

**Bundesanstalt für Wasserbau**  
Kompetenz für die Wasserstraßen

# BAWKolloquium

## Tagungsband

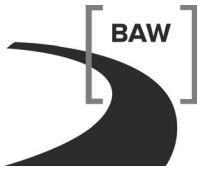
**Innovation mit Tradition:**

**Hydraulischer Entwurf und Betrieb von Wasserbauwerken**

04. und 05. Juli 2012



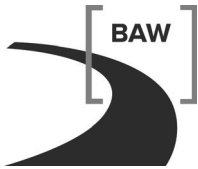




## Programm

Mittwoch, 4. Juli 2012

- 13:00 Uhr**      **Begrüßung**  
*Dr.-Ing. Michael Heibaum (BAW)*
- 13:10 Uhr**      **Standardisierung in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung**  
*Dipl.-Ing. Peter Seus (BMVBS)*
- 13:40 Uhr**      **Entwicklungsstand der Wasserbauwerke in den Binnenwasserstraßen und an den Küsten**  
*Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. mult. Franz Nestmann (KIT)*
- 14:10 Uhr**      **PIANC: An Opportunity for International Contacts and Experience Exchanges**  
*Prof. Dr. Ir. Philippe Rigo (Université de Liège)*
- 14:40 Uhr**      **Kaffeepause**
- 15:10 Uhr**      **Entwicklung der wasserbaulichen Untersuchungsmethoden**  
*Prof. Dr.-Ing. Jann Strybny (Hochschule Emden/Leer)*
- 15:35 Uhr**      **Zukünftiges Füll- und Entleersystem für Schleusen mittlerer Fallhöhe**  
*Dipl.-Ing. Bernhard Kemnitz (BAW)*
- 16:00 Uhr**      **Füllsysteme für Sparschleusen mit großer Fallhöhe**  
*Dr.-Ing. Carsten Thorenz (BAW)*
- 16:25 Uhr**      **Aktuelle Situation der Standardisierung von Schleusen**  
*Dipl.-Ing. Albert Jander (WNA Datteln)*
- 16:50 Uhr**      **Kaffeepause**
- 17:20 Uhr**      **The Panama Canal's Third Set of Locks Project**  
*M.Sc. Sébastien Roux (Compagnie Nationale du Rhône),  
M.Sc. Juan Wong (Autoridad del Canal de Panamá)*
- 17:45 Uhr**      **Modernisierung und Erweiterung des Pumpspeicherwerks in Forbach**  
*Dipl.-Ing. Oliver Haupt (EnBW Kraftwerke AG)*
- 18:10 Uhr**      **Pumpspeicherkraftwerke an Bundeswasserstraßen?**  
*Dipl.-Ing. Sven Wohlfart (BAW)*
- 19:00 Uhr**      **Abendessen auf dem BAW-Gelände**



## Programm

Donnerstag, 5. Juli 2012

- 9:00 Uhr**      **Standardisierung der Wehre am Neckar**  
*Dipl.-Ing. Björn Berlenbach (ANH)*
- 9:25 Uhr**      **Ersatzneubau der Wehranlage Beihingen am Neckar**  
*Dr.-Ing. Andreas Rathgeb (ANH)*
- 9:50 Uhr**      **Schlauchwehre: Zur Formfindung, Berechnung und Bemessung der Membran**  
*Dr.-Ing. Michael Gebhardt (BAW),  
Dipl.-Math. techn. Anne Maurer (KIT),  
Prof. Dr.-Ing. Karl Schweizerhof (KIT)*
- 10:15 Uhr**      **The New „Mont Saint Michel“ Dam on the Couesnon River – France**  
*Dipl.-Ing. Julien Aubonnet (BRL ingénierie)*
- 10:40 Uhr**      **Kaffeepause**
- 11:10 Uhr**      **Grundlegende Systemanforderungen für den Fischabstieg an Wehranlagen**  
*Dr. sc. tech. Roman Weichert (BAW)*
- 11:35 Uhr**      **Abflüsse steuern und Wasserstände regeln – Automatisierung an der Wasserstraße**  
*Dr.-Ing. Peter Schmitt-Heiderich (BAW)*
- 12:00 Uhr**      **Einfluss urbaner Einzugsgebiete auf die automatisierte Abfluss- und Stauzielregelung**  
*M. Eng. Fabian Belzner (BAW),  
Dr.-Ing. Peter Schmitt-Heiderich (BAW)*
- 12:25 Uhr**      **Bewirtschaftung von Stauhaltungsketten und Kanalsystemen – Einsatz von Optimierungsverfahren**  
*Dr.-Ing. Eckhard Arnold (Universität Stuttgart)*
- 12.50 Uhr**      **Schlusswort**  
*Dr. sc. tech. Roman Weichert (BAW)*



## Standardisierung in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung

Dipl.-Ing. Peter Seus, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn

### 1 Ausgangslage

Die Investitionspolitik des Bundes für die Infrastrukturen der Bundesverkehrswege orientiert sich am volkswirtschaftlichen Nutzen der erwogenen Investitionen. Das realisierbare Investitionsvolumen ist aber vor allem durch die finanziellen Möglichkeiten begrenzt, davon sind heute selbst volkswirtschaftlich höchst sinnvolle Investitionsvorhaben betroffen.

Dies liegt daran, dass die Verschuldung und die Ausgabenstruktur der öffentlichen Haushalte selbst in Deutschland eine Eigendynamik entwickelt haben, die die Gestaltungsspielräume stark begrenzt. Um dies zu illustrieren, ein paar Zahlen aus dem Bundeshaushalt des Jahres 2010:

- Die Gesamteinnahmen aus Steuern und sonstigen Einnahmen betragen rd. 260 Mrd. €.
- Die Ausgaben betragen rd. 304 Mrd. €, die Nettoneuverschuldung betrug somit rd. 44 Mrd. €.
- Die Gesamtverschuldung hat sich auf über 1.000 Mrd. € saldiert (1990: 306 Mrd. €).
- Die Anschlussfinanzierung für die Prolongation von Schulden erreichte mit rd. 240 Mrd. € fast die Höhe der Gesamteinnahmen aus Steuern und Abgaben.
- Hinzu kommen strukturelle Probleme des Haushalts: die Steuereinnahmen in Höhe von rd. 226 Mrd. € sind bereits weitgehend durch Sozialleistungen (rd. 163 Mrd. €) und durch Zinszahlungen (rd. 33 Mrd. €) gebunden.

#### Einnahmen und Ausgaben des Bundes 2010

**Neuverschuldung bis 2016: ca. Null!**

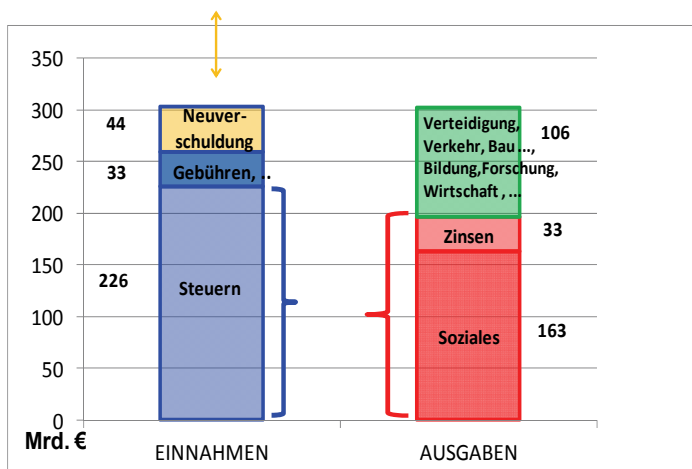


Bild 1: Struktur des Bundeshaushalts 2010

Dies macht eine Konsolidierung des Haushalts zwingend erforderlich. Bis 2016 soll ein ausgeglichener Haushalt erreicht werden.

## 2 Rahmenbedingungen für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung

Auch bei ansteigendem Steueraufkommen werden die Gestaltungsspielräume des Bundeshaushalts vermutlich über längere Zeit begrenzt bleiben durch die notwendige Konsolidierung des Haushalts, die dann vorgesehene Tilgung der Altschulden und die nur schwer veränderbare Struktur des Haushalts (in 2012 sind rd. 91 % der Gesamtausgaben konsumtiv, rd. 51 % für soziale Sicherung). Zudem sind weitere Risiken erkennbar (Umbau der Energieversorgung und europäischer Finanzausgleich).

Diese Perspektiven und ebenso die Mittelfristige Finanzplanung des Bundes lassen erkennen, dass die Mittel für die Verkehrsinfrastrukturen begrenzt bleiben werden. Es ist auch langfristig nicht zu erwarten, dass die verfügbaren Haushaltsmittel für Betrieb, Unterhaltung sowie Ersatz- und Ausbauinvestitionen in die Infrastrukturen dem tatsächlichen, wirtschaftlich begründbaren Bedarf angepasst werden. Dies betrifft Straße, Schiene und Wasserstraße gleichermaßen.

Wir müssen uns also darauf einstellen, dass das Finanzbudget für die Bundeswasserstraßen im Küsten- und Binnenbereich auf einem sehr knappen Niveau stabilisiert bleibt. Für eine auf die volkswirtschaftliche Bedeutung und Vorteilhaftigkeit ausgerichtete Investitionsstrategie (Um-, Aus- und Neubaumaßnahmen einschließlich Ersatzinvestitionen) fehlen demnach etwa 400 Mio. € pro Jahr. Diese Brisanz verschärft sich noch, wenn man die Altersstruktur des Anlagenbestandes und die künftigen Preissteigerungen berücksichtigt.

Ergänzend sei noch erwähnt, dass auch die Personalressourcen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) ähnlichen Restriktionen unterliegen.

## 3 Lösungsansätze

Wenn die Ressourcen vermutlich auf längere Sicht derartig begrenzt sind, wollen wir dennoch die WSV mit ihrem Leistungsangebot nicht einfach ausdünnen und nicht alle wirtschaftlich sinnvollen und baureifen Projekte mit einer scheinweisen Finanzierung beginnen. Denn dies hätte überall Verschiebungen und Realisierungszeiten von 3 bis 4 Jahrzehnten zur Folge. Dies kann vor dem Hintergrund der prognostizierten Transportnachfrageentwicklung gerade in heute schon überlasteten Regionen nicht hingenommen werden.

Vielmehr wollen wir uns mit einem Bündel von strategischen Maßnahmen auf die künftigen Rahmenbedingungen einstellen. Vorrangig sind zunächst:

- stärkere Priorisierung von Investitionen und Leistungen,
- Bevorzugung von sparsamen Lösungen gegenüber optimalen Lösungen,
- Standardsierung von Technik und Prozessen.

#### 4 Priorisierung

Die Priorisierung von Projekten orientierte sich bislang an der gesamtwirtschaftlichen Vorteilhaftigkeit der Maßnahme, soweit nicht ein indisponibler Ersatzinvestitionsbedarf maßgeblich für den Investitionszeitpunkt war.

Künftig wird der Wirtschaftlichkeitsnachweis nicht mehr ausreichen, um ein Projekt realisieren zu können. Wir werden uns darüber hinaus auf Relationen mit einer hohen Transportnachfrage konzentrieren, um zumindest dort die infrastrukturellen Verhältnisse zu verbessern. Hierzu werden wir

- das Portfolio der WSV dort reduzieren, wo die gesamtwirtschaftlichen Wirkungen eher gering sind und „im Gegenzug“
- die Ressourcen und Kompetenzen der WSV dort konzentrieren, wo große verkehrswirtschaftliche und gesamtwirtschaftliche Wirkungen zu erwarten sind.

#### 5 Sparsame Lösungsansätze

Bislang hat die WSV immer versucht, für die jeweilige Situation eine optimal angepasste Lösung zu entwickeln und hat dabei oft auch eindrucksvolle technische Lösungen gefunden.

Wir sind heute in der Lage, hydraulisch hoch leistungsfähige und optimal gestaltete Schleusen zu bauen, die kurze Füllzeiten ermöglichen und dennoch eine ruhige Lage der Schiffe in der Kammer gewährleisten. Ein modernes, leistungsfähiges Grundlaufsystem mit einem mittleren Füllvolumenstrom von 40 bis 50 m<sup>3</sup> pro Sekunde ermöglicht, eine Schleuse mit 225 m Kammerlänge, 12,5 m Breite und 8 m Hubhöhe in ca. 9 Minuten zu füllen oder zu entleeren. Ein Schiff benötigt dann nur eine Passagezeit von ca. 25 Minuten, die Kreuzungsschleusungsdauer liegt bei ca. 50 Minuten.



*Bild 2: Schleusenoberhaupt mit hochleistungsfähigem Einlauftrichter*

Eine Schleusenammer mit identischen Abmessungen, die jedoch mit einem „traditionellen“ Kopf-Füllsystem mit Stemmtoren mit integrierten Schütz-Verschlüssen ausgestattet ist, ist mit einem Füllvolumenstrom von 15 bis 20 m<sup>3</sup> pro Sekunde vergleichsweise sehr langsam, erfordert eine Füllzeit von ca. 20 Minuten und eine Passagezeit von ca. 35 Minuten.

Diese beeindruckende hydraulische Leistungsfähigkeit eines modernen Grundlaufsystems resultiert in einer Kostendifferenz im Vergleich zu einem sehr langsamen Kopfsystem von ca. 8 € je Schiff und Schleusung, was sich bei einer relativ hoch ausgelasteten Schleuse mit 8 Mio. to pro Jahr in Hauptverkehrsrichtung auf rd. 50.000 € pro Jahr saldiert; dies entspricht einem Barwert von rd. 3 Mio. € für die Schifffahrt in Hauptverkehrsrichtung (bei 80 Jahre, 3 %), bei Berücksichtigung beider Verkehrsrichtungen dem Doppelten. Diese Wirkungsabschätzung für eine Schleuse mit einem hohen Verkehrsaufkommen ist angesichts des konstruktiven Aufwands für ein Grundlauf- oder Seitenlaufsystem ernüchternd. Wählt man als Obertor ein Drucksegment mit Füllmuschel, reduziert sich der Zeitvorteil einer sehr schnellen Schleuse noch weiter.

Das Streben nach einer optimalen Lösung für die im jeweiligen Einzelfall vorhandenen Randbedingungen führt meist zu Unikaten. Dies ist für den Einzelfall möglicherweise „perfekt“, ist aber auch

- oft nur für Teilaspekte optimal - zu Lasten anderer Funktionen,
- mit hohem Aufwand und Zeitbedarf für Planung verbunden und
- oft teuer und mit geringer Kostensicherheit (Nachträge).

Zumindest über die gesamte WSV hinweg führt die Summe aller „perfekten Lösungen“ nicht zu einem Gesamtoptimum. Selbst wenn im Einzelfall die Wirtschaftlichkeit zusätzlicher Investitionskosten für optimale Lösungen gelingen sollte, werden wir künftig sparsame Lösungen bevorzugen.

Im Übrigen führt das Diktat der Sparsamkeit oft zu innovativen, „eleganten“ Konstruktionslösungen. Dies hat sich schon im Zuge des Standardisierungsprozesses in der WSV gezeigt. Auch die Konstruktion der Golden Gate Bridge war aufgrund begrenzter Mittel auf optimalen Kräfteverlauf mit minimalen Materialeinsatz ausgerichtet; selbst der heute weltbekannte und geschätzte Farbton der Brücke resultiert aus dem Sparsamkeitsgebot, das dazu führte, dass man es beim Rostschutzanstrich beließ und auf den zunächst vorgesehenen Deckanstrich verzichtete.

## 6 Standardisierung

Ein wesentliches Element des neuen Konzepts ist eine konsequente Standardisierung von Technik und Prozessen in der WSV, weil hiervon deutliche Vorteile hinsichtlich des Ressourceneinsatzes und der Qualität erwartet werden:

- Effizienz bei Planung, Ausschreibung und Ausführung,
- kostengünstige Konzeptionen für Investitionen und Unterhaltung und
- gesicherte Qualitätsniveaus.



