiffskräften führen. Für die Dimensionierung von neu geplanten und die Optimierung von bestehenden Schleusenbauwerken ist es daher essentiell, den Einfluss des Lufteintrags auf das System zu untersuchen. In bisherigen Planungen wurde der zu erwartende Lufteintrag meist vernachlässigt oder das System wurde, wie in Partenscky (1986) empfohlen, so gestaltet, dass unkontrollierter Lufteintrag vermieden wird.

#### *Lufteintrag bei Vorkopffüllsystemen (Schleusen < 10 m Fallhöhe)*

Schleusen mit Fallhöhen kleiner als 10 m werden in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) standardmäßig als Vorkopffüllsystem mit einem Drucksegmenttor gestaltet (Jander 2012, Wachholz 2015), das sowohl als Obertor als auch als Steuerorgan für den Füllvorgang genutzt wird. Durch Drehung des Segmenttors wird das Einströmen des Oberwassers in die Kammer ermöglicht. Bei Schleusen mit einer Hubhöhe größer als 4,5 m fällt das Wasser zu Beginn der Füllung im freien Fall in den vorderen Bereich der Kammer, der häufig mit einer Energieumwandlungseinrichtung zur Vergleichmäßigung des einströmenden Wassers ausgestattet ist. Laboruntersuchungen mit einem Modell im Maßstab 1:25 von Kemnitz et al. (2012) zeigen, dass sich mit dem Drucksegmenttor günstige Strömungsverhältnisse einstellen lassen und so eine gute Leistungsfähigkeit erreicht wird. Jedoch wurde bei allen bisherigen hydraulischen Untersuchungen der Strömungsverhältnisse die durch den Fallstrahl eingetragene Luft vernachlässigt. Während die eingetragene Luft im Labormodell direkt am Oberhaupt aufsteigt, ist an Prototypschleusen mit Drucksegmenttor in der Natur eine starke Lufteinmischung bis in den vorderen Nutzlängenbereich der Schleuse zu beobachten (z. B. Schleuse Bolzum in Bild 1).



*Bild 1: Links: Die Luft im 1:25 Labormodell entweicht noch vor der Gitterwand. Rechts: Sichtbarer Lufteintrag hinter der Gitterwand (im vorderen Bereich der Schleusenkommer) beim Füllvorgang an der Schleuse Bolzum.*

*Lufteintrag bei Sparschleusen mit Zentralschächten und Zylinderschützen (Schleusen > 10 m Fallhöhe)*

Bei Schleusen mit Fallhöhen größer als 10 m kommen komplexere Füllsysteme zum Einsatz, die ein schnelleres Füllen ermöglichen, ohne die Grenzwerte für die maximalen Schiffskräfte zu überschreiten. An der alten Schachtschleuse Minden und an der Sparschleuse Anderten wurde schon vor etwa 100 Jahren dafür ein Füllsystem verwendet, welches die Kammer über seitliche Längskanäle befüllt. Die Längskanäle sind über Zentralschächte und Zylinderschütze an die seitlichen Sparbecken angeschlossen. Durch das Heben der Zylinderschütze fließt beim Befüllen der Kammer das Wasser von den Sparbecken über die Zentralschächte in die Längskanäle und dann in die Kammer. Zu Beginn der Schützöffnung wird bei ungenügender Wasserüberdeckung durch die turbulente Strömung an der Wasseroberfläche im Zentralschacht Luft in das System eingetragen. Bislang wurde nicht untersucht, wie viel Luft dadurch in das Füllsystem der bestehenden Schleusen gelangt. Für die Planungen der neuen Sparschleuse Lüneburg wird ein an die Schleuse Anderten angelehntes Füllsystem mit Zentralschächten und Zylinderschützen geplant (vgl. Belzner und Schulze 2019). Im Rahmen der Planungen ist zu untersuchen, von welchen Faktoren die Menge des Lufteintrags abhängt und wie ein unkontrolliertes Entweichen von großen Luftmengen in die Kammer verhindert werden kann, um die Sicherheit und Leichtigkeit der schleusenden Schiffe zu gewährleisten.

## Untersuchungsmethoden für Lufteintrags- und -transportprozesse in Schleusenfüllsystemen

Auf Grund von unvermeidbaren Skalierungseffekten lassen sich weder die Menge noch die Auswirkungen der Lufteinmischung in Schleusenfüllsystemen mit Hilfe von skalierten Labormodellen vorher-sagen. Numerische Modelle ermöglichen eine Untersuchung im Naturmaßstab. Die verschiedenen Größenskalen der Luft-Wasser-Grenzflächen stellen jedoch auch in der numerischen Modellierung eine Herausforderung dar. Für die numerische Betrachtung der Effekte der Lufteinmischung müssen spezielle Methoden verwendet werden, die sowohl die freie Wasseroberfläche als auch den Effekt des Blasen-transportes auf die Strömung berücksichtigen. Ein von Schulze (2018) entwickelter und in OpenFOAM® implementierter Ansatz ermöglicht die Abbildung der relevanten physikalischen Prozesse. Basierend auf einem sogenannten „Mixture Modell“ wird eine Massen- und eine Impulserhaltungsgleichung für die Mischung der Phasen gelöst. Zusatzterme in der Impulserhaltungsgleichung berücksichtigen den Impulsaustausch zwischen den Phasen und sorgen so für eine physikalisch richtigere Modellierung des Lufttransports.

## Untersuchungsergebnisse zum Einfluss des Lufteintrags auf den Schleusenfüllprozess

### *Lufteintrag bei Vorkopffüllsystemen*

Mit Hilfe des Ansatzes von Schulze (2018) wurde der Einfluss der Lufteinmischung am Oberhaupt auf die Strömung anhand der Geometrie der Schleuse Bolzum beispielhaft numerisch untersucht. Dafür wurde ein 3D Modell der Schleuse mit einem in der Kammer liegenden überlangen Gütermotorschiff (üGMS) erstellt. Da der Aufbau von transienten Simulationen mit bewegtem Schiff komplex und ressourcenaufwändig ist, wurden verschiedene stationäre Zustände untersucht, bei denen das Schiff auf einer Position fixiert ist. Da die physikalische Abbildung des fallenden Wasserstrahls mit akzeptablem Ressourcenaufwand noch nicht möglich ist, wurde ein definiertes Wasser-Luft-Gemisch als Zufluss über eine horizontale Einlassfläche am Oberhaupt in die Kammer eingetragen. Für die Abschätzung der Geschwindigkeit des Zuflussvolumenstroms wurde die konservative Annahme getroffen, dass die potentielle Energie des Oberwassers durch den fallenden Strahl vollständig in kinetische Energie umgewandelt wird. Um einen stationären Wasserstand in der Kammer zu halten, wurde der eingetragene Wasservolumenstrom über die gesamte Kammersohle verteilt wieder aus dem System hinausgezogen. Die Randbedingungen sind in Bild 2 schematisch dargestellt. Zur Untersuchung der Sensitivität des Systems auf den eingetragenen Luftgehalt wurde das Luft-Wasser-Verhältnis am Zuflussrand variiert.

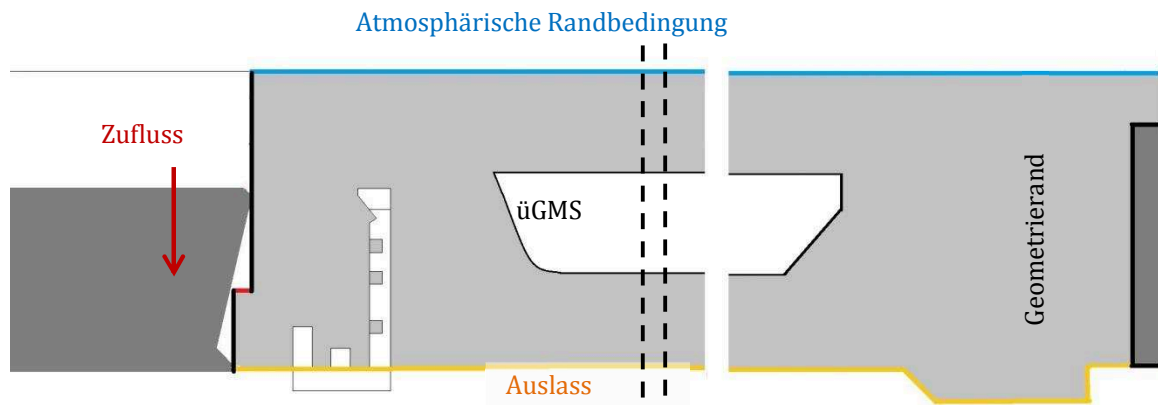


Bild 2: Randbedingungen für das numerische Modell der Schleuse (nach Schulze 2018).

Die Visualisierung der Strömungsfelder (vgl. Bild 3) zeigt, dass sich das Geschwindigkeitsfeld hinter der Gitterwand durch die eingetragene Luft stark verändert. Bei hohem Luftgehalt bildet sich ein Strahl aus, der den Schiffsbug in Richtung Unterhaupt schiebt. Zusätzlich erhöht sich durch den Lufteintrag der Wasserspiegel im vorderen Bereich der Kammer und erzeugt so eine zum Unterhaupt gerichtete Kraft auf das Schiff. Die quantitative Auswertung der Ergebnisse zeigt, dass sich die auf das Schiff wirkende Kraft mit steigendem Luftgehalt und mit steigendem Volumenstrom erhöht. Aufgrund der für die Simulationen getroffenen Vereinfachungen, kann hier noch keine abschließende quantitative Aussage über die auftretenden Schiffskräfte während des transienten Füllprozesses getroffen werden.

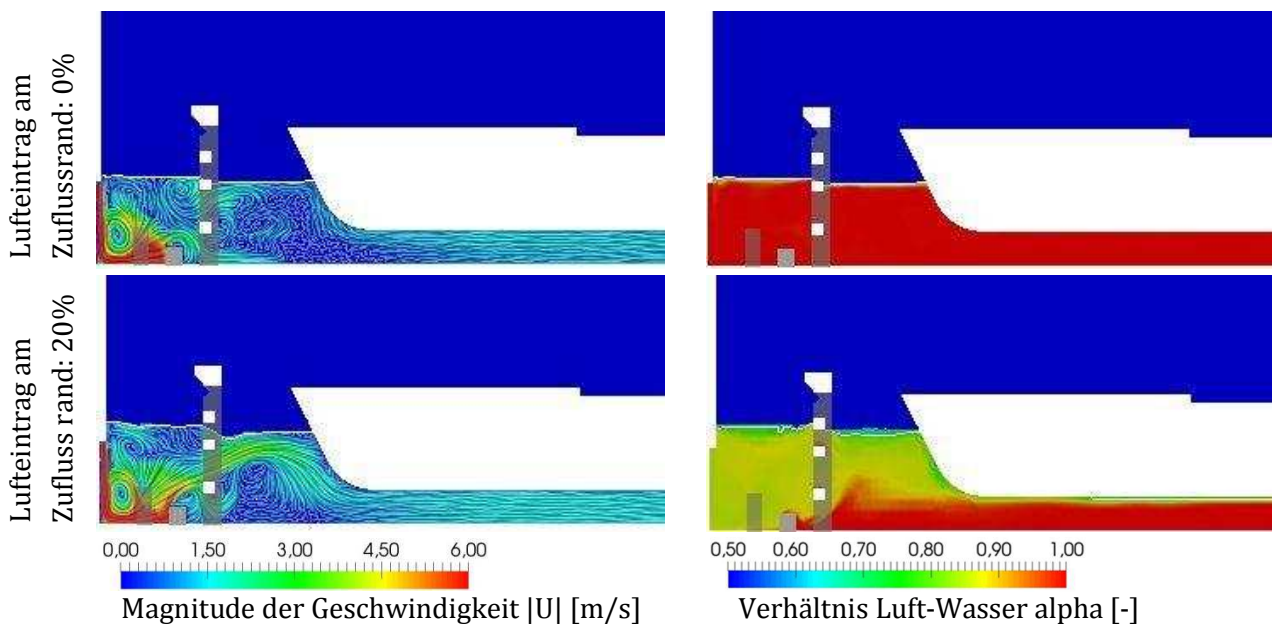


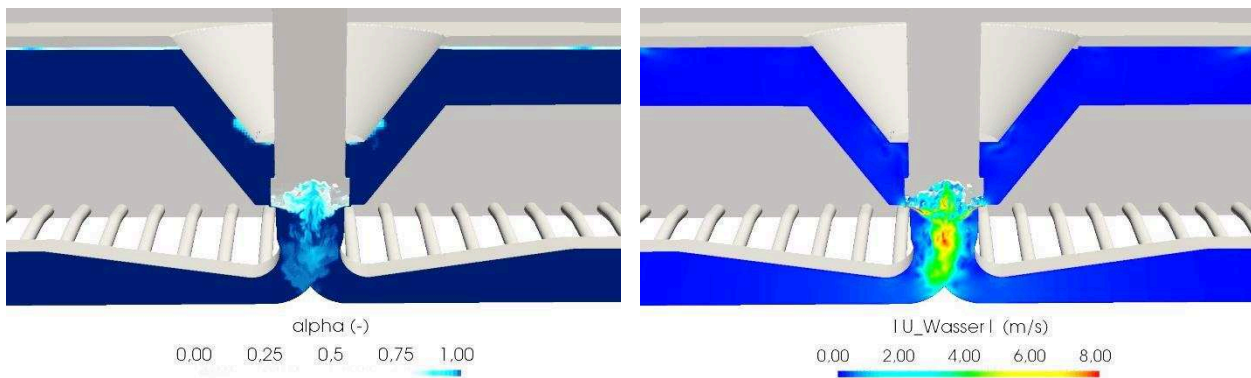
Bild 3: Vergleich des Strömungsfeldes bei 0 % Lufteintrag (oben) zu 20 % Lufteintrag (unten) (Schulze 2018).

Eine qualitative Auswertung der Simulationen mit verschiedenen Luftgehalten im Zustrom zeigt jedoch, dass bei großem Lufteintrag Kräfte entstehen können, die die Schiffskräfte aus den Untersuchungen ohne Luft stark überschreiten und damit die Sicherheit der schleusenden Schiffe gefährden könnten. Außerdem verdeutlichen die Auswertungen der Strömungsbilder, dass die Lufteinmischung einen maßgeblichen Effekt auf das Strömungsregime hat und damit bei der Planung nicht vernachlässigt werden kann. Durch eine gezielte Regulierung des Zuflussvolumenstroms kann der Lufteintrag so reduziert werden, dass eine sichere Schleusung möglich ist. Die sich daraus ergebenden Einschränkungen der Leistungsfähigkeit sind akzeptabel.

#### Lufteinmischung bei Sparschleusen mit Zentralschächten und Zylinderschützen

Um zu untersuchen, ob beim neu geplanten Füllsystem der Schleuse Lüneburg maßgeblicher Lufteintrag zu erwarten ist, wurde ein dreidimensionales Modell einer möglichen Variante des Füllsystems aufgebaut. Das Zylinderschütz wurde darin vereinfacht als zweidimensionale, zylinderförmige Fläche abgebildet. Die Fläche wird während der Simulationen schrittweise freigegeben, was etwa dem tatsächlichen Anheben des Zylinders entspricht. In den numerischen Untersuchungen wurde untersucht, ob Lufteinmischung zu beobachten ist und wie weit die Luft in das Füllsystem eingetragen wird. Es wurden drei beispielhafte Schützöffnungskurven getestet und verglichen.

Die Ergebnisse der Simulationen zeigen, dass insbesondere bei kleinen Schützöffnungsweiten Luftmischung in das Füllsystem auftritt. Die Luft wird im Zentralschacht von der hochturbulenten Strömung mitgerissen und in den Längskanal mitgerissen (siehe Bild 4). Ein Teil der eingetragenen Luft wird über die Fülldüsen in die Kammer transportiert, der Rest sammelt sich an der Decke des Längskanals. Bei steigendem Wasserspiegel im Zentralschacht nimmt der Lufteintrag ab, bis schließlich nur noch Wasser in das Füllsystem fließt.



*Bild 4: Die Luft-Wasser-Verteilung(links) beim Öffnen des Zylinderschützes zeigt das Mitreißen der Luft durch die hochturbulente Strömung im Zentralschacht. Rechts: Geschwindigkeitsverteilung im Wasser beim Öffnen des Schützes.*

Je schneller das Zylinderschütz geöffnet wird, desto weniger Luft wird in das Füllsystem eingetragen, da die Überdeckung des Zylinders schneller zunimmt. Um den Lufteintrag so gering wie möglich zu halten, ist daher eine schnelle Öffnung des Zylinderschützes zu bevorzugen. Umgekehrt führt eine steigende Schützöffnungsgeschwindigkeit jedoch zu einer schnelleren Änderung des Zuflussvolumenstroms und erzeugt damit größere Wasserspiegellängs- und -querneigungen in der Kammer. Diese resultieren in Längs- und Querkräften auf das in der Kammer liegende Schiff und dürfen ein Maximum nicht überschreiten. Für die Planungen der neuen Schleuse Lüneburg muss hier ein Kompromiss gefunden werden.

### **Schlussfolgerungen und Ausblick**

Lufteinmischung an Schleusen tritt bei verschiedenen Füllsystemen auf und ist oft nicht komplett zu vermeiden. Um die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt an den Schleusen zu garantieren, muss untersucht werden, welche Auswirkung die Lufteintrags- und -transportprozesse auf den Füllvorgang haben. Die durchgeführten numerischen Untersuchungen zeigen, dass die Lufteinmischung das Strömungsregime maßgeblich verändern kann. Durch die Luftblasen wird ein zusätzlicher Impuls in die Strömung eingetragen, der die Schiffskräfte maßgeblich beeinflussen kann. In bisherigen Untersuchungen für neue Schleusen wurde der Aspekt des Lufteintrags mangels entsprechender Untersuchungsmethoden häufig vernachlässigt. Neuere numerische Methoden ermöglichen die Untersuchung der Sensitivität der Systeme auf den Lufteintrag. Damit können bei zukünftigen Planungen die geometrische Gestaltung sowie die Schützfahrpläne dahingehend optimiert werden, dass der Lufteintrag minimiert wird. Um verlässliche, quantitative Aussagen zum Lufteintrag und zu den resultierenden Schiffskräften während des transienten Füllvorgangs an komplexen Schleusenfüllsystemen treffen zu können, müssen die Methoden zur Simulation von bewegten Objekten (Schiff und Tor) sowie die Me-

thoden zur Modellierung des Lufterintrags durch fallende Strahlen weiterentwickelt werden. Hierzu laufen derzeit weitere Forschungs- und Entwicklungsprojekte an der BAW.

### **Literatur**

- Belzner, F., Schulze, L. (2019): Hydraulische Untersuchungen zur neuen Schleuse Lüneburg. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Kolloquium Hydraulik der Wasserbauwerke – Neues aus Praxis und Forschung. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.
- Jander, A. (2012): Aktuelle Situation der Standardisierung von Schleusen. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Innovation mit Tradition: Hydraulischer Entwurf und Betrieb von Wasserbauwerken. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 33-38.
- Kemnitz, B., (2012): Zukünftiges Füll- und Entleersystem für Schleusen mittlerer Fallhöhe. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Innovation mit Tradition: Hydraulischer Entwurf und Betrieb von Wasserbauwerken. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 17-24.
- Partenscky, H.-W. (1986): Binnenverkehrswasserbau. Schleusenanlagen. Berlin: Springer.
- Schulze, L. (2018): Development of an Application-Oriented Approach for Two-Phase Modelling in Hydraulic Engineering. Dissertation. Technische Universität Dresden, Dresden.
- Schulze, L., Belzner, F., Hartung, T., Thorenz, C. (2017): Hydraulische Kriterien für die Dimensionierung von Schleusen: Neue Entwicklungen und künftige Herausforderungen. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Wasserbauliche Herausforderungen an den Binnenschiffahrtsstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 11-16.
- Thorenz, C., Belzner, F., Hartung, T., Schulze, L. (2017): Numerische Methoden zur Simulation von Schleusenfüllprozessen. In: BAWMitteilungen 100. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau S. 91-108.
- Wachholz, T. (2015): Standardisierung von Wasserbauwerken in der WSV. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Wasserbauwerke – Vom hydraulischen Entwurf bis zum Betrieb. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 9-18.

## Hydraulic Aspects of the Renovation of the Visor Weirs in the Lower Rhine, The Netherlands

Ir. Wim Kortlever, Rijkswaterstaat  
Ir. Dirk Jan Kiljan, Rijkswaterstaat  
Ir. Wilco Meijerink, Rijkswaterstaat

### Introduction

Close to the Dutch border the Rhine splits up into three branches. In the sixties of the last century, one of these branches, the Lower Rhine, has been canalized by the construction of three sets of weirs and locks. Thus, the water distribution between the river branches can be controlled and the water depths for inland navigation have been optimized. This canalization applies to the low discharges of the Rhine. At higher discharges the weirs will be lifted, so that the Lower Rhine is again a free flowing river (De Gaay and Blokland, 1970). Those three weir and lock complexes in the Lower Rhine are being renovated, which includes the removal and replacement of the visor gates of the weirs. This paper focuses on the main hydraulic aspects of the weir renovation, i.e. the increased hydraulic loads due to the replacement of the gates and the measures that have to be taken.

### Layout and Hydraulic Conditions

The layout of the weir near the village of Driel is shown in Figure 1. The weirs regulate the flow by blocking the minor bed of the river. Each weir has two visor gates, mounted on three piers, one of which is in the middle of the river (Figure 2). The flow channel between two piers has a width of 48 m. In the middle pier is an additional culvert with a cylinder valve to manage small discharges. The shipping lock with separate approaches is to the north and there is a fish pass neighbouring the weir. During river floods, when the gates have been lifted above the water, the river runs over the flood plains adjacent to the minor bed, between the dikes.

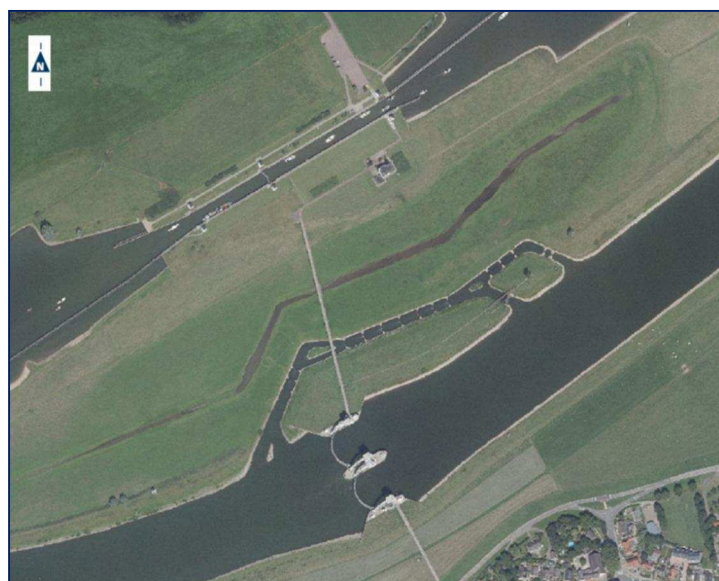


Figure 1: Layout of the weir near Driel, the weir near Amerongen is 30 km downstream, and the weir near Hagestein is 53 km downstream.



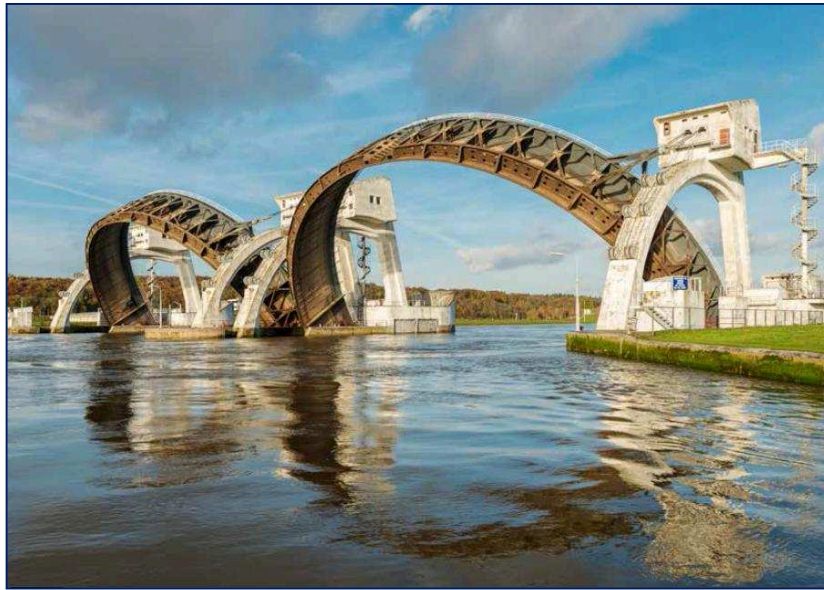


Figure 2: The visor gates will be lifted at higher discharges (Driel).

The target water levels, sill levels and standard maximum head differences of the three weirs are given in Table 1. The characteristic discharges in the Rhine and Lower Rhine when the gates are lifted above the water are presented in Table 2.

Table 1 Levels and head differences (Rijkswaterstaat, 2013)

Location	Target water level *)	Sill level *)	Standard max. head at low discharge **)
Driel	+ 8.25 m	+ 1.25 m	2.25 m
Amerongen	+ 6.00 m	- 2.00 m	3.00 m
Hagestein	+ 3.00 m	- 4.50 m	3.50 m ***)

\*) With reference to NAP: Amsterdam Ordnance Datum. \*\*) With the exception of calamities.

\*\*\*) Tide-dependent.

Table 2 Characteristic discharges when gates lifted above the water (Rijkswaterstaat, 2013)

Location	Lower Rhine	Rhine
Driel	435 m <sup>3</sup> /s	2400 m <sup>3</sup> /s
Amerongen	635 m <sup>3</sup> /s	3500 m <sup>3</sup> /s
Hagestein	635 m <sup>3</sup> /s	3500 m <sup>3</sup> /s

The average discharge of the Rhine is 2200 m<sup>3</sup>/s. Approximately, 50 days per year discharges may be higher than 3500 m<sup>3</sup>/s (RIKZ, 1994).

### Replacement of Gates

During the replacement of each of the visor gates the target water level in the upper reach of the weir has to be maintained, so that the navigation and other functions depending on the water levels are not hindered. This is made possible by the construction of a temporary steel gate, also with a arched shape which is placed at the upstream face of the old gate. When the temporary gate is in place, the old gate is split in three parts and hoisted out. Then, a new visor gate is installed at the downstream face of the temporary gate (Figure 3, left). When the new gate is operational, the temporary gate is taken away.

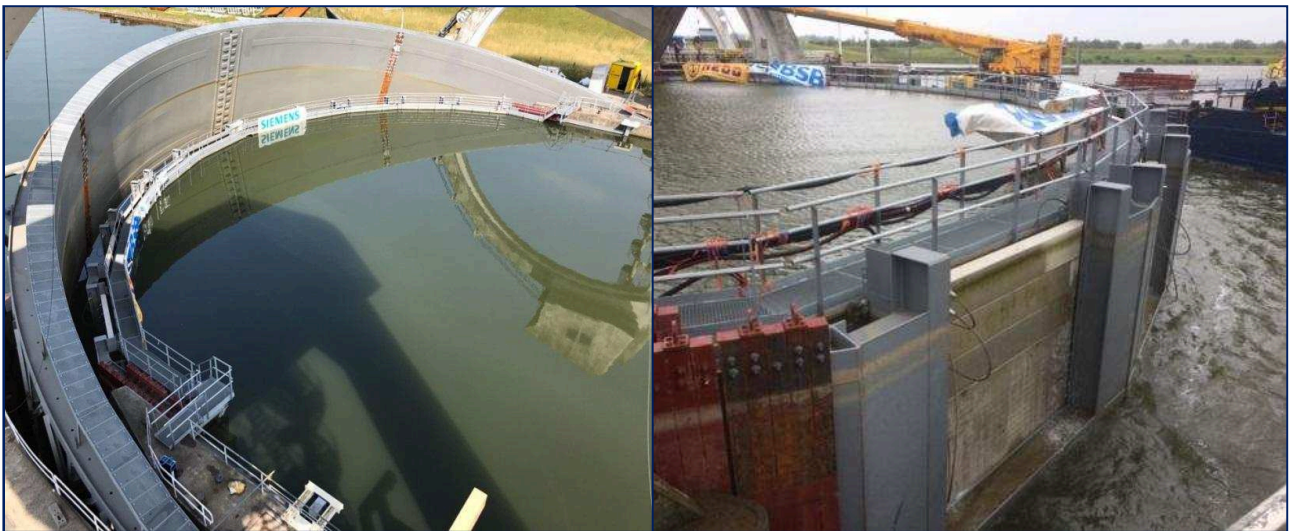


Figure 3: Left: temporary gate (upstream), and new visor gate which is being installed (downstream).  
Right: downstream face of temporary gate with removable concrete panels.