Eine Standardisierung muss nicht zwangsläufig dazu führen, dass überall – ohne Rücksicht auf die jeweiligen Randbedingungen – identische Bauwerke entstehen. Ähnlich wie ein großer Automobilhersteller angekündigt hat, in Kürze 60 verschiedene Modelle zu bauen, die zu 65 % bis 70 % Gleichteile enthalten, streben auch wir für die WSV an, standardisierte Module mit standardisierten Schnittstellen zu definieren, so dass die jeweiligen Randbedingungen des Ortes berücksichtigt werden können. Um eine solche „standardisierte Vielfalt“ zu ermöglichen, ist gerade für den Standardisierungsprozess wichtig, vor der Entwicklung konstruktiver Lösungen zunächst eine Definitionsphase vorzuschalten:

- Anforderungen definieren: für Funktions-, Leistungs-, Qualitäts- u. Sicherheits-Niveaus,
- Schnittstellen definieren: für Bauteile, Baugruppen, Systeme, Zubehör,
- Konstruktionsprinzipien definieren.

Der Prozess der Standardisierung in der WSV setzt auf bereits ausgeführte Lösungen auf. Diese werden durch Experten der WSV analysiert und bewertet und daraus ein „best practice“-Vorschlag ausgewählt. Bei diesen vergleichenden Analysen werden aber auch oft Verbesserungspotentiale augenscheinlich, die dann zu einem Evolutions- oder gar Innovationssprung führen können. Bei diesem Auswahl- und Entwicklungsprozess werden vorrangig folgende Ziele angestrebt:

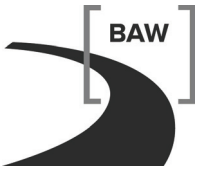
- sparsame, bedarfsgerechte und robuste Lösungen hinsichtlich Investition und Betrieb,
- reduzierte Komplexität,
- Optimierung von vorhandenen best practice-Lösungen, wenn dies offenkundig zweckmäßig oder möglich ist,
- möglichst einheitliche Konstruktionsprinzipien oder sogar einheitliche Module für unterschiedliche Anwendungsbereiche.

Im letzten Jahr hat eine Expertengruppe der WSV Standards für „niedrige“ Schleusen bis 10 m Hubhöhe entwickelt. Der Prozess wird bis etwa Anfang des nächsten Jahres mit ausführungsfähigen Unterlagen abgeschlossen werden.

Parallel ist die Standardisierung von „hohen“ Schleusen mit deutlich über 10 m Hubhöhe angelaufen. Hierbei zeigt sich, dass wesentliche Module, die für niedrige Schleusen entwickelt wurden, auch für große Hubhöhen übernommen werden können. In Kürze werden wir die Standardisierung von Sperrtoren, Wehren und von Betriebsgebäuden in Angriff nehmen.

Die Ergebnisse der Standardisierungsprozesse in der WSV zeigen schon heute, dass die in die Standardisierung gesetzten Erwartungen deutlich übertroffen werden:

Wir werden Standards erhalten, die kostengünstiger sind als bislang übliche Lösungen und die dennoch bedarfsgerecht, robust und unterhaltungsfreundlich sind.



Auch die Frage, ob die Standardisierung sowohl Innovations- als auch Traditions-feindlich ist, kann beantwortet werden:

Wir analysieren zunächst den breiten Erfahrungsschatz der WSV systematisch, was ein mühsamer Prozess ist. Dies gewährleistet aber auch, dass gute Lösungen, die sich über Jahrzehnte bewährt haben, herausgefiltert werden. Diese überregionalen Analysen und der Druck, sparsame Lösungen zu suchen, sind dann darüber hinaus der Treiber für Evolution und Innovation.

Standards fördern also die Planungs-Effizienz, führen zu kostengünstigen Konzeptionen, verbessern die Qualität und beschleunigen Innovationsprozesse und die breite Einführung ausgereifter Lösungen.

## **PIANC: An Opportunity for International Contacts and Experience Exchanges**

Prof. Dr. Ir. Philippe Rigo, University of Liège, ANAST, Belgium

### **Abstract**

PIANC is one of the oldest and most active international associations. Through working groups dealing with different topics, PIANC provides to experts the opportunity to develop contacts and exchanges information with colleagues from other countries.

Der internationale Austausch zwischen Experten bedarf einer Plattform. PIANC ist eine der ältesten weltweit tätigen technischwissenschaftlichen Vereinigungen und bietet die Möglichkeit, über Arbeitsgruppen zu verschiedenen Fachthemen mit Kollegen aus anderen Ländern in Kontakt zu kommen.

### **PIANC: the “Word Association for Waterborne Transport Infrastructure”**

This paper aims to explain how PIANC, the “*Word Association for Waterborne Transport Infrastructure* (<http://www.pianc.org>)”, represents a huge opportunity for international contacts and technical exchanges.

In fact, PIANC provides opportunities of international professional exchanges and contacts

- through the reading of PIANC reports,
- through the participation at PIANC WG,
- through technical and social events (Congress, Workshop, Conferences as SMART RIVERS 2013, <http://smartrivers2013.org>),
- Cooperation with other national and international organisations as, CCNR, ICOMIA, IAPH and IALA.

In addition, PIANC offers opportunity of multidisciplinary exchanges. For instance, inland navigation experts interact with environment, dredging problems, flood management,... and specialists from hydraulics and civil engineering may work with specialists in economist, steel structure, management, etc.

PIANC offers the opportunities to learn about positive and negative experiences of new products & concepts. For instance, for navigation movable weirs (WG101, 2006), the use of inflatable rubber membranes, the Obermeyer concept, etc. are presented.

Similarly, PIANC highlights new innovative concepts for the design of navigation locks (WG106, 2009):

- Monolith lock structure versus standard blocks and joints (BAW, Germany),
- The comeback of sliding lifting gates/valves versus rolling gates, owing to new low friction composite material (UHMWPE – Ultra High Molecular Polyethylene) (NL, Panama)
- ILCS chamber longitudinal curvert system for lock filling and emptying (USA)
- Pressure Chamber system, for lock filling and emptying (BAW, Germany)
- Miter gates with low reverse head (NL, UK)
- Use of bio oils
- Rotary sector gate for navigation locks, with water flow discharge capability (BAW, DE)
- Composite reinforced fibbers lock gate (NL, France)
- Self propelled and floating lock gate (BE)
- Prefabrication techniques and construction modes (NL, USA)

PIANC offers opportunity of identifying new challenges. For instance after the WG106 (2009) on navigation locks a series of new WGs have been launched :

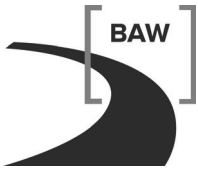
- Impact of seismic loads on lock gates (WG 151)
- Ship Impact on lock gates (WG 151)
- Miter gate technologies (WG 154)
- Ship behaviour in navigation locks and lock approaches (WG 155)
- ...

**PIANC is** the global organisation providing guidance for sustainable waterborne transport infrastructure for ports and waterways. PIANC is the forum where professionals around the world join forces to provide expert advice on cost-effective, reliable and sustainable infrastructure to facilitate the growth of waterborne transport. Established in 1885, PIANC continues to be the leading partner for government and private sector in the design, development and maintenance of ports, waterways and coastal areas.

As a non-political and non-profit organisation, PIANC brings together the best international experts on technical, economic and environmental issues pertaining to waterborne transport infrastructure. Members include national governments and public authorities, corporations and interested individuals. Providing expert guidance and technical advice PIANC provides guidance to public and private partners through high-quality technical reports. The international Working Groups develop regular technical updates on pressing global issues to benefits members on shared best practices.

**PIANCs strategic objective is to remain the leading international source of waterborne transport-related information in the 21st century**





PIANC is composed formally of national bodies (countries), which are the core members, and of individual members (companies, institutions and individual persons). In May 2011 the PIANC countries were:

Argentina	Denmark	Korea	Serbia
Australia	Estonia	Laos	South Africa
Austria	Finland	Monaco	Spain
Belgium	France	Morocco	Sweden
Brazil	Germany	Netherlands	Switzerland
Cambodia	Iceland	Norway	United Kingdom
Canada	Iran	Panama	USA
P.R. China	India	Poland	Vietnam
CCNR	Italy	Portugal	
Czech Republic	Japan	Romania	

### Seven (7) good reasons to join PIANC

1. Join a world-wide **network** of fellow experts and professionals
2. Benefit from more than a century of **expertise**
3. Gain access to advanced **technical information**
4. Share your knowledge and experience through **Working Groups, Commissions** and **National Sections**
5. Make your voice heard within the community and on the **international** scene
6. Use a unique springboard for **Young Professionals**
7. Team up with **public decision-makers**

### The missions of PIANC

#### ➔ To provide expert guidance and technical advice

- o Bringing together the best international experts, both public and private, on technical, economic and environmental issues pertaining to waterborne transport infrastructure
- o High-quality Technical Reports;
- o International Commissions:
  - InCom : Inland Navigation Commission
  - MarCom : Maritime Navigation Commission
  - EnviCom : Environmental Commission
  - RecCom : Recreational Navigation Commission
  - CoCom : International Co-operation Commission
  - YP-Com : Young Professionals Commission -YP (members below 35-40 years old)
- o Working Groups, presenting in reports the state of the art of various topics. A WG is typically composed of 8 to 12 members, with in principle 1 delegate per country and few YPs).

- To keep the international waterborne transport community connected:
- o Four-yearly International Congresses - as Liverpool'2010, San Francisco 2014),
  - o Four-yearly PIANC-COPEDEC International Conferences on Coastal and Port Engineering in Developing Countries
  - o Quarterly e-Magazine On Course
  - o E-Newsletter Sailing Ahead
  - o Website: [www.pianc.org](http://www.pianc.org)
- To support “Young Professionals and Countries in Transition”

### **PIANC Working Groups, the best opportunities for international exchanges**

Participation in international Working Groups results in worthwhile contact with experts concerned to study technical and managerial matters of current importance.

Key concerns of PIANC relate to **Climate Change** and how to **Work with Nature**

### **PIANC Climate Change**

Climate change is causing changes in precipitation patterns, sea levels, wind and wave conditions and water temperature, amongst others, with associated consequences for the frequency and intensity of extreme events. These changes will have implications for navigation and navigation infrastructure globally. While site-specific effects will vary, the navigation sector needs to act both to reduce emissions which are contributing to warming and to prepare to deal with the now somewhat inevitable effects of climate change.

Climate change will affect both inland and maritime navigation including commercial and recreational activities and infrastructure, as well as operational activities such as dredging. Measures that aim to reduce the navigation sectors contribution to the problem by directly or indirectly reducing emissions of greenhouse gases (GHG) are referred to as **mitigation** measures. Measures which aim to increase resilience and to reduce vulnerability to the effects of climate change are referred to as **adaptation** measures.

Another potential impact associated with global warming will be opportunities to develop new navigation routes notably as a result of ice melt in Arctic regions. However, while this would represent a benefit to navigation in terms of shorter routes, cost savings, etc., and while such routes may help to reduce net emissions from shipping, careful attention is required concerning the local environmental impacts of such activity.

PIANC has recognised the importance of climate change for the navigation sector. Therefore, a Permanent Task Group on Climate Change (PTG CC) was established. The PTG CC is comprised of national experts, representatives of the PIANC Commissions and sister association representatives and is undertaking a variety of activities with respect to climate change and navigation.

### **Working with Nature**

Working with Nature is a PIANC Position Paper which calls for an important shift in thinking in our approach to navigation development projects to help deliver mutually beneficial, win-win solutions. It promotes a proactive, integrated philosophy which:

- focuses on achieving the project objectives in an ecosystem context rather than assessing the consequences of a predefined project design; and
- focuses on identifying win-win solutions rather than simply minimising ecological harm.

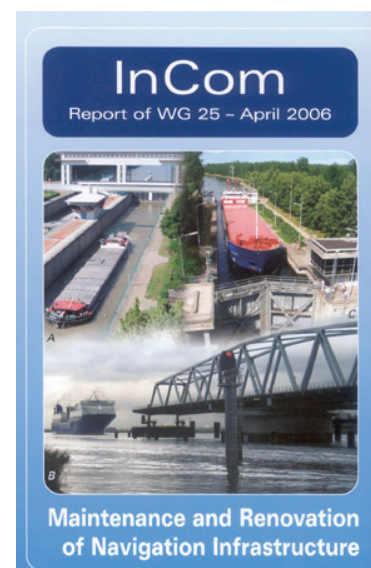
In essence, adopting the “*Working with Nature*” philosophy means doing things in a different order. Instead of developing a design and then assessing its environmental impacts an approach which inevitably revolves around damage limitation and is ultimately not sustainable “*Working with Nature*” advocates the following steps:

- Establish project need and objectives
- Understand the environment
- Make meaningful use of stakeholder engagement; identify win-win options
- Prepare project proposals/design to benefit navigation and nature

Here after are given few examples of opportunities, through PIANC WGs, getting feedbacks from international experiences in the field of hydraulic structures and river navigation.

### **Maintenance and renovation of navigation infrastructure - WG25 (INCOM, 2006)**

In many countries navigation infrastructure is approaching, or has reached or moved beyond its design life. Preservation and extended use of existing facilities is dependent upon efficient operation, inspection, maintenance, repair and renovation of these structures. With the development of whole life project costing, the need to identify maintenance and replacement cycles is also vital to compare different investment opportunities.



### **Design of Movable weirs and Strom Surge Barriers - WG101 (2007) and INCOM WG26 (2006)**

The aim of the WG is to conduct a comprehensive review (State of Art) of the modern technologies, design tools and recent researches used to design and build structures controlling water level and flow in rivers, waterways and ports (for navigation & flood protection). For that purpose, design of movable weirs and gated control structures are reviewed.

### **Innovations in Navigation Lock Design - WG106 (2009)**

Locks are key structures for the development of the navigation in canals and in natural rivers where weirs regulate water levels to enable navigation. They may also be strategic infrastructure for port development.

In lower elevation regions, such as New Orleans and the Netherlands, locks are structures in dikes and also have an important task in flood defence.

In 1986, PIANC produced a comprehensive report on Locks (PIANC, 1986). For about twenty years this report has been considered as a world reference guideline. PIANC decided in 2006 to launch a new Working Group (WG) to update the report, and this present report is the result. The new report must be considered as a complement to previous, and focuses on new design techniques and concepts. Innovations and changes that have occurred since 1986 are the main target of the present report.

The core of this report has three major parts. The first part presents an exhaustive list of design goals associated with locks. This section is particularly important for decision makers who have to launch a new project. The second part reviews the design principles that must be considered by designers. This section is methodology oriented. The third part is technically oriented. All main technical aspects (hydraulics, structures, foundations, etc.) are reviewed, focussing on changes and innovations occurring since 1986. Perspectives and trends for the future are also listed. When appropriate, recommendations are listed.

Major changes since 1986 concern maintenance and operational aspects, and more specifically how to consider these criteria as goals for the conceptual and design stages of a lock. Renovation and rehabilitation of existing locks will be an increasingly important topic for the future

### **Impacts of seismic loads and vessel impact on lock gates - WG151 (In progress)**

The main objective of the WG 151 is to define a general methodology for the analysis and design of lock gates and approach structures considering seismic loads and vessel impact.

In 2010, current practice for the design of lock gates and approach structures is a relatively standard activity for a suitably experienced engineering company if the design requirements and the load cases are clearly specified. Relevant, robust, reliable and effective software is available to assess the strength (stress, deformation, buckling, damage limitations etc) of lock gates and approach structures even if exceptional load cases must be considered.





Numerical tools to study the effects of seismic loads and vessel impacts on lock gate structures are available but there are no design guidelines to be considered in determining the effects of seismic loads or vessel impact on gate structures and approach works.

### **Ship behaviour in locks and lock approaches- WG155 (In progress)**

The manoeuvring of ships in the approach of locks and the behaviour of the ships in the lock itself is a key factor for the hydraulic design of the locks. The design can significantly impact on the forces which act on the ship, as it approaches the lock, is being moored and moved upwards or downwards. The forces are the basis for the safety of the locking process, as they affect the ease to enter in the lock and the forces that are imposed on hawsers and bollards.