During the short period in which the old gate is removed and the new gate is installed and tested, the temporary gate has to retain the water. However, it is not possible to lift the temporary gate to regulate and let water through. If then the river discharge increases, the other visor gate of the weir is used to regulate the upstream water level. It may be necessary to lift that other gate higher than usual to let through the surplus of water. Assuming that the discharge underneath that gate will be twice as high, also the flow impulse and the flow velocities further on, above the bed protection and the unprotected river bed, will be twice as high. The original bed protection behind the gate, which consists of concrete blocks and beams extends to approximately 34 m behind the gate sill. Given the higher flow velocities using only one operational gate, it was necessary to lengthen the bed protection using rock armour layers and a geotextile as a filter. To limit the stone sizes in these armour layers and the length of the extra bed protection, the temporary gate has been built with eight large openings, as high as the gate, each of which has been equipped with five concrete panels (Figure 3, right). At increasing discharges these concrete panels have to be lifted out by using a floating crane. Thus, the flow can be more evenly distributed over the width of the river. When the discharge decreases again, these concrete panels have to be reinstalled. Because of the difficulty of operating these panels, this has to be well prepared.

### Flow velocities and bed protection

When the design of these weirs was made, it has been decided to build two large openings instead of one very large opening or three smaller openings. These two openings have the advantage that during river floods ships can pass through the weir when the locks are out of service. Besides the two large openings with visor gates, there is a separate culvert with a cylinder valve in the middle pier for regulating the smaller discharges. To a certain level the two gates may be used as each other's reserve. However, a major drawback is the limited width for the flow when doing major maintenance of the gate or when the gate is for some time unexpectedly out of service. Then, the limited availability may coincide with a high river flood.

As an example, when the head difference is reduced to 2.2 m and the discharge has increased to 385 m<sup>3</sup>/s (average Rhine discharge 2200 m<sup>3</sup>/s), with two visor gates and the cylinder valve available, the gates will both be lifted to a height of about 0.55 m. Then 145 m<sup>3</sup>/s will pass underneath each gate. The average flow velocity at the end of the original bed protection is lower than 1 m/s. However, with only one gate in use, lifted to about the double height, this velocity increases to about 2 m/s. This effect is illustrated by the results of an exploratory CFD-calculation, shown in Figure 4.

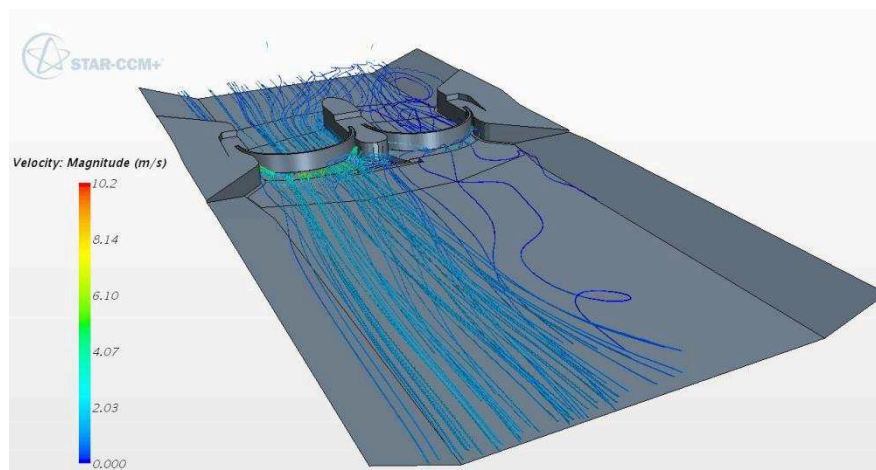


Figure 4: CFD-calculation of flow through one opening; streamlines (O'Mahoney and Boschetti, 2016).

During a river flood, with further increasing discharges, the flow velocities downstream of the weir will be higher. Velocities are expected to increase until the water levels reach the level of the crest of the weir structure, mainly the top of the temporary gate, and the level of the flood plains. When, at even higher discharges, part of the flow runs over the flood plains, the flow velocities at the river bed behind the weir will decrease. When only one weir opening is available, in addition to the extra high flow velocities over a wide area in the event of a high river discharge, one should also consider the flow loads caused by the amplified jet underneath the gate at lower discharges, when that one gate is still in the water and is used for regulation. At these lower discharges, when the head difference is higher, velocities close to the gate are higher. The plane jet coming from underneath the gate hits the sill, jumps up to the surface and flows down again, to impact the concrete blocks in the original bed protection. This impact load may increase due to the doubled height of the jet.

Regarding the increased flow loads two measures have been taken. First, a large part of the area of the existing concrete blocks is temporarily ballasted by steel slabs, which weigh about 13 tons and have a thickness of 0,225 m. Second, both upstream and downstream of the weir the bed protection has been extended by applying rock armour layers. Under these rock layers a geotextile is used as a filter to avoid that the loose sand underneath is washed out. The extended rock protection prevents that large scour holes will develop leading to bank slides or slides near the weir structures. For the weir at Hagestein, both measures are shown in Figure 5 (Donselaar-Gaal, 2017). Here, the main part of the protection downstream has a top layer of a 40-200 kg rock grading.

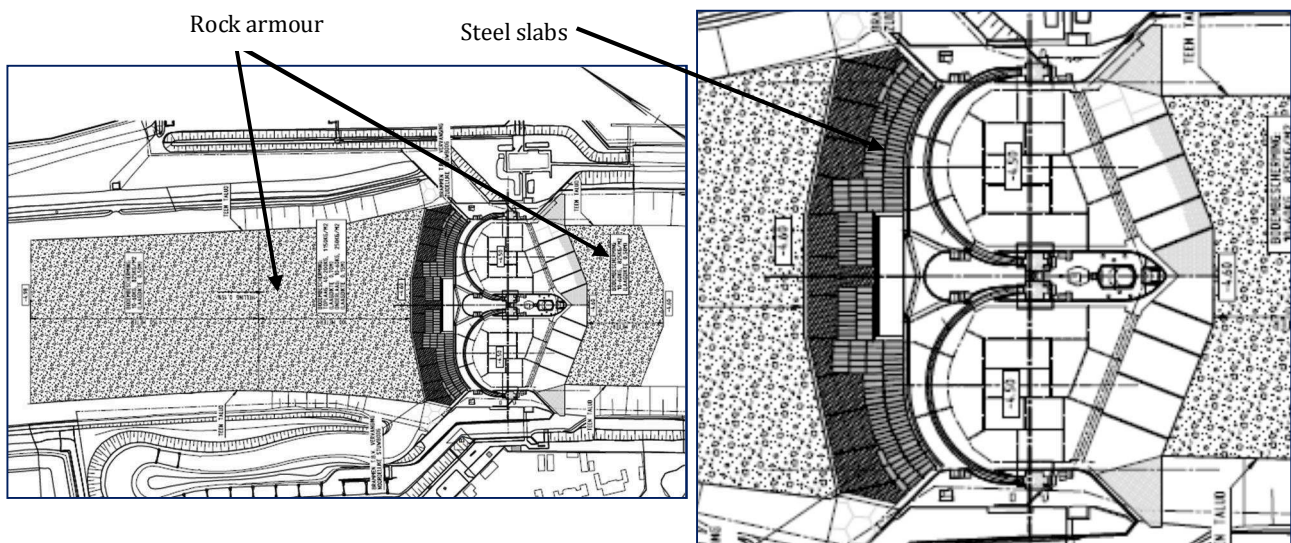


Figure 5: Top view of bed protection measures at Hagestein, left: overall, right: close-up of steel slabs.

### The calamity

Periodically, also during the renovation, the bed protections of the weirs are surveyed to ascertain that these can withstand the anticipated flow loads. Against expectations, in February of 2018, the survey of the Amerongen Weir revealed a large damage in the original protection of the concrete blocks downstream of the southern gate (Figure 6, left). Until then, these protections have proven to be very robust and did not need much maintenance. Provided that the blocks are in the original arrangement, this type of protection has a high resistance against the jet or the flow. If, due to a particular reason, one or a few blocks are drawn out of that arrangement, the protection loses its high resistance and even at less high loads blocks will be dragged out. Next, the underlying filter is transported and a scour hole will develop very close to the sill of the weir. Figure 6 shows a severe damage over about 25 x 45 m<sup>2</sup>, which was not noticed for some time. The largest erosion depth (dark blue) was about 2.5 m. If there would have occurred a long period of high river discharges, the damage would have increased in little time. This would have been a threat to the stability of the weir sill. The project has given the highest priority to filling up the scour holes with graded rock of 10-60 kg. The top layers of this rock fill were penetrated with colloidal concrete, so that individual stones could not be dragged away.

Fortunately, the discharges remained low and could be diverted to the neighbouring power station, and the reparations were carried out in a short time (Figure 6, right).

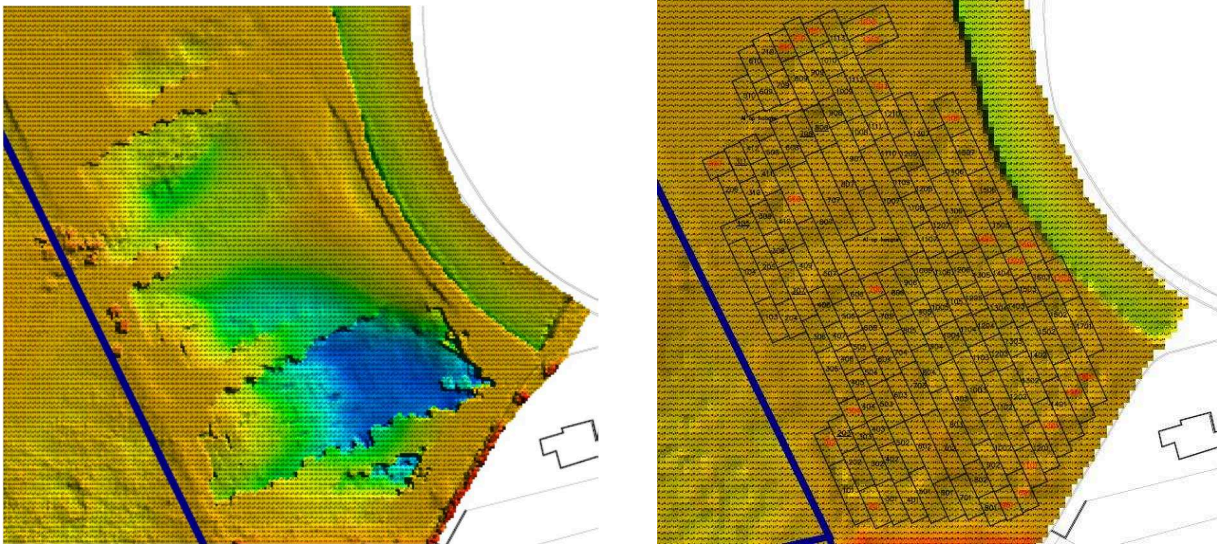


Figure 6: Damaged (left) and repaired (right) bed protection downstream Amerongen Weir.

## Conclusion

The Lower Rhine has been canalized by three identical weirs, each of which has two 48 m wide openings with visor gates. These wide gates have the advantage that ships can pass through the weir when the locks are out of service, during river floods. However, the basic choice for only two wide openings, and a smaller regulatory culvert, implies that renovation of a steel visor gate cannot be carried out by only closing off the related opening, as the flow velocities in the other opening during high river discharges will be extremely high. The renovation of the visor gates has been made possible by the construction of a temporary gate with eight openings and removable concrete panels, and by ballasting and extending the bed protection of the weir. As only one visor gate at a time is renovated, the ballast of steel slabs and the temporary gate are reused at the next gate. Special attention and preparations will be required when the concrete panels have to be lifted from and replaced in the temporary gate. An unexpected damage to one of the original protections of concrete blocks has again proven that periodic monitoring of the bed protections is mandatory.

## References

- De Gaay, A.C., Blokland, P. (1970): The Canalization of the Lower Rhine. Rijkswaterstaat Communications Nr 10.
- Donselaar-Gaal, B.C. (2017): Renovatie stuwensemble Nederrijn en Lek. Plan for realisation of bed and bank protections at Hagestein. Sweco, Siemens. In Dutch. Added drawing of bed protection Hagestein: Ontwerptekening ONZ-2015-81001-HA-00-000-00-001-A05.
- O'Mahoney, T., Boschetti, T. (2016): Eindpresentatie verkenning Hagestein. Computation of discharge coefficients on the basis of field data and 2D/3D-CFD-simulations. By order of Rijkswaterstaat.
- Rijkswaterstaat (2013): Handboek Neder-Rijn en Lek. Operation of locks and weirs. In Dutch.
- RIKZ (1994): Tienjarig Overzicht 1981-1990. Overview of discharges, water levels, water temperatures, waves and coastal measurements. Rijkinstituut voor Kust en Zee/Rijkswaterstaat.

## Kolkprozess am Wehr Geesthacht – Hybride Modelluntersuchungen

Dipl.-Ing. (FH) Udo Pfrommer, Bundesanstalt für Wasserbau

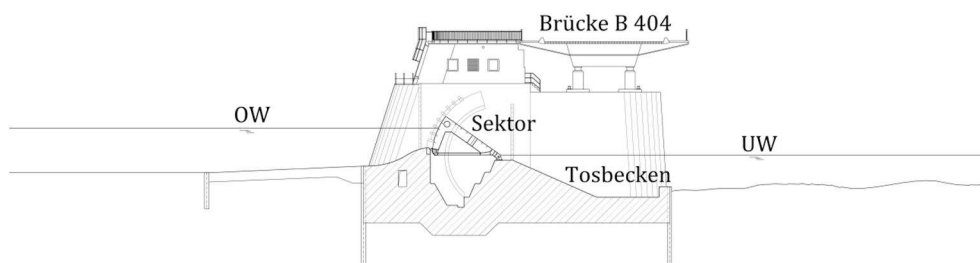
Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Bundesanstalt für Wasserbau

### Einleitung

Schäden am Tosbecken sowie Auskolkungsprozesse im Unterwasser infolge einer unzureichenden hydraulischen Wirksamkeit des Tosbeckens erfordern umfassende Instandsetzungsmaßnahmen an der mittlerweile 60 Jahre alten Wehranlage Geesthacht. Zurzeit werden in der BAW Untersuchungen durchgeführt mit dem Ziel, die hydraulische Wirksamkeit der Energieumwandlung, die Konzeption der Kolksicherungsstrecke und den Kolkprozess zu verbessern.

### Grundlagen und Randbedingungen

Die 1960 in Betrieb genommene Staustufe Geesthacht liegt bei Elbe-km 585,900 und besteht aus einer 200 m breiten Wehranlage mit vier Sektorverschlüssen und einer Doppelschleuse im parallel verlaufenden Schifffahrtskanal. In Bild 1 ist der für diese Zeit typische Querschnitt eines Sektorwehres zu erkennen: Eine Jambor-Schwelle im Oberwasser, die Sektorkammer mit dem Verschluss, der 1:2 geneigte Wehrrücken und das mit 6,0 m verhältnismäßig kurze Tosbecken im Anschluss. Durch Einsprüche im Planfeststellungsverfahren wurde das ursprüngliche Stauziel von 5,65 m NHN auf 4,00 m NHN abgesenkt und in der Folge, aus wirtschaftlichen Gründen, auf ein Laufwasserkraftwerk verzichtet. Aus hydraulischer Sicht weist die Wehranlage sehr schwierige Randbedingungen auf. Obwohl die Elbe erst 142 km unterhalb der Wehranlage in die Nordsee mündet, reichen die Auswirkungen von Ebbe und Flut bis ins Unterwasser der Wehranlage.



*Bild 1: Wehranlage Geesthacht - Querschnitt mit neuer reduzierter Verschlusshöhe für das planfestgestellte Stauziel von 4,00 m NHN.*

Als Folge einer hohen natürlichen Sohldynamik hatten sich bereits während der Bauzeit große Kolke unterhalb der Wehranlage gebildet (BAW, 1969). Die Kolke wiesen über die Jahre eine hohe Dynamik auf, auch aufgrund der anstehenden feinen Sedimente. Bereits wenige Jahre nach der Inbetriebnahme wurde festgestellt, dass die 40 m lange Kolksicherungsstrecke durch die Kolke angegriffen wurde und die Standsicherheit der Wehranlage durch rückschreitende Erosion gefährdet war. Die Ursache wurde in einer Kombination aus den ungünstigen Abflussverhältnissen, Strömungsverteilungen und besonderen örtlichen Bedingungen gesehen. In einem Labormodell mit beweglicher Sohle wurde die Kolksicherungsstrecke neu konzipiert und Hinweise zur Neigung und zum Stückgewicht der Bruchsteine gegeben (BAW, 1969).

Heute ist klar, dass sich die Baumaßnahmen in der Unterelbe auch auf die Wasserstände im Unterwasser ausgewirkt haben. Hinzu kommt, dass die Staustufe nicht, wie ursprünglich geplant, mit einem Laufwasserkraftwerk ausgestattet wurde, sodass die Wehranlage ständig in Betrieb ist.

Infolge von Unterhaltungsmaßnahmen und Bauwerksinspektionen gibt es lange Zeiträume, in denen (n-1)-Zustände (etwa 120 Tage/Jahr), und auch (n-2)-Zustände (etwa 90 Tage/ Jahr) auftreten, mit der Folge einer höheren hydraulischen Belastung des Tosbeckens und der anschließenden Kolk sicherungsstrecke. Dadurch kam es zu Umlagerungen der Bruchsteine, die teilweise in Richtung Unterwasser transportiert wurden, aber auch teilweise ins Tosbecken gelangten und dort zu erheblichen Schäden durch Hydroabrasion führten.

### Dynamik des Kolkes

Das Prozessverständnis des Kolkes ist wichtig, da die geplante Kolk sicherungsstrecke bis in den Kolk reichen wird und der Übergang so gestaltet werden muss, dass die Geometrie lage stabil ist und die Steine nicht in den Kolk abrutschen. Wie die Peilungen aus den Jahren 2012-2014 zeigen (Bild 2, oben) hat sich die Längenausdehnung des Kolkes nicht wesentlich verändert, dafür allerdings die Kolkform. Im Vergleich der Peilungen ist gut zu erkennen, dass die Sohle im Bereich der Kolk sicherungsstrecke ( $0 < x < 43 \text{ m}$ ) leicht ansteigt und sich am Ende auf einer Höhe von  $-2,0 \text{ m}$  NHN stabilisiert hat. Bis etwa  $x = 60 \text{ m}$  verändert sich die Neigung des Kolkes nur wenig, während das anschließende Gewässerbett eine hohe Dynamik aufweist. So findet zwischen der Peilung vom Mai 2012 und der Peilung vom September 2013 eine natürliche Verfüllung um bis zu  $4,0 \text{ m}$  statt.

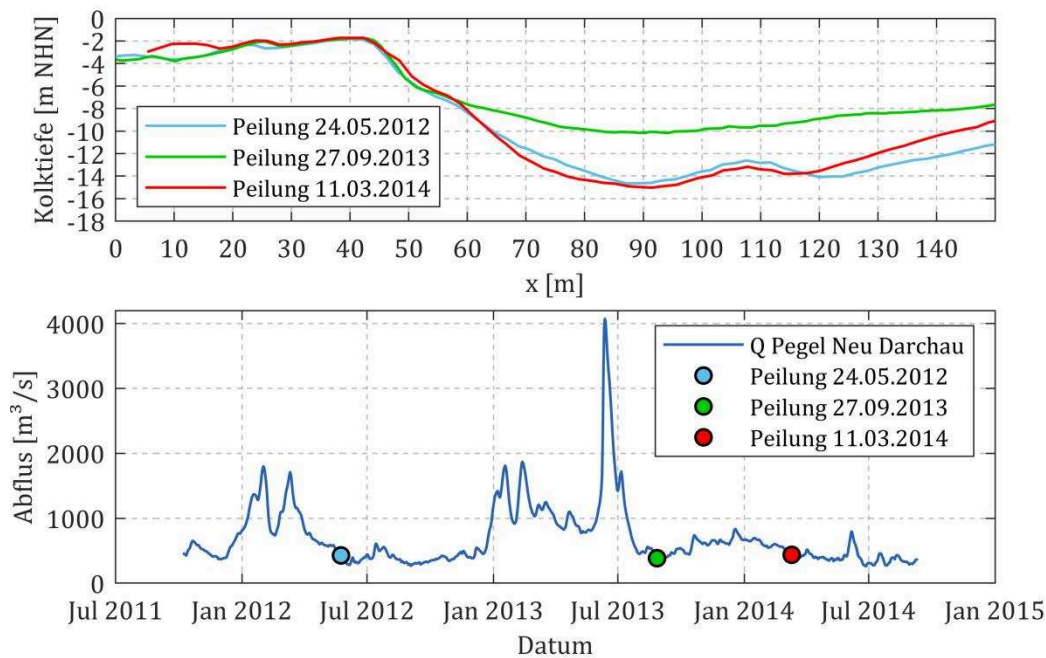


Bild 2: Längsschnitt der Peilungen in Wehrfeld 4 (oben) (Ende des vorhandenen Tosbeckens bei  $x = 0$ ) und Abflussganglinie am Pegel Neu Darchau (unten).

Ein Vergleich der Peilungen (Bild 2, oben) mit der Abflussganglinie am Pegel Neu Darchau (Bild 2, unten) zeigt, dass in diesem Zeitraum ein Hochwasser mit einer Abflussspitze von mehr als  $4000 \text{ m}^3/\text{s}$  (etwa HQ50) in der Elbe ablief und es durch den damit verbundenen erhöhten Sedimenttransport zu einer natürlichen Verfüllung des Kolkes kam. Interessant ist dabei, dass die Ausgangsform des Kolkes bis zur nächsten Peilung im März 2014 wieder annähernd erreicht wurde. In diesem Zeitraum war der Abfluss mit  $400$  bis  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  geringer und die Transportrate von oberstrom folglich niedriger als die Erosionsrate im Unterwasser der Wehranlage, was den Kolkprozess erklärt.

Im Hinblick auf den Abfluss können grob zwei Zeitfenster als charakteristische Zustände angegeben werden, die maßgeblich für den Kolkprozess sein können:

- $Q_A = 198 \text{ m}^3/\text{s}$ , mittlerer Abfluss, 27.08.13 bis 11.03.14 (137 Tage)
- $Q_B = 258 \text{ m}^3/\text{s}$ , mittlerer Abfluss, 06.01.14 bis 27.01.14 (22 Tage)

### Laboruntersuchungen zur Kolkbildung - Versuchsaufbau

Für die gegenständlichen Untersuchungen wurde eine Versuchsrinne mit den Abmessungen  $L/B/H = 20,0/0,6/1,2 \text{ m}$  verwendet (Bild 3). Der Abfluss kann über einen induktive Durchflussmesser (IDM) bestimmt werden. Für die Steuerung des Wasserstands am unteren Modellrand ist eine Klappe eingebaut, womit auch Tidezyklen simuliert werden können. Der Wasserstand wird durch Schwimmerpegel gemessen, welche nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhre mit der Versuchsrinne verbunden sind. Für die Untersuchungen wurde ein Ausschnittsmodell eines Wehrfeldes im Maßstab 1:20 eingebaut. Die anschließende Kolkbildungsstrecke wurde mit Schottersteinen ( $d_m = 19 \text{ mm}$ ) abgebildet und die bewegliche Sohle mit einem Modellsediment aufgeschüttet. Hierfür wurde ein Polystyrolgranulat mit einer Dichte von  $1,055 \text{ g/cm}^3$  und einem mittleren Korndurchmesser von  $d_m = 2,1 \text{ mm}$  verwendet. Das Polystyrolgranulat erwies sich bereits in früheren Untersuchungen zu morphodynamischen Prozessen von feinsandigen Flussabschnitten (Hentschel, 2007) als gut geeignet. Die allgemeine Modellähnlichkeit erfolgt nach dem Froudeschen Modellgesetz.

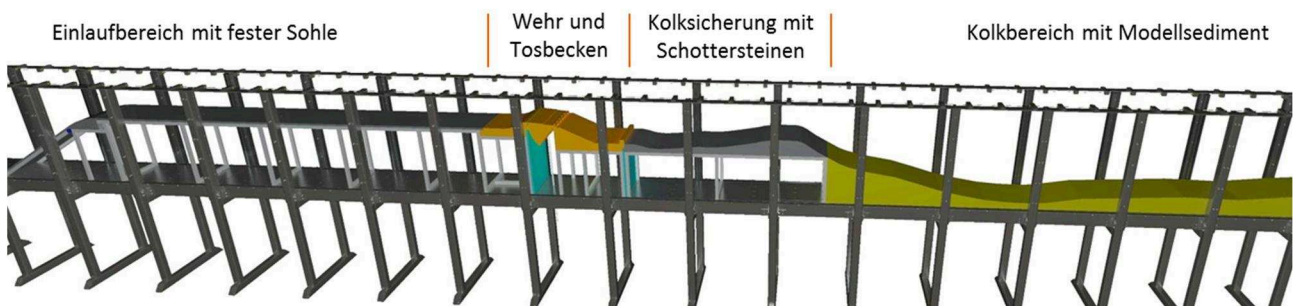


Bild 3: Visualisierung des gegenständlichen Modells.

### Laboruntersuchungen zur Kolkbildung - Bildanalyseverfahren

Um den in der Natur beobachteten Kolkprozess im Modell abzubilden und den Einfluss von Abfluss und Unterwasserstand zu untersuchen, sollte eine berührungslose Methode verwendet werden. Einerseits, um den Messaufwand möglichst gering zu halten und andererseits, um die hoch mobile Gewässersohle möglichst wenig zu stören. Hierfür kam ein eigens entwickeltes Bildanalyseverfahren (Schack, 2017) zum Einsatz, bei dem von einem festen Standort aus alle zwei Minuten ein Bild aufgenommen und die Sohle über eine anschließende Bildanalyse in MATLAB® bestimmt wird. Bei dem Verfahren wird das Prinzip der Mustererkennung angewandt und das Bild soweit über mehrere Filter reduziert, dass nur noch schwarze und weiße Pixel die Kontur des Kolkes abbilden. Die Genauigkeit der Erfassung entspricht dabei einer Pixelgröße ( $\sim 0,9 \text{ mm}^2$ ).