WG106 on “Innovation in navigation lock design” focused on general guidelines for lock design and it became clear, that the above topic could not be covered in sufficient depths. Thus, it is necessary to concentrate on the topic in a new dedicated working group. Then, the new WG 155 investigates and reports on:

- An overview of the current knowledge to evaluate the forces which act on a ship while entering a lock and during the locking process;
- Methodologies to assess the acceptable levels of these forces;
- Guidelines in different countries to handle the design process in order to achieve the desired level of safety.

### **Economic aspects of inland waterways - WG21 (INCOM, 2005)**

Transport infrastructure plays a key role in economic development. A country's economic growth and prosperity depend on having well-developed transport systems. Transport infrastructure projects are generally extremely expensive and have a long lifespan. In order to ensure that investment in transport infrastructure is as effective as possible, most countries and supra-national organisations try to evaluate their projects. However, the standard of planning and evaluation systems, usually based on cost-benefit and multi-criteria analysis, varies greatly from country to country and between the various modes of transport. This report looks at the situation and the evaluation methods for waterway, rail and road projects. The main focus, of course, is on the waterway system, but always with an eye to the competing transport systems. In order to maximise the benefits for the whole economy, the overall economic cost-benefit ratio is generally regarded as the appropriate evaluation criterion, but in many cases additional non-monetary factors complement the financial results. This report reviews the determining parameters and evaluation methods.

### **Performance Indicators for Inland Waterways Transport – WG 111 (2010)**

As there were no transnational, commonly accepted and system wide set of performance indicators in the field of inland navigation, PIANC InCom WG 32 has taken the assignment to develop and recommend a set of measures for the evaluation of the performance of transport along inland waterways. This WG 111 was gathering input from the entire logistics chain to define what are important expectations and metrics for performance on inland navigation.

The aim of this report is to recommend performance measurement and a set of performance indicators in the field of inland navigation. It supports practitioners in inland navigation and even those outside (academia, other transport modes, authorities, etc.) with an advanced standard set of performance indicators. In order to improve processes, the given standard set of performance indicators shall be seen as a starting point in order to ease comparability of the performance with other transport modes.

### **River Information Services (RIS) - WG125, 2012**

In the last few years there has been seen a growing political and environmental interest for sustainable development in transport. Inland navigation is regarded as an alternative means of transport for road transport as it is a more environment friendly means of transport and on some major transport connections there is still some spare capacity in the waterway infrastructure.

To enable safe and smooth navigation some countries have introduced inland VTS (Vessel Traffic services) systems. Some of these systems have already been in operation for over 15 years. To make inland navigation an even more attractive transportation mode than at present, research and demonstration projects have been initiated to construct so-called VTMISS<sup>1</sup> systems (Vessel Traffic Management Information Systems). These VTMISS should enable a wide variety of users to comprehensively plan resources used in inland navigation thus making possible just- in-time transport and making inland navigation a perfectly fitting partner of integrated transport chains. Currently within the EU, VTMISS is specified as RIS (River Information Services).

The development of VTS and VTMISS in inland navigation however is mainly being executed on a national basis. The European Union published in 2005 a directive on River Information Services (RIS). Implementation of these services will be effective in European countries in 2007/2008. It can be an important role for a PIANC working group to make an update of developments on a regular basis and to give recommendations for the application of specific techniques, systems or services in non-European countries and to provide an interface with maritime information systems such as AIS.

### **e-Navigation for Inland Waterways - WG156 (in progress)**

In the first decade of the 21st century River Information Services have been developed to deal with the information services supporting traffic management and transport management. RIS has become mature and is in an implementation stage throughout the world.



In the maritime world ship and shore based stakeholders are more and more making use of systems to improve the safety, security, reliability and efficiency of waterborne transport. It is seen as essential to develop in the implementation of these technologies a more integrated and coordinated approach to avoid that in the future the added value of these technologies will hamper. Consequently there is, in the development of new systems, a growing need for:

- standardization and harmonisation
- efficient and simplified solutions,
- Interoperability.
- reduced burden to the users of systems
- Interaction and coordination between stakeholders and their systems throughout the transport chain.

In recent years the above mentioned experiences has lead to several conceptual developments that will have a relevant influence on the application of modern technology and information systems in the maritime domain.

## Conclusion

From my own experience, recommendations are:

- joint PIANC family and extend your contact network, makes it more international;
- joint a PIANC WG and get the feedback for international experiences.

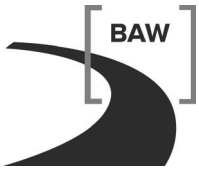
Start by participating at SMART RIVER' 2013, at Liege (BE) and Maastricht (NL), 23-27 Sept 2013.

The main conference is 25-27 Sept 2013 at Liege, including technical visits.

Present at this conference your own activities in relation with the waterways.

Info on <http://smartrivers2013.org>

A promotional poster for the SMART RIVERS Conference 2013. The top half shows a wide river with several large cargo barges and a smaller tugboat. A colorful horizontal bar with various colored squares is positioned below the river scene. In the bottom left, a white box contains the text 'LIEGE/ MAASTRICHT'. In the bottom right, there is a circular logo for PIANC (A.O. 1885) with the motto 'NAVIGARE NECESSÉ'. Below the logo, the text reads '23 - 27 September 2013' and 'PIANC - SMART Rivers Conference 2013'. The website 'www.smartrivers2013.org' is also visible in the bottom left.





## Zukünftiges Füll- und Entleersystem für Schleusen mittlerer Fallhöhe

Dipl.-Ing. Bernhard Kemnitz, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

### 1 Grundsätzliches zu den Füll- und Entleersystemen für Schleusen bis 10 m Fallhöhe

Die Fachgruppe Hydraulik / Füllsystem für die Standardisierung von Schleusen setzt sich aus Experten des BMVBS, der WSV und teilweise auch der BAW zusammen und hat folgende Vorschläge für die Hauptgestaltung von Schleusen erarbeitet:

- Standard für Schleusen-Oberhäupter bis 10 m: Drucksegmenttor neuer Bauart,
- Standard für Schleusen-Unterhäupter bis 10 m: Stemmtor mit integrierten Schützen.

Hierbei handelt es sich um Endsysteme, bei welchen die Füllung und Entleerung vor Kopf durch die Tore erfolgen wird. Auf Bauwerksverbreiterungen durch Torumläufe, wie in Bild 1 erkennbar, oder Längskanäle soll künftig verzichtet werden. Ausnahmen davon werden nur noch bei größeren



*Bild 1 a und b: Unterhaupt Schleuse Dörverden, Baugrube und Bauzustand (Quelle: NBA Hann.)*

Kammerbreiten zugelassen werden, wie etwa an der Donauschleuse Kachlet mit 24 m Breite, die im Rahmen der z. Z. laufenden Grundinstandsetzung für die Füllung zwei hydraulisch optimierte kurze Torumläufe im Oberhaupt erhält.

Aus hydraulischer Sicht sind im Vergleich zu anderen bisher gebräuchlichen Verschlussarten das Drucksegmenttor und die Schütze im Stemmtor für den Vorkopfbetrieb einer Schleuse günstige Verschlussysteme. Gegenüber dem bisher bei langen Schleusen mit großer Fallhöhe eingesetzten Seitensystem mit Längskanälen in den Kammerwänden muss beim Endsystem eine erhebliche Verlängerung der Füll- und Entleerzeiten hingenommen werden, um die gleiche Sicherheit und Leichtigkeit für die geschleusten Schiffe gewährleisten zu können, denn beim Endsystem findet die

Längsverteilung des Füllwassers innerhalb der Kammer statt, was hier zu hohen Strömungsgeschwindigkeiten und Wasserspiegellängsgefällen führen kann. Für die Entleerung gilt Ähnliches.

Die Schleusen Bremen und Zeltingen sind mit verschiedenen Füllsystemen ausgestattet, besitzen annähernd ähnliche Kammerabmessungen und wurden in Modelluntersuchungen mit den gleichen Randbedingungen gefahren, so dass aus den Versuchsergebnissen in Tabelle 1 beispielhaft der Unterschied der Füllzeiten zwischen beiden Füllsystemen gezeigt werden kann.

*Tabelle 1: Beispiel für Schleusenfüllzeiten bei End- und Seitensystem*

Schleuse	Nutzlänge	Breite	Fallhöhe	Füllsystem	Füllzeit
Bremen	225 m	12,50 m	6,00 m	Endsystem mit Drucksegmenttor	16 min
Zeltingen II	210 m	12,50 m	6,00 m	Seitensystem mit Längskanälen	6 min

Bei der Bewertung der großen Differenz sollte beachtet werden, dass zum einen die hydraulische Füllzeit lediglich einen geringen Anteil an der Kreuzungsschleusungsdauer (in Zeltingen 56 min) hat und zum anderen insbesondere bei Kanalschleusen der maximale Schleusenzufluss meist begrenzt ist, so dass die Leistungsfähigkeit eines Seitensystems nicht voll genutzt werden kann.

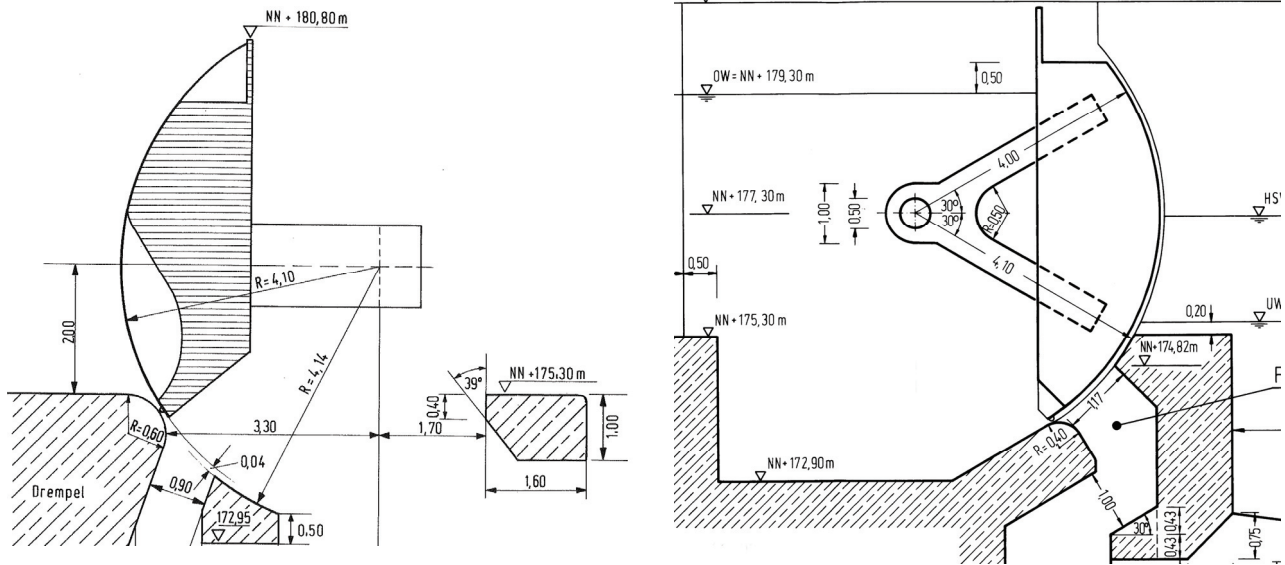
## **2 Füllsystem Drucksegmenttor mit Energieumwandlung**

### **2.1 Entstehung und Entwicklung**

Das heute in zahlreichen WSV-Schleusen vorhandene Drucksegmentobertor, welches zum künftigen Standard erhoben wurde, ist in den 70-iger Jahren des letzten Jahrhunderts für den Ausbau der Saar zur Großschiffahrtsstraße entwickelt worden. Für die sechs neu zu bauenden Saarschleusen mit Fallhöhen zwischen 3,80 m und 14,50 m wurde ein Standardtor gesucht, welches folgende Anforderungen erfüllen sollte:

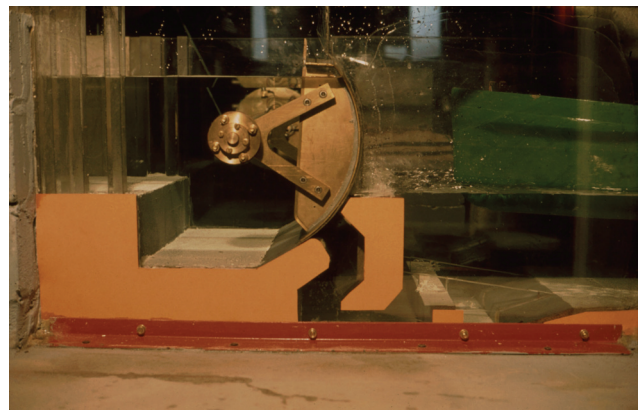
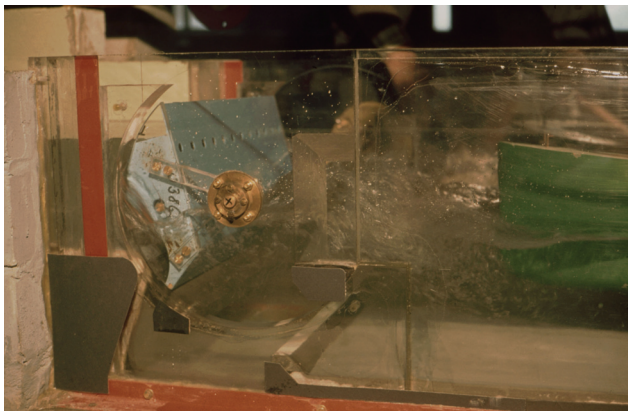
- Tor als oberer Kammerabschluss,
- Füllorgan für Schleusen mit geringer Fallhöhe,
- Steuerorgan für Kammerdurchfluss zur Hochwasserableitung,
- keine Aufbauten auf der Planie wg. Landschafts- und Hochwasserschutz,
- Überquerbarkeit für Schleusenpersonal.

Es kam nur ein Segmenttor in Frage, wobei noch zu klären war, ob Druck- oder Zugsegment. Die BAW erhielt von der WSD Südwest den Auftrag, mit Hilfe von Modellversuchen die Eignung der beiden Tortypen zu prüfen.



*Bild 2 a und b: Ausgangsplanung für Drucksegment und Zugsegment*

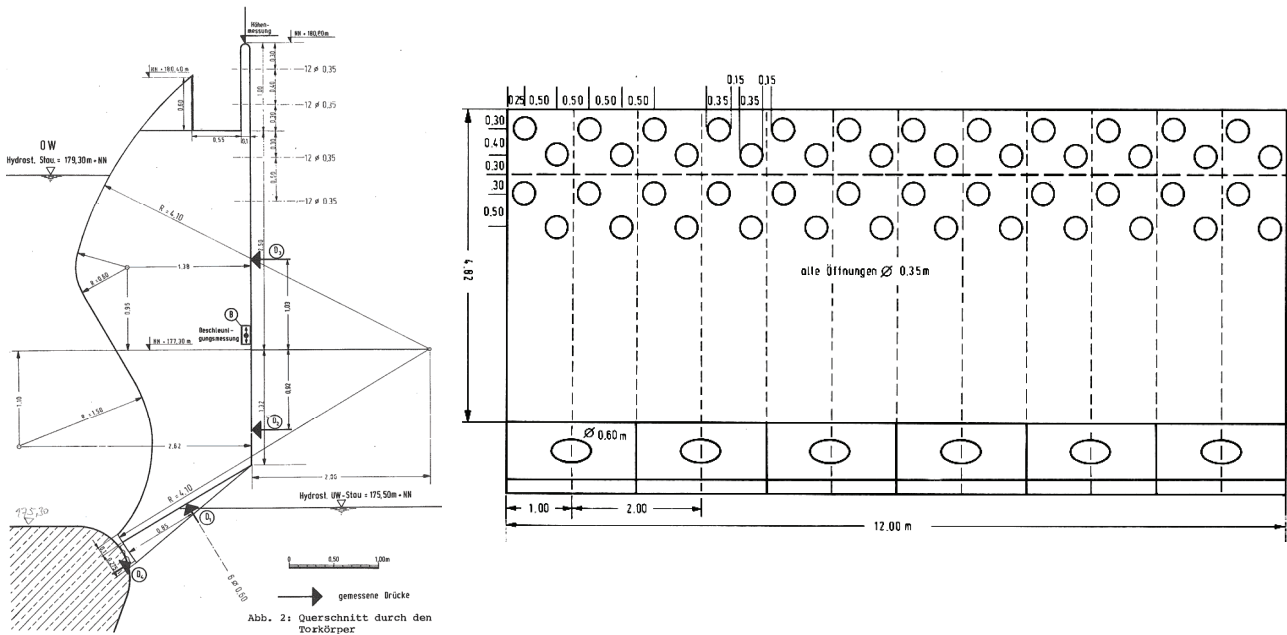
Die Untersuchungen im Maßstab 1:25 zeigten, dass die Strömungsverhältnisse während des Füllvorgangs beim Drucksegment deutlich günstiger waren als beim Zugsegment, welches durch eine ungünstige Strömungsführung im unteren Teil erheblichen instationären Druckbelastungen ausgesetzt war.