### Laboruntersuchungen zur Kolkbildung - Dynamik des Kolkprozesses

Die morphologischen Untersuchungen zur Dynamik des Kolkprozesses können in drei Phasen unterteilt werden. In der ersten Phase wurde versucht die Kolkform mit den, für die jeweiligen Zeitfenster A und B ermittelten, mittleren Abflüssen ( $Q_A = 198 \text{ m}^3/\text{s}$  bzw.  $Q_B = 258 \text{ m}^3/\text{s}$ ) und dem mittleren Niedrigwasserstand von  $T_{nw} = 0,51 \text{ m NHN}$  zu erreichen. Dabei zeigt sich allerdings, dass die Kolkentiefe vom März 2014 mit dem geringeren Abfluss  $Q_A$  auch nach einer Versuchsdauer von 4 Tagen nicht erreicht werden konnte. Mit dem höherem Abfluss  $Q_B$  hingegen, und einem mittleren Unterwasserstand von  $T_{mw} = 1,79 \text{ m NHN}$ , konnte die Kolkentiefe vom März 2014 am besten im Modell abgebildet werden. In der zweiten Phase wurde der Tideeinfluss untersucht. Die Zeit für die Kolkentwicklung im Modell beträgt etwa 5000 min und in der Natur etwa 22 Tage. Daraus ergibt sich ein morphologischer Zeitmaßstab von 6,3, der in erster Näherung dem Tidezeitmaßstab ( $Tr$ ) gleichgesetzt wurde. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in Bild 4 dargestellt. Im Gegensatz zu den vorangegangenen Versuchsreihen bildete eine ebene Sohle auf Höhe der Kalksicherungsstrecke (ca. -2 m NHN) den Ausgangszustand. Aus Bild 4 ist zu erkennen, dass nach 500 min die Kolkentiefe der Ausgangspeilung erreicht wird und sich nach 13.200 min ein Beharrungszustand im Modell einstellt. Zu diesem Zeitpunkt ist nahezu kein Sedimenttransport mehr zu beobachten. Die Kolkform weist annähernd dieselbe Kolkentiefe (-14,76 m NHN) wie im März 2014 (-15,02 m NHN) auf. Auch der Neigungswinkel im oberen Bereich des Kokes wird gut abgebildet. Angesichts der verbleibenden Unsicherheiten, u.a. räumliche/instationäre Effekte, Transportrate, Abpflasterung und Modellähnlichkeit morphologischer Prozesse, wurden die verbleibenden Abweichungen zwischen  $x = 60$  bis 110 m als weniger relevant angesehen.

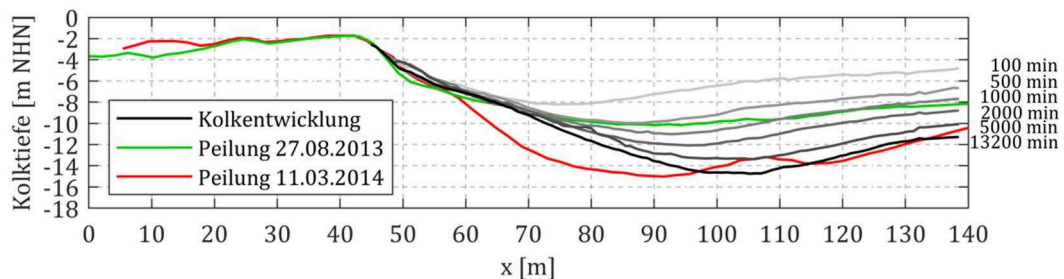


Bild 4: Kolkentwicklung über die Zeit;  $Q_B = 258 \text{ m}^3/\text{s}$ ; UW mit  $Tr = 6,3$  (Ende des vorhandenen Tosbeckens bei  $x = 0$ ).

In der letzten und dritten Phase wurde der Einfluss des Tidezeitmaßstabs auf die Entwicklung des Kolkprozesses im gegenständlichen Modell analysiert. Hierzu wurde die Maßstabszahl jeweils halbiert, so dass sich insgesamt vier Versuche ergaben. Bild 5 zeigt den Verlauf der Kolkentwicklung nach 1000 min für die vier Versuche.

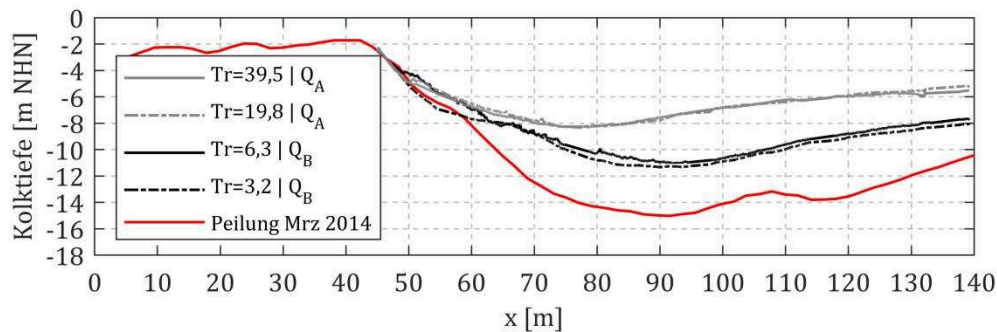


Bild 5: Kolkentwicklung in Abhängigkeit von verschiedenen Tidezeitmaßstäben  $Tr$  (Ende des vorhandenen Tosbeckens bei  $x = 0$ ).

Dabei ist zu erkennen, dass sich die Kolkform, unabhängig vom gewählten Tidezeitmaßstab, ähnlich entwickelt. Der Transportbeginn des Sediments ist also maßgeblich vom Unterwasserstand und weniger vom gewählten Tidezeitmaßstab abhängig. Das ist dadurch zu erklären, dass der Sedimenttransport während des Tidestieges abbricht und erst im nächsten Tidedefall wieder einsetzt. Je kürzer ein Tidezyklus, desto häufiger die Anzahl der Zyklen pro Versuchsdauer, sodass in der Summe die Zeiträume, in denen Erosion stattfindet, in etwa gleich lang sind.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass der Kolk bei einem Abfluss von  $Q_B = 258 \text{ m}^3/\text{s}$  und simulierter Tide im Modell gut abgebildet werden kann. Ziel bei weiteren Untersuchungen mit neuer Tosbeckengestaltung wird sein, die Auskolkungsprozesse zu vergleichen. Im Idealfall wird der Auskolkungsprozess so verlangsamt, dass der bei einem Hochwasser einsetzende Sedimenttransport den Kolk stabilisiert oder sogar wieder dauerhaft auffüllt.

### Untersuchungen zum Tosbecken - Hydrologische Randbedingungen

Tosbecken sind nach DIN 19700, Teil 13 so auszubilden, dass die hohe kinetische Energie des Wassers auf ein Maß reduziert wird, welches für das Gewässerbett unschädlich ist. Für die Dimensionierung des Tosbeckens ist dabei nicht automatisch der maximale Abfluss maßgebend. Hierfür wurden Simulationen mit der Software OpenFOAM® (Version 4.1) durchgeführt. Als Strömungslöser wurde interFOAM verwendet, welcher auf den dreidimensionalen Navier-Stokes-Gleichungen und der Volume-of-Fluid-Methode für Mehrphasenströmungen basiert. Die turbulenten Strukturen wurden über ein LES-Turbulenzmodell abgebildet. Bild 6 zeigt exemplarisch die Ausbildung des Wechselsprungs mit abnehmendem Unterwasserstand  $h_2$  aber bei konstantem Abfluss. Während der Wechselsprung bis zu einem Unterwasserstand von 0,5 m NHN noch im Tosbecken stattfindet, schießt der Schussstrahl bei niedrigerem Unterwasserstand mit Fließgeschwindigkeiten von bis zu 10 m/s über die Endschwelle hinaus und trifft auf die anschließende Kolksicherungsstrecke. Als ungünstigste Kombination wurden für die weitere Betrachtung ein Abfluss von  $380 \text{ m}^3/\text{s}$  pro Wehrfeld und ein Unterwasserstand von -1,00 m NHN angenommen. Das entspricht einem Gesamtabfluss von etwa  $1140 \text{ m}^3/\text{s}$  unter der Annahme, dass sich einer der Sektoren in Revision befindet. Die Wahrscheinlichkeit der Häufigkeit beträgt hierfür 12 Tagen im Jahr.

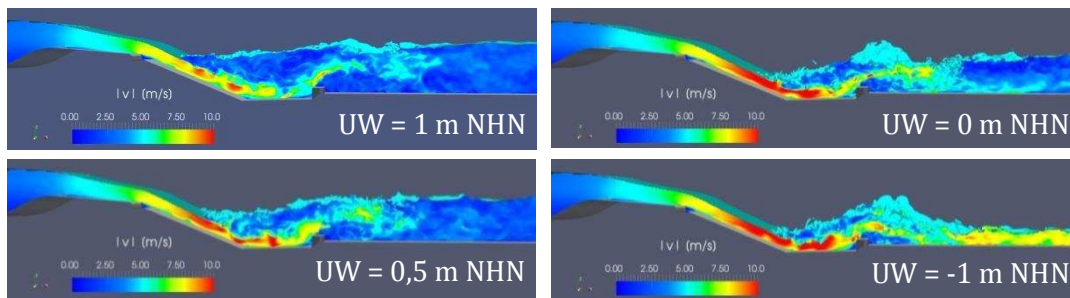


Bild 6: Ausbildung des Wechselsprungs im vorhandenen Tosbecken für  $Q = 380 \text{ m}^3/\text{s}$  pro Wehrfeld, OK Verschluss 1,26 m NHN, OW = 4,0 m NHN und UW = 1,0 m NHN bis -1,0 m NHN.

### Untersuchungen zum Tosbecken - Bauliche Randbedingungen

Eine Vorbemessung für ein konventionelles Tosbecken hatte ergeben, dass die Sohle um etwa 2,0 m tiefer liegen und die Tosbeckenlänge etwa 20 m betragen muss. Im Hinblick auf den Fischabstieg wurden Einbauten wie z.B. Störkörper nicht in Betracht gezogen. Außerdem wurde eine geneigte Endschwelle als vorteilhaft angesehen, um den Austrag von ungewollt eingetragenen Steinen aus dem Tosbecken zu erleichtern. Aus diesen Überlegungen heraus ergab sich die Variante B1.2, bei der das neue Tosbecken im Anschluss an das bestehende Tosbecken gebaut und der Übergang hydraulisch günstig gestaltet wird. Neben gute Randbedingungen für den Bauablauf hat diese Variante auch den Vorteil, dass der neue Wehrrücken für eine zusätzliche Auftriebsicherheit sorgt. Variante B2 stellt eine verkürzte Variante dar, bei der ebenfalls ein neuer, jedoch kürzerer ausgerundeter Wehrrücken vorgesehen ist. Zur Vollständigkeit sei erwähnt, dass es noch eine Reihe von Untervarianten gibt, auf die aber hier nicht weiter eingegangen werden kann.

### Untersuchungen zum Tosbecken - Funktionsfähigkeit des neuen Tosbeckens

Bild 7 zeigt einen Vergleich der beiden Tosbeckenvarianten B1.2 und B2 unter den oben beschriebenen Randbedingungen. Dabei ist zu erkennen, dass in beiden Fällen der Wechselsprung im Tosbecken stattfindet. Der Schussstrahl wird zur Tosbeckensohle geführt und die Energieumwandlung findet in einem Wechselsprung statt. Die Dissipationsraten unterscheiden sich mit  $\Delta H = 4,41 \text{ m}$  (Variante B1.2) und  $\Delta H = 4,31 \text{ m}$  (Variante B2) kaum. Es fällt allerdings auf, dass die Strömung in beiden Fällen nach dem Tosbecken wieder beschleunigt wird, was sich in dem gewellten Abfluss über der Kolksicherungsstrecke bemerkbar macht. Dies wird bei der Gestaltung der Kolksicherungsstrecke (Neigung, Übergang Endschwelle/Kolksicherung) von Bedeutung sein, da ein zweiter Wechselsprung in diesem Bereich unbedingt vermieden werden muss. Zurzeit werden die Geometrien im Labormodell getestet.

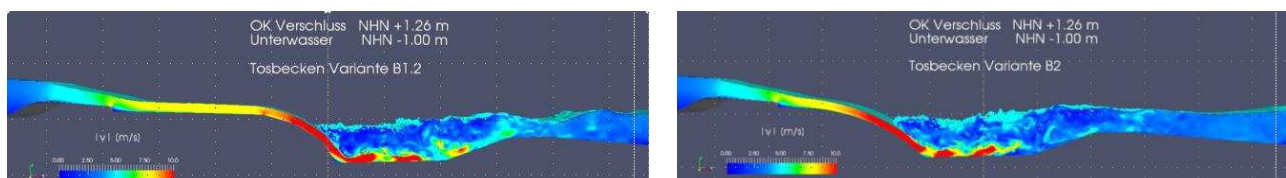


Bild 7: Numerische Simulation der geplanten Tosbecken ( $Q = 380 \text{ m}^3/\text{s}$  pro Wehrfeld, OK Verschluss = 1,26 m NHN, OW = 4,0 m NHN, UW = -1.0 m NHN) Links Variante B1.2, rechts Variante B2.

### **Zusammenfassung und Ausblick**

In der BAW werden Untersuchungen durchgeführt, um die hydraulische Wirksamkeit der Energieumwandlung an der Wehranlage Geesthacht zu verbessern. Morphologische Untersuchungen dienen dazu, das Prozessverständnis der Kolkbildung zu verbessern und die notwendigen geometrischen Veränderungen für die Konzeptionierung der Kolksicherungsstrecke zu bestimmen. Numerische Voruntersuchungen dienen dazu, die Wirksamkeit des bestehenden und des geplanten Tosbeckens zu testen, und so den Untersuchungsaufwand im gegenständlichen Modell zu begrenzen.

### **Literatur**

- BAW (1969): Kolksicherung am Elbewehr Geesthacht. Bericht über zweidimensionale Modellversuche im Maßstab 1:25, Karlsruhe.
- Hentschel, B. (2007): Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 90 „Wasserbauliches Versuchswesen“.
- Schack, F. (2017): Experimental studies on scour downstream of a weir. Bachelorarbeit am Institut für Hydromechanik, KIT, Karlsruhe.



## Schlauchwehre international – PIANC-Arbeitsgruppe Inflatable Structures

Dr.- Ing. Michael Gebhardt, Bundesanstalt für Wasserbau

### Einleitung

Die Anwendung von Schlauchwehren an Wasserstraßen ist noch relativ neu und sie gelten daher immer noch als innovative Verschlusstypen. Ein Schlauchwehr besteht aus einer mehrlagigen Elastomermembran, die mit Klemmschienen und Ankerschrauben an einer Wehrschwelle befestigt wird, sodass ein dichter Innenraum entsteht (Bild 1). Durch das Einleiten von Luft oder Wasser verändert sich die Geometrie bis eine vorgegebene Verschlusshöhe bzw. ein definierter Innendruck erreicht ist. Das Absenken erfolgt über die Entleerung. Ein kombinierter Klappen- und Schlauchverschluss besteht aus einer Reihe von Stahlklappen, die auf ihrer stromabwärts gelegenen Seite von luftgefüllten Schlauchkörpern gestützt werden (Bild 2). Durch die Steuerung des Innendrucks kann der Neigungswinkel und damit die überströmte Kante verändert und der Oberwasserstand innerhalb der erforderlichen Toleranz gehalten werden.

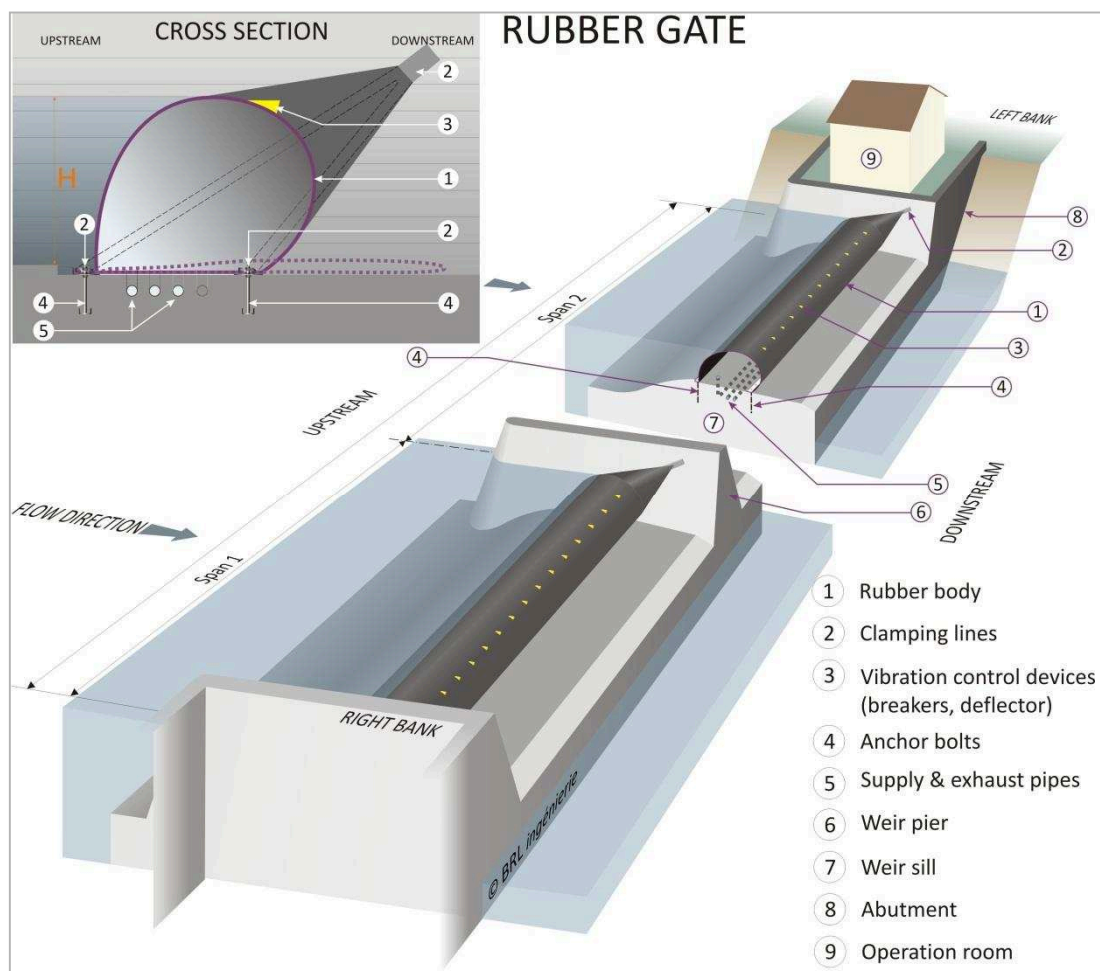


Bild 1: Hauptelemente eines Schlauchwehres (mit freundlicher Genehmigung von BRL Ingénierie).

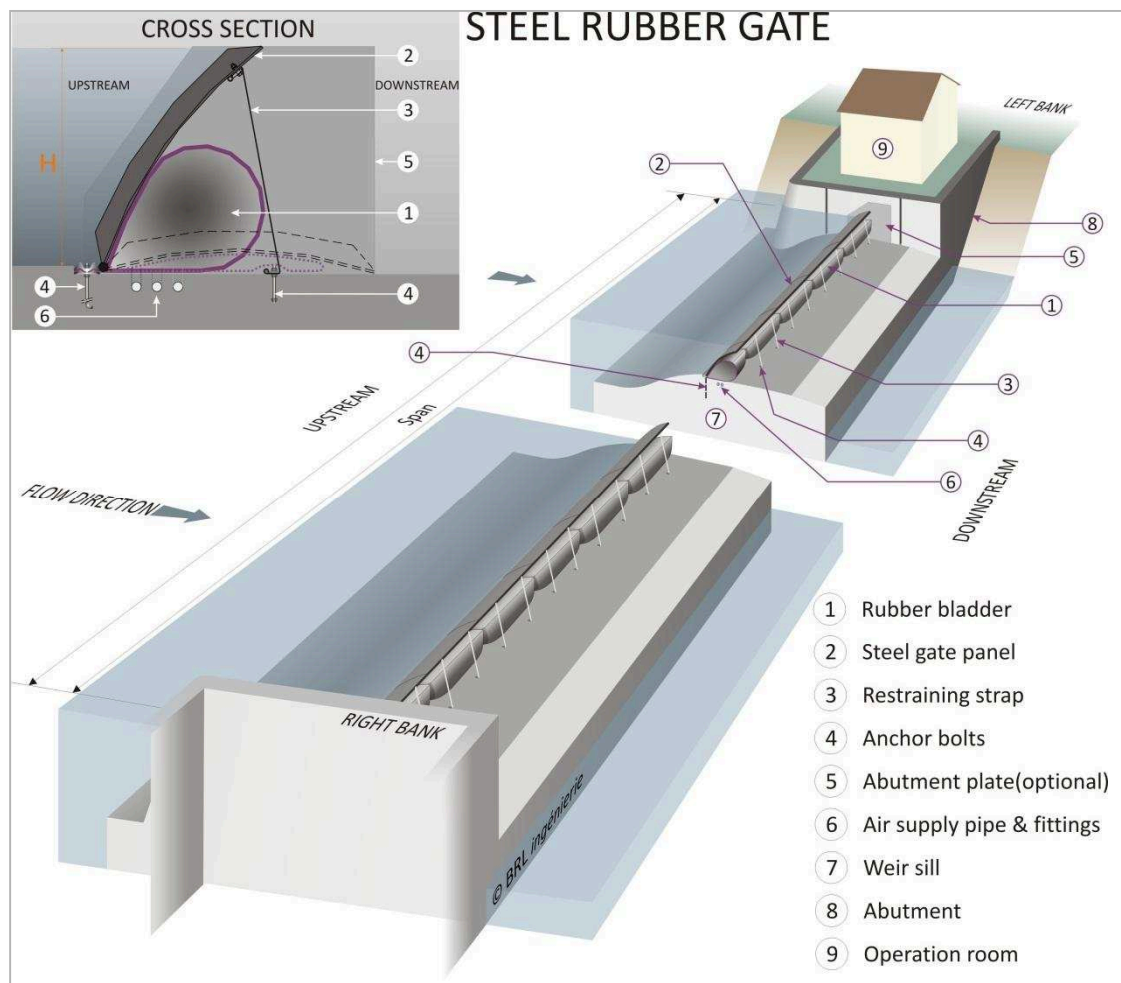


Bild 2: Hauptelemente eines kombinierten Klappen- und Schlauchwehres (mit freundlicher Genehmigung von BRL Ingénierie).

In diesem Beitrag sollen die wesentlichen Ergebnisse der PIANC Working Group (WG) 166 "Inflatable Structures in Hydraulic Engineering" und die weltweiten Erfahrungen mit der Technologie zusammengefasst werden. Der Bericht der Arbeitsgruppe (PIANC 2018) richtet sich an Eigentümer und Betreiber und befasst sich mit der Konstruktion, der Herstellung, dem Bau, dem Betrieb und der Wartung der hydraulisch betriebenen Verschlusstypen.

### PIANC Working Group WG166

Die Arbeitsgruppe umfasste 13 Mitglieder und bestand zum einen aus Vertretern von Wasserstraßenverwaltungen als (potentielle) Eigentümer und Betreiber, wie Rijkswaterstaat, de Vlaamse Waterweg nv und der Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt (GDWS). Hinzu kamen Vertreter aus Forschungseinrichtungen, wie dem United States Army Corps of Engineers, der Universität von Liège oder der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). Der Bezug zur Industrie war sichergestellt durch Fachplaner von den Herstellern Sumitomo Electric Industries Ltd., Dyrhoff Ltd. und Floecksmühle Energietechnik GmbH, aber auch durch planende Ingenieure von BRL Ingénierie und VINCI Construction.

Am 23. September 2013 hatte die Arbeitsgruppe ihr Kick-Off-Meeting in Maastricht. Die Arbeit wurde durch laufende Projekte in Belgien, Frankreich und Deutschland beeinflusst, bei denen Schlauchwehre oder kombinierte Klappen- und Schlauchwehre an Wasserstraßen eingesetzt werden sollten. Zu den Besprechungen wurden regelmäßig Gastexperten eingeladen. Die Besichtigung von Wehranlagen (Bild 3), der Erfahrungsaustausch mit Betreibern und die Führung durch Fertigungsanlagen bildeten eine wichtige Ergänzung zu der Arbeit an dem Bericht, sodass am Ende indirekt viel mehr Experten zu dem Bericht beigetragen haben.



*Bild 3: Anwendungsbeispiele für Schlauchwehre und kombinierte Schlauch- und Klappenwehre (Inbetriebnahme, Anzahl Wehrfelder, Verschlussbreite- und -höhe: a) Nikaryo-Kamikawara dam, Tama River, Japan (2012, 5/46,2 m/1,6 m); b) Kamo weir, Ina River, Japan (2001, 2/29,5 m/2,8 m); c) Curtis Dam, Hudson River, USA (2003, 4/20,4-74,6 m/1,2-2,1 m) und d) Highgate Falls, Missisquoi River, USA (1994, 1/67,0 m/4,6 m).*

### Relevanz für Wasserstraßen

Schlauchwehre haben eine Reihe von Vorteilen gegenüber herkömmlichen Stahlwasserbauverschlüssen:

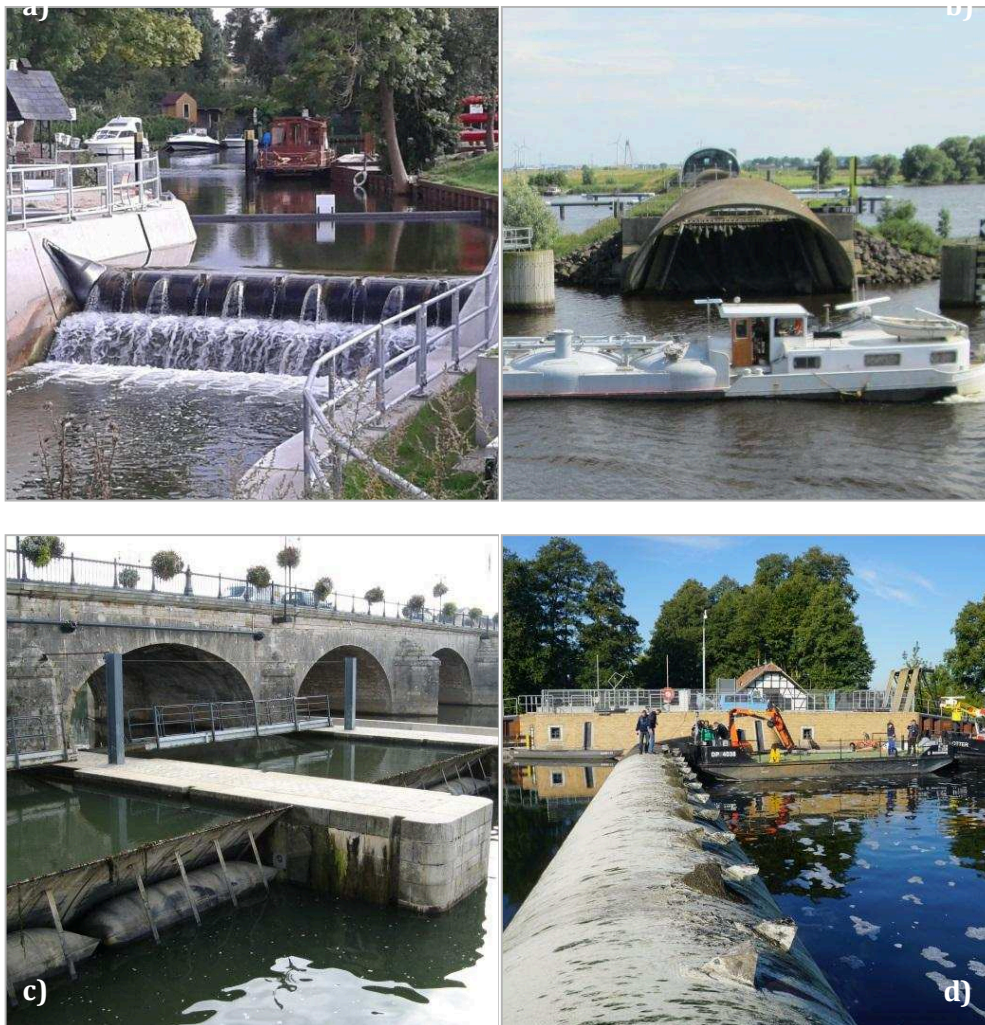
- Die Einfachheit und Flexibilität der Verschlüsse ist ein Schlüsselfaktor in einem breiten Anwendungsspektrum. Im Allgemeinen sind die Investitions- und Unterhaltungskosten niedriger als bei Stahlwasserbauverschlüssen.