*Bild 3 a und b: Versuchsmodelle von Drucksegment und Zugsegment*

Bei der Fortführung der Modelluntersuchungen mit dem Drucksegment als Steuerorgan für die Hochwasserabfuhr durch die Schleusenkammer zeigte sich eine deutliche Schwingungsanfängung des Torkörpers infolge der periodischen Ablösung des Überfallstrahls von der Rückwand. Variantenuntersuchungen mit verschiedenen Ausbildungen des oberen Segmentbereichs führten schließlich zur Anordnung einer Vielzahl von Öffnungen im oberen Teil der Torrückwand, welche den ursprünglich kompakten Überfallstrahl in zahlreiche Einzelstrahlen zerlegte. Um trotz der Öffnungen in der Rückwand das Stauziel halten zu können, wurde auf dem Torkörper eine kurze Stauwand angebracht.





**Bild 4 a und b: BAW-Ausführungsvorschlag für Drucksegmenttor, Querschnitt und Rückwand**

Nach Fertigstellung der ersten neuen Saarschleuse, der Schleuse Lisdorf, wurden Naturuntersuchungen durchgeführt, um die Funktion des Drucksegmentobertores bei Füllung und Hochwasserabfuhr zu überprüfen. Es wurden an den in Bild 4a markierten Stellen Messaufnehmer in bzw. an der Torwand befestigt, um Drücke, Beschleunigung und Stellung des Drucksegments während eines Versuchs kontinuierlich messen zu können. Eine kurzzeitige Torvibration zu Beginn der Füllung konnte durch nachträgliche Anbringung einer Zahnleiste vor der Fußdichtung beseitigt werden.



**Bild 5 a und b: Drucksegmenttor der Saarschleuse Lisdorf**

Da am Anfang der Hochwasserversuche die planmäßige Hydraulikpumpe für den Torantrieb ausfiel, mussten die Untersuchungen mit der deutlich leistungsschwächeren Notpumpe und drastisch reduzierten Tordrehgeschwindigkeiten gefahren werden, was den Vorteil hatte, dass über den gesamten Tordrehbereich das Schwingungsverhalten des Torkörpers getestet werden konnte. Die Auswertung der Messergebnisse bestätigte, dass in keiner Torstellung - weder während der Querschnittsfreigabe noch beim Beenden des Kammerdurchflusses - eine Schwingungsgefahr bestand. Damit war das Drucksegmentobertor aus wasserbaulicher Sicht fertig entwickelt.



*Bild 6: Hochwassersimulation an der Saarschleuse Lisdorf*

Durch weitere Modelluntersuchungen zur Anpassung an verschiedene Fallhöhen oder lokale Zwangspunkte wurde die Energieumwandlung, bestehend aus Betonpfeilern und einer Gitterwand noch optimiert. Für die Schleuse Raffelberg mussten wegen der großen Drempeltiefe von 5,60 m die Torgeometrie verändert und durch Modellversuche gesicherte Bemessungsgrundlagen ermittelt werden. Bis heute sind 12 Schleusen mit Drucksegmenttor in Betrieb und haben sich bewährt, so dass man die Wahl des Drucksegments zum Obertorstandard als "best-practice"-Lösung bezeichnen darf.

## **2.1 Sparschleuse**

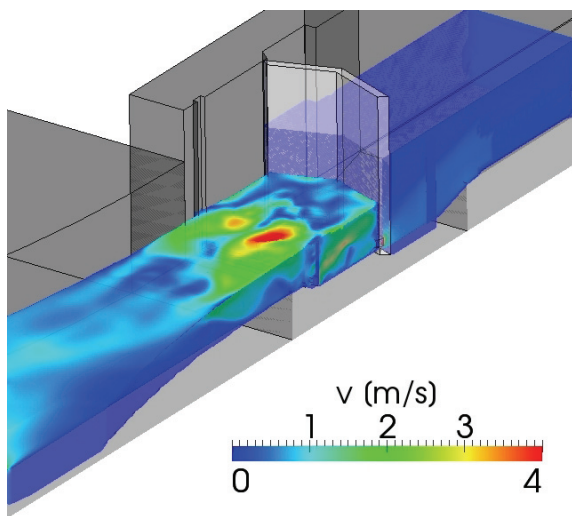
Der kurz vor seiner Vollendung stehende Neubau der Schleuse Bolzum mit einer Nutzlänge von 139 m und einer max. Fallhöhe von 8,70 m ist mit einem Drucksegmenttor ausgestattet. Wegen der großen Fallhöhe und wegen der Absicht des NBA Hannover, den Anschluss für ein etwaiges



späteres Sparbecken vorzusehen, führte die BAW weitere Modelluntersuchungen durch. Das Füllsystem ermöglicht eine sichere Bergschleusung der Schiffe bei Füllzeiten zwischen 13 und 18 min je nach zulässigem Schleusenzufluss (37 oder 50 m<sup>3</sup>/s), Schiffstyp oder Schiffslage. Der Anschluss eines Sparbeckens ist ebenfalls problemlos über die seitliche Anbindung eines Sparbeckenkanals am Drempel mit Umlenk- und Verteilkanalsystem im Drempel machbar. Im Sparbeckenbetrieb liegen die Füllzeiten zwischen 13 und 15 min.

### 3 Entleersystem Stemmtorschütze mit Energieumwandlung

Dieses System ist sehr verbreitet, mehr als 100 Großschiffahrtsschleusen der WSV sind damit ausgestattet. Im Zusammenhang mit der Planung neuer Schleusen am DEK wird z.Z. ein in der Höhe anpassbares Standardstemmtor mit 2 Drucksegmentschützen (b \* h = 2,40m \* 0,80m) pro Flügel entwickelt. Die BAW erhielt kürzlich vom WNA Datteln den Auftrag, für die neuentwickelte Tor- und Schützgeometrie die bisher verwendete Energieumwandlung hinter dem Tor zu überprüfen und ggf. an die geänderten Verhältnisse anzupassen, um eine günstige Geschwindigkeitsverteilung der Entleerströmung in den unteren Vorhafen zu gewährleisten.



*Bild 7: Numerisches Modell des Unterhauptes mit Geschwindigkeitsverteilung*

starken Leitwänden und einem mittleren breiteren Leitblock. Durch diese Einbauten findet im Zusammenhang mit der senkrechten Tosbeckenrückwand eine günstige Energieumwandlung und Strömungsverteilung statt, so dass ein längsgerichteter, breiter Abflussstrahl mit gleichförmiger Geschwindigkeitsverteilung bei der Kammerentleerung erzeugt wird.

Auf der Grundlage der Ergebnisse einer numerischen Voruntersuchung wurden Varianten von Energieumwandlungseinrichtungen im 1,00 m tiefen Tosbecken hinter dem Stemmtor im physikalischen Modell untersucht, wobei zunächst der Ausgangszustand ohne Einbauten getestet wurde. Infolge der unzureichenden Energieumwandlung entwickelte sich hierbei ein kompakter Abflussstrahl, welcher in einem Winkel von etwa 30° und mit einer Strömungsgeschwindigkeit von bis zu 0,50 m/s den unteren Vorhafen durchquerte.

Die Modelluntersuchung weiterer Varianten zur Energieumwandlung führte schließlich zu Tosbeckeneinbauten aus achsparallelen 0,30 m



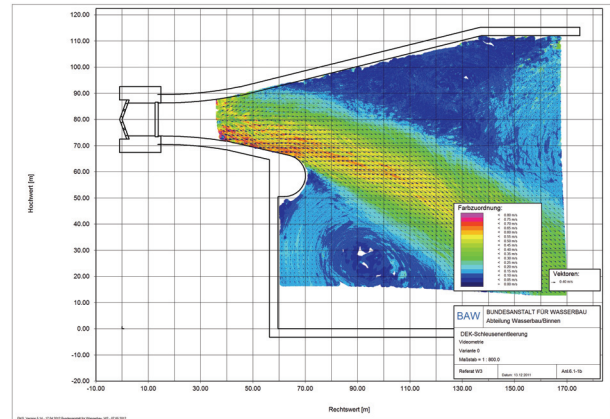


Bild 8 a und b: Ausgangszustand Energieumwandlung, Modell und Oberflächenströmung

Somit kann das Stemmtor mit Schützen zukünftig in hydraulisch optimierter Gestaltung als Standard in Schleusen Neubauten bis 10 m Fallhöhe eingebaut werden.

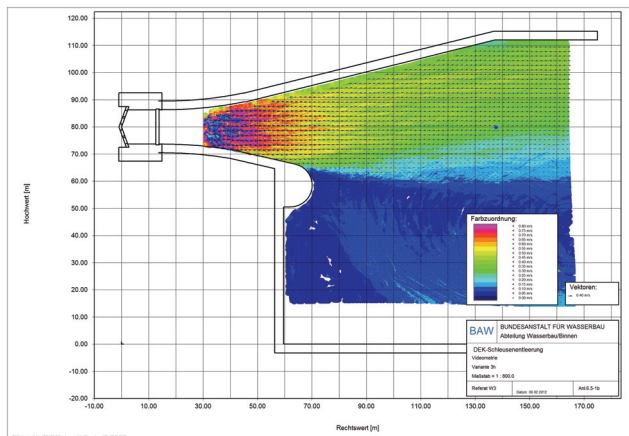
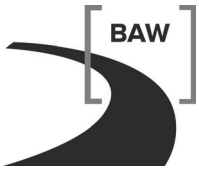


Bild 9 a und b: Ausführungsvorschlag für Energieumwandlung, Modell und Oberflächenströmung

#### 4 Zusammenfassung

Mit dem neuen Standard, Drucksegmentobertor und Stemmuntertor mit Schützen, verfügt die WSV für den Schleusen Neubau über einfache, bewährte und robuste Systeme für die Füllung und Entleerung von Schleusen bis 10 m. Darüber hinaus kann das Drucksegment mit Drempele auch für Sparschleusen verwendet werden.

Allerdings muss bei diesen Vorkopfsystemen aus hydraulischen Gründen eine deutliche Verlängerung der Füll- und Entleerzeiten in Kauf genommen werden. Das sollte Anlass sein, das komplexe und schwierige Thema der maximal zulässigen Schiffskräfte während der Schleusung aufzugreifen. Dieses wäre ein schwieriges Unterfangen mit umfangreichen Natur- und Modelluntersuchungen, aber es könnte sich lohnen, den vermutlichen Spielraum für eine Erhöhung der Schiffsbelastungen zu nutzen, um die Schleusungsvorgänge zu beschleunigen, ohne die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs zu beeinträchtigen.



## **Füllsysteme für Sparschleusen mit großer Fallhöhe**

Dr.-Ing. Carsten Thorenz, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

### **Einleitung**

Bei Füllsystemen für Schleusen sind die wesentlichen Zielgrößen

- schnelle Schleusenfüllung und -entleerung,
- geringe Bewegung der vertäuten Schiffe und
- geringer Aufwand bei Bau und Unterhalt.

Hierbei zeigt sich, dass die einzelnen Zielgrößen entgegengesetzte Optimierungsrichtungen haben. So kann eine Verringerung der Füllzeit kostenneutral über die Erhöhung der Schützöffnungs geschwindigkeit erreicht werden, verschlechtert wird dabei jedoch die Schiffs lage in der Kammer. Alternativ könnte die Füllzeit auch durch großzügigere Dimensionierung der Fülleinrichtungen verringert werden, dies hätte bei gleichbleibend ruhiger Lage des Schiffes in der Kammer erhöhte Baukosten zur Folge. Diese Faktoren wurden und werden bei verschiedenen Schleusenbauvorhaben unterschiedlich gewichtet und führen so zu unterschiedlichen Lösungen.

Es existiert eine Vielzahl von Füllsystemen für Schleusen mit großer Hubhöhe, eine gute Übersicht gibt der PIANC-Bericht Nr. 106 (2009). Im Prinzip sind auch einfache Füllsysteme, die mit einer Vorkopffüllung arbeiten, für den Einsatz mit Sparbecken geeignet. Da jedoch jeweils das Öffnen der Verbindungsschütze zu den Sparbecken Unruhe in der Kammer auslöst, würde dies bei großen Hubhöhen zu sehr langsamen Schleusungsvorgängen führen. Die Verbindung der Sparbecken mit einem longitudinalen Verteilsystem verringert dieses Problem und so werden akzeptable Füllzeiten erreicht.

### **In Deutschland verwendete Füllsysteme**

Bei einer der ältesten in Betrieb befindlichen Sparschleusen, der Schachtschleuse Minden, ist ein Längskanalsystem mit runden Kanälen verwendet worden (s. Bild 1). Dieses System verfügt über eine Gesamtquerschnittsfläche von etwa 10 m<sup>2</sup> für die Längskanäle. Die Kombination aus symmetrischer Anordnung der Sparbecken mit insgesamt vier Anbindungen pro Sparbeckenebene an die großzügig dimensionierten Längskanäle sorgt für eine hohe Leistungsfähigkeit der fast hundert Jahre alten Anlage. Da die Schleuse nur 85 m Nutzlänge hat, ist die Entfernung von jedem Punkt der Kammer zu den Anbindungspunkten der Sparbecken klein und eine gute Verteilung des Füllwassers in Längsrichtung wird erreicht. Während der Restfüllung einer Schleuse tritt bei Längskanalsystemen jedoch immer eine Ungleichförmigkeit des Füllprozesses ein, da dieser an

den oberhauptseitigen Fülldüsen beginnt, später umschlägt und dann verstärkt unterhauptseitig stattfindet.

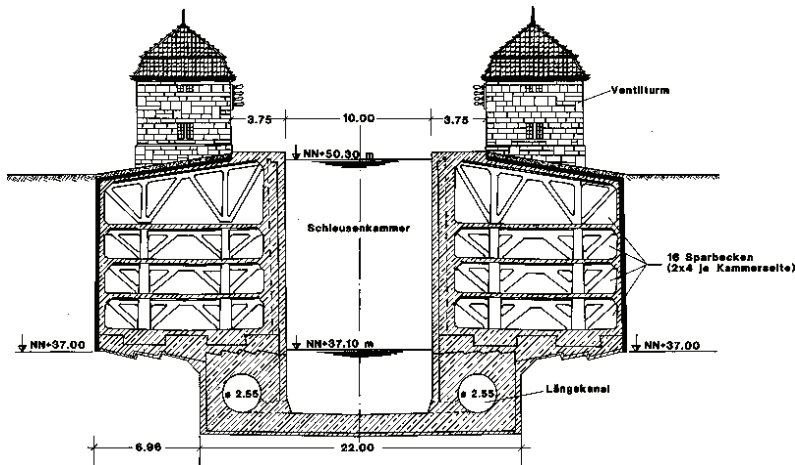
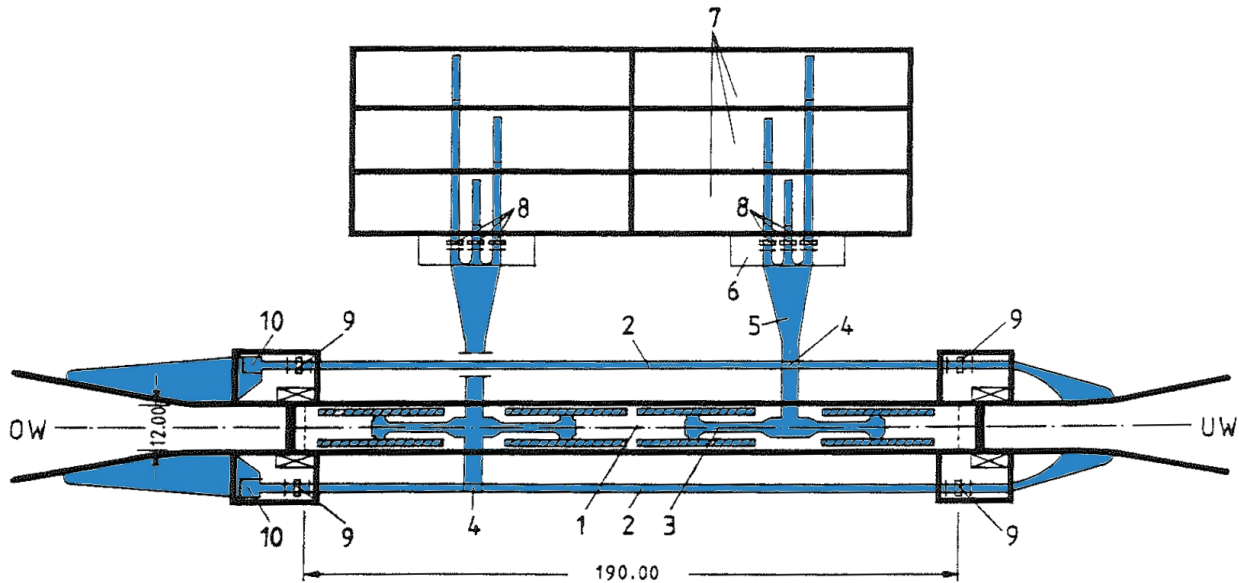


Bild 1: Querschnitt durch die alte Schachtschleuse Minden

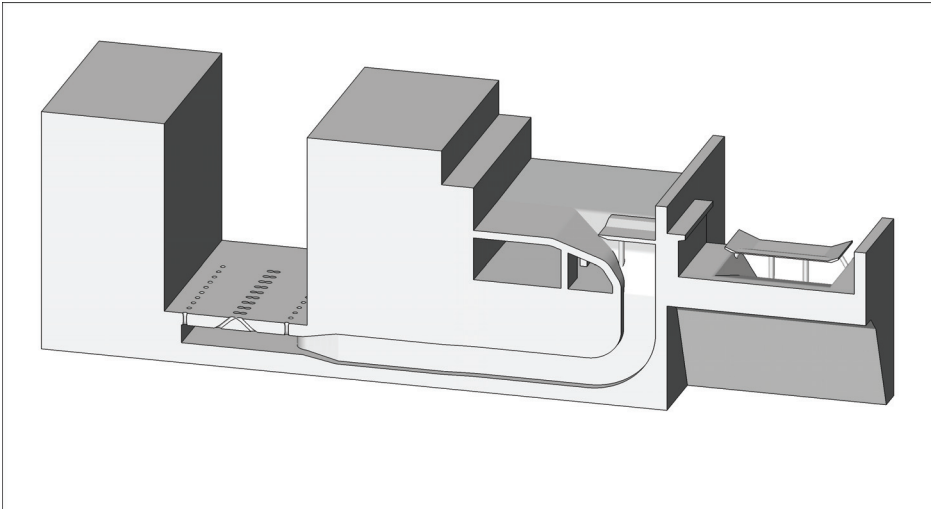
Die Stärke dieser Ungleichförmigkeit wird wesentlich durch die Querschnittsfläche der Längskanäle bestimmt und äußert sich als langwellige Grundschwingung in der Kammer. Da zudem auch lokale Turbulenzen störend sein können, wurde bei späteren Konstruktionen versucht, die in die Kammer geleiteten Füllstrahlen aufzubrechen. Das „Multiport-Füllsystem“ erreicht dies über eine große Zahl kleiner Düsen, deren Strahlen gegen eine Schwelle gerichtet sind. Um die angesprochene Schwingungsneigung zu minimieren, wurden ausgefeiltere Füllsysteme entwickelt, wobei die Schleusen am Main-Donau-Kanal sicherlich in Deutschland einen Höhepunkt dieser Entwicklung darstellen. Hierbei sind die Sparbecken über ein verzweigtes, unter der Schleusen-kammer liegendes Verteilsystem angeschlossen, das die Kammer von unten über in die Sohle eingelassene Düsen füllt. Dieses System stellt bautechnisch wohl das komplexeste realisierte System dar (s. Bild 2). Durch diese Anordnung wird das aus den einseitig angeordneten Sparbecken kommende Wasser praktisch symmetrisch in Quer- und Längsrichtung zugeführt. Die Füllung aus den Sparbecken beginnt an den dem geschlossenen Füllkanal nächstgelegenen Düsen. Da dies über die Länge der Kammer verteilt an vier Stellen gleichzeitig geschieht, sind kaum Wellenbildungen zu beobachten. Für die Restfüllung versorgt der links liegende Längskanal die hintere Füllbatterie, während der rechte Kanal die vordere Einheit versorgt. Bedingt durch die unterschiedliche Länge der Kanäle kommt es dabei zu einer leichten Verzögerung für die hintere Füllbatterie, die aber nur gering ist und ggf. durch die Schützsteuerung kompensiert werden kann.



*Bild 2: Verzweigtes Füllsystem der Schleusen Kriegenbrunn/Erlangen am Main-Donau-Kanal*

Untersuchungen an den fertig gestellten Schleusen haben gezeigt, dass bei großer Geschwindigkeit des Schleusungsvorgangs die Lage der Schiffe in der Kammer sehr gut ist. Allerdings wurde auch festgestellt, dass die größte Unruhe in der Kammer nicht durch den Schleusungsvorgang selbst ausgelöst wird, sondern durch Wellen, die bei geöffneten Toren aus dem Vorhafen eingetragen werden oder die durch eine unvollkommene Ausspiegelung am Ende der Schleusung beim Öffnen der Tore ausgelöst werden (BAW, 1995).

Parallel wurde in der BAW in mehreren Schritten ein vereinfachtes Füll- und Entleersystem entwickelt. Das komplexe, unter der Kammer liegende Verteilsystem wurde sukzessive durch eine einfache, durchgehende Kammer ersetzt („Druckkammer“). Für die Schleuse Uelzen I wurde ein durchgehender, unter der Schleusenkammer liegender Grundlauf eingeführt, der seitliche Stichkanäle mit Fülldüsen aufweist. Für die Schleuse Henrichenburg wurden alle Fülldüsen direkt an die Druckkammer angeschlossen, jedoch zusätzlich eine Längsverteilung über außen liegende Längskanäle vorgenommen. Für die Schleuse Uelzen II schließlich wurde vollständig auf weitere Hilfen zur Verteilung des Wassers verzichtet und lediglich eine großzügig dimensionierte Druckkammer mit Fülldüsen verwendet. Dieses System wurde für weitere Schleusen (Sülfeld, Minden) adaptiert und optimiert (s. Bild 3). Es führt zwar nicht zu einer idealen, aber ausreichend guten Längsverteilung des Wassers, wobei erreichbare Qualität und Geschwindigkeit der Schleusung im Wesentlichen mit der Querschnittsfläche der Druckkammer skalieren.



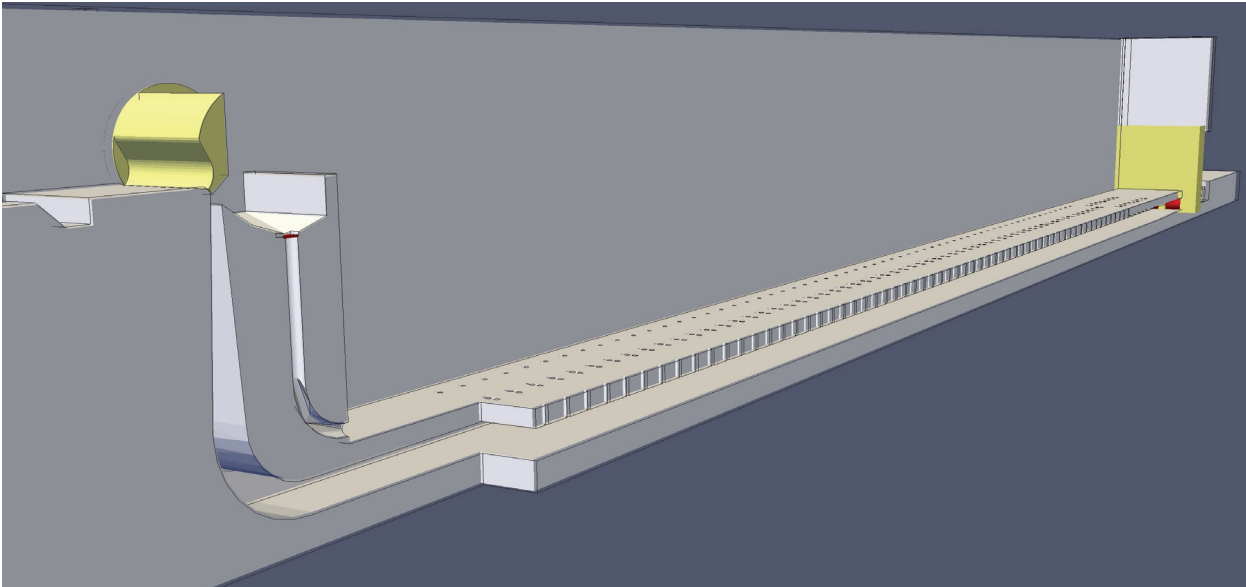
*Bild 3: Querschnitt durch Kammer, Sparbecken und Füllsystem der Weserschleuse Minden*

Die Druckkammer wird bei der Restfüllung in der bisher üblichen Ausführung über seitlich angebundene Umlaufkanäle vom Oberwasser her beaufschlagt, wobei deren Einläufe aufwändig gestaltet sind und möglichst tief angeordnet werden, um das Einziehen von Luft in das Füllsystem zu verhindern. Durch derartige Konstruktionen vergrößert sich der Baukörper erheblich, der Einlauf ist typischerweise etwa 30-40 m lang, 20–30 m breit und 10-15 m tief. Im Zuge der Bearbeitung der hydraulischen Gestaltung des Füll- und Entleersystems der neuen Schleusen Erlangen und Kriegenbrunn wurde die Idee verfolgt, auf Umläufe (und die zugehörigen Schütze) sowie einen tiefliegenden Einlaufbereich zum Anschluss an das Oberwasser vollständig zu verzichten. Hierzu wurde ein Konzept entwickelt, bei dem das Druckkammerfüllsystem direkt über ein Drucksegmentobertor beaufschlagt wird. Bei diesem wird die Füllmuschel des Drucksegmenttores über einen Schacht an die Druckkammer angebunden. (s. Bild 4). Dieses Konzept bietet erhebliche Vorteile:

- Kein großer und tiefer Einlauf wie bei anderen Sparschleusen mit großer Hubhöhe, eine
- reduzierte Anzahl von Betriebsverschlüssen, der
- Verzicht auf schlecht erreichbare Füllorgane, die
- reduzierte Größe der Baugrube und des Gesamtbauwerks.

Auch die Anbindung an das Unterwasser könnte ohne Umläufe gestaltet werden, bspw. durch ein Hubtor, welches nicht nur die Schleusenkammer verschließt, sondern bis durch die Druckkammer verlängert wird. Dieses kann, falls das direkte Entleeren über das Heben des Tores wegen der auftretenden Lasten unpraktikabel ist, auch Schütze für die Entleerung enthalten (Thorenz, 2012).

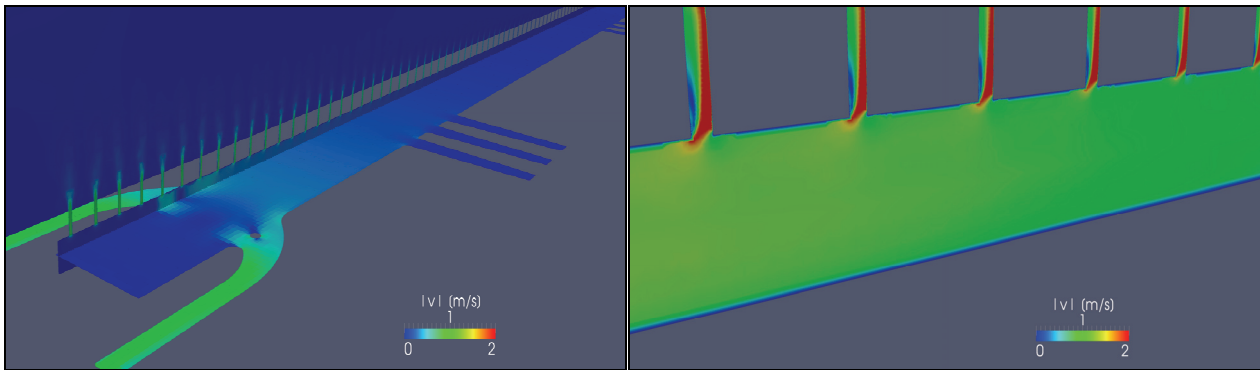




*Bild 4: Aufgeschnittenes Geometriemodell für das vorgeschlagene Konzept mit Drucksegmenttor, Fallschacht, Druckkammer und Hubtor*

### **Beurteilung des Schleusungsprozesses**

Bei der Auswahl und Dimensionierung des Füllsystems stehen aus hydraulischer Sicht Füll- und Entleerzeit sowie die dabei auftretenden Schiffskräfte als wichtigste Parameter im Vordergrund. Daneben sind wirtschaftliche Aspekte nicht zu vernachlässigen. Sowohl die Erstellungskosten als auch die Aufwendungen für Betrieb und Unterhaltung unterscheiden sich bei verschiedenen Systemen erheblich. Üblicherweise werden daher im Vorfeld Modelluntersuchungen durchgeführt, um sicherzustellen, dass das gewählte Füllsystem die geforderten Füllzeiten erreichen kann, ohne übermäßige Schiffsbewegungen und Kräfte in den Haltetrossen zu erzeugen. Hierbei kommt numerischen Modellen eine wachsende Bedeutung zu. In der BAW werden eindimensionale numerische Modelle in Kombination mit dreidimensionalen numerischen Modellen und Labormodellen eingesetzt („Hybride Modellierung“, s.a. PIANC, 2009). Bei den dreidimensionalen Modellen stellt besonders die Modellierung der Kammerwasserspiegelschwankungen hohe Anforderungen an die Genauigkeit der Verfahren, da die Schwankungsamplituden sehr klein sind und überlagert werden durch den sehr viel größeren Hubprozess.



*Bild 5: Strömungsgeschwindigkeiten in Schnittebenen durch Druckkammer und Schleusenammer (links) und Fülldüsen (rechts)*

Für die Modellierung des Gesamtsystems „Schleuse mit bewegtem Schiff, Vorhäfen und Sparbecken“ ist die derzeit erreichbare Geschwindigkeit der dreidimensionalen Verfahren auf den Rechnern der BAW auch bei Nutzung einiger hundert CPU-Kerne nicht ausreichend, um eine adäquate Genauigkeit in akzeptabler Zeit zu erzielen. Lediglich für das Teilmodell „Füllen der Kammer aus dem Grundlauf“ (s. Bild 5) kann die Dynamik des Prozesses mit ausreichender Genauigkeit abgebildet werden, jedoch liegen selbst hierbei die Rechenzeiten im Bereich von Tagen. Die Bewegung des Schiffes wird derzeit in der BAW in Einzelfällen über die dynamische Bearbeitung des Berechnungsgitters betrachtet, ist jedoch nur praktikabel, wenn die Hubhöhe des Schiffes nicht wesentlich größer ist als der seitliche Abstand zur Wand. Es ist zu erwarten, dass der weitere Fortschritt in den Verfahren (bspw. Berücksichtigung des bewegten Schiffes über die „Immersed Boundary Method“ oder „Overset Meshes“) und in der zur Verfügung stehenden Rechenleistung zukünftig eine durchgängige Simulation in einem Modell erlauben wird.