- Es gibt keine beweglichen Teile wie Gelenke oder Lager und keine Probleme durch Korrosion, Undichtigkeiten oder durch die Verwendung von Schmiermitteln, die der Umwelt schaden könnten.
- Die Verschlüsse weisen eine hohe Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit auf. Der Abflussquerschnitt kann bei Hochwasser immer freigegeben werden. Außerdem sind die Verschlüsse gegenüber Setzungen oder Erdbeben weniger anfällig.
- Aufgrund des hydraulischen Antriebsprinzips sind keine externen Antriebe wie Hydraulikzylinder, Elektrostellantriebe mit Gestänge, Ketten o.ä. erforderlich, die in der Regel einen höheren Wartungsaufwand erfordern. Schlauchwehre werden alleine durch das Befüllen und Entleeren gesteuert, was einen deutlich geringeren Energiebedarf bedeutet.
- Der Aufwand für Aussparungen und Bewehrung (Schwelle, Pfeiler) ist geringer. Die Krafteinleitung erfolgt gleichmäßig über den Querschnitt in die Wehrschwelle. Schlauchwehre sind daher insbesondere dort eine interessante Alternative zu Stahlverschlüssen, wo sie an bestehende Wehranlagen angepasst werden können.
- Die Gummimembran kann innerhalb weniger Wochen installiert oder ausgetauscht werden, so dass die Bauzeit erheblich verkürzt und die Verfügbarkeit der Wehranlage erhöht wird.
- Die meisten der o.g. Vorteile gelten auch für kombinierte Klappen- und Schlauchverschlüsse. Diese sind aber im Vergleich zu Schlauchverschlüssen aufgrund der Stahlklappen wartungsintensiver und die Kosten für Investition und Unterhaltung sind höher. Im Allgemeinen sind kombinierte Klappen- und Schlauchverschlüsse ebenfalls einfache Konstruktionen und haben gegenüber Schlauchwehren leichte Vorteile bei der Regelung von Wasserstand und Durchfluss.

Es ist aber auch festzustellen, dass es nur eine geringe Anzahl von erfahrenen Lieferanten und eine begrenzte Anzahl von Herstellern gibt. Die Schlauchmembran ist ein komplexes Produkt, das eine besondere Aufmerksamkeit bei der Herstellung erfordert, wie z.B. bei der Ausbildung der Stöße oder bei der Zusammensetzung des Elastomers. Der Bericht zeigt die verschiedenen Herstellungsverfahren, um den Leser für mögliche Schwachstellen zu sensibilisieren.

Schlauchwehre werden seit mehr als sechzig Jahren als bewegliche Wehre eingesetzt. Das weltweit erste Schlauchwehr wurde bereits Mitte der 1950er Jahre im County Los Angeles in den USA installiert (Imbertson 1960). Der erste kombinierte Klappen- und Schlauchverschluss wurde Ende der 1980er Jahre installiert (Daniel und Paulus 2019). Das erste Schlauchwehr in der WSV wurde 2006 in Betrieb genommen (Meine 2007). Heute sind fünf Anlagen an den deutschen Wasserstraßen im Einsatz (Bild 4 a & d), weitere in der Planung. Die Voies navigables de France (VNF) nahm 2011 drei kombinierte Klappen- und Schlauchverschlüsse in Betrieb (Bild 3). Insgesamt 29 weitere Schlauchwehre werden bis 2020 in Nordfrankreich an Aisne und Meuse installiert (Berterrotière et al. 2018). Zurzeit werden an zwei Standorten in Belgien ebenfalls kombinierte Klappen- und Schlauchverschlüsse an Wasserstraßen gebaut. Ramspol (Bild 3) befindet sich ebenfalls an einer Wasserstraße in den Niederlanden, ist aber ein Sturmflutwehr und somit für den größten Teil des Jahres nicht in Betrieb. Eines der Wehrfelder ist aber so konzipiert, dass es für Schiffe passierbar ist. Ramspol ist nach wie vor das größte Schlauchwehr weltweit und bereits seit 2001 in Betrieb.



*Bild 4: Anwendungsbeispiele für Schlauchwehre und kombinierte Schlauch- und Klappenwehre an Wasserstraßen: a) Canow, Müritz-Elde-Wasserstraße, Deutschland; b) Ramspol, Zwarte Meer/Ketelmeer, Niederlande; c) Gray, Saône, Frankreich und d) Bahnitz, Untere-Havel-Wasserstraße, Deutschland.*

Trotz des zunehmenden Interesses für einen Einsatz an Wasserstraßen wurde die überwiegende Anzahl an Wehranlagen für andere Zwecke installiert, vor allem zur Bewässerung, zur Wasserkraftnutzung oder für Freizeitzwecke. Mit fast 4.000 Installationen ist die größte Anzahl in Japan zu finden. Im Allgemeinen ist heute in Asien, insbesondere in China, ein zunehmendes Interesse zu beobachten. Mit dem Start der Arbeitsgruppe war klar, dass die Zahl der Installationen an Wasserstraßen vergleichsweise gering ist. Daher war es das Ziel, eine umfassende Zusammenstellung von Best-Practice-Lösungen zu liefern und das Wissen und die Erfahrungen mit der großen Anzahl von Wehranlagen im Kontext der Anforderungen an einer Wasserstraße zu diskutieren.

### Anwendungsbeispiele, typische Abmessungen und Lebensdauer

Der Bericht gibt einen Überblick über die aktuellen Installationen, die hauptsächlich auf Referenzlisten von Lieferanten und Herstellern basieren. Dabei ist klar, dass dies keine vollständige Liste sein kann, da es an Informationen beispielsweise aus China und Osteuropa mangelt. Es ist jedoch davon auszugehen, dass derzeit weltweit etwa 5.000 Anlagen installiert sind. Der größte Schlauchverschluss zur Wasserstandsregelung hat dabei eine Höhe von 6,0 m (Bild 5, links), der größte kombinierte Klappen- und Schlauchverschluss erreicht sogar eine Höhe von 8,5 m (Bild 5, rechts). Bezogen auf die Gesamtbreite hat die größte Wehranlage eine Gesamtbreite von ca. 640 m, die größte Wehrfeldbreite beträgt etwa 110 m. Die Analyse von rund 1.000 weltweit installierten Wehranlagen zeigt weiterhin, dass die Verschlusshöhe bei 88% der Anlagen bis zu 3,0 m beträgt und die Wehrfeldbreite bei 70% der Anlagen bis zu 30,0 m erreicht. Diese Zahlen können als Anhaltswerte für typische Abmessungen angesehen werden, während die Maximalwerte zeigen, was derzeit technisch machbar ist. Im Allgemeinen eignen sich beide Verschlussstypen besonders gut für große Wehrfeldbreiten mit einer geringen Anzahl von Pfeilern, was sie in der Landschaft relativ unauffällig macht. Im Vergleich zu Schlauchwehren ist die Anzahl der kombinierten Klappen- und Schlauchverschlüsse deutlich geringer (weniger als 10%).



*Bild 5: Wehranlagen mit den größten Verschlusshöhen: a) Kurotani Dam, Japan (mit freundlicher Genehmigung von Marsima Aqua system); b) Guiyang, China (mit freundlicher Genehmigung von Dyrhoff Ltd.).*

Vor dem Hintergrund der großen Anzahl weltweit installierter Anlagen kann heute sicherlich festgestellt werden, dass Schlauchwehre und kombinierte Klappen- und Schlauchwehre bis zu einem gewissen Grad eine bewährte Technologie darstellen. Dennoch ist es auch bei einer bewährten Technologie nicht einfach, einen Grenzwert für eine Verschlusshöhe festzulegen. Im Allgemeinen hat sich die Technologie bei einer großen Anzahl von Installationen bis zu einer Verschlusshöhe von 3,0 m bewährt. Bis zu 5,0 m gibt es noch eine ganze Reihe von Anwendungsbeispielen mit guten Erfahrungen. Zum Vergleich: Der Anwendungsbereich der japanischen Norm für Schlauchwehre (MLIT 2015) ist bis zu einer Verschlusshöhe von 6,0 m begrenzt. Diese Norm bildet seit 1978 eine solide Grundlage für die Konstruktions- und Materialanforderungen in Japan.

Obwohl sich diese Norm von anderen nationalen Normen unterscheidet, war sie auch Grundlage für eine Vielzahl von Installationen außerhalb Japans. Schlauchwehre können für die Regelung des Oberwasserstandes verwendet werden, was im Allgemeinen bei der Nutzung für Wasserkraft und Schifffahrt der Fall ist, obwohl die Mehrheit der Anlagen weltweit für Bewässerungszwecke eingesetzt wird. Hier wird die Überfallhöhe in der Regel limitiert und der Schlauchkörper vollständig entleert, wenn diese überschritten wird, um Schwingungen zu vermeiden. Daneben gibt es eine große Anzahl von Wasserkraftanwendungen, bei denen die zulässigen Toleranzen im Oberwasser mit denen an einer Wasserstraße vergleichbar sind, allerdings etwas weniger restriktiv umgesetzt werden. Um den Oberwasserstand über ein großes Abflussspektrum regeln zu können, müssen Maßnahmen gegen Schwingungen, wie z.B. Deflektoren oder Störkörper, vorgesehen werden (Gebhardt 2010).

Eine Eigenschaft luftgefüllter Schlauchwehre ist das sogenannte „V-Notch“-Phänomen. Bei der Überströmung wird das System aufgrund des Dichteunterschiedes von Luft und Wasser instabil und die Membran wird gefaltet bzw. eingedrückt (Gebhardt et al. 2008). Die daraus resultierende V-förmige Kerbe erschwert die Abflusssteuerung und führt zu einem erhöhten spezifischen Abfluss. Aus diesem Grund wurde Wasserfüllung für die französischen und deutschen Wasserstraßen empfohlen. Die Erfahrungen zeigen, dass wassergefüllte Schlauchwehre mit einer Reihe von Störkörpern eine Regelung des Oberwasserstandes innerhalb der geforderten Toleranzen ermöglichen.

Schlauchmembranen sind heute so konzipiert, dass sie UV-, witterungs-, ozon- und hitzebeständig sind. Nach Angaben des Japan Institute of Country-ology and Engineering (JICE) ist bei moderaten Umweltbedingungen von einer Lebensdauer von etwa 30 Jahren auszugehen. Tatsächlich werden in Japan etwa 14% der Anlagen sogar seit mehr als 35 Jahren mit der Originalmembran betrieben. In zehn Jahren wird der Anteil 42% erreichen. Basierend auf diesen jüngsten Erfahrungen kann festgestellt werden, dass die Alterung die Haltbarkeit der Gummimembran weniger als erwartet beeinflusst und die Lebensdauer noch länger sein kann (JICE 2000).

### **Schlussfolgerung**

In den letzten Jahren wurde die Technologie der Schlauchwehre stetig verbessert und die technischen Standards entsprechend angepasst. Schlauchwehre und kombinierte Klappen- und Schlauchwehre sind daher eine interessante Alternative zu herkömmlichen Stahlverschlüssen und ermöglichen Einsparungen bei den Investitions- und Unterhaltungskosten. Zwar kann eine zunehmende Nutzung dieser Technologie beobachtet werden, allerdings führten auch Schadensfälle (wenn auch in geringer Zahl) dazu, dass einige zu konventionellen Stahlwasserbauverschlüssen zurückkehrten. In Anbetracht dessen war es der richtige Zeitpunkt, diesen Bericht zu veröffentlichen und eine umfassende Zusammenfassung von Best-Practice-Lösungen zu liefern, die in zukünftige Projekte einbezogen werden können und Planer bzw. Betreiber in ihren Planungen unterstützen. Die Arbeitsgruppe hat zusätzlich zu dem Bericht etwa 30 Projektberichte über Schlauchwehre und kombinierte Klappen- und Schlauchwehre erstellt, die in der PIANC-Datenbank bereitgestellt werden (<http://www.infrastructure.pianc.directory/index.jsp>).

## Literaturverzeichnis

- Berterrotière, Jean-Luc; Aubonnet, Julien; Lechtenberg, Jan-Willem (2018): Construction and operation of 29 inflatable gates in northern France. In: PIANC (Hg.): 34th PIANC-World Congress. 34th PIANC-World Congress. Panama City, Panama, May 7-11.
- Daniel, Ryszard; Paulus, Tim (2019): Lock gates and other closures in hydraulic projects. Amsterdam: Butterworth-Heinemann.
- Gebhardt, M. (2010): On the causes of vibrations and the effects of countermeasures at water-filled inflatable dams. In: *1st European IAHR Congress Edinburgh (CD-Rom)*.
- Gebhardt, M.; Nestmann, F.; Schweizerhof, K.; Kemnitz B. (2008): Grundlagen für die hydraulische und statische Bemessung von wasser- und luftgefüllten Schlauchwehren. In: *Wasserwirtschaft* (3), S. 27–32.
- Imbertson, N. M. (1960): Collapsible dam. In: *Civil Engineering*, S. 42–44.
- JICE (2000): Technical Standard for Rubber Gates. 3. Aufl. Hg. v. Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT). Japan Institute of Country-ology and Engineering (JICE). Tokyo.
- Meine, G. (2007): Bundeswasserstraße Aller - Schlauchverschlüsse für das Allerwehr Marklendorf. Bau- und Funktionsbeschreibung, erste Erfahrungen. In: *Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau* (91), S. 57–62.
- MLIT (2015): On Rubber Bodies of Rubber Gates and of Actuators at Steel-Rubber Gates. Technical Standard. Commentary. Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT). Tokyo.
- PIANC (2018): Inflatable Structures in Hydraulic Engineering. Report of Working Group 166.

## Design, Konstruktion und Montage von Schlauchwehren am Beispiel des PPP Barrages Aisne Meuse in Frankreich

Dipl.-Ing. Jan-Willem Lechtenberg, Floecksmühle Energietechnik GmbH

### Einleitung

Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung Frankreichs – Voies Navigables de France (VNF) – betreibt mehr als 500 Wehranlagen, darunter 150 manuell betriebene Wehre. Im Zuge der Modernisierung der Wasserstraßen erfolgt 2010 die Ausschreibung für den Ersatz und Rückbau von Nadelwehren im Nordosten Frankreichs an den Flüssen Aisne und Meuse. Das Projekt „Barrages Aisne Meuse“ (BAM) wird als „Public Private Partnership“ (PPP) ausgeschrieben. Von 2014 bis 2019 werden insgesamt 29 der manuell betätigten Nadelwehre (Bild 1) durch Schlauchwehranlagen ersetzt. Damit werden bei diesem Projekt erstmalig Schlauchwehre als technische Lösung für ein zusammenhängendes Infrastrukturprojekt angewendet.



*Bild 1: Nadelwehr an der Maas.*

Für die erfolgreiche Umsetzung des BAM Projektes sind die sorgfältige Planung der Konstruktionsphasen, die Klärung der Schnittstellen sowie die Koordinierung der Arbeitsprozesse zwischen dem Schlauchwehrlieferanten und dem Bauunternehmer entscheidend. Schlauchwehranlagen bieten den Vorteil eines transport- und montagefreundlichen Systems mit kurzen Montagezeiten, so dass in der vierjährigen Bauzeit des BAM Projektes 75 Wehrfelder realisiert werden können. Eine mehrstufige Prüfprozedur während des gesamten Montageprozesses sichert die Qualität und garantiert eine erfolgreiche Inbetriebnahme der Anlage.

## Ausschreibung und Vertrag

Die Ausschreibung des BAM Projektes erfolgt nach mehrjähriger Vorbereitung durch die VNF im Jahr 2010. Nach der zweijährigen Angebotsphase wird der Zuschlag Anfang 2013 an das Konsortium BAMEO bestehend aus VINCI group, VINCI Construction France Tochtergesellschaften und Électricité de France (EDF) vergeben. Floecksmühle Energietechnik GmbH erhält den Auftrag für die Lieferung der technischen Ausrüstung der Schlauchwehranlagen.

Der PPP Vertrag zwischen VNF und BAMEO umfasst den Ersatz und Rückbau von 29 manuell betriebenen Nadelwehren, die Modernisierung von zwei Stauklappen sowie den Betrieb dieser insgesamt 31 Wehranlagen über einen Zeitraum von dreißig Jahren. Die Gesamtkosten für Planung, Bau sowie Wartung und Betrieb für dreißig Jahre betragen 312 Mio. Euro.

## Projektumfang

Die zu ersetzenden Nadelwehre befinden sich an den Flüssen Aisne und Meuse und verteilen sich auf die drei Regionen Lorraine, Champagne Ardenne und Picardie (Bild 2). Darüber hinaus befinden sich die Projektstandorte in vier verschiedenen Départements. Diese Aufteilung macht den Genehmigungsprozess zu einer besonderen Herausforderung. Dennoch werden die Genehmigungen für die Ersatzneubauten mit den verschiedenen Regionalbehörden in nur zwei Jahren verhandelt und erteilt.

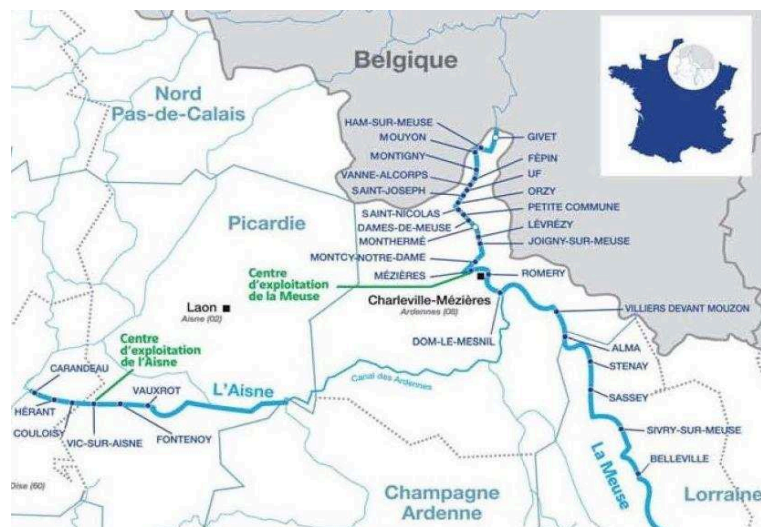


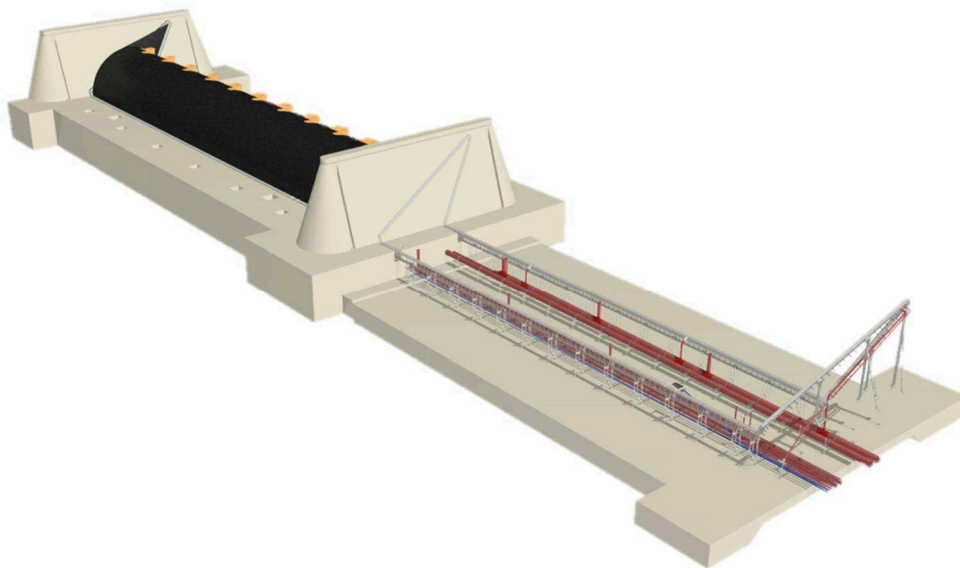
Bild 2: Projektstandorte des PPP Barrages Aisne Meuse.

Die Gesamtlänge der Wasserstraße an der Maas beträgt 160 km und an der Aisne 48 km.

## Design

Das Design der neuen Schlauchwehranlagen kann aufgrund der Ähnlichkeit der einzelnen Standorte standardisiert werden. Zu Beginn der Planungsphase werden fünf Standardklassen für die Wehrfeldlänge und 12 Standardklassen für die Verschlusshöhe festgelegt. Die Länge der Wehrfelder beträgt zwischen 16,8 m und 34,8 m mit einer Durchschnittslänge von 28,0 m und die Verschlusshöhe zwischen 1,8 m und 2,9 m mit einer Durchschnittshöhe von 2,2 m. Insgesamt werden die Wehranlagen in 75 Wehrfelder aufgeteilt. Aus Gründen der Hydraulik, Funktionssicherheit und Wartung hat jedes Schlauchwehr mindestens zwei und bei großen Flussbreiten bis zu vier Wehrfelder.

Die internationale Zusammenarbeit zwischen dem französischen Ingenieurbüro und Bauunternehmen einerseits sowie dem deutschen Schlauchwehrlieferanten Floecksmühle Energietechnik GmbH andererseits stellt besondere Anforderungen an die Kommunikation und den Informationstransfer. Aus diesem Grund entscheidet sich Floecksmühle bei diesem Projekt für ein 3D Zeichenprogramm zur Erstellung der Projektzeichnungen (Bild 3). Mithilfe von 3D Modellen können Konstruktionsphasen, Schnittstellen und Arbeitsprozesse geplant und sprachlich bedingte Missverständnisse vermieden werden.



*Bild 3: 3D Modell eines Schlauchwehres mit zwei Wehrfeldern.*

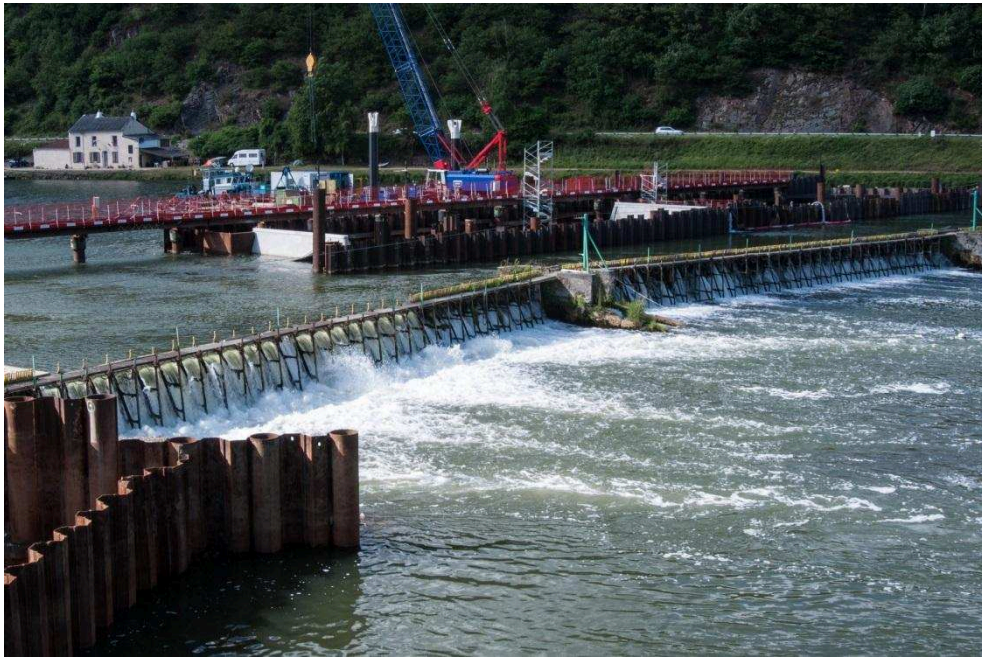
### **Konstruktion**

Der Erfolg der Konstruktion und Bauausführung ist zu einem großen Teil abhängig von der Koordination der Arbeitsprozesse zwischen dem Schlauchwehrlieferanten und dem Bauunternehmer. Da Teile der technischen Ausrüstung für das Schlauchwehr wie z.B. Rohre und Befestigungsschienen in die Wehrsohle und in die Wehrpfeiler einbetoniert werden, müssen Schnittstellen zu einem frühen Zeitpunkt definiert werden. Durch den Rohrleitungsverlauf wird insbesondere die Bewehrungsplanung maßgeblich beeinflusst.

Ein kritischer Punkt betrifft die geometrischen Toleranzen für Einbau und Montage der technischen Ausrüstung für das Schlauchwehr. In der Regel ist eine hohe Genauigkeit mit Toleranzen von wenigen Millimetern für den Einbau dieser Ausrüstungsgegenstände notwendig, wohingegen die Bauwerkstoleranzen im Zentimeterbereich liegen. Diese Punkte können im BAM Projekt mithilfe von 3D Modellen, physikalischen Modellen, Baustellenbesuchen, Workshops und diversen Besprechungen erfolgreich geklärt werden.

Die Arbeiten im Fluss dürfen jährlich im Zeitraum von Anfang April bis Ende Oktober durchgeführt werden. Während der gesamten Bauzeit muss die Schiffbarkeit der beiden Flüsse sichergestellt werden. In diesem Zeitraum erfolgt die Regulierung des Wasserstandes mithilfe der bestehenden Nadelwehre (Bild 4).





*Bild 4: Bauarbeiten an der Meuse – Standort Saint Joseph.*

Die hydraulischen Bemessungen für die Bauphase legen fest, wie viele Wehrfelder an einem Standort zeitgleich gebaut werden können. Dabei wird berücksichtigt, dass Bauarbeiten an mehreren aufeinanderfolgenden Standorten zur gleichen Zeit stattfinden. In der Regel werden die Wehrfelder an einem Standort einzeln nacheinander gebaut. Maximal können zwei Wehrfelder in einem Schritt montiert werden (vgl. Bild 4).

### **Montage**

Der Montageablauf der Schlauchwehre erfolgt standardisiert in zwei Phasen. Zunächst werden die Unterschienen, Ankerbolzen und Rohre mithilfe von höhenverstellbaren Montagerahmen auf dem ersten Betonierabschnitt aufgeständert (Bild 5). Zur Vermeidung von Fehlern und Verzögerungen bei der Montage werden alle Bauteile von Floecksmühle Energietechnik GmbH bei einem Probeaufbau in der Produktionshalle geprüft und als vormontiertes System geliefert. In der ersten Montagephase ist besonders darauf zu achten, dass die montierten Bauteile sorgfältig nivelliert, positioniert und gradlinig ausgerichtet werden. Weiterhin müssen die Bauteile so befestigt werden, dass sie bei den folgenden Betonierarbeiten oder bei mechanischen Beanspruchungen in Position bleiben. Im Anschluss an die erste Montagephase erfolgt eine Zwischenabnahme in welcher die Dichtigkeit der Rohrleitungen, die Position und Befestigung der Rohre und Schienen, sowie die Vollständigkeit der Montage geprüft und dokumentiert werden. Erst dann erfolgt die Freigabe für die folgenden Arbeitsschritte. Diese Prüfungen sind essentiell, da nachträgliche Änderungsarbeiten technisch aufwendig, langwierig und kostspielig sind.



*Bild 5: Montagephase 1 – Rohre und Unterschienen.*

Im Anschluss an die erste Montagephase wird die übrige Bewehrung montiert und die Wehrsohle sowie die Pfeiler betoniert. Bei den Betonierarbeiten ist darauf zu achten, dass der Beton im Ablegebereich der Membran eine glatte Oberfläche aufweist. Raue Oberflächen müssen nachträglich geschliffen werden um den Abrieb der Membran im Betrieb zu minimieren.

In der zweiten Montagephase wird die Membran montiert (Bild 6). Für den Transport wird diese gefaltet und auf ein Stahlrohr gerollt. Verglichen mit traditionellen Stahlverschlüssen ist eine Schlauchmembran ein Leichtbauelement. Aus diesen Gründen können auch Membranen für große Wehrbreiten einfach und platzsparend auf die Baustelle transportiert werden. Floecksmühle Energietechnik GmbH liefert die Membranen fertig konfektioniert auf die Baustelle, so dass die Montage der Membran je nach Größe und Wetterbedingungen in nur drei bis fünf Tagen möglich ist. Nach dem Ausrollen der Membran auf der Baustelle wird die Membran mithilfe einer Lasttraverse in Position gebracht (vgl. Bild 6) und mit Klemmschienen und Ankerbolzen an den Unterschienen befestigt. Das umlaufende Befestigungssystem hat die Funktion der Lastabtragung der Betriebslasten und der Dichtung der Membran gegenüber dem Massivbauwerk. Bei Standardabständen der Ankerbolzen von 20cm müssen mehrere hundert Anker je Wehrfeld mit dem richtigen Drehmoment befestigt werden. Aufgrund der Relaxation des Gummimaterials muss der Anziehprozess der Anker darüber hinaus mehrere Male wiederholt werden. Nach dem Einbau der Schlauchmembran werden Strahlaufreisser auf die Membran vulkanisiert. Diese Elastomerbauteile dienen der Reduzierung von Membranschwingungen im Betrieb.



*Bild 6: Montagephase 2- Membraneinbau.*

Im Anschluss an die zweite Montagephase erfolgt wiederum eine Zwischenabnahme, bei welcher die Dichtigkeit und Verschlusshöhe der Membran sowie das Drehmoment der Ankerbolzen überprüft wird.

### **Projektstand 2019**

Im Januar 2019, nach vier Jahren Bauzeit, sind die Bauarbeiten an allen 29 Wehranlagen abgeschlossen und die ersten 20 Anlagen in Betrieb (Bild 7). Da die Bauarbeiten schneller abgeschlossen wurden als zu Beginn geplant wird der Projektabschluss von 2020 auf 2019 vorverlegt.



*Bild 7: Schlauchwehr an der Meuse.*

## Verwendung moderner Regelungsmethoden in der Bewirtschaftung von Stauhaltungsketten am Beispiel der Mosel

Georg Pranner B. Sc., Bundesanstalt für Wasserbau  
Dipl.-Ing. Franz Simons, Bundesanstalt für Wasserbau  
Dr.-Ing. Peter Schmitt-Heiderich, Bundesanstalt für Wasserbau  
Dipl.-Ing. Kai-Uwe Amann, Universität Stuttgart

### Einleitung

42% der deutschen Bundeswasserstraßen sind staugeregelte Flussstrecken, d.h. der Wasserstand wird innerhalb einer definierten Toleranz gehalten, um die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt zu gewährleisten, um Abflussschwankungen zu reduzieren, um Speicherraum für die Hochwasserabfuhr bereit zu stellen und um eine möglichst vollständige Nutzung des Wasserkraftpotentials zu ermöglichen. Die Erfüllung dieser zum Teil konträren Ziele ist eine anspruchsvolle Aufgabe. Für die automatisierte Bewirtschaftung von Stauhaltungsketten stellt sich deshalb die Herausforderung, diese Ziele in allgemeingültige Regelalgorithmen zu integrieren, die einfach parametrisiert, implementiert und auf andere Stauhaltungsketten übertragen werden können. Ziel ist eine standardisierte Regelung, die einen robusten und sicheren Betrieb der Wasserstraßen ermöglicht.

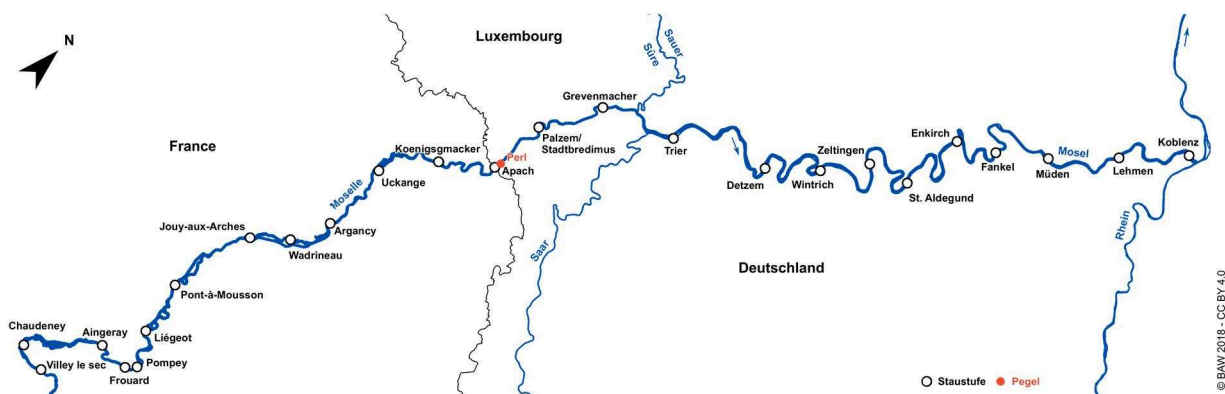


Bild 1: Lage der 25 Wehranlagen an der Mosel in Frankreich, Luxemburg und Deutschland.

Das Untersuchungsgebiet für das hier vorgestellte Pilotprojekt ist die Mosel. Auf einem 394 km langen Abschnitt von Neuves-Maisons in Frankreich bis zur Mündung in Koblenz, ist die Mosel staugeregelt und wird für die Schifffahrt und Energiegewinnung genutzt. Der Wasserstand wird dazu mit Hilfe von 25 Staustufen reguliert, davon liegen 13 in Frankreich, zwei im deutsch-luxemburgischen Kondominium und 10 in Deutschland (Bild 1). In den Jahren 2001 bis 2008 wurden 11 Staustufen in Deutschland bzw. Luxemburg mit automatischen Staureglern ausgerüstet. Das aktuell verwendete Regelungssystem setzt dabei auf lokale Oberwasserstands- und Abflussregler (OW/Q-Regler, Bild 2). Dabei wird der Oberwasserstand an der Staustufe mit Hilfe eines Proportional-Integral-(PI)-Reglers geregelt, der basierend auf der aktuellen Abweichung von Ist- und Soll-Wasserstand einen Soll-Abfluss berechnet. Schwankungen des Zuflusses von oberstrom werden durch einen zusätzlichen Steuerungsanteil berücksichtigt. Der momentane Zufluss in die Stauhaltung wird dabei zeitverzögert und gedämpft auf den Soll-Abfluss des PI-Reglers addiert. Das Regelungskonzept der BAW ist ausführlich in den BAWMitteilungen 96 beschrieben (Bundesanstalt für Wasserbau 2012).

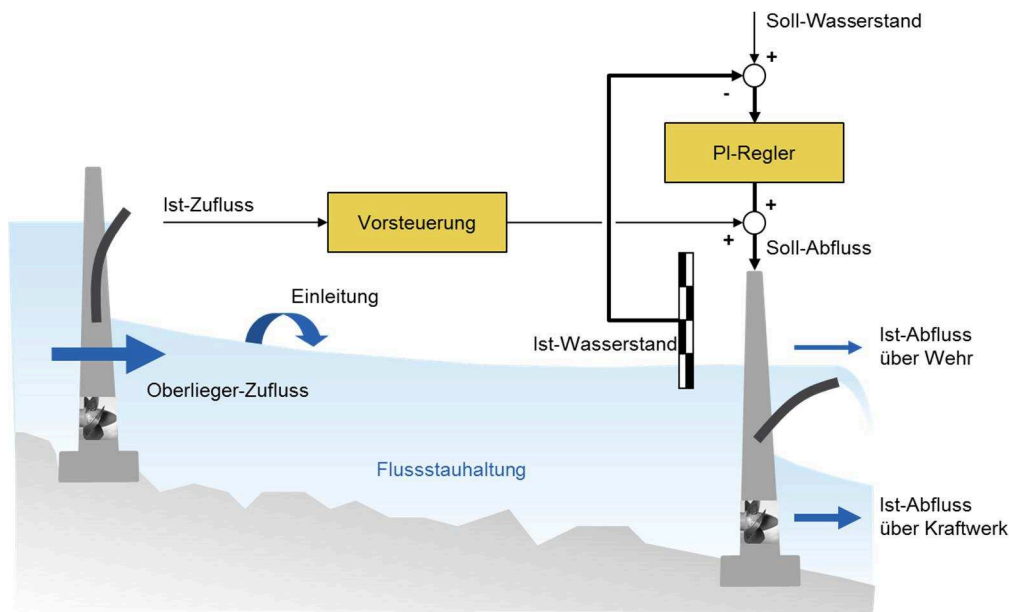


Bild 2: Schematische Darstellung der Oberwasserstands- und Abfluss (OW/Q)-Regelung.

Die OW/Q-Regelung ist eine lokale Regelung, da sie nur Messwerte verarbeitet, die in der Stauhaltung im aktuellen Zeitschritt anfallen. Sie benötigt wenige Eingangssignale und funktioniert für Abflüsse größerer MQ (mittlerer Abfluss) robust und zufriedenstellend. Bei starken Abflussänderungen und für Abflüsse kleiner MQ hat die OW/Q-Regelung den Nachteil, dass sie in der Kette dazu neigt, starke Abflussschwankungen von Stauhaltung zu Stauhaltung zu verstärken (Arnold et al. 2012, Gebhardt und Wohlfart 2012). Dies ist an der Mosel besonders kritisch, da die französischen Wasserkraftanlagen zum Teil im Schwellbetrieb gefahren werden und dadurch starke Schwankungen im Abfluss erzeugen, die die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffverkehrs gefährden könnten. Daher muss die aktuelle Regelungsstrategie hinsichtlich einer koordinierten Bewirtschaftung der Stauhaltungen weiterentwickelt werden, um eine Vergleichmäßigung des Abflusses zu erreichen. Um dieses Ziel zu erreichen, entwickeln die Universität Stuttgart und die BAW in einem gemeinsamen Forschungsprojekt eine auf der modellprädiktiven Vorsteuerung (engl.: model predictive feed forward control, MPFFC) basierende Regelungsstrategie (Amann et al. 2016, Simons et al. 2018). In der Entwicklung wird ein modellbasierter Ansatz genutzt, d.h. es werden Computermodelle für alle Stauhaltungen der deutsch-luxemburgischen Moselstauufen entwickelt (Wohlfart und Gebhardt 2012). Mit Hilfe von Simulationen kann dann das Verhalten der gefundenen Regelungsstrategie für unterschiedlichste Szenarien getestet werden, bevor das neue Konzept in den produktiven Betrieb überführt wird.

### Modellprädiktive Vorsteuerung

Bild 3 zeigt die Struktur der von der Universität Stuttgart entwickelten MPFFC-Regelung. Das Verfahren basiert auf dem ursprünglich von Hug-Glanzmann et al. (2005) entwickelten Konzept. Im Vergleich zur in Bild 2 gezeigten OW/Q-Regelung wird hier die Vorsteuerung nun mit Hilfe des MPFFC realisiert. Der MPFFC benötigt eine Vorhersage für den Zufluss in die Stauhaltung. Für die Erstellung der kurzfristigen Zuflussprognose werden Abflussmessungen von weiter oberstrom liegenden Pegeln benötigt. Der Zeithorizont für die Vorhersagen beträgt drei Stunden mit einer zeitlichen Auflösung von einer Minute.

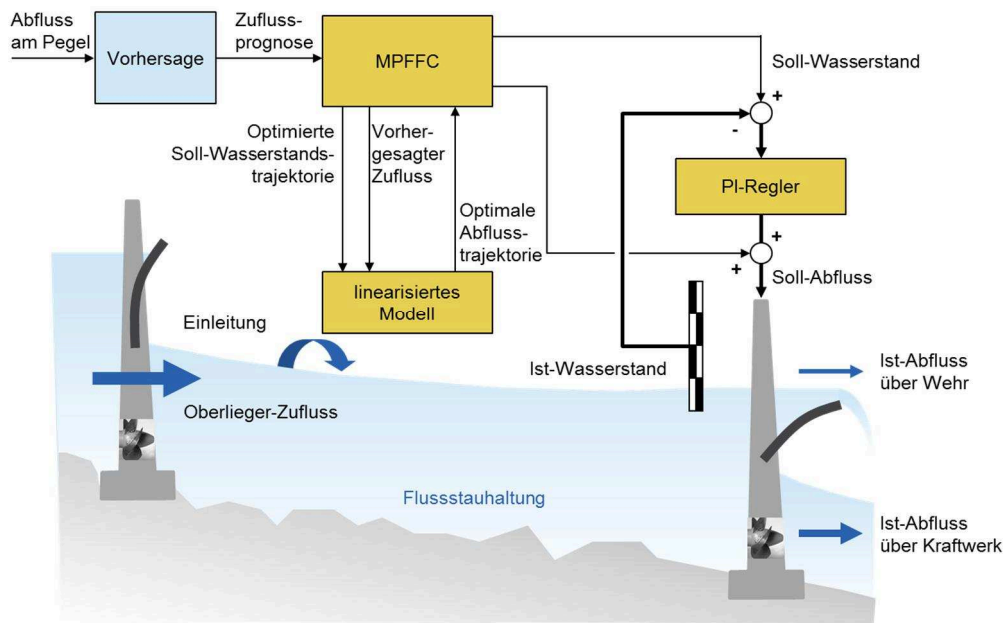


Bild 3: Schematische Darstellung der modellprädiktiven Vorsteuerung (MPFFC).

Mit Hilfe von internen linearisierten Modellen zur Beschreibung des hydraulischen Verhaltens der Stauhaltung berechnet der MPFFC einen optimalen dreistündigen Verlauf für den Soll-Wasserstand und den Soll-Abfluss der Stauhaltung, welcher den vorhergesagten Zufluss optimal bewirtschaftet. Die Dämpfung von Abflussschwankungen durch die Nutzung der vorhandenen Toleranz für das Stauziel wird hierbei explizit als Qualitätskriterium im Optimierungsprozess verwendet. Das Regelungssystem arbeitet in einem Takt von einer Minute, d.h. jede Minute wird eine neue Optimierung basierend auf der aktuellen Vorhersage und dem aktuellen Zustand durchgeführt. Es werden die Werte des ersten Zeitschritts der optimierten Soll-Wasserstands- und Soll-Abflusstrajektorien als Referenzwert für den PI-Regler bzw. als Steuerungsanteil des Soll-Abflusses genutzt. Der PI-Regler ist für die Nachführung des Ist-Wasserstands an den vom MPFFC berechneten Soll-Wasserstand verantwortlich und kann so Ungenauigkeiten in den Modellbeschreibungen ausgleichen.

In einer Kette von Stauhaltungen benötigt nur der erste MPFFC eine Zuflussvorhersage die auf oberstrom erfassten Abflussmessungen beruht. Für alle weiteren Stauhaltungen kann der berechnete optimierte Abflussverlauf des Oberliegiers als Vorhersage für den Zufluss verwendet werden. Beginnend an der ersten Anlage kann das neue Regelungskonzept so abschnittsweise implementiert werden. Dies ist insbesondere deshalb wünschenswert, da sich der Zeitraum für die Modernisierung der Anlagen häufig über Jahre erstreckt.

### Simulation und Ergebnisse

Im Folgenden wird die Funktionsweise der modellprädiktiven Regelung in der Moselstauhaltungskette demonstriert. Hierzu wurden zunächst für die Stauhaltungen Palzem, Grevenmacher, Trier, Detzem, Wintrich und Zeltingen mathematische Modelle der Regelkreise in der Software MATLAB®/Simulink® aufgebaut. Das hydraulische Verhalten der Stauhaltungen wird mit eindimensionalen numerischen Fließgewässermodellen beschrieben, die in der Simulation direkt mit den jeweiligen Simulink-Modellen für die MPFFC-Regelung gekoppelt werden.

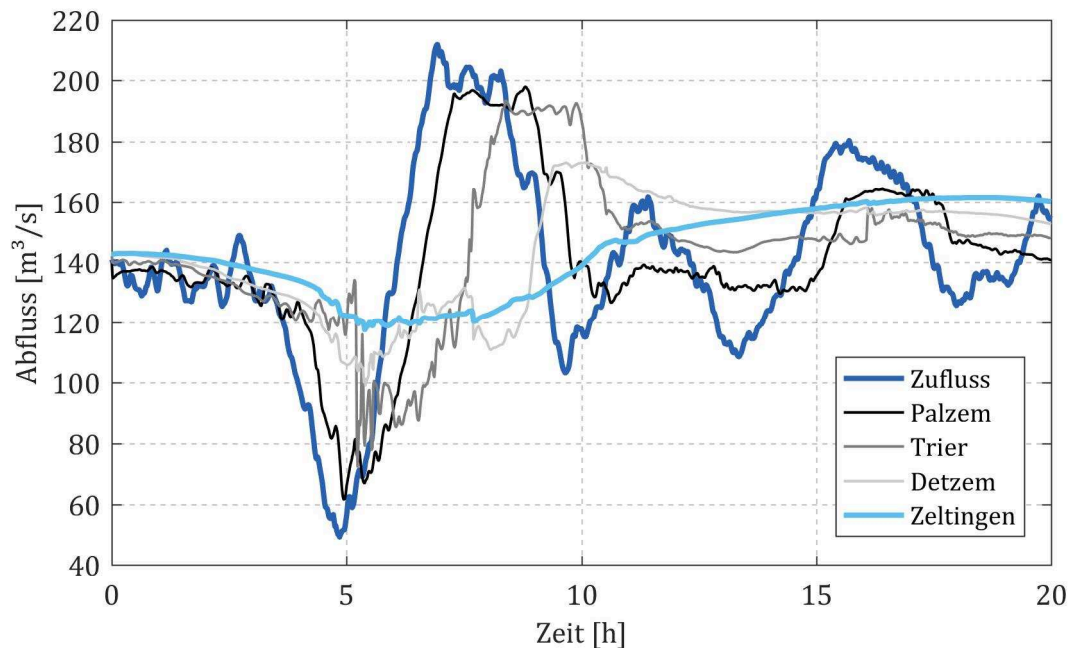


Bild 4: Zeitlicher Verlauf des Abflusses der Staustufen in der Kette.

Das nachfolgend untersuchte Szenario erstreckt sich über 20 Stunden und wurde aufgrund der starken Abflussschwankungen zwischen 50 und 200 m<sup>3</sup>/s gewählt. Als idealisierte Zuflussprognose für die erste Stauhaltung Palzem wurde die Abflussmessung am oberstrom liegenden Pegel Perl (vgl. Bild 1) gegenüber dem eigentlichen Ereignis zeitlich um drei Stunden nach vorne verschoben. Künftig wird hierzu der zeitliche Verlauf des Abflusses an den Moselpegeln Uckange und Hagondange in Frankreich genutzt. Alle weiteren Stauhaltungen verwenden die optimierte Abflustrajektorie des Oberliegigers als Zuflussprognose. In Bild 4 ist der Abfluss der Staustufen über den Verlauf der Kette dargestellt. Die Abflüsse der Stauhaltungen Grevenmacher und Wintrich werden der Übersicht halber nicht dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, wie der zunächst stark schwankungsbehaftete Zufluss im Verlauf der sechs Stauhaltungen deutlich gedämpft und vergleichmäßigt wird. Aufgrund ihrer Stauhaltungslänge dämpfen die Stauhaltungen Trier und Detzem die Über- und Unterschwinger im Abfluss stark ab. Auch in den anderen Stauhaltungen kommt es trotz starker Abflussschwankungen nie zu einer Verstärkung der Schwankungen. Dies ist ein essentieller Vorteil der MPFFC-Regelung im Vergleich zur OW/Q-Regelung.

Möglich wird die starke Abflussvergleichmäßigung durch eine vorausschauende Anpassung des Soll-Wasserstands und durch eine Nutzung der zulässigen Toleranzen. In Bild 5 bzw. Bild 6 sind jeweils die Soll- und Ist-Wasserstände für vier Stauhaltungen aufgetragen. Man erkennt, dass der vom MPFFC vorgegebene Soll-Wasserstand den gesamten Bereich der Staulamelle ausnutzt. Weiterhin sind geringe Abweichungen von Ist- und Sollwasserstand vorhanden. Diese Abweichungen resultieren aus den Randbedingungen des MPFFCs (Toleranzen sind beschränkt), der Modellunsicherheit des MPFFC, der Ungenauigkeiten der Abflussmessungen (Zuflussprognose) sowie der Trägheit der Wehre. Wehre sind träge Regelorgane, die nicht permanent den Soll-Abfluss nachführen. Mindestverstell Schritte sowie Totzeiten zwischen einzelnen Stellschritten erzeugen ein nichtlineares Stellverhalten. Die verbliebenen Abweichungen werden durch den PI-Regler reduziert, der die Modellgrenzen des MPFFC, Ungenauigkeiten der Abflussmesswerte und Nichtlinearitäten kompensiert.

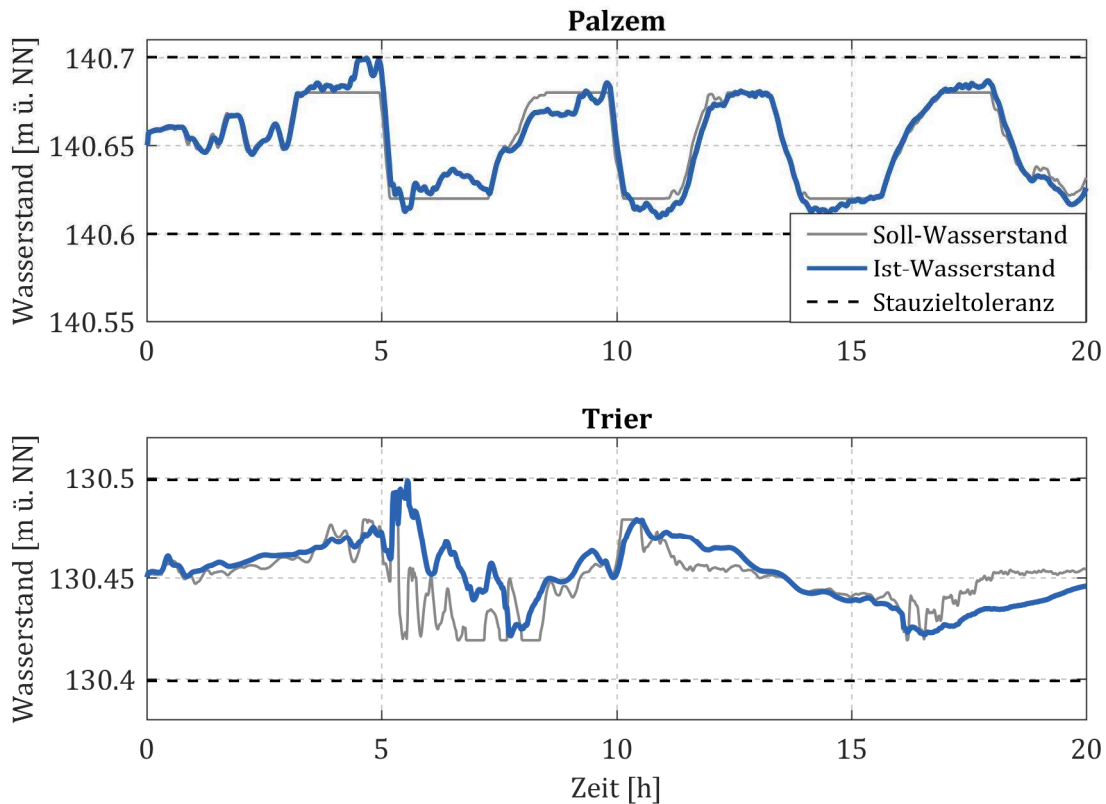


Bild 5: Zeitlicher Verlauf des Soll- und Ist-Wasserstands in Palzem und Trier.

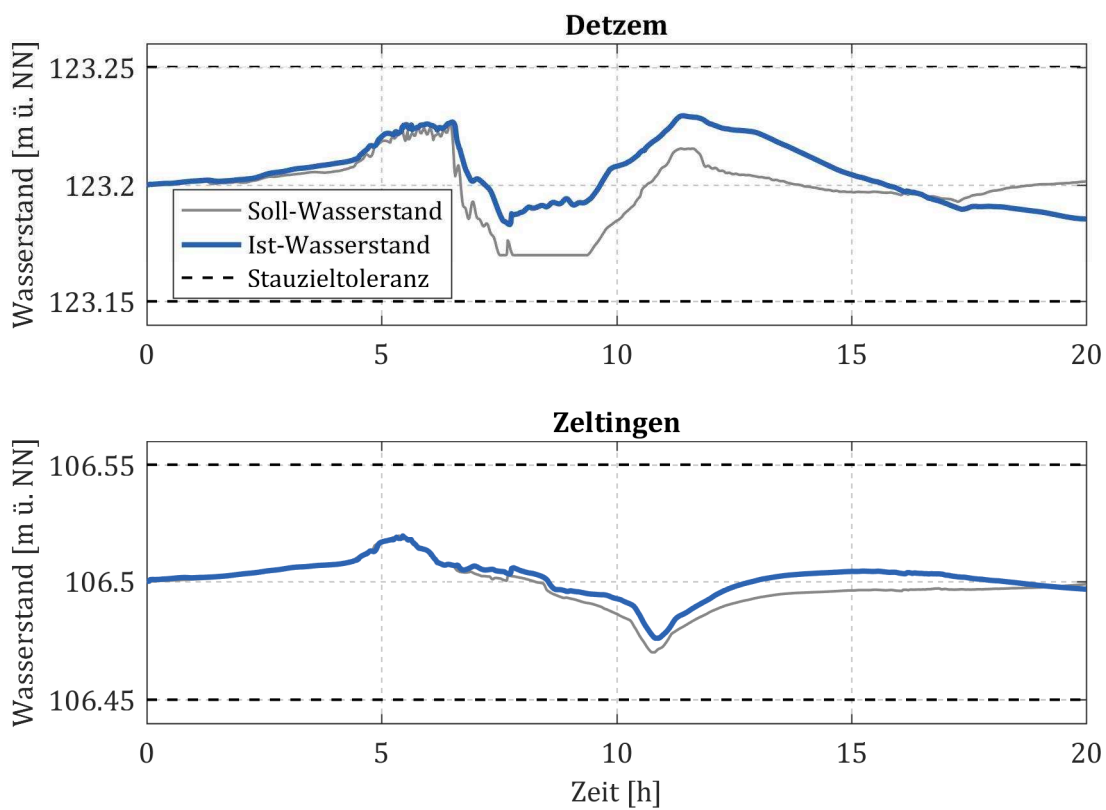


Bild 6: Zeitlicher Verlauf des Soll- und Ist-Wasserstands in Detzem und Zeltingen.



## Schlussfolgerungen und Ausblick

Durch ihre vorausschauenden Eigenschaften hat die MPFFC-Regelung deutliche Vorteile gegenüber der momentanen OW/Q-Regelung. Abflussschwankungen können in der Stauhaltungskette effektiv gedämpft werden. Möglich wird das durch eine explizite Berücksichtigung der Reduktion von Abflussschwankungen und der Ausnutzung der Staulamelle als Gütekriterien im Optimierungsprozess. Trotz der gestiegenen Komplexität ist das Regelungsverhalten des neuen Konzepts transparent und kann mit geringem Aufwand auf weitere Stauhaltungen übertragen werden. Ein Nachteil der MPFFC-Regelung sind die erhöhten Anforderungen an zuverlässige Messdaten. Für die notwendige Zuflussprognose werden kontinuierliche Abflussmessungen in guter Qualität benötigt.