Als Approximation der Haltekräfte kann bei Schleusen mit einem Grundlaufsystem die Hangabtriebskraft des Schiffes als Abschätzung verwendet werden, d.h. Schiffmassenkraft  $\times$  Wasserspiegelneigung. Diese Näherung liefert bei Sparschleusen mit großer Fallhöhe gute Werte, wenn die Wasserspiegelneigung mit einem Schiff in der Kammer bestimmt wird. Jedoch auch wenn sich bei der Untersuchung kein Schiff in der Kammer befindet, lässt sich über diesen Ansatz eine akzeptable Schätzung für die zu erwartenden Schiffskräfte durchführen. Um die Wasserspiegelneigung zu bestimmen, ist es sinnvoll unter der Annahme eines hydrostatischen Druckprofils in der Schleusenammer die Wasserspiegellage aus dem Druckfeld zu berechnen (Thorenz und Strybny, 2012). Validierungsrechnungen zeigten eine sehr gute Übereinstimmung mit Labormodellergebnissen (Bild 6). Die aus den Wasserspiegelschwankungen ermittelten Schiffskräfte liegen in Labormodell und numerischem Modell praktisch deckungsgleich übereinander. Lediglich mit fortschreitender Modellzeit zeigt sich ein leichter Phasenversatz, der hier jedoch ohne Relevanz ist. Die Abweichungen zum Labormodell liegen in der typischen Schwankungsbreite der Laborergebnisse.

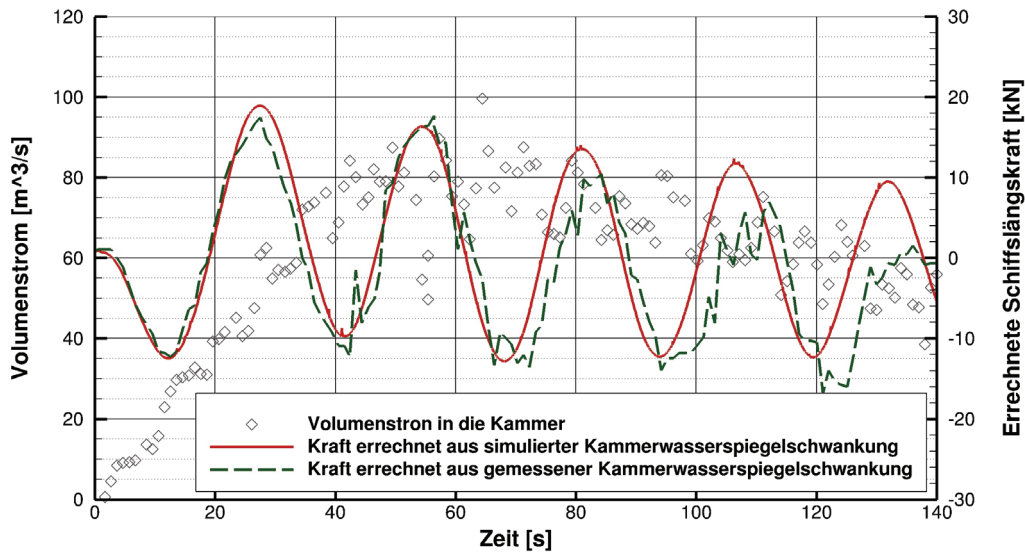


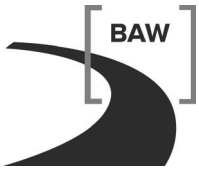
Bild 6: Aus Wasserspiegelschwankungen errechnete Schiffskräfte für Labormodell und Simulation

## Zusammenfassung

Für Sparschleusen großer Hubhöhe wurde in der Vergangenheit eine Vielzahl von Füllsystemvarianten realisiert, die jeweils spezifische Vorzüge und Nachteile aufweisen und den Anforderungen der jeweiligen Bauzeit folgten. Die dabei entwickelten Füllsysteme wurden sukzessive weiter angepasst, wobei das Druckkammersystem derzeit als der beste Kompromiss aus Leistungsfähigkeit und Aufwand anzusehen ist. Die Verbindung mit dem Drucksegment am Oberhaupt als Füllorgan und der Verzicht auf Umlaufkanäle stellen eine weitere Optimierung dar, die jetzt in der BAW untersucht wird. Für die hydraulische Beurteilung der Füllsysteme sind Modelluntersuchungen unerlässlich, da die zu erwartenden Schiffskräfte und Füllzeiten nur so sicher vorab einzuschätzen sind. Die hier kurz vorgestellten hybriden Modellierungsansätze sehen eine Kopplung verschiedener Modelltypen für die Abbildung des Füll- und Entleerprozesses großer Sparschleusen vor. Zwar ermöglichen numerische Modelle dabei die Beantwortung vieler spezifischer Einzelfragen, jedoch stellt ein Labormodell nach wie vor die effizienteste Methode zur Beurteilung des Gesamtsystems dar.

## Literatur

- BAW (1995): Abschlussbericht über Naturmessungen zur Bewertung von zwei Sparschleusenfüllsystemen, BAW-Nr. 650026, Bundesanstalt für Wasserbau, 1995
- PIANC (2009): „Innovations in Navigation Lock design“, PIANC Report 106, Brüssel, 2009
- Thorenz, Carsten (2012): „Ein neuartiges Füllsystem für Sparschleusen großer Höhe“, 35. Dresdner Wasserbaukolloquium 2012 „Staubauwerke - Planen, Bauen, Betreiben“, Technische Universität Dresden
- Thorenz, Carsten und Strybny, Jann (2012): “On the numerical modelling of filling-emptying systems for locks”, 10th International Conference on Hydroinformatics, IAHR, 2012 (in Druck)



## Aktuelle Situation der Standardisierung von Schleusen

Dipl.-Ing. Albert Jander, Wasserstraßen-Neubauamt Datteln

### 1. Allgemeines

Die Expertengruppe für die Standardisierung von Schleusen hat in 16 Sitzungen Entscheidungsvorlagen für die Standardisierungskommission erarbeitet. Die ersten Ergebnisse für Schleusen bis 10 m Fallhöhe werden vorgestellt.

### 2. Grundlage

Nach Überprüfung durch die BAW können Endsysteme im Mittel mit einem Zufluss von bis zu 20 m<sup>3</sup>/s beaufschlagt werden, ohne dass die Belastung auf die in der Kammer liegenden Schiffe (Trossenzugkräfte) übergroß und für diese nicht mehr verträglich werden. Füll- und Entleerungszeiten für verschiedene Schleusenzlängen und Fallhöhen lassen sich heute auch numerisch recht genau ermitteln. Das Verhältnis dieser zu den aus der Literatur und den Erfahrungen bekannten Ein- und Ausfahrtzeiten, Toröffnungs- und Verschlusszeiten (i.M. ca. 24 Minuten) zeigt, dass die Kreuzungsschleusungsdauer als das für die Leistungsfähigkeit maßgebende Kriterium nicht im Übermaß durch die Befüllung- und Entleerungszeiten der Kammer bestimmt wird. Unter Berücksichtigung der gewählten Ansätze Leerfahrten / Verfügbarkeit / praktische Leistungsfähigkeit zeigen die Ergebnisse, dass Endsysteme für mittlere Verkehrsbelastungen ausreichend sind. D. h. bei Schleusenneubauten bis zu einer Fallhöhe von 10 Metern wird auf Seiten- und Grundlaufsysteme verzichtet.

Für Endsysteme im Oberhaupt kommen als „best-practice“-Lösungen in Frage:

- Stemmtor mit Füllschützen
- Stemmtor mit kurzen Torumläufen
- Klapptor mit kurzen Torumläufen
- Zugsegmenttor mit kurzen Torumläufen
- Drucksegmenttor mit Antrieb in Kaverne

Für das Oberhaupt wurde auf Basis bekannter Baukonstruktionen und

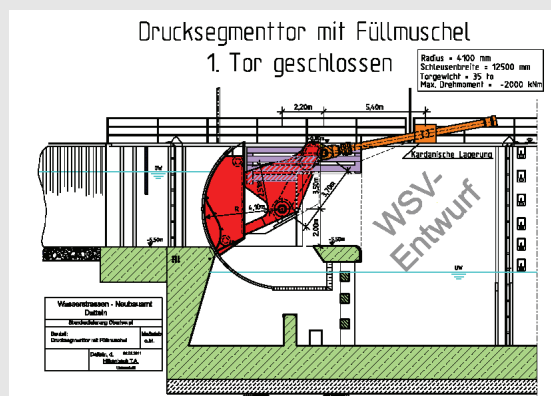
Wir machen Schifffahrt möglich.

**BAWKolloquium**

Standardisierung im Verkehrswasserbau



### Drucksegmenttor mit neuer Antriebsart



25.05.2011 S4 Albert Jander

aktueller Baukosten eine sehr umfangreiche Analyse der Investitionskosten aller Kostenanteile durchgeführt und für die Ermittlung der Unterhaltungs- / Betriebskosten Schätzungen bzw. Erfahrungen aus dem Bereich der Schleusen Wanne-Eickel, Herne und Henrichenburg zugrunde gelegt.

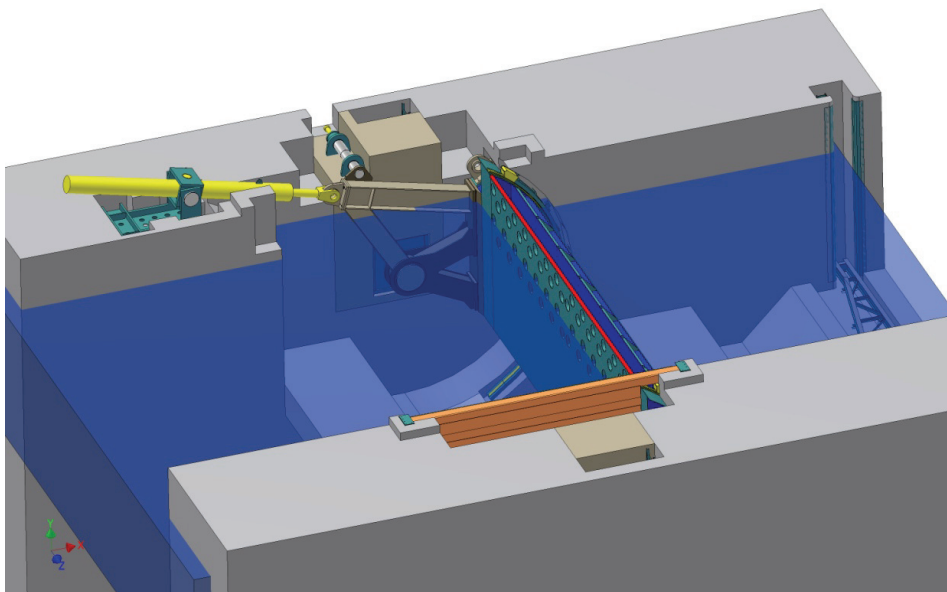
Als Ergebnis der ermittelten Gesamtkosten zeichneten sich 2 Bereiche ab:

- für Systeme mit einer Befüllung durch das Tor => 8,5 bis 9 Mio. € sowie
- für Systeme mit Umläufen => 11 bis 13,5 Mio. €.

Als weitere Überlegung wurde auch noch überprüft, ob die Möglichkeit besteht, Drucksegmenttore direkt über einen Außenantrieb zu betreiben. Hierdurch könnte auf eine aufwändige Kavernenbauweise verzichtet werden. Nach eingehender Prüfung und Rücksprache mit Fachleuten wurde diese Antriebsweise (Drucksegmenttor mit Außenantrieb) als möglich empfunden. Diese neue Bauart wurde von der WSV technisch entwickelt. Bedingt durch den Verzicht auf Kavernenbauweise für das Drucksegmenttor reduzieren sich die Baukosten für ein Oberhaupt um ca. 1,5 Mio. € auf ca. 7,0 bis 7,3 Mio. €.

### 3. Oberhäupter: Drucksegmenttor neuer Bauart

Auf der Grundlage dieser Kostenanalysen ist nun als Regelfall für Schleusen-**Oberhäupter** (bis 10 m Fallhöhe), bei einem Neubau oder einer Grundinstandsetzung mit Neubau und für den Fall der Hochwasserabfuhr über die Schleuse ein **Drucksegmenttor neuer Bauart** mit Endsystem vorzusehen. Nur bei begründetem Ausnahmefall (keine Kranaufstellfläche möglich, zu enge Zufahrt, enge Platzverhältnissen, einer zu schmalen Mittelmauer und/ oder Kammerwand) kann ein Stemmtor (Riegelbauweise) mit integrierten Füllschützen als Endsystem vorgesehen werden.



*Drucksegmenttor mit Außenantrieb*

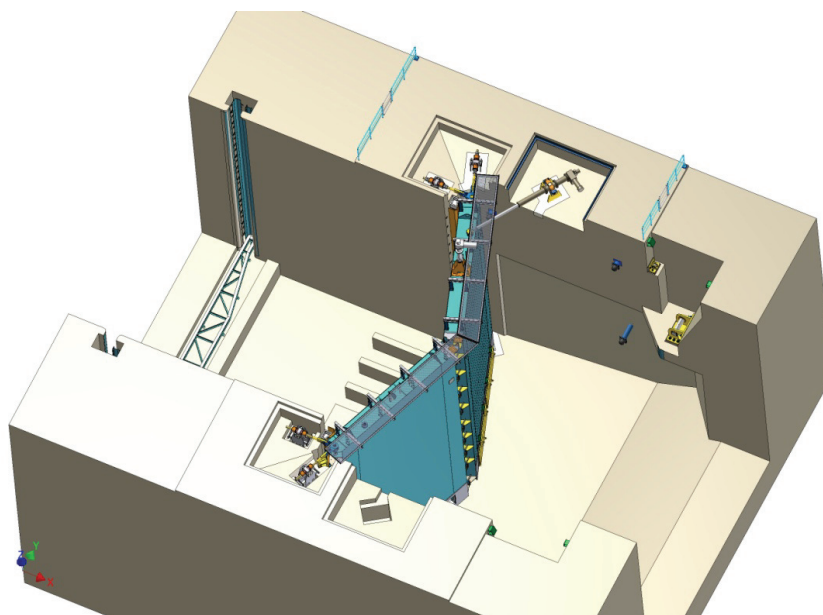


Im Rahmen der Standardisierung und zur besseren Austauschbarkeit werden die Ausführungspläne für das Drucksegmenttor bei Neubauten vorgegeben. D.h. eine einheitliche Torkörper-Geometrie/Radius  $\Rightarrow$  Radius = 4100 mm, einheitliche Antriebsarme, Drehlager, Sohl- und Seitendichtungsprofile, Dichtungsanschlüsse, Antriebe, Fahrgeschwindigkeiten usw..

#### 4. Unterhäupter: Stemmtor mit Schützen

Als Regelfall für Schleusen-**Unterhäupter** (bis 10 m Fallhöhe) ist bei einem Neubau oder einer Grundinstandsetzung mit Neubau des Unterhauptes ein **Stemmtor (Riegelbauweise) mit integrierten Entleerungsschützen (Segmentschütze)** einschließlich einer Energieumwandlungsanlage vorzusehen. Nur bei Grundinstandsetzung des Unterhauptes, wo der Umbau auf die vorgenannten Regelfall-Lösungen wegen erhöhter Aufwendungen nicht realisierbar oder nicht zweckmäßig ist (z. B. wegen Geometrie, Kosten, Bauwerkszustand), werden die zu erneuernden Bauteile in der jeweils vorhandenen Bauweise ersetzt; auch in diesem Fall ist für die einzelnen Bauelemente eine Anlehnung an die Standards anzustreben.