In Computersimulationen wird stets von idealisierten Bedingungen ausgegangen. Im gezeigten Beispiel wurde z. B. von einer idealen Zuflussprognose ausgegangen. In einer Studienarbeit wurde jedoch der Einfluss von Fehlern in der Zuflussprognose und den Abflussmessungen auf die Regelgüte untersucht und es konnte gezeigt werden, dass Fehler immer nur kurzfristige Auswirkungen haben (Pranner 2018). Grund dafür ist, dass die Berechnung der Regelung im Minutentakt neu durchgeführt wird. Die in der Prognose vorhandenen Fehler werden so in den folgenden Zeitschritten wieder ausgeglichen. Neben den Simulationen des neuen Regelungskonzepts läuft aktuell ein realer Test einer Prototypimplementierung an einer Stauhaltung der Mosel. Erste Ergebnisse sind vielversprechend, jedoch muss mindestens ein hydrologisches Jahr abgewartet werden, um weitere Aussagen treffen zu können. Bei einem erfolgreichen Test ist die abschnittsweise Implementierung des neuen Konzepts im Rahmen der Modernisierung der Moselwehre geplant.

## Literatur

- Arnold, E., Schmitt-Heiderich, P., Sawodny, O. (2012): Parametrisierung von Reglern zur automatisierten Abfluss- und Stauzielregelung (ASR) – Stand von Wissenschaft und Technik. In: BAWMitteilungen Nr. 96, S. 23-64.
- Amann, K.-U., Arnold, E., Sawodny, O. (2016): Online real-time Scheduled Model Predictive Feedforward Control for impounded River Reaches applied to the Moselle River. In: Proc. of the IEEE Int. Conf. on Automation Science and Engineering, Forth Worth, USA, S. 1276–1281.
- Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (2012): Automatisierte Abfluss- und Stauzielregelung. Karlsruhe (BAWMitteilungen, 96).
- Gebhardt, M., Wohlfart, S. (2012): Die automatische Regelung einer Stauhaltungskette – Von den Voruntersuchungen bis zur Inbetriebnahme der automatisierten Staustufen. In: BAWMitteilungen Nr. 96, 2012, S. 135-144.
- Hug-Glanzmann, G., von Siebenthal, M., Geyer, T., Papafotiou, G., Morari, M. (2005): Supervisory water level control for cascaded river power plants. In: Hydropower Conference 05, Stavanger, Norwegen.
- Pranner, G. (2018): Anwendung einer modellprädiktiven Vorsteuerung für die Abfluss- und Stauregelung von Wasserstraßen am Beispiel der Neckarstauhaltung Hofen, Bachelorarbeit.
- Simons, F., Kasper, J., Amann, K.-U., Arnold, E., Sawodny, O., Thorenz, C. (2018): On Migrating to Advanced Model Predictive Control Strategies at the Moselle River. In: EPiC Series in Engineering 3, S. 1989-1999. DOI: 10.29007/22rd.
- Wohlfart, S., Gebhardt, M. (2012): Automatisierung der Abfluss- und Stauzielregelung durch Model-Based Design und automatische Codegenerierung. In: BAWMitteilungen Nr. 96, 2012, S. 111-121.

## Entscheidungsunterstützung bei Starkregen für die Abfluss- und Stauregelung am Neckar

Julia Kasper M. Sc., Bundesanstalt für Wasserbau

### Einleitung

Die Bundeswasserstraße Neckar ist von Plochingen bis kurz vor der Mündung in den Rhein über eine Strecke von etwa 200 km staugeregelt. Mit Hilfe von 27 Staustufen, die in der Regel aus Schleuse, Wehr und Wasserkraftwerk bestehen, soll ganzjährig eine ausreichende Fahrwassertiefe für die Schifffahrt gewährleistet und die Wasserkraft genutzt werden. Starkregenereignisse im urbanen Einzugsgebiet der Stadt Stuttgart können große Abfluss- und Wasserstandsschwankungen in der Neckarstauhaltung Hofen verursachen. Mit Hilfe von hochaufgelösten Niederschlagsvorhersagen sollen Entscheidungen im manuellen und automatisierten Betrieb von Staustufen unterstützt werden.

Im vorliegenden Beitrag werden zunächst die Abfluss- und Stauregelung (ASR) am Neckar und die Auswirkungen von Starkregen näher erläutert. Der darauffolgende Abschnitt erläutert das Verfahren, mit dem aus Niederschlagsvorhersagen des Deutschen Wetterdienstes (DWD) Vorhersagen für die Starkregenentlastung aus dem Hauptsammler Nesenbach in den Neckar berechnet werden. Anschließend wird die Visualisierung der Ergebnisse vorgestellt, die als Entscheidungsunterstützung für die ASR dienen soll. Der Beitrag schließt mit einem Fazit und einem Ausblick ab.

### Die Abfluss- und Stauregelung am Neckar

Durch die Änderung des Abflusses über Wehr und Kraftwerk wird der gewünschte Wasserstand oberhalb der Staustufe, das sogenannte Stauziel, eingestellt. Bild 1 zeigt eine schematische Darstellung der ASR am Abschnitt einer Binnenwasserstraße.

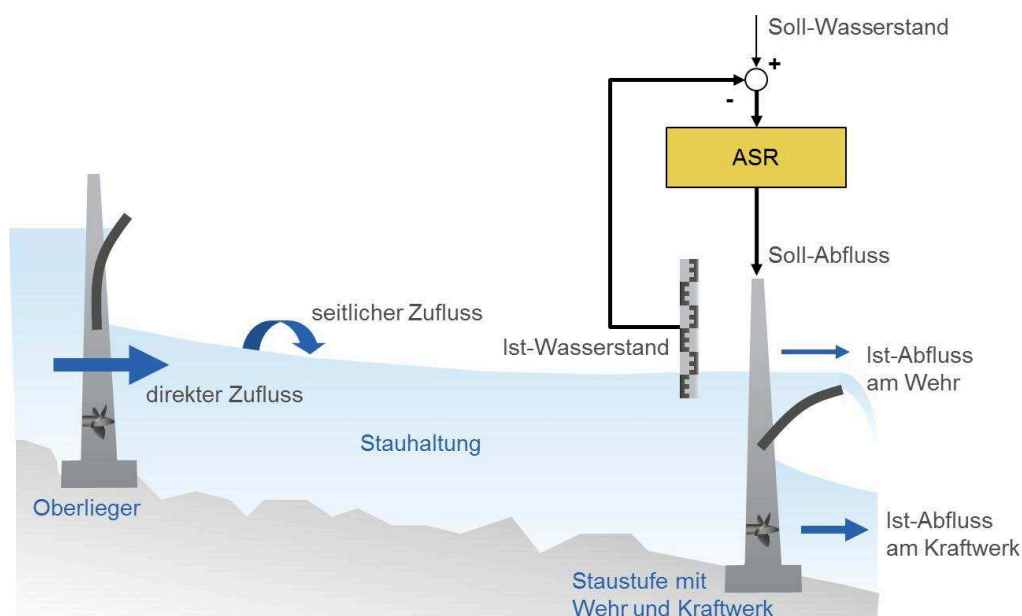


Bild 1: Abfluss- und Stauregelung (ASR) an Binnenwasserstraßen.

Der Wasserstand soll die Toleranzgrenzen um das Stauziel möglichst nicht überschreiten, um eine Gefährdung der Schifffahrt zu vermeiden.

Neben der Einhaltung des Stauziels und der Verringerung von Wasserstandsschwankungen ist die Verringerung von Abflussschwankungen eine weitere Anforderung an die ASR. Die Wehre an der Bundeswasserstraße Neckar werden von der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) und die Wasserkraftwerke von der Neckar AG betrieben. Zuständig für die Abfluss- und Stauregelung ist bis zur Auslastung der Kraftwerksturbinen und der Feinregelungsorgane des Wehrs die Neckar AG, bei höheren Abflüssen die WSV. Beide betreiben seit 2002 eine gemeinsame Fernsteuerzentrale in Rockenau, von wo Kraftwerksturbinen und Feinregelungsorgane ferngesteuert werden (Krajewski, 2007). Zur Fernsteuerung der Wehre, die derzeit jeweils lokal bedient werden, erfolgt sukzessive die Umrüstung von Antrieben und Leittechnik.

### **Auswirkungen von Starkregen auf die Neckarstauhaltung Hofen**

Viele Neckarstauhaltungen sind sehr kurz und haben ein kleines Stauvolumen. Daher ist die Abfluss- und Stauregelung anfällig für Störungen wie Entnahmen und Einleitungen. Ein Beispiel dafür sind Mischwassereinleitungen, die nach Starkregenereignissen in urbanen Einzugsgebieten auftreten und messtechnisch nicht erfasst werden. Bei einem Starkregenereignis im Stadtgebiet von Stuttgart können kurzfristig bis zu  $130 \text{ m}^3/\text{s}$  aus dem Hauptsammler Nesenbach über ein Einleitungsbauwerk in die Neckarstauhaltung Hofen entlastet werden. Bild 2 verdeutlicht die Ausmaße des Einleitungsbauwerks, das sich am oberen Ende der Stauhaltung Hofen direkt unterhalb des Oberlieggers Cannstatt befindet.



*Bild 2: Einleitungsbauwerk des Hauptsammlers Nesenbach in Stuttgart am Neckar zur Mischwasserentlastung bei Starkregen (Belzner, BAW).*

Da der Neckar an dieser Stelle bei Niedrigwasser etwa  $12 \text{ m}^3/\text{s}$  führt und selbst der mittlere Abfluss nur knapp  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  beträgt, kann bei Starkregen ein Vielfaches des natürlichen Abflusses eingeleitet werden. Bleibt ein solches Ereignis von der Zentrale in Rockenau unbemerkt, können unter solchen Bedingungen große, unvorhergesehene Wasserstands- und Abflussschwankungen auftreten. Ziel ist es, die durch Regen- oder Mischwasserentlastungen verursachten Überschreitungen der Stauzieltoleranz zu vermeiden sowie Wasserstands- und Abflussschwankungen zu verringern. Die grundlegende Idee ist dabei, frühzeitig über eine bevorstehende Entlastung informiert zu werden und angemessen reagieren zu können. Belzner und Schmitt-Heiderich (2012) haben den Einfluss von Starkregen auf die ASR bereits untersucht und eine speziell auf die Stauhaltung Hofen angepasste Lösung erarbeitet.

Ein neues, vorausschauendes Regelungskonzept für die automatisierte ASR (Amann et al., 2016) sowie die Kooperation mit dem DWD im BMVI-Expertennetzwerk (Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2016) ermöglichen heute die Entwicklung einer allgemeingültigeren Lösungsstrategie.

### **Vorhersage der Mischwasserentlastungen aus dem Hauptsammler Nesenbach**

Im Rahmen des FuE-Projekts „Strategien zur Abfluss- und Stauregelung der Wasserstraßen bei extremen Wetterereignissen“ werden hochaufgelöste Niederschlagsprognosen genutzt, um die Mischwasserentlastungen aus dem Hauptsammler Nesenbach in die Stauhaltung Hofen möglichst gut vorherzusagen. Dazu werden im ersten Schritt extrapolierte Radarniederschlagsdaten des DWD, das sogenannte Nowcasting, verwendet. Diese Vorhersagen für die kommenden zwei Stunden liegen in einer räumlichen Auflösung von 1 km sowie einer zeitlichen Auflösung von 5 min vor und werden alle 5 min aktualisiert. Die Nowcasting-Daten werden im Einzugsgebiet des Hauptsammlers Nesenbach aggregiert und die Prognose der Niederschlagssumme dient als Eingangsgröße für ein vereinfachtes Niederschlags-Abfluss-Modell, welches die Abflusskonzentration, die Abflusstransformation in der Kanalisation und die wichtigsten Regenrückhalte- und Regenüberlaufbecken abbildet. Die Ausgangsgröße des Modells ist eine Prognose der Mischwasserentlastung in den Neckar für die kommenden zwei Stunden. Anhand von Radarniederschlagsdaten und Messwerten des Tiefbauamts der Stadt Stuttgart wurde das Modell validiert und zeigt unter Berücksichtigung der starken Vereinfachung zufriedenstellende Ergebnisse (Kasper et al., 2018).

### **Visualisierung der Prognosen zur Entscheidungsunterstützung**

Amann et al. (2016) haben eine modellprädiktive Vorsteuerung entwickelt und dazu die Linearisierung der vorhandenen Stauhaltungsmodelle sowie einen Optimierungsalgorithmus implementiert. Auf Basis dieses Konzepts soll eine minütlich aktualisierte Entscheidungsunterstützung in Form von optimierten Wasserstands- und Abflussverläufen zur Verfügung gestellt werden. Diese kann für die automatisierte und, in Form einer Visualisierung wie in Bild 3, auch für die manuelle ASR verwendet werden.

Beim Pilotprojekt für die Stauhaltung Hofen werden dazu neben der oben beschriebenen Vorhersage der Mischwasserentlastung auch Vorhersagen des direkten Zuflusses aus der Stauhaltung Cannstatt benötigt. Die zusätzlichen Informationen wie Niederschlags-, Einleitungs- und Zuflussprognosen sowie optimierter zukünftiger Wasserstands- und Abflussverlauf sollen das Personal bei der Einhaltung der Ziele der ASR unterstützen. Darüber hinaus werden vorhandene Messwerte der vergangenen Stunde aufgetragen. Da bei der Optimierung die aktuellen Werte für Oberwasserstand und Abfluss der Staustufe Hofen nicht einbezogen werden, sondern ausschließlich die Vorhersagen (Amann et al., 2016), lässt sich aus der Differenz zwischen Istwert und optimiertem Wert für den aktuellen Zeitpunkt 0 (s. Bild 3) die Qualität der Einleitungs- und Zuflussprognose abschätzen.

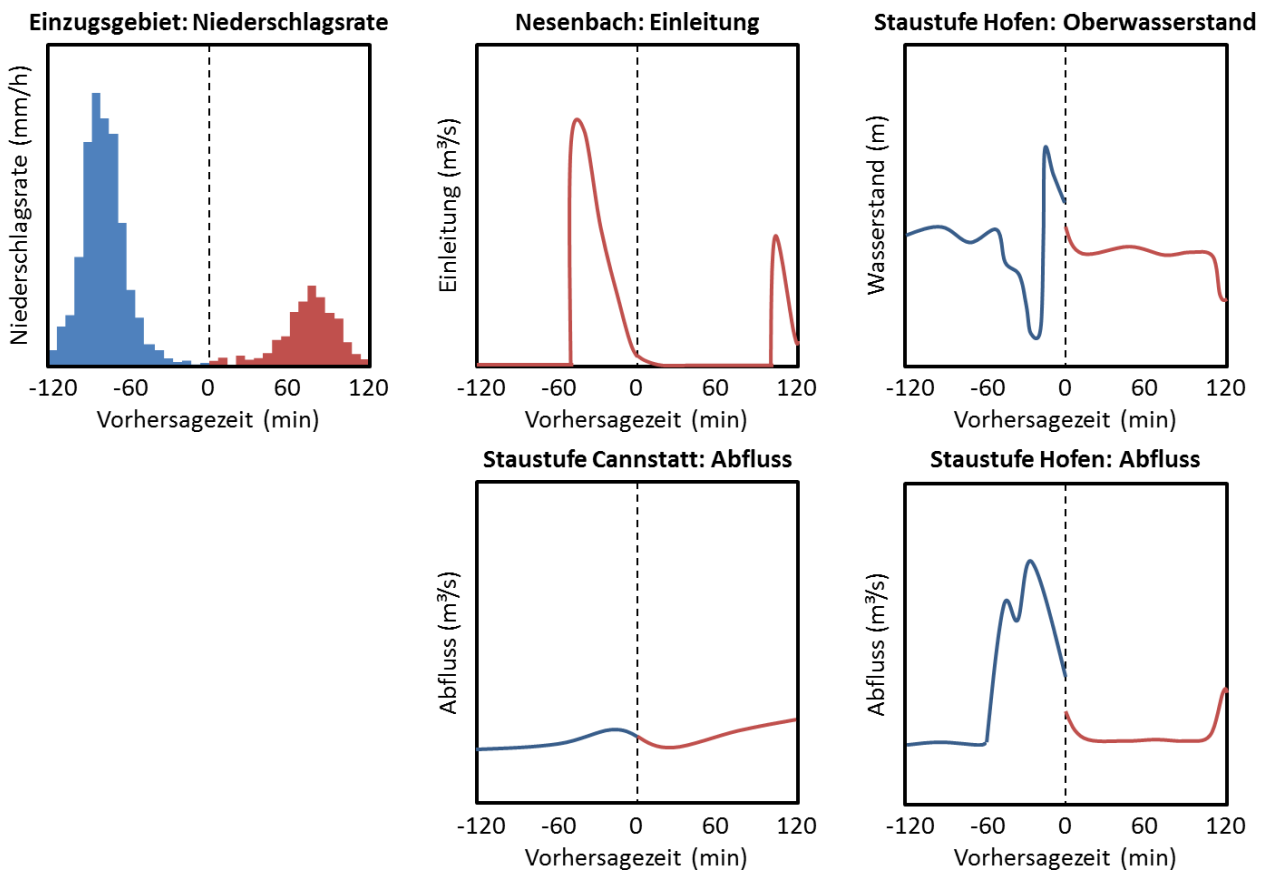


Bild 3: Beispielhafte Visualisierung der Niederschlags-, Einleitungs- und Zuflussprognosen sowie des optimierten zukünftigen Wasserstands- und Abflussverlaufs (rot) und der jeweiligen Mess- bzw. Istwerte (blau) für ein fiktives Starkregenszenario.

### Fazit und Ausblick

Das Pilotprojekt zur Vorhersage der Mischwasserentlastung aus dem Hauptsammler Nesenbach der Stadt Stuttgart in die Stauhaltung Hofen liefert bisher vielversprechende Ergebnisse. Anhand von Simulationen einer automatisierten ASR mit modellprädiktiver Vorsteuerung an der Staustufe Hofen wurde bereits gezeigt, dass durch die Nutzung von Einleitungsprognosen sowohl Überschreitungen der Stauzieltoleranz als auch eine Verstärkung von Abflussschwankungen vermieden werden können (Pranner, 2018; Kasper et al., 2018). Durch die in diesem Beitrag vorgestellte Visualisierung können die Vorteile der Kombination von Einleitungsprognosen mit einer modellprädiktiven Vorsteuerung auch für die manuelle Regelung genutzt werden.

Neben den Nowcasting-Prognosen des DWD sollen im nächsten Schritt probabilistische Ensemble-Prognosen für die Vorhersage von Mischwasserentlastungen aus dem Nesenbach getestet werden. Diese basieren auf Simulationen und erlauben eine Prognose über maximal 27 Stunden, wobei die Unsicherheiten der Vorhersage berücksichtigt werden (Kasper et al., 2018). Darüber hinaus ist es von Interesse, weitere Stauhaltungen an den Bundeswasserstraßen zu identifizieren, die ebenfalls von Regelungsproblemen durch Misch- oder Regenwasserentlastungen nach Starkregenereignissen betroffen sind.

## Literatur

- Amann, K.-U., Arnold, E., Sawodny, O. (2016): Online real-time scheduled model predictive feedforward control for impounded river reaches applied to the Moselle river. In: 2016 IEEE International Conference on Automation Science and Engineering (CASE), S. 1276-1281.
- Belzner, F., Schmitt-Heiderich, P. (2012): Einfluss urbaner Einzugsgebiete auf die Abfluss- und Stauzielregelung. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Ed.): Innovation mit Tradition: Hydraulischer Entwurf und Betrieb von Wasserbauwerken, S. 93-98.
- Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2016): Das BMVI-Expertenetzwerk – Wissen – Können – Handeln, Berlin.
- Kasper, J., Pranner, G., Simons, F., Denhard, M., Thorenz, C. (2018): Enhancing automated water level control at navigable waterways by high-resolution weather predictions. In: La Loggia, G., Freni, G., Puleo, V., De Marchis, M. (Ed.): HIC 2018. EPiC Series in Engineering Vol 3, EasyChair, S. 1022-1029.
- Krajewski, C. (2007): Bundeswasserstraße Neckar – Auszug aus dem Kompendium der WSD Südwest vom Juni 2007. Wasser- und Schifffahrtsdirektion Südwest, Mainz.
- Pranner, G. (2018): Anwendung einer modellprädiktiven Vorsteuerung für die Abfluss- und Stauregelung von Wasserstraßen am Beispiel der Neckarstauhaltung Hofen, Bachelorarbeit, Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Wasser und Gewässerentwicklung.



## Untersuchung strömungsinduzierter Schwingungen am Beispiel eines unterströmten Segmentschützes

Georg Göbel M. Sc., Bundesanstalt für Wasserbau

Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Bundesanstalt für Wasserbau

Martin Deutscher, Bundesanstalt für Wasserbau

Walter Metz, Bundesanstalt für Wasserbau

### Einleitung

Strömungsinduzierte Schwingungen sind im Stahlwasserbau ein altbekanntes, wiederkehrendes Problem und können zu Störungen im Betrieb, frühzeitiger Ermüdung oder schlimmstenfalls zum Versagen eines Verschlusses führen. Strömungsinduzierte Schwingungen können dabei nach Naudascher (1991) verschiedene Ursachen haben: Bei fremderregten Schwingungen werden Druckschwankungen in Form von Turbulenz oder Wellen mit der Strömung zum Bauwerk transportiert und regen dieses zu Schwingungen an. Lösen sich bei der Umströmung einer Struktur regelmäßige Wirbel ab, welche die Struktur zu Schwingungen anregen, so werden diese als instabilitätsinduzierte Schwingungen bezeichnet. Häufig basieren die Anregungsmechanismen aber auf einer starken Kopplung zwischen Schwingung und Strömung. Man spricht dann von selbsterregten oder bewegungsinduzierten Schwingungen. Die Planung und Dimensionierung von schwingungsfreien Verschlüssen verlangt sehr gute Kenntnisse über die maßgeblichen Anregungsmechanismen. Leider ist die Forschung zu strömungsinduzierten Schwingungen im Stahlwasserbau seit den 80er Jahren rückläufig. Eine Ausnahme bilden die Untersuchungen von Billeter und Staubli (2000) oder von Ishii et al. (2014). Selbsterregte Schwingungen von unterströmten Schützen sind häufig auf den sogenannten Press-Shut-Mechanismus zurück zu führen, welcher wie der Druckstoß auf der Massenträgheit des strömenden Wassers basiert. Über dieses Phänomen liegen zahlreiche Untersuchungen vor, allerdings oft an vereinfachten Geometrien oder an Verschlüssen mit Fachwerkkonstruktionen, die heutzutage immer seltener zum Einsatz kommen, da stattdessen unterhaltungsärmere Hohlkastenkonstruktionen verwendet werden. Dieser Beitrag zeigt, dass Hohlkastenkonstruktionen sehr anfällig für den Press-Shut-Mechanismus sein können.

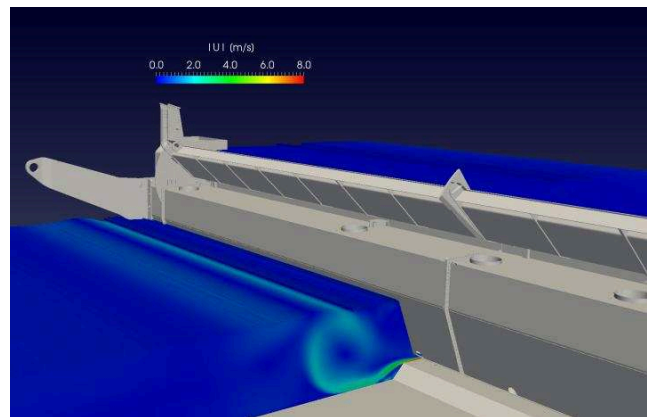


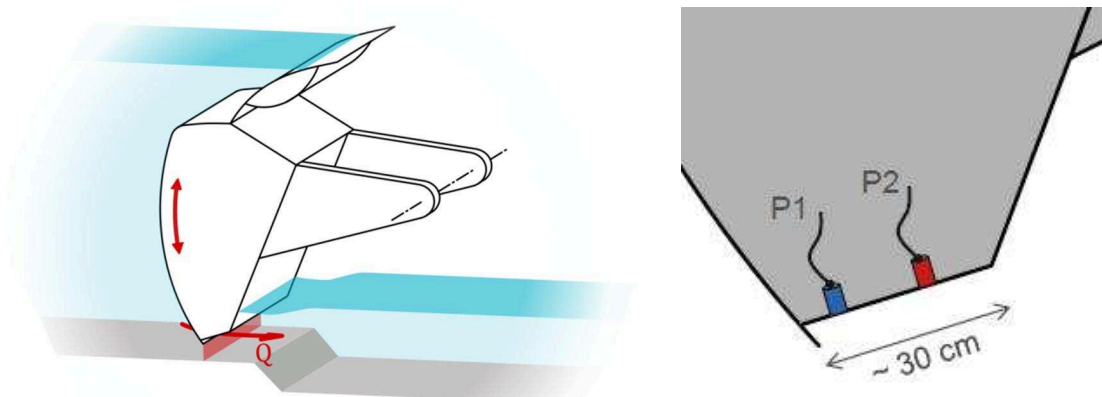
Bild 1: Unterströmtes Segmentschütz mit Aufsatzklappe. Links: Foto der Wehranlage, rechts: Ergebnis einer numerischen Simulation.



## Der Press-Shut-Mechanismus

Bild 2 (links) zeigt ein unterströmtes Schütz mit einer Öffnung von wenigen Zentimetern. Bewegt sich das Schütz nun durch eine zufällige initiale Störung nach unten, vermindert sich die durchflossene Querschnittsfläche unter der Schützkante und der Durchfluss nimmt ab. Durch die Massenträgheit des strömenden Wassers wird die Strömung verzögert und es kommt zum Druckabfall unter dem Hohlkasten. Bewegt sich das Schütz aufgrund seiner Elastizität wieder nach oben, nimmt der Durchfluss zu, die Strömung wird beschleunigt und es entsteht ein Überdruck unter dem Hohlkasten. Es geht also mit der Schützbewegung immer eine Kraft in Bewegungsrichtung einher, was die Voraussetzung für selbsterregte Schwingungen ist. Im Zeitbereich dargestellt bedeutet das, dass die Kraft der Bewegung immer voraus laufen muss. Auf Bild 3 und Bild 4 ist dieser Phasenversatz zwischen Druck und Bewegung klar zu erkennen.