Bezüglich eines standardisierten Grundaufbaus des Stemmtores wurden ebenfalls umfangreiche Randbedingungen festgelegt. D.h. ein einheitlicher Stemmwinkel von  $70^\circ$  wurde festgelegt. Das Hals- und Spurlager sowie die Antriebe werden für Fallhöhen bis 10m baugleich ausgeführt. Im unteren Bereich des Tores (bis zum BWu) werden Riegelabstände zwischen 1.400 mm und 1.500 mm festgelegt. Die Systematik der einheitlichen Riegelabstände – und jeweils korrespondierend die Anordnung der Knaggen - kann ohne Weiteres mit einem Abstand je von 1.500 mm auch auf der gesamten weiteren Höhe (bis 10 m Hub) fortgesetzt werden. Auf dieser Basis lassen sich vollständig identische, standardisierte Tore für bestimmte Fallhöhenbereiche 1 m – 5 m – 10 m entwickeln. Eine Analyse zu den in den nächsten Jahren neu zu errichtenden ca. 15 Schleusen zeigt, dass Einheitstore für Staubereiche 4,0 m bis 7,5 m und bis 9,0 m konzipiert werden können.



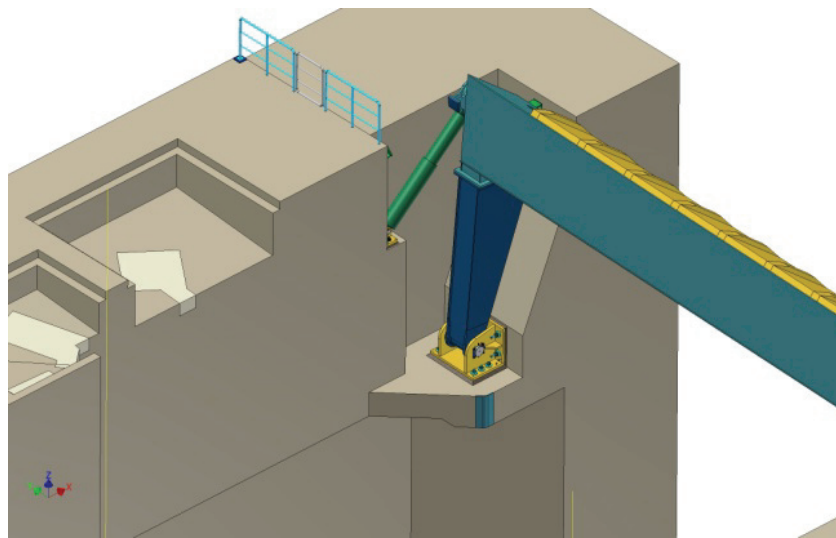
*Stemmtor mit Schützen*

## 5. Stossschutzanlagen

Für den kammerseitigen Stoßschutz am Untertor wird Folgendes empfohlen:

- $< 6$  m Hub mittels Schranke verfahrbares Seil, leichte Höhenverstellbarkeit
- $\geq 6$  m Hub fester Balken als Schwinge (Bauart „Eilers-Schwinge“)
- 

Die Expertengruppe hält ein Maß für das freizuhaltende Lichtraumprofil von 6,00 m über BWo für angemessen und zukunftssicher. Dieses Maß gilt insbesondere für Stoßschutzanlagen und Unterhauptmasken, aber auch für sog. Wehrbrücken und Unterhauptbrücken.



*Fester Balken*

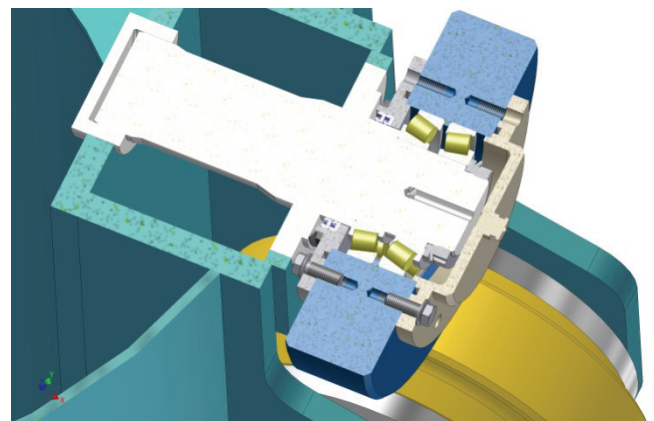
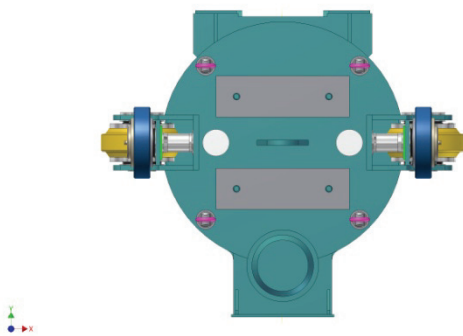
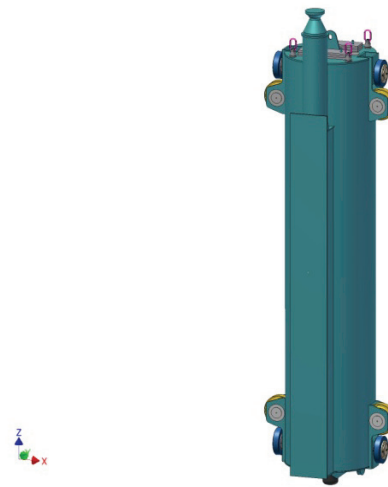


*Seil mit Schranke*

## 6. Schwimmpoller



Nach der Feststellung aus der Sitzung 0.11 wird von der Expertengruppe die Lösung mit der „Führung hinten“ als insgesamt robustere Alternative verfolgt.







## The Panama Canal Third Set of Locks Project

Sébastien Roux, Compagnie Nationale du Rhône, Lyon, Frankreich

M. Sc. Juan Wong, Autoridad del Canal de Panama, Balboa – Ancon, Panama

### 1- The Third Set of Locks Project

The Panama Canal Authority (ACP) decided to build a new lane along the Panama Canal that will double capacity and allow more traffic (Figure 1). Along with this new lane, two sets of larger locks, referred to as the Third Set, is under construction as from 2009, one set of locks in the Pacific end and another one in the Atlantic side. Each set of locks will have three consecutive chambers with lengths varying between 427m and 488m, depending on the position of the inner gates, and a width of 55m. The design ship is a so-called New Panamax 13 000 TEU container carrier (366 mx48.8 mx15.2 m; CB=65%). Because water consumption is a major issue, each of the 6 new Locks will be equipped with 3 Water Saving Basins (WSB).

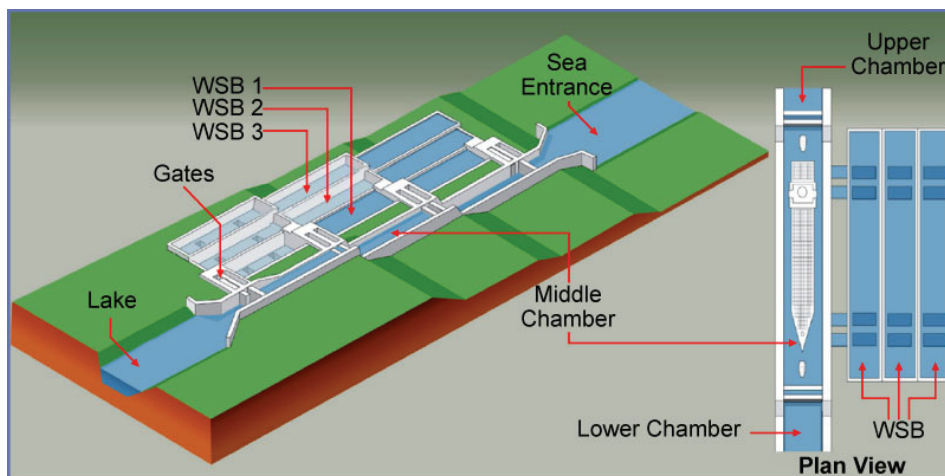


Figure 1: Third Set of Locks structure – Overall view

This “3 locks & 9 WSB” configuration will help to save 87% of the water required for the transit of one ship between from Pacific ocean to the Gatun lake and the Atlantic ocean (as compared to a single lift lock with no WSB). Even though the New Locks will be wider and longer than the existing locks, they will consume 7% less water than the latter when the WSB are used.

### 2- Hydraulic design of the New Locks

The final design of the locks F-E system has been carried out using both a physical scale model and a set of 1D, 2D and 3D numerical models. The validation of F-E system final design had to be carried out in 16 months since this step was on the critical path with respect to the locks construction schedule.

The physical model (Figure 2) has been run in the Laboratory of the CNR in Lyon while the numerical model studies were performed by MWH in Buenos Aires. Initially, numerical models had been run to fix the design to be tested in the physical model. Then, each model was run at the same time, allowing to cross-check the results and to minimize the time to achieve the validation of the hydraulic performance of the F-E system.

The scale model, 60 m long and 10 m wide, representing two lock chambers, three Water Saving Basins (WSB) associated to the lower chamber, one fore bay and one tail bay has been built at scale 1/30 in CNR laboratory.



*Figure 2: General view of the physical model*

This model has been equipped with about 100 sensors in order to measure the water levels, the longitudinal and transversal water slopes, the velocities and flow rate in the main culverts and WSB conduits, the pressure in the culverts and downstream the valves, the valve positions and the longitudinal and transversal hawser forces (i.e. the longitudinal and transversal components of the hydrodynamic force exerted by the water on the ship's hull).

A set of three ship models (one 12 000 TEU Post-Panamax containership, one 8 000 TEU containership and one dry bulker) at scale 1: 30 were used for carrying out the tests in the physical model.

The tests have been carried out through 4 tasks, starting with tests in steady flow conditions used to assess the flow distribution along the lock chamber and assess the head losses in the F-E system. The two following tasks aimed at verifying the F/E system proposed in the tender design by the Contractor will permit to comply with the hydraulic performances requested by the ACP. The last task aimed at assessing the F/E system performance for debased conditions (i.e. for different equipment availability scenarios) but also for specific type of vessel other than the design vessel.

At the end of the study, more than 1 500 tests were performed on the physical model.



Concerning the numerical model studies, state-of-the-practice software was used to study the different problems:

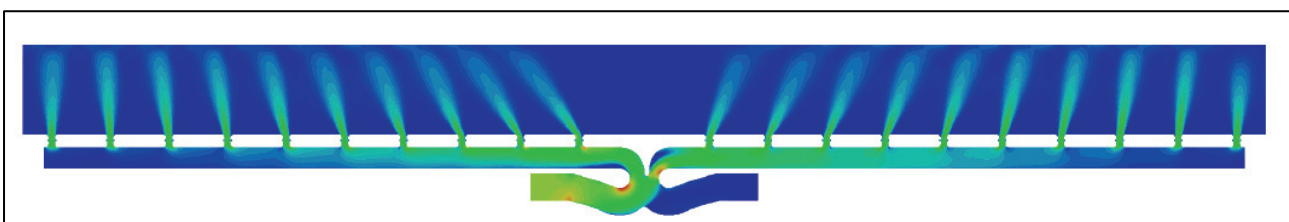
- Local head losses at the different system components were computed using 3D models based on OpenFOAM;
- The filling/emptying times and maximum flow velocities were calculated with a 1D model based on the commercial software FlowMaster V7;
- The hawser forces were inferred from the water surface slope values correlated during previous design phases. The water surface slopes were obtained using a 2D model based on Hidrobid software (a numerical code developed by Instituto Nacional del Agua) which is similar to other software like Mike 21, or Delft2D.

All the models went through calibration or validation processes. The validation of OpenFOAM was based on comparisons with existing experimental results. The 1D model was first calibrated by comparison with experimental results from measurement carried out on the conceptual design physical model and with the results of the 3D models. Then, when the physical model tests started, the results achieved were also used. The 2D model was validated by comparing its results with the results obtained with software Delft2D, and with measurements performed in the physical model.

The combined used of physical and numerical model gives birth to a very powerful “hybrid” model that helped minimizing the calculation time, cross-checking the results, accessing to a large number of data and improving the prediction of the hydraulic performance of the prototype.

The following examples can be quoted to illustrate the complementarities of each model:

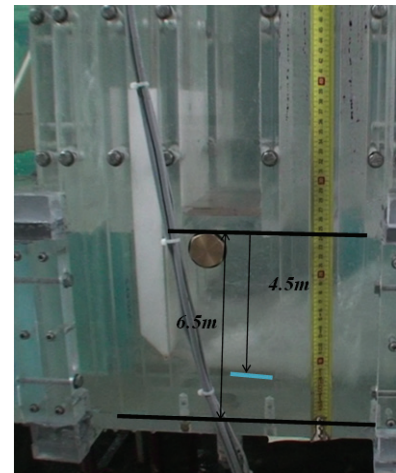
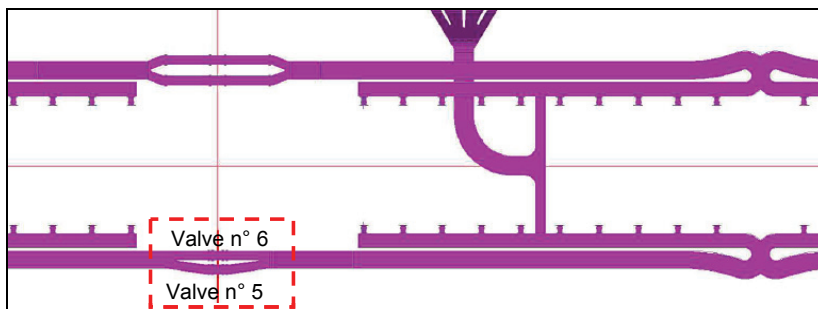
- The calibration of the 1D model of the F-E system according to the measurements performed on the physical model (discharge, pressure drop). The 1D model has then become a very efficient tool allowing to perform fast sensitivity analysis, in order to define the valve opening schedules before testing them on the physical model. The construction of two 1D numerical models, one at scale 1/30 and the other at prototype dimensions, has also given very valuable information on the scale effects.
- The assistance brought by the 3D numerical model for carrying out measurements on the physical model to assess the flow distribution through the lateral ports. These measurements were carried out with propellers positioned at the mouth of the port in the lock chamber. Anyway, the flow existing each of the 20 ports along one lock wall is not symmetrical with respect to the vertical and horizontal axis of the port because of the velocity component in the secondary culvert as shown on the Figure 3:



*Figure 3: Flow direction in the ports*

Measuring the discharge through the ports the closest to the central flow connection required consequently a particular attention and it could not be performed with one single measurement with the propeller positioned in the port axis. Calculation realized with 3D numerical model gave very valuable data, such as distribution of the flow in every port and allowed to set an appropriate measurement protocol for every port. All this set of data allowed to get an accurate and comprehensive knowledge of the flow conditions in every port and to validate the efficiency of F-E system regarding the flow distribution.

- The upgrading of some components of the F-E system Tender design and especially one of the main culvert valve layouts. The series of tests carried out on the physical model allowed to detect visually that some air was sucked in the main culvert downstream of the valve n°5 (as shown on Figure 4) but not downstream to the valve n°6 while both of them were opened according to the same schedule.



*Figure 4: Air entrainment under valve n°5*

A 3D numerical model of the valve has been implemented. It was validated on the basis of data measured on the physical model (especially pressure) and helped selecting rapidly the most adapted layout to solve the problem. The retained configuration has been installed on the physical model for validation. It finally proved to work perfectly as expected according to the numerical model results. This methodology has permitted in a very short time (i.e. less than 3 months) to ensure the results by cross-checking the data on both model and to optimize the F-E system modification from a financial point of view.

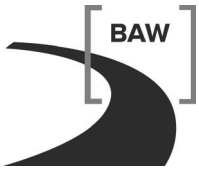
The simultaneous implementation of several numerical models a scale physical model allows to define the Final Hydraulic Design of the Panama Canal Expansion Project in the expected time schedule, each one providing different advantages and allowing to overcome the characteristic limitation of the other.