Die Geometrie des Schützes spielt bei diesem Mechanismus eine entscheidende Rolle. Zum einen bietet ein tieferer Hohlkasten eine größere Angriffsfläche für den Druck und die resultierende Kraft nimmt damit zu. Zum anderen findet bei ausreichendem Abstand zwischen Sohle und Hohlkasten ein Druckausgleich zum Unterwasser hin statt und die Druckschwankung wird schwächer. Weitere Einflussfaktoren sind die Strömungsgeschwindigkeit unter dem Schütz, der Unterwasserstand sowie die Eigenfrequenz und die Masse des Schützes. Im Allgemeinen gilt, dass kleine Öffnungsweiten sowie niedrige Unterwasserstände tendenziell die Gefahr von Schwingungen bergen. (Naudascher und Rockwell, 1994)



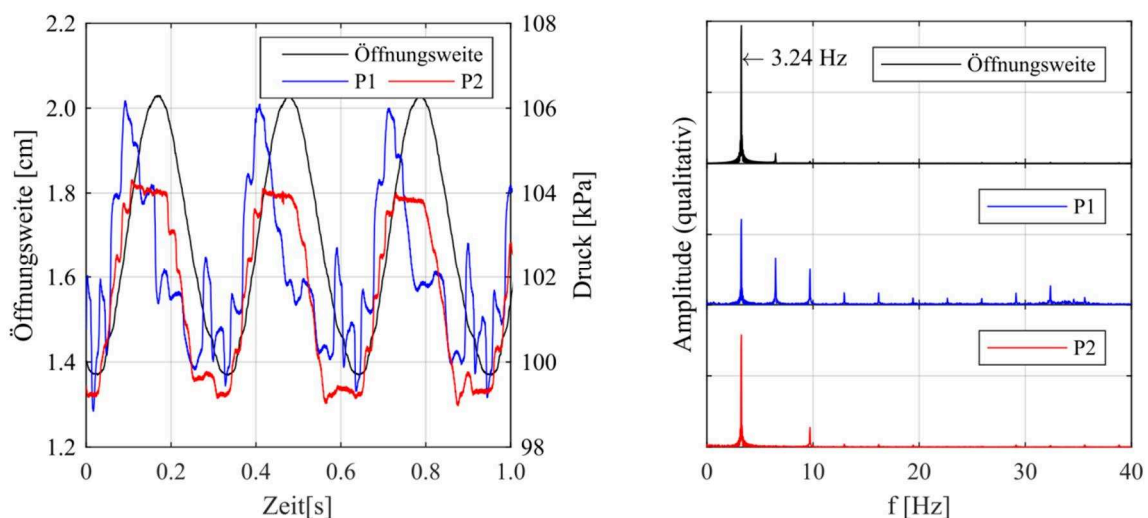
*Bild 2: Links: Skizze eines unterströmten Segmentschützes mit tiefliegendem, weit ausladendem Hohlkasten. Rechts: Anordnung der Drucksensoren am Hohlkasten des Schützes während der Messung.*

## In-Situ-Messungen

Bei einem unterströmten Segmentschütz, an dem bei kleinen Öffnungsweiten selbstinduzierte Schwingungen auftreten, wurden die Bewegung des Schützes sowie die Druckschwankungen unter dem Hohlkasten gemessen. Das Stauziel der Anlage liegt bei 4,45 m über der Sohle. Bild 2 (rechts) zeigt die Anordnung der Drucksensoren an der Schützunterkante. Um die Position des Schützes zu messen wurde ein Seilzugsensors eingesetzt. Mit diesem kann einerseits die mittlere Öffnungsweite wie auch die Amplitude der Schwingung ermittelt werden. Die dynamische Durchbiegung des Schützes wurde mithilfe von Beschleunigungssensoren erfasst, für die beobachtete Schwingung aber als vernachlässigbar eingestuft. Die Abtastrate aller Signale betrug 2,048 kHz. Zur Messung wurde das

Schütz in die kritische Position gefahren und die Bewegung sowie die Druckschwankung gemessen. Da am Tag der Messung ein sehr niedriger Abfluss vorlag, bildete sich bei Öffnungsweiten über 3 cm ein voll belüfteter Freistrah aus und die Schwingung stoppte sofort. Die maximal gemessene Amplitude betrug etwa 3 mm (Bild 3 links), aus Beobachtungen ist aber bekannt, dass bei höheren Unterwasserständen Amplituden bis etwa 1 cm auftreten können.

Bild 3 zeigt exemplarisch das Ergebnis einer Messreihe. Zu erkennen ist eine sinusförmige Schwingung (hier dargestellt als variierende Öffnungsweite) sowie ein mit derselben Frequenz fluktuierender Druck auf den Sensoren P1 und P2. Der Phasenversatz zwischen Bewegung und Druckschwankung ist klar zu erkennen. Der Druck steigt während der Aufwärtsbewegung des Schützes an und fällt bei der Abwärtsbewegung wieder ab. Sowohl das Frequenzspektrum der Öffnungsweite wie auch das der Drücke P1 und P2 weisen einen ausgeprägten Peak bei 3.24 Hz auf. Damit ist offensichtlich, dass die Druckschwankung direkt im Zusammenhang mit der Bewegung steht. Die höherfrequenten Anteile in P1 und P2 sind Oberschwingungen des Druckes und spielen für die Schwingungsanregung eine untergeordnete Rolle. Eine Wirbelablösefrequenz lässt sich für komplexe Geometrien zwar nicht eindeutig berechnen, würde aber deutlich über 10 Hz liegen und kann damit als Ursache für die Schwingung ausgeschlossen werden. Damit liegt offensichtlich ein selbsterregter Mechanismus als Schwingungsursache vor.



*Bild 3: Links: Exemplarische Ergebnis der Messung. Dargestellt sind die Öffnungsweite an der Sohle sowie der Druck auf den beiden Sensoren. Rechts sind die zugehörigen Frequenzspektren zu sehen.*

### Numerische Untersuchungen

Da die Messungen nur für eine Abflusssituation durchgeführt werden konnten, sind Prognosen über die Schwingungsgefahr bei größeren Abflüssen nur schwer möglich. Daher wurden zusätzlich numerische Simulationen für unterschiedliche Betriebsszenarien durchgeführt. Zur numerischen Untersuchung kam das Open-Source Software-Paket OpenFOAM® zum Einsatz. Mithilfe dem Löser interDyMfoam kann die Simulation von transienten Strömungen mit freiem Wasserspiegel und die Bewegung von Festkörpern gekoppelt werden.

Für die Lösung des Strömungsgebietes werden die inkompressiblen Navier-Stokes-Gleichungen für die Luft und die Wasserphase im Rechengebiet gelöst. Die Festkörperbewegung kann entweder vorgegeben werden oder es wird die Bewegungsgleichung gelöst. Zur Interaktion zwischen Strömung und Schütz werden in jedem Zeitschritt die hydraulischen Kräfte auf das Schütz an den Bewegungslöser übergeben, dann die Bewegungsgleichung gelöst und damit die Verschiebung des Schützes bestimmt. Anschließend wird das Gitter entsprechend der verschobenen Geometrie verformt und die Strömungsberechnung durchgeführt. Da sich die Strömungskräfte durch die Anpassung des Gitters ändern, muss diese Iteration so lange wiederholt werden, bis ein Gleichgewichtszustand erreicht wird.

Im Rahmen der numerischen Untersuchung wurden einige Vereinfachungen getroffen. Wie eingangs beschrieben, konnte die Biegung des Verschlusses vernachlässigt werden. Durch die zusätzliche Annahme, dass das Strömungsfeld unter dem Schütz von 2-dimensionalen Strukturen dominiert wird, konnte das Gitter somit auf ein zweidimensionales Gitter reduziert werden. Durch die hohen Beschleunigungen und die starken zeitlichen und örtlichen Druckschwankungen stellen bei gekoppelten Simulationen numerische Stabilitätsprobleme eine große Herausforderung dar. Um dieses Problem zu umgehen, wurde die Bewegung des Schützes nicht als freie Bewegung ausgeführt, sondern als Randbedingung vorgeschrieben. Frequenz und Amplitude wurden aus den Messungen übernommen.

Zur Verifizierung des numerischen Modells wurde der Druck an denselben Stellen, an denen sich während der Messung die zwei Drucksonden unter dem Schütz befanden, ausgewertet. Bild 4 (links) zeigt die zugehörigen Messsignale. Die Form unterscheidet sich deutlich, da die hochfrequenten Anteile in der Simulation fehlen, was im Wesentlichen auf das angewendete  $k-\omega$ -Turbulenz Modell zurückzuführen ist. Bemerkenswert ist aber, dass die maßgeblichen Druckschwankungen in Größenordnung und Phasenlage gut übereinstimmen und das Modell somit den wesentlichen Mechanismus der Schwingungsursache sehr gut abbildet.

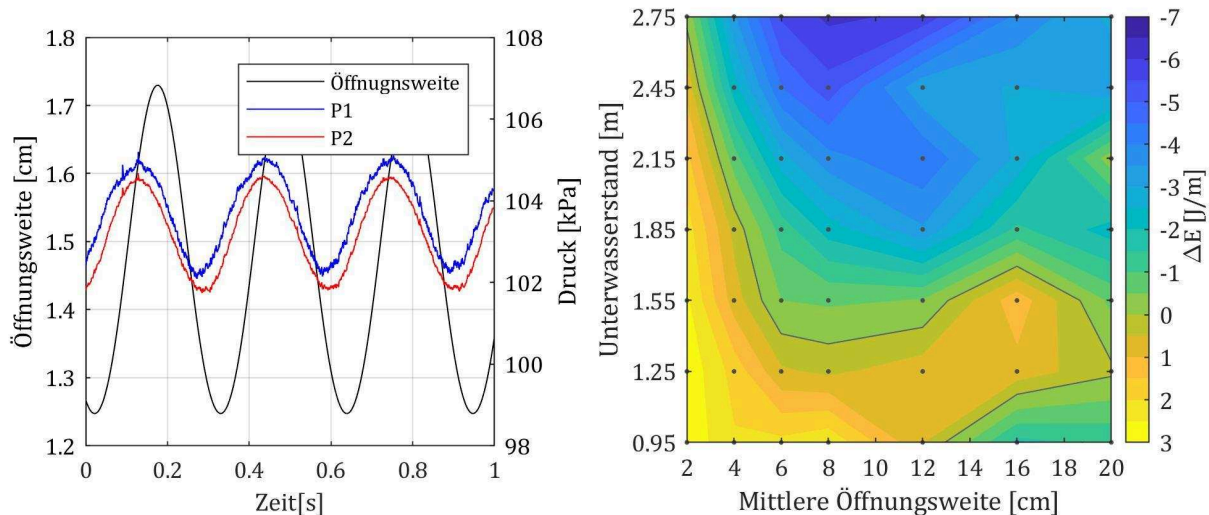
Zur Bewertung der Schwingungsgefahr von unterschiedlichen Betriebszuständen wurden die Öffnungsweite und der Unterwasserstand variiert. Als Maß für die Schwingungsanfachung wurde der Energieeintrag  $\Delta E$  pro Periode  $T$  berechnet.

$$\Delta E = \int_t^{t+T} M \cdot \dot{\varphi} dt$$

Dabei ist  $M$  das aus der Hydraulik resultierende Drehmoment um die Lagerachse und  $\dot{\varphi}$  die entsprechende Winkelgeschwindigkeit. Ist der Energieeintrag  $\Delta E$  positiv, so handelt es sich um einen Zustand, in dem Energie von der Strömung auf den Verschluss übertragen wird und selbsterregte Schwingungen entstehen. Ist der Energieeintrag negativ, wird dem System Energie entzogen und es entstehen keine Schwingungen.

Auf Bild 4 rechts ist der Energieeintrag  $\Delta E$  pro laufenden Meter Verschlussbreite für verschiedene Öffnungsweiten und Unterwasserstände dargestellt. Die graue Linie markiert den Übergang von positivem zu negativem Energieeintrag, die Punkte markieren die simulierten Szenarien. Es ist klar zu erkennen, dass der Energieeintrag für kleine Öffnungsweiten und niedrige Unterwasserstände groß ist und somit eine Schwingungsgefahr besteht, während für größere Öffnungsweiten und höhere Unterwasserstände keine selbsterregten Schwingungen zu erwarten sind.

Diese Erkenntnis deckt sich mit vorangegangenen Untersuchungen mit einer ähnlichen Methodik bei einem Hubschütz mit Aufsatzklappe (Göbel et al., 2016), aber auch Naudascher und Rockwell (1994) oder mit den Untersuchungen von Pulina und Voigt (1994).



**Bild 4:** Ergebnisse der numerischen Simulation. Links: exemplarische Auswertung von Bewegungssignal sowie die Drücke an den beiden Sonden. Rechts: der Energieeintrag in die Schwingung für verschiedene Öffnungsweiten und Unterwasserstände. Der Unter- und Oberwasserstand wird auf die Sohle bezogen. Der Oberwasserstand beträgt konstant 4,45 m.

Um zukünftig Schwingungen bei allen Betriebszuständen zu vermeiden, sind konstruktive Maßnahmen zu ergreifen. Grundsätzlich gelten größere vertikale Abstände zwischen Ablösepunkt und Hohlkasten als sicherer gegenüber Schwingungen (Lewin, 2008), allerdings bezieht sich diese Aussage auf instabilitäts- und nicht auf bewegungsinduzierte Schwingungen. Es ist aber davon auszugehen, dass eine Verlängerung des Stauschnabels auch in diesem Fall Abhilfe schaffen würde. Falls durch geometrische Änderungen keine Abhilfe geschaffen werden kann, können Schwingungen nur durch Einschränkungen im Betriebskonzept vermieden werden. Dies würde bedeuten, dass das Segmentschütz erst bei einem ausreichend hohen Unterwasserstand angehoben werden darf und kleine Öffnungsweiten schnell durchfahren werden müssen. An bestehenden Anlagen wird diese Methode schon teilweise angewendet (Göbel et al., 2016; Pulina und Voigt, 1994).

## Zusammenfassung und Ausblick

An einem Segmentschütz mit Aufsatzklappe wurden Schwingungsuntersuchungen durchgeführt. Dazu wurden die Bewegung des Schützes und die Druckschwankungen unter dem Hohlkasten bei einem Betriebszustand gemessen. Numerische Simulationen dienten dazu, Prognosen für andere Betriebszustände treffen zu können. Als Schwingungsursache wurde der Press-Shut-Mechanismus identifiziert, welcher zur Kategorie der selbsterregten oder bewegungsinduzierten Schwingungen gehört. Für den bei der Messung vorherrschenden Betriebszustand traten Schwingungen mit einer Amplitude von etwa 3 mm und einer Frequenz von 3,25 Hz bei einer Öffnungsweite von etwa 3 cm auf. Es konnte gezeigt werden, dass die Sicherheit gegenüber Schwingungen mit steigenden Unterwasserständen und größeren Öffnungsweiten zunimmt.

Um zukünftig Schwingungen zu vermeiden, wird momentan eine Umgestaltung der Schützunterkante geprüft. Falls diese keine Wirkung zeigt, können Schwingungen nur mit betrieblichen Maßnahmen vermieden werden. Dies würde bedeuten, dass die Unterströmung erst bei einem ausreichend hohen Unterwasserstand freigegeben werden darf und kleine Öffnungsweiten schnell durchfahren werden müssen.

## Literatur

- Billeter, P.; Staubli, T. (2000): Flow-Induced multiple-mode vibrations of gates with submerged discharge. In: *Journal of Fluids and Structures* 14 (3), S. 323–338.
- Göbel, Georg; Metz, Walter; Gebhardt, Michael; Deutscher, Martin; Thorenz, Carsten (2016): Gutachten zu den Schwingungsproblemen am Wehr Dörverden. Hg. v. Bundesanstalt für Wasserbau. Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe.
- Ishii, Noriaki; Anami, Keiko; Kinisely, Charles W. (2014): Retrospective Consideration of a Plausible Vibration Mechanism for the Failure of the Folsom Dam Tainter Gate. In: *International Journal of Engineering and Robotics Research*.
- Lewin, Jack (2008): Spillway gate design features which can cause vibration. In: Harry Hewlett (Hg.): Ensuring Reservoir Safety into the future. London: Thomas Telford, zuletzt geprüft am 13.10.2015.
- Naudascher, Eduard (1991): Hydrodynamic forces. Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema (IAHR series of Hydraulic Structures Design Manuals, Volume 3).
- Naudascher, Eduard; Rockwell, Donald (1994): Flow-induced vibrations. An engineering guide. Rotterdam: A.A. Balkema (IAHR series of Hydraulic Structures Design Manuals, Volume 7).
- Pulina, Voigt (1994): Schwingungsursachen Kachlet. Hg. v. Bundesanstalt für Wasserbau. Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe.

## **Kraftwerk Sohlstufe Lehen – Multifunktionales Kraftwerk in der Weltkulturerbe-Stadt Salzburg**

Dipl.-Ing. Josef Reingruber, Salzburg AG für Energie, Verkehr und Telekommunikation

### **Geschichtliche Entwicklung**

Das Kraftwerk Sohlstufe Lehen befindet sich im unmittelbaren Nahbereich des Weltkulturerbes Salzburger Altstadt und nutzt hier die Salzach zur Erzeugung elektrischer Energie. Die Salzach wurde, wie auch viele andere Voralpenflüsse, aufgrund des Siedlungsdruckes und der beengten Tallage reguliert und begradigt. In der Stadt Salzburg erfolgte dies bereits zwischen 1851 und 1873. In den folgenden Jahrzehnten führten Sohleintiefungen zu einer Gefährdung der Ufersicherungen und der Gefahr von Sohldurchschlägen. Als Abhilfe wurde dann in den 1960er Jahren etwa 170 m oberhalb des heutigen Kraftwerkes Lehen eine Sohlstufe errichtet. Etwa ab der Jahrtausendwende entstanden dann erste Ideen, die Sohlstufe energietechnisch zu nutzen. Nach einer etwa 4-jährigen Projektierungs- und Genehmigungsphase, welche aufgrund der sensiblen Stadtlage auch einen Architekturwettbewerb umfasste, wurde schließlich zwischen 2010 und 2013 das Kraftwerk Sohlstufe Lehen mit einer Investitionssumme von rund 81 Mio. Euro errichtet.

### **Technische Daten**

Hydrologische Daten der Salzach:

- mittleres Niederwasser: 55 m<sup>3</sup>/s
- Mittelwasser: 177 m<sup>3</sup>/s
- HQ100: 2.263 m<sup>3</sup>/s
- RHHQ: 3.600 m<sup>3</sup>/s

Technische Daten Kraftwerk Sohlstufe Lehen:

- Einzugsgebiet: 4.426 km<sup>2</sup>
- Ausbauwassermenge: 250 m<sup>3</sup>/s
- Fallhöhe: 6,6 m
- Engpassleistung: 13,70 MW
- Regelarbeitsvermögen: 81 Mio. kWh (deckt den Strombedarf von 23.000 Haushalten)
- Wehranlage: 4 Wehrfelder aus Drucksegmenten mit aufgesetzten Klappen
- Maschinensätze: 2 Kaplan PIT Turbinen

### **Herausforderungen im Genehmigungsverfahren**

Aufgrund der Engpassleistung von < 15 MW musste für die gegenständliche Kraftwerksanlage zwar keine Umweltverträglichkeitsprüfung durchgeführt werden, doch galt es dennoch in den einzelnen Materien eine Reihe von Hürden zu nehmen und technische Herausforderungen zu lösen.

Geologisch gesehen, liegt Salzburg auf den glazialen Überresten der letzten Eiszeit mit mächtigen Seetonablagerungen, welche von mehr oder weniger mächtigen fluviatilen Sedimenten überlagert werden. Der Salzburger Seeton stellt einen bekannt schwierigen Baugrund dar, welcher bei Entfernung der Auflast zur Verflüssigung neigt und große Anforderungen an die Fundierung stellt. Als wirtschaftlich einzig möglicher Kraftwerksstandort verblieb so die Stelle etwa 170 m stromab der bestehenden Sohlstufe, wo eine Flyschschwelle auftaucht, auf der die Anlage fundiert werden konnte.

Das Kraftwerk liegt in einem sehr dicht bebauten Stadtteil mit etwa 20.000 Anrainern im Einflussbereich der Baumaßnahmen. Da für die Herstellung der Baugrubenumschließungen und Fundierungen auch erschütterungsintensive Tiefbauarbeiten erforderlich waren, welche für die Anrainer insbesondere durch die ungünstigen Baugrundverhältnisse problematisch zu beurteilen waren, mussten im Vorfeld zahlreiche Gebäude und Wohnungen beweisgesichert werden. Sehr positiv wirkte sich in diesem Zusammenhang die offene Kommunikation mit den Bürgern aus, welche bereits in der Planungsphase gestartet und während der gesamten Projektumsetzung fortgesetzt wurde. In 75 Informationsveranstaltungen wurden die Anrainer über die anstehenden Planungs- und Bauphasen informiert, aber auch deren Sorgen und Anliegen entgegengenommen, sodass zahlreiche Ideen aus der Bevölkerung in das Projekt eingeflossen sind und so die Akzeptanz deutlich erhöht wurde. Zusätzlich wurde während der Bauphase eine Ombudstelle eingerichtet, welche als ständige Anlaufstelle von besorgten Bürgern sehr gut angenommen wurde.

Aufgrund der unmittelbaren Nähe der Anlage zum Weltkulturerbe Altstadt Salzburg wurden besondere Anforderungen an die architektonische Gestaltung des Kraftwerkes sowie an die ökologische Begleitplanung gestellt. Als Sieger des Architekturwettbewerbes ging das nunmehr umgesetzte Projekt des Architektenteams Erich Wagner und Max Rieder hervor.

Durch die Stauhaltung wurde der Wasserspiegel oberhalb der bestehenden Sohlstufe bei Mittelwasserführung um max. etwa 1,5 m angehoben. Um negative Auswirkungen auf den relativ hoch liegenden Grundwasserspiegel zu vermeiden, wurde ein detailliertes Grundwassermodell erstellt und in Folge Stauraumabdichtungen in Kombination mit Uferbegleitdrainagen eingebaut. Die Auswirkungen auf das Grundwasser werden durch ein ausgedehntes Beweissicherungsprogramm, bestehend aus Grundwasserpegeln und Schüttungsmessungen der Drainagen, beurteilt.

Durch architektonisch gestaltete Schutzbauwerke wurde mit der Errichtung des Kraftwerkes die Hochwassersicherheit im Stadtgebiet von Salzburg verbessert.

Mit der Errichtung des Kraftwerkes wurden auch die Forderungen der EU Wasserrahmenrichtlinie nach der Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit erfüllt. So wurde eine technische Fischaufstiegshilfe errichtet und über einen weiteren Nebenarm der Glanbach fischpassierbar an die Salzach angebunden. In diesem Bereich, dem sogenannten Glanspitz, wurde auch ein ökologisch gestaltetes Naherholungsgebiet geschaffen.

Knapp vor Baubeginn hätte ein Biber die Kraftwerkspläne beinahe noch zunichte gemacht. Seitens der Behörde wurde das geplante Kraftwerksprojekt aber letztendlich nicht als Lebensraumbedrohung eingestuft, wie heute auch die praktischen Erfahrungen bestätigen. Seit der Fertigstellung des Projektes sind nicht nur im Bereich des ökologisch gestalteten Naherholungsgebietes zahlreiche Fraßspuren zu beobachten, sondern es wurde im Rahmen des Monitorings auch in der Fischaufstiegshilfe ein Biber gesichtet.

### **Baublauf**

Die Lage des Kraftwerkes im dicht bebauten Siedlungsgebiet stellte besondere Herausforderungen an die Aufschließung des Baufeldes. Glücklicherweise konnte eine Betriebsausfahrt der etwa 800 m entfernten Autobahn sowie ein Uferbegleitweg genutzt werden, um die Baustelle weitgehend ohne Einfluss auf die angrenzende Bevölkerung aufzuschließen. Die Errichtung der Anlage erfolgte in drei Bauphasen, welche sich in eine Phase mit Vorleistungen und zwei Hauptbauphasen gliederte. In der Vorbereitungsphase erfolgten die Herstellung der Bauaufschließung, zahlreiche Umlegungen von Einbauten, die Errichtung der orographisch linken Ufermauer sowie eine Bohrpfahlwand als Teil der Baugrubenumschließung für die Hauptbauphasen (Bild 1).



*Bild 1: Errichtung Kraftwerk Sohlstufe Lehen Bauphase 1.*

In der Hauptbauphase 1 wurden drei der vier Wehrfelder hergestellt. Die Bauarbeiten erfolgten in Trockenbauweise mit offener Wasserhaltung. Die Baugrubenumschließung bestand aus einer Bohrpfahlwand in Flussrichtung mit ober- und unterwasserseitigen Querschotten in Form von Spundwandkästen (Fangedämmen). Die Aufschließung der Baugrube erfolgte über eine Behelfsbrücke vom linken Ufer. Die Salzach wurde dabei in einem etwas eingegengten Abflussquerschnitt an der Baugrube vorbeigeführt, welche auf das HQ25 ohne Freibord ausgelegt war.



Bei höheren Wasserführungen wäre die Baugrube vom Unterwasser her geflutet worden, sodass das HQ100 ohne nennenswerte Anhebung des Oberwasserpegels abgeführt worden wäre.

Während der Bauphase 2 wurden schließlich das fehlende Wehrfeld 4, das Krafthaus und die technische Fischwanderhilfe errichtet. Die Herstellung der Baugrubenumschließung erfolgte analog zu Bauphase 1 (Bild 2). Parallel zu den Hauptbauphasen wurden auch die vertikalen Stauraumabdichtungen im Düsenstrahlverfahren hergestellt. Über dem Niveau des Stauspiegels wurden überschüttete Bentonitmatten eingebaut, um bei höheren Wasserführungen die Dotation der Grundwasserkörper zu reduzieren.



*Bild 2: Errichtung Kraftwerk Sohlstufe Lehen Bauphase 2.*

### **Technische Hauptkomponenten**

Zur hydraulischen Optimierung der Gesamtanlage und insbesondere der Ausgestaltung der Einlaufschwelle vor dem Krafthaus wurden an der TU Wien ein hydraulischer Modellversuch sowie zusätzlich vom Turbinenhersteller Strömungssimulationen durchgeführt. Die beiden doppelt geregelten Kaplan PIT Turbinen wurden von der Fa. Voith geliefert und weisen bei einer Nenndrehzahl von 113,9 U/min ein Schluckvermögen von jeweils  $125 \text{ m}^3/\text{s}$  auf. Die Laufräder haben einen Durchmesser von vier Metern und verfügen über jeweils vier Flügel. Zwischen den Turbinen und den Generatoren sind Getriebe angeordnet.

Die Wehranlage besteht aus vier Wehrfeldern mit einer Breite von jeweils 16 m. Die Verschlussorgane wurden von der Firma VAM Anlagentechnik geliefert und bestehen aus Drucksegmenten mit aufgesetzten Wehrklappen. Zur Optimierung der Wehrgeometrie, der Dimensionierung des Tosbeckens, der Stabilität des Unterwasserbereichs in Bezug auf die hydraulische Leistungsfähigkeit und des Geschiebedurchganges wurde an der TU Wien ein Modellversuch an einem Schnittmodell im Maßstab 1:33,33 durchgeführt.

Die gegenständliche Anlage verfügt aufgrund der vorgelagerten Sohlschwelle, an der bereits ein Großteil der Fallhöhe überwunden wird, über relativ niedrige feste Wehrschwellen. Die hydraulische Auslegung der Wehranlage erfolgte so, dass bei vier geöffneten Wehrfeldern das RHHQ mit  $3.600 \text{ m}^3/\text{s}$  und bei drei geöffneten Wehrfeldern (n-1 Regel) das HQ100 mit  $2.300 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeführt werden kann. Die Wehrverschlüsse weisen inkl. eines Freibordes von 34 cm eine Gesamthöhe von 7,84 m auf. Die anteilige Höhe der Drucksegmente beträgt 4,68 m und jene der aufgesetzten Klappen 3,16 m. Die Klappenhöhe wurde verhältnismäßig groß gewählt, wodurch über die vier per mechanischer Notabsenkung ohne Fremdenergiezufuhr absenkbaren Klappen etwa das HQ1 mit  $820 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeführt werden kann.

Die kombinierte Ausführung der Verschlussorgane aus Drucksegment mit aufgesetzter Klappe hat sich bei stark geschiefbeführenden Flüssen wie der Salzach bewährt. Die vier Wehrverschlüsse werden aus Gründen der Betriebssicherheit von jeweils getrennten Hydraulikaggregaten angetrieben, können aber bei Ausfall auch von einem der verbleibenden mitversorgt werden. Die mechanische Notabsenkung der aufgesetzten Klappen wird bei Überschreitung eines kritischen Staupegels automatisch ausgelöst. Die Verschlussorgane sind mit einem normalen Korrosionsschutz ausgestattet und verfügen über keine gesonderte Verschleißbeschichtung gegen mechanische Beanspruchung. Um den Nahbereich vor der Wehranlage eisfrei zu halten, ist eine Lufteinperlanlage installiert. Die Seitenschilder der aufgesetzten Klappen sind beheizbar ausgeführt.