### 3- Construction status and progress

As of April 2012 the design and construction works have a 22% overall progress. The final designs are 59% advance particularly for the upper and middle chamber of Atlantic and Pacific locks. Excavation of 26 million m<sup>3</sup> of rock and dirt has been done so far which is half of the estimated total amount. The equipment, plant deployment for crushing rock for aggregate and concrete mixing plants are completed. About 600,000 m<sup>3</sup> of concrete has been placed which is close to 14% of total estimated quantities. Reinforced steel is arriving and is being installed and climbing forms are used. The once small model main culverts 8.30 m wide x 6.50 m tall are being formed, its size and area 54 m<sup>2</sup> are impressive to the visitor (see Figure 5). Wagon type valves 4.15 m wide x 6.50 m tall are being fabricated in Korea and the huge rolling gates up to 3,500 tons each are being fabricated in Italy. The Contractor is increasing resources and expects to finish the work on time. The works are advancing and what started has numerical model and small physical model is now becoming a reality and the new third set of locks of the Panama Canal will soon expand the country's service to the maritime world commerce!



Figure 5: Construction progress of Third Set of Locks upper chamber



## Pumpspeicherkraftwerke an Bundeswasserstraßen?

Dipl.-Ing. Sven Wohlfart, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

### 1. Einleitung

Die energetische Nutzung der Wasserkraft hat in Deutschland eine lange Geschichte. Zu Beginn des letzten Jahrhunderts waren zehnfach mehr Wasserkraftanlagen in Betrieb als heute. Hintergrund für den hohen Anteil der Wasserkraftnutzung, speziell im süddeutschen Raum, war die beschränkte Verfügbarkeit von Energierohstoffen und das Dargebot an Wasser bei entsprechender Fallhöhe. Der weitreichende Einsatz von fossilem und nuklearem Brennstoff zur Energieproduktion in großen thermischen Kraftwerken führte allmählich zur Ineffizienz und Aufgabe vieler Standorte auf derzeit knapp 7400 Wasserkraftanlagen (Anderer et. al, 2010).

Mit der Novelle des Erneuerbare-Energien-Gesetzes (EEG 2012, §2) verfolgt die Bundesregierung das Ziel einer Reduktion fossiler und schrittweise Zunahme der erneuerbaren Energien. In den kommenden acht Jahren soll der regenerative Energieanteil auf insgesamt 35 % ansteigen und bis zum Jahr 2050 auf 80% der Stromversorgung ausgebaut werden. Durch die Erhöhung der Einspeisung von fluktuierender, dezentral produzierter Energie steigt der Bedarf an flexibel einsetzbarer Kraftwerksleistung zur Grundsicherung bei Störfällen und zur Kompensation von Leistungsdefiziten. Im Bereich der Wasserkraftnutzung ist mit dem Betrieb von Pumpspeicherkraftwerken (PSW) in unterschiedlichen Konstellationen zu bestehenden und neuen Speicherräumen die Möglichkeit vorhanden, Speicherkapazitäten zur Integration der erneuerbaren Energien bereitzustellen.

### 2. Energiespeicherung mit Pumpspeicherkraftwerken

Die großtechnische Speicherung von Energie wird zurzeit durch vier Anlagenarten in elektrochemischer und mechanischer Form mit unterschiedlichen Wirkungsgraden nach Tabelle 1 (Dena, 2010) bereitgestellt:

*Tabelle 1: Energiespeicher und Wirkungsgrad*

Anlage	Wirkungsgrad
Pumpspeicherkraftwerke	≥ 75 %
Druckluftspeicherkraftwerke	≥ 42 %
Akkumulatoren ((Blei-Säure /Lithium-Ionen)	≥ 57 %
Wasserstoffspeicher	≥ 40 %

Der Einsatzbereich der Energiespeicher ist durch die Speicherkapazität [KWh] und Entladungsdauer [h] definiert. Akkumulatoren zeichnen sich durch ein weites Speicherspektrum im



niedrigen kWh bis zweistelligen MWh Bereich aus. Druckluft- und Pumpspeicherkraftwerke liegen bei einer Kapazität von 10 MWh bis 100 GWh und Wasserstoffspeicher im oberen GWh – Bereich. Momentan steht nur die Pumpspeicherung als ausgereifte und über Jahrzehnte bewährte Technik zur Verfügung. Die anderen Speichertechniken sind (immer) noch in der Phase der Erprobung und Weiterentwicklung. Im Vergleich der Betriebsmittel setzen Druckluft- und Pumpspeicherkraftwerke vorhandene Ressourcen (Luft/Wasser) ein, während Wasserstoffspeicher das Speichermedium Wasserstoff mehrfach zur Speicherung und Energiegewinnung (mit Verlust) umwandeln müssen („Power2Gas2Power“). Bei der Speicherkapazität unterliegen Wasserstoffspeicher jedoch nur geringen Beschränkungen (maximaler Wasserstoffanteil im Gasnetz, Speichergröße) und werden als zukünftige Langzeit-Speichertechnologie angesehen.

PSW dienen der Speicherung temporär überschüssiger elektrischer Energie und deren zeitversetzter Rückgabe bei entsprechendem Bedarf. Durch das Pumpen von Wasser in ein höher gelegenes Oberbecken wird potentielle Energie gewonnen, welche über den Rückfluss des Wassers durch eine Turbine wieder in elektrische Energie zurück verwandelt wird. PSW erzeugen somit keinen zusätzlichen Strom, sondern speichern diesen mit 20 bis 25 Prozent Verlust (reine Pumpspeicherung). Die Wirtschaftlichkeit ist gewährleistet, sobald der Marktpreis für Spitzenstrom die eingesetzten Pumpstromkosten um ein Viertel übersteigt. Der Zeitpunkt ist bei einer gemischten Pumpspeicherung früher erreichbar, wenn der vorhandene natürliche Zufluss in das Oberbecken bei der Pumpstrategie berücksichtigt und für die Energieerzeugung mit herangezogen werden kann. Durch das schnelle Umschalten zwischen Pumpbetrieb und Energieproduktion eignen sich PSW insbesondere zur Bereitstellung von Regelenergie zur Kompensation von Schwankungen bei der Stromproduktion.

### **3. Pumpspeicherkraftwerke, Speicherbecken an Bundeswasserstraßen**

Das Netz an Binnenwasserstraßen in Deutschland hat eine Gesamtlänge von 7350 km, und besteht aus frei fließenden/geregelten (35%), staugeregelten (41 %) Flussstrecken und Kanälen (24 %). Das vorhandene Wasserdargebot wird vielfältig genutzt, vorrangig durch die Schifffahrt und die Kraftwerksbetreiber. Wasserentnahmen für die Wasserversorgung, Landwirtschaft und Industrie greifen in den vorhandenen Abfluss ein und senken den Wasserspiegel. Der Betrieb eines PSW führt zu einer zusätzlichen, stoßartigen Veränderung des Wasserspiegels.

Im Allgemeinen werden PSW mit zwei künstlich angelegten Speicherbecken mit großer Höhendifferenz im Wälzbetrieb, d.h. ohne weiteren Zufluss, betrieben. Bei entsprechenden topographischen und hydrologischen Verhältnissen kann auf das Unterbecken verzichtet werden, wenn stattdessen ein vorhandenes Gewässer als Speicherraum in Verbindung mit einem Oberbecken (Ringdamm, Talsperre), genutzt werden kann. Von den 31 PSW in Deutschland nutzt gegenwärtig nur eines, das PSW bei Geesthacht an der Elbe, eine Bundeswasserstraße als Unterbecken.

### 3.1 Speicherbecken am frei fließenden (geregelten) Fluss

Der frei fließende (geregelte) Fluss, stellt ein komplexes System dar, das ständigen Anpassungen zu hydrologischen, topographischen und flussbaulichen Veränderungen unterworfen ist (Giesecke und Mosonyi, 2009) und dessen Reaktionen auf Veränderungen im Abflussregime ungefiltert weitergeleitet werden. Frei fließende Flüsse sind als Unterbecken für ein PSW nur dann geeignet, wenn die natürlichen Wasserspiegeländerungen nicht übermäßigen Schwankungen unterliegen. Die Entnahme von Wasser für den Pumpbetrieb, führt wie die Einleitung des Turbinenwassers (Bild 1a) zu einer Erhöhung der Wasserspiegelschwankungen, die sich unterhalb der Entnahmestelle in Fließrichtung fortpflanzen können. Die Schwebstoffkonzentration in der Wasserstraße erfordert zudem den Einsatz von Wasserfassungen (Entsander, Einlaufschwelle, Tauchwand, Rechen) zum Schutz des Ein-/Ausleit- Bauwerkes vor Geschiebeeintrag. Eine nachträgliche Dämpfung der durch PSW induzierten Wellen ist nur durch erhebliche Veränderungen im Fließquerschnitt zu erreichen. Dies ist an einer Bundeswasserstraße kaum umsetzbar.

Neben der direkten Einleitung der Pendelwassermenge in den frei fließenden Fluss ist die Anordnung eines seitlichen Beckens im Nahfeld der Wasserstraße möglich (Bild 1b). Die Beaufschlagung eines Unterbeckens im Vergleich zur direkten Einleitung in die Wasserstraße begrenzt das Ausmaß der Wasserspiegelschwankungen auf die Volumendifferenz zum Beckeninhalt. Wasserverluste im Becken, infolge Versickerung und Verdunstung, sind durch die Wasserstraße kompensierbar. Das Becken entspricht dabei einem großen Sandfang, ein Grobrechen vor dem Ein-/Ausleitbauwerk ist ausreichend. Entscheidend sind jedoch die topographischen Verhältnisse am Fluss und die erheblichen Kosten, die durch den Bau eines seitlichen Beckens an einer Bundeswasserstraße zu erwarten sind.

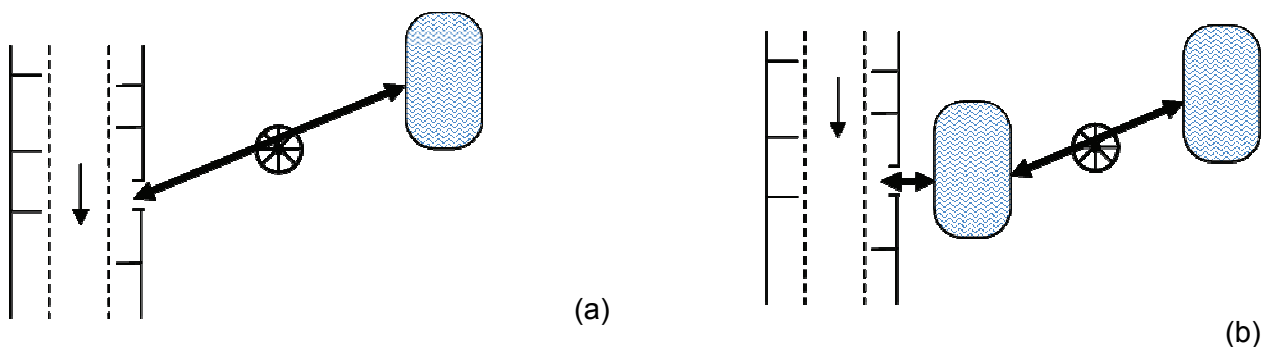


Bild 1: Frei fließender Fluss, Oberbecken (a), Oberbecken mit einem seitlichen Becken (b)

### 3.2 Speicherbecken am staugeregelten Fluss

Nach DIN 4054, wird der Begriff der Stauregelung als Einbau von Staustufen zur Verbesserung der Wasserstandsverhältnisse für die Schifffahrt und/oder zur Wasserkraftnutzung in einem Fluss beschrieben. Staustufen sind mehrteilige Bauwerke und bestehen grundsätzlich aus Wehr- und Schleusenanlage, mit Einbauten zur Fischpassage, Bootsanlage und dem Bauwerk zur Energieerzeugung. Die Stauregelung erfolgt in Abhängigkeit vom Abflussgeschehen über Laufwasserkraftwerke (LWKW) und/oder den bewegliche Verschlüsse der Wehranlage. Betriebsvorgabe für beide Regelorgane ist die Einhaltung des Stauziels im Oberwasser der Staustufe.

In Bild 2a ist der Stauraum eines staugeregelten Flusses als Speicherbecken für den Betrieb eines PSW in Verbindung mit einem separaten Oberbecken dargestellt. Das Ein-/Ausleitbauwerk des PSW ist im Oberwasser der Staustufe, in direkter Nähe zu Wehr und Kraftwerk, angeordnet. Damit ist ein gekoppelter Betrieb zwischen PSW und LWKW bzw. Wehr ohne Berücksichtigung von Fließzeiten möglich. Die Ausbauleistung der Wasserkraftanlagen ist abhängig von der Durchflussmenge und der Fallhöhe des Wassers, sowie dem Gesamtwirkungsgrad. Entscheidender Unterschied zwischen einem LWKW und einem PSW ist, das LWKW das vorhandene Wasserdargebot permanent umsetzen. LWKW nutzen Fallhöhen im ein bis zweistelligen Meterbereich bei einem Abflussspektrum bis zu mehreren 1000 m<sup>3</sup>/s, während PSW durch den Maschinensatz festgelegte Abflüsse für den Pump- und Turbinenbetrieb vorweisen, die im Mittel um den Faktor 10 geringer sind, bei Fallhöhen im dreistelligen Meterbereich. Das Speicherwasser wird nach Bild 2a aus dem gestauten Bereich oberhalb des Kraftwerks entnommen. Dies hat den Vorteil, dass im Abflussspektrum unterhalb des Ausbaudurchflusses des LWKW, der Wasserverlust durch Drosselung der Turbinenleistung kompensiert und das Verfallen des Oberwasserstandes verhindert werden kann. Im Turbinenbetrieb des PSW wird entweder die Turbinenleistung des LWKW erhöht oder die Verschlüsse der Wehranlage zur Übernahme des Abflusses mit herangezogen. Steigt der Zufluss über die Ausbauwassermenge des LWKW an, übernimmt allein das Wehr die Wasserführung. Die Einhaltung des Stauziels ist dann abhängig von der Verstellgeschwindigkeit, dem minimalen Verstellschritt und der Beaufschlagung der Verschlüsse. Bis zur Staulegung, sind die Wasserspiegelschwankungen infolge des PSW-Betriebes durch das Wehr ausgleichbar. Danach stellen sich Bedingungen, wie in Kapitel 3.1 ein, wobei die Speicherwassermenge im Vergleich zum Gesamtabfluss vernachlässigbar ist.

Die (zusätzliche) Einlagerung der Pendelwassermenge eines PSW in der Stauhaltung, ist im begrenzten Umfang durch die Änderung des vorhandenen Stauziels möglich. Wird eine Abweichung des Stauzieles gewährt, so ergibt sich eine Bewirtschaftungslamelle die sich mit dem Zufluss in die Stauhaltung ändert. Reduziert man das Stauziel für das LWKW bzw. das Wehr und lässt eine Überschreitung in der Regelung zu, dann erhält man ein nutzbares Speichervolumen für die Pendelwassermenge des PSW. Um über den regelbaren Abflussbereich das nutzbare Speichervolumen vorhalten zu können, bedarf es einer entsprechend großen Stauzieltoleranz. Bei

einer Stauhaltungskette (Bild 2b) ist die oberste Stauhaltung (Kopfspeicher) für den Betrieb mit einem PSW vorzusehen, da dadurch die Abflussbedingungen und die Schifffahrtsverhältnisse insgesamt verbessert werden können (Bassler, 1971).

Die Kopplung der Betriebsweisen aus PSW und Laufwasserkraft/Wehr als Mehrzweckanlage, bietet die meisten Vorteile bei der Minimierung der Wasserspiegel- und Abflussschwankungen in der Stauhaltung in die ein/ausgeleitet wird und in der unterhalb anschließenden. Die höhere Spitzenenergie des PSW erfordert jedoch eine Berücksichtigung der jeweiligen Pump- und Turbinenzeiten in der Regelung der LWKW und Wehre. So wird es zu Spitzenzeiten dazu führen, dass der Betrieb der LWKW hinsichtlich der Energieausbeute Einbußen erfährt, die jedoch von den höheren Erträgen aus dem