*Bild 3: Kraftwerk Sohlstufe Lehen nach der Fertigstellung.*

### **Wehrbetrieb im Hochwasserfall**

Im Normalbetrieb arbeitet die Anlage mit einer vollautomatischen Staupegelregelung, welche bei Unterschreitung der Ausbauwassermenge den Turbinendurchfluss entsprechend reduziert und bei Überschreitung die Wehrklappen entsprechend absenkt.

Ab einem Zufluss von  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  und ansteigender Prognose muss entsprechend der mit der Behörde vereinbarten Wehrbetriebsordnung mit der Stauabsenkung begonnen werden, wofür der Durchfluss gegenüber dem natürlichen Zufluss um  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  erhöht werden darf. Die erste Absenkphase erfolgt dabei über die Wehrklappen, anschließend werden die Segmente kontinuierlich gehoben, bis der freie Durchfluss gegeben ist, welcher spätestens bei  $820 \text{ m}^3/\text{s}$  Zufluss (HQ1) erreicht sein muss.

Da die Salzach ein relativ stark geschiebeführender Fluss ist, sind diese Staulegungen für den Weitertransport der sich im Stauraum ablagernden Sedimente und der damit verbundenen Hochwassersicherheit von großer Bedeutung. Bezüglich der Hochwassersicherheit ist der etwa 3,4 km lange Rückstauraum auf das HQ100 (n-1) plus 50 cm Freibord ausgelegt. Die Nachweisführung erfolgt über die zweimal jährliche Vermessung von jeweils 26 Flussprofilen, wobei die mittlere Sohlhöhe je Profil eine bestimmte Kote nicht überschreiten darf. Überschreitungen sind gegebenenfalls bevorzugt durch Stauraumspülungen zu beseitigen, wofür im gewässerökologisch vertretbarem Zeitraum zwischen 01. Juni und 30. September auch bei etwas vereinfachten Kriterien Staulegungen durchgeführt werden dürfen. Sollten die Anlandungen durch Spülungen nicht auf ein tolerierbares Maß reduziert werden können, sind diese in der Regel maschinell zu räumen.

### **Erfahrungen aus dem bisherigen Betrieb**

- Die offene Kommunikation und Einbindung der Anrainer während der Projektierung und Projektumsetzung hat sich sehr bewährt.
- Bei sorgsamer Planung und Schaffung entsprechender Mehrwerte lassen sich auch in sensibler Stadtlage Wasserkraftwerke realisieren.
- Entgegen diverser Befürchtungen konnte mit dem Gesamtprojekt auch die ökologische Situation deutlich verbessert werden.
- Die Ausführung der Wehrverschlüsse, bestehend aus Drucksegmenten mit aufgesetzten Klappen, hat sich aufgrund der starken Geschiebeführung als robuste, betriebssichere Lösung bewährt.
- Aufgrund der vorgelagerten Sohlschwelle samt Tosbecken und der damit verbundenen turbulenten Strömung wurden Ablagerungen vor dem Einlaufrechen erwartet. Trotz einer im Modellversuch optimierten Ausführung konnten sie dennoch nicht gänzlich verhindert werden.
- Geschiebeanlandungen im unmittelbaren Unterwasserbereich, welche insbesondere nach Stauraumspülungen die Nutzfallhöhe einschränken, können trotz der optimierten Ausführungen im Zuge des Modellversuches nicht gänzlich verhindert werden.
- Die Verhandlungssituation im Stauraum stellt große Herausforderungen an die Gewährleistung der Hochwassersicherheit.

## Feste Wehre: Ein geeigneter Wehrtyp für Nebenwasserstraßen?

Jennifer Merkel M. Sc., Bundesanstalt für Wasserbau

Jakob Herbst M. Sc., Bundesanstalt für Wasserbau

Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Bundesanstalt für Wasserbau

### Einleitung

Mittelfristig ist bei etwa 60 % der Wehranlagen außerhalb des Kernnetzes der Bundeswasserstraßen mit einem Ersatzneubau oder einer Instandsetzung zu rechnen. Hierbei sollen die Mittel für Bau, Betrieb und Unterhaltung möglichst effizient eingesetzt werden. Feste Wehre verursachen im laufenden Betrieb keinerlei Bedienungsaufwand und sind in Bau und Unterhalt günstiger als bewegliche Wehre. Am Beispiel des größten Flusses in der Lüneburger Heide, der Ilmenau, werden die Möglichkeiten zur Umgestaltung sowie die Einsatzgrenzen potentieller Wehrtypen dargestellt. Dabei werden auch Fragen im Hinblick auf die Feststoffdurchgängigkeit und mögliche Auswirkung auf die Leistungsfähigkeit des Wehres diskutiert.

### Feste Wehrtypen

Das am einfachsten gestaltete feste Wehr ist das senkrecht angeströmte Wehr (Bild 1, links). Die Abflussleistung eines festen Wehres ist bei vollkommenem Überfall proportional zur Überfalllänge: Mit einer Verdopplung der Überfalllänge kann folglich eine Verdopplung der Abflussleistung erreicht werden. Häufig sind feste Wehre an den Bundeswasserstraßen in Form von Streichwehren zu finden (Bild 1, Mitte). Aufgrund ihrer schrägen Anordnung im Fließgewässer weisen diese eine höhere Überfalllänge und somit eine höhere Abflussleistung auf. Folglich kommt es bei Streichwehren zu geringeren Schwankungen der Oberwasserstände als bei senkrecht angeströmten Wehren gleicher Gerinnebreite.

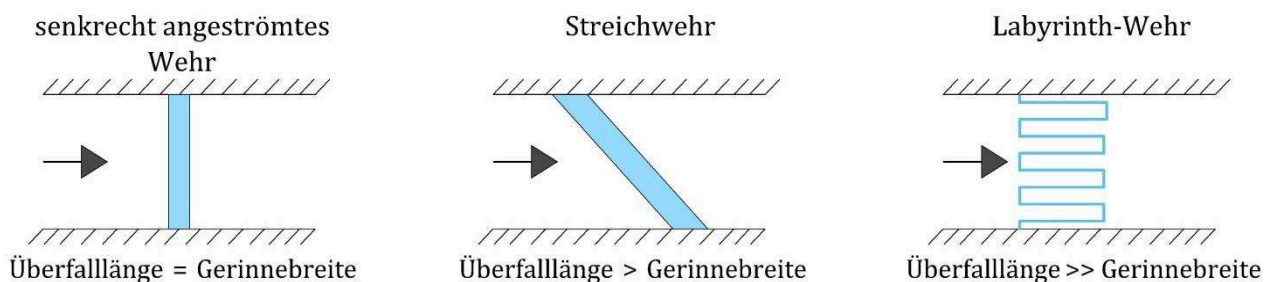


Bild 1: Vergleich der Überfalllängen zwischen einem senkrecht angeströmten Wehr (links), einem Streichwehr (Mitte) und einem Labyrinth-Wehr (rechts).

Streichwehre können jedoch aufgrund des Platzbedarfs und der örtlichen Randbedingungen nicht immer realisiert werden. Neuere Entwicklungen wie beispielsweise das Labyrinth-Wehr (Bild 1, rechts) stellen hierbei eine mögliche Alternative dar. Aufgrund ihrer gefalteten Wehrkrone kann bei niedrigen und mittleren Abflüssen eine größere Abflussleistung bei gleicher Gerinnebreite erzielt werden. Wehrtypen dieser Art befinden sich bereits im Einsatz, beispielsweise als Hochwasserentlastungsanlage bei Talsperren.

Die Leistungsfähigkeit fester Wehre wird maßgeblich von der Geometrie des Bauwerks, den Unterwasserverhältnissen und der Art der Anströmung bestimmt. Der Abfluss über das Kontrollbauwerk kann dabei als freier (unterwasserunbeeinflusst) oder rückgestauter (unterwasserbeeinflusst) Abfluss erfolgen. Zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit der verschiedenen Wehrtypen gibt es unterschiedliche Berechnungsansätze. Für die typischen Anwendungsfälle wird in der Regel die Überfallformel nach Du Buat angewandt, die zusätzlich um einen Abminderungskoeffizient erweitert werden kann (Schmidt 1957), wenn Rückstau einfluss vorliegt.

Anhand von gegenständlichen Modelluntersuchungen konnte die Leistungsfähigkeit von Streichwehren und Labyrinth-Wehren bei freiem und rückgestautem Abfluss ermittelt werden. Hierbei zeigte sich, dass das Labyrinth-Wehr aufgrund seiner größeren Überfalllänge vor allem bei kleineren Abflüssen am leistungsfähigsten ist, das Streichwehr hingegen bei rückgestautem Abfluss Vorteile zeigt (Gebhardt et al. 2017).

### **Einfluss der Gewässercharakteristik auf feste Wehre**

Bei der Entscheidung, ob ein festes Wehr eine geeignete Alternative für den Ersatz eines beweglichen Wehres darstellt, muss die Charakteristik des Fließgewässers berücksichtigt werden: Topographie, Vegetation und Hydrologie. Zwar kann der Einfluss von Abflussschwankungen auf den Oberwasserstand aufgrund der erhöhten Überfalllänge von gefalteten Wehren und Streichwehren relativ gut gedämpft werden, allerdings stellen feste Wehre bei Extremabflüssen nach wie vor ein Abflusshindernis dar. So kann bei starken, beispielweise jahreszeitabhängigen, Abflussschwankungen der Oberwasserstand nicht auf dem gleichen Niveau gehalten werden. Sind die Vorländer relativ breit und flach ausgebildet, kann das Wasser großflächig über diese abfließen und der durch das Wehr verbaute Querschnitt ist gegenüber dem gesamten Fließquerschnitt gering. Dadurch findet eine Abflussumverteilung statt mit sehr geringen Auswirkungen auf das Oberwasser.

### **Fallstudie am Beispiel der Staustufe Bardowick (Ilmenau)**

Basierend auf den Untersuchungsergebnissen zu Streichwehren und Labyrinth-Wehren wird nachfolgend am Beispiel der Staustufe Bardowick der Einsatz beider Wehrtypen näher betrachtet. Die Bundeswasserstraße Ilmenau ist ein südlicher Nebenfluss der Elbe und gleichzeitig der größte Fluss in der Lüneburger Heide. Das Landschaftsbild entlang der Ilmenau besteht außerhalb der städtischen und dörflichen Wohnbebauung überwiegend aus landwirtschaftlichen Nutzflächen, Grünland sowie Ackerflächen. Abschnittsweise finden sich in Gewässernähe parallel zum Gewässer verlaufende Verwallungen zum Hochwasserschutz. Der mittlere Abfluss beträgt etwa  $18 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Ilmenau wird heute nicht mehr als Wasserstraße genutzt, die Schleusen sind bereits außer Betrieb. Insgesamt drei Staustufen zwischen Lüneburg und der Einmündung in die Elbe regeln den Wasserstand der Ilmenau. Bardowick ist die erste der drei Staustufen und beeinflusst den Wasserstand im Stadtgebiet von Lüneburg. Die wasserwirtschaftlichen Randbedingungen geben vor, die derzeitigen Wasserstände möglichst wenig zu verändern, um Grundwasserabsenkungen und daraus resultierende mögliche Schäden an historischen Gebäuden der Stadt in jedem Fall auszuschließen. Die Staustufe ist eine mehrachsige Anlage mit einer Schleuse im Durchstich und einem Nadelwehr mit Beckenfischpass im alten Gewässerbett.

Von der Bausubstanz als auch vom technischen Standard her sind die Bauwerke als sanierungsbedürftig einzustufen. Für die Zukunft werden unterhaltungsarme Lösungen gesucht.

Welcher Wehrtyp sich hierbei am besten eignet, hängt von den örtlichen sowie wasserwirtschaftlichen Randbedingungen ab. Des Weiteren ist ein zusätzliches Augenmerk auf die ökologische Durchgängigkeit zu richten, welche beispielsweise in Kombination aus festem Wehr und Sohlengleite hergestellt werden kann. Pauschal eignen sich Labyrinth-Wehre vor allem an Standorten mit geringem Platzangebot, senkrechten Anströmbedingungen, geringen Abflussschwankungen sowie vorwiegend freiem Abfluss. Streichwehre hingegen benötigen aufgrund ihres Querschnitts eine größere Aufstandsfläche, sind jedoch im Hinblick auf Anströmbedingungen sowie Abflussschwankungen unempfindlicher.



*Bild 2: Nadelwehr (links) und Visualisierung eines möglichen Labyrinth-Wehres (rechts) am Standort Bardowick.*

Gemeinsam mit dem Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Lauenburg wurden mehrere mögliche Umgestaltungsvarianten erarbeitet. Eine Variante umfasst dabei ein 60 m langes Streichwehr oberstrom des bestehenden Nadelwehres. Eine andere Variante besteht aus einem Labyrinth-Wehr mit einer Wehrkronenlänge von 135,5 m, die in etwa dem 5-fachen der Gerinnebreite entspricht. Dieses könnte im Bereich des jetzigen Nadelwehres angeordnet werden (Bild 2). Bei Betrachtung der hydrologischen Daten der Staustufe Bardowick ist eine große Variabilität der Oberwasserstände zu erkennen (Bild 3, blaue Punkte). Die Unterwasserstände sind in Bild 3 vereinfacht als Regressionskurve dargestellt. Mittels einer Verteilungsfunktion kann gezeigt werden, dass mit dem Nadelwehr über einen Großteil des Jahres der Oberwasserstand von 2,5 m über der Wehrsohle gehalten wird. Niedrigere Oberwasserstände treten vor allem in den Wintermonaten auf, wenn die Nadeln aufgrund von Vereisungsgefahr vollständig gezogen und der Stau praktisch gelegt ist. Um die derzeitigen Wasserstände möglichst wenig zu verändern, werden die Wehrhöhen der festen Wehre so variiert, dass der Oberwasserstand mit dem festen Wehr im Vergleich zum Ist-Zustand, einerseits bei Hochwasser nicht überschritten, und andererseits bei Niedrigwasser möglichst wenig unterschritten wird. Den Berechnungen wird dabei ein rechteckförmiger Gewässerquerschnitt zugrunde gelegt, wobei der Ausuferungsbeginn nicht berücksichtigt wird. Demzufolge liegen die berechneten Wasserstände ab einem Oberwasserstand von 3,5 m tendenziell über den tatsächlichen Wasserständen. Es kann gezeigt werden, dass in diesem Fall ein Labyrinth-Wehr (Bild 3, rechts) deutliche Vorteile gegenüber einem Streichwehr (Bild 3, links) aufweist. Dies liegt zum einen an der wenig rückstaubeinflussten Staustufe Bardowick und zum anderen an der größeren Überfalllänge des Labyrinth-Wehres und der damit verbundenen höheren Abflussleistung. Über das gesamte Abflussspektrum ergeben sich somit geringere Oberwasserstände, weshalb die Oberkante des Labyrinth-Wehres höher und damit der Oberwasserstand im Niedrigwasserfall besser gestützt werden kann.

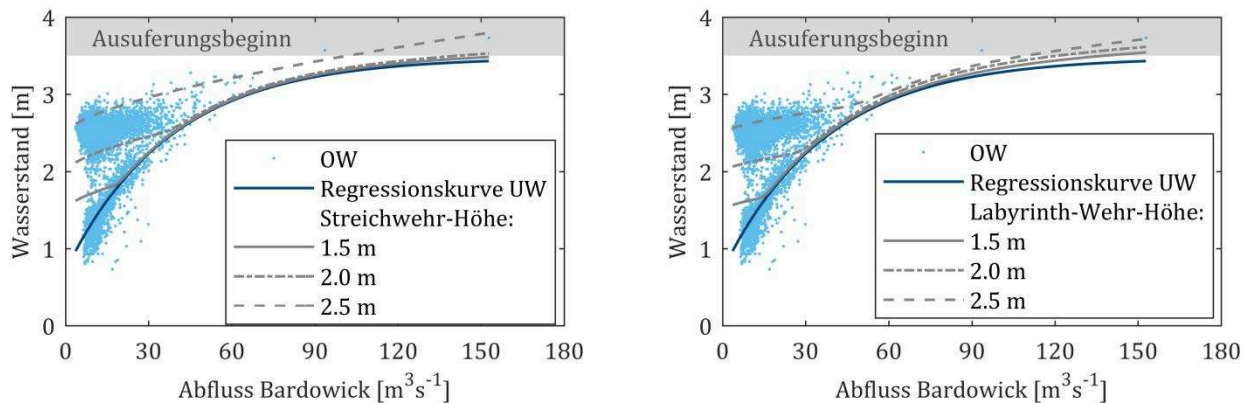


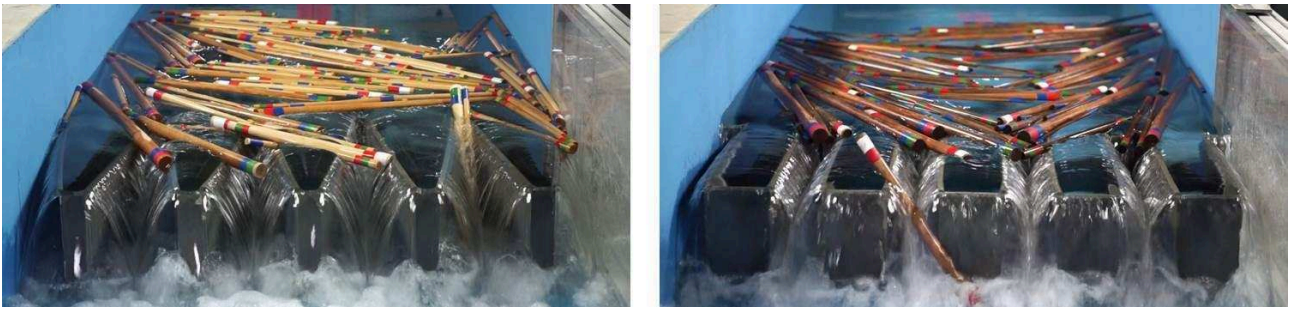
Bild 3: Vergleich verschiedener Wehrhöhen und resultierenden Schlüsselkurven für die Staustufe Bardowick; Streichwehr mit  $L = 60$  m (links) und Labyrinth-Wehr mit  $L = 135,5$  m (rechts).

Die bisherigen Untersuchungen weisen eine solide Grundlage zur Ermittlung der Abflussleistung bei freiem und rückgestautem Abfluss an festen Wehren auf. Im Flusssystem spielt jedoch der Feststofftransport, wie Treibholz, Treibeis und Sediment, eine nicht zu vernachlässigende Rolle auf die Hydraulik der Wasserbauwerke. Um diesen Einfluss besser abschätzen zu können, wurden gegenständliche Modelluntersuchungen durchgeführt und deren Ergebnisse in den nachfolgenden Kapiteln zusammengefasst.

### Einfluss des Feststofftransports auf feste Wehre

Während bei beweglichen Wehren im Oberwasser angesammelte Feststoffe durch Öffnen der Wehrverschlüsse ins Unterwasser transportiert werden können, müssen diese bei festen Wehren auch ohne äußeren Eingriff über das Bauwerk abgeführt werden. Insbesondere bei den gefalteten Wehren stellt sich die Frage, ob der Feststofftransport erschwert und somit die hydraulische Leistungsfähigkeit reduziert wird. Daher wurde die Durchgängigkeit von Treibholz, Treibeis und Sediment am Modell eines rechteck- und eines trapezförmigen Labyrinth-Wehres untersucht.

Die Untersuchungen zur Durchgängigkeit von Treibholz (Bild 4) sind an das Versuchskonzept von Pfister et al. (2013) angelehnt und wurden an beiden Labyrinth-Wehr-Geometrien durchgeführt (Herbst et al. 2018). Diese Untersuchungen zeigen, dass unabhängig von der Geometrie des Labyrinth-Wehres bei geringen Abflüssen mehr Treibholz zurückgehalten wird. Hierbei kann unter gegebenen Randbedingungen ein Energiehöhenanstieg im Oberwasser von bis zu 35 % gegenüber der unbeeinflussten Energiehöhe gemessen werden. Weiterhin ist die Zunahme der Energiehöhe von der tatsächlich auftretenden Treibholzmenge und damit von der Vorlandbewirtschaftung abhängig. Zudem wurden die Versuche mit stark gesättigten Holzproben, welche an der Gewässersohle schwammen, durchgeführt. Diese Hölzer werden tendenziell eher am Wehr zurückgehalten als an der Wasseroberfläche aufschwimmende Holzproben.



*Bild 4: Am rechteckförmigen (links) und trapezförmigen (rechts) Labyrinth-Wehr zurückgehaltenes Treibholz.*

Bei den Untersuchungen zur Treibeisdurchgängigkeit wurden unterschiedliche Schollengeometrien und -größen aus Kunststoff betrachtet (Herbst et al. 2018). Beim Vergleich der Versuchsergebnisse der beiden Labyrinth-Wehr-Geometrien (Bild 5) kann kein nennenswerter Unterschied festgestellt werden. Auch hier zeigte sich, dass lediglich bei geringen Abflüssen Eisschollen am Wehr zurückgehalten werden und es zu einem maximalen Energiehöhenanstieg von etwa 40 % kommt. Hierzu ist allerdings anzumerken, dass dies nur bei sehr geringen Abflüssen auftritt. Zudem werden im Modell Effekte wie z.B. das Brechen und Schmelzen des Eises nicht berücksichtigt.



*Bild 5: Versuchsablauf zur Untersuchung der Treibeisdurchgängigkeit an gefalteten Wehren.*

Die Untersuchungen zur Durchgängigkeit von Sediment an gefalteten Wehren wurden mit unterschiedlichen Sedimentkörnungen durchgeführt. Bei allen Versuchsmaterialien konnte beobachtet werden, dass das Sediment am Wehr bereits bei weitaus geringeren Abflüssen in Bewegung gesetzt wird als im bauwerksunbeeinflussten Abschnitt oberhalb des Wehres. Somit ist keine Verlandung des Wehres zu erwarten (Selbsträumeffekt). Um zukünftige Fragestellungen effizient zu untersuchen, wurden Gesetzmäßigkeiten identifiziert. Bild 6 zeigt den funktionalen Zusammenhang von Sedimentrückhalt am Wehr und der kornbezogenen Froude-Zahl  $Fr_d$ . Es zeigt sich, dass die Werte gut korrelieren und  $Fr_d$  als maßgebender Parameter betrachtet werden kann. Die Trendlinien (1) und (2) berücksichtigen alle Messwerte außer für den feinen Sand beim rechteckförmigen Labyrinth-Wehr. Hier wird für  $2 < Fr_d < 3$  eine Sanddünenbewegung beobachtet, welche aufgrund ihrer Zufälligkeit nicht weiter beachtet wird. Die Trendlinien und ihre Korrelationskoeffizienten  $R^2$  sind in Gl.1 und Gl.2 gegeben.



Trendlinie (1):  $Sedimentrückhalt = 2,97 * \exp(-0,64 * Fr_d)$   $R^2 = 0,77$  Gl.1

Trendlinie (2):  $Sedimentrückhalt = 3,31 * \exp(-0,99 * Fr_d)$   $R^2 = 0,83$  Gl.2

mit  $Fr_d = \frac{v}{\sqrt{\rho' * g * d}}$  [-]

v	Strömungsgeschwindigkeit	[ms <sup>-1</sup> ]	g	Erdbeschleunigung	[ms <sup>-2</sup> ]
ρ'	Relative Dichte des Sediments unter Wasser	[-]	d	Mittlerer Sedimentdurchmesser	[m]

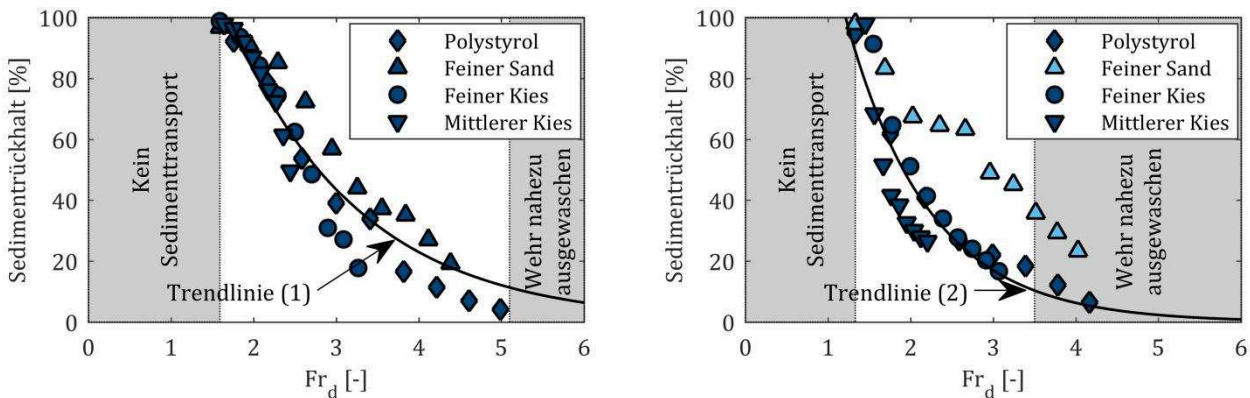


Bild 6: Sedimentrückhalt im trapezförmigen (links) und rechteckförmigen (rechts) Labyrinth-Wehr in Abhängigkeit der kornbezogenen Froude-Zahl.

### Fazit

Die Modelluntersuchungen zur Leistungsfähigkeit am Streichwehr und Labyrinth-Wehr zeigen, dass feste Wehre durchaus eine Alternative zu beweglichen Wehren sein können, insbesondere dort, wo die Anforderungen an Mindestwasserstände gesenkt und eine gewisse Variabilität der Wasserstände in Kauf genommen werden können. Die Untersuchungen zur Feststoffdurchgängigkeit an Labyrinth-Wehren zeigen weiterhin, dass Treibholz und Treibeis nur bei kleineren Abflüssen zurückgehalten und diese im Hochwasserfall direkt über das Wehr transportiert werden. Bei den Untersuchungen zur Sedimentdurchgängigkeit kann ein Selbsträumeffekt beobachtet werden.

### Literaturverzeichnis

Gebhardt, Michael; Merkel, Jennifer; Belzner, Fabian; Thorenz, Carsten (2017): A comparison of side weirs and labyrinth weirs at Ilmenau river. In: Sébastien Epicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): Labyrinth and piano key weirs III. PKW 2017. Boca Raton: CRC Press, S. 221–228.

Herbst, Jakob; Gebhardt, Michael; Merkel, Jennifer; Thorenz, Carsten (2018): Feststoffdurchgängigkeit an gefalteten Wehren. In: Boris Lehmann und Britta Schmalz (Hg.): Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Darmstadt, Bd. 156. 20. Treffen junger WissenschaftlerInnen deutschsprachiger Wasserbauinstitute. Darmstadt, 29.-31.08.2018, S. 48–53.

Pfister, Michael; Schleiss, Anton Johann.; Tullis, Blake (2013): Effect of driftwood on hydraulic head of Piano Key weirs. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michael Pfister, Michel Pirotton, Guy-Michel Cicero und Anton J. Schleiss (Hg.): Labyrinth and Piano Key Weirs II: CRC Press/Balkema, S. 255–264.

Schmidt, Martin (1957): Gerinnehydraulik. Wiesbaden: Bauverlag GmbH.



## **Notizen**

## **Notizen**





Bundesministerium  
für Verkehr und  
digitale Infrastruktur



Kußmaulstraße 17 · 76187 Karlsruhe  
Tel.: +49 (0) 721 9726-0 · Fax: +49 (0) 721 9726-4540

Wedeler Landstraße 157 · 22559 Hamburg  
Tel.: +49 (0) 40 81908-0 · Fax: +49 (0) 40 81908-373

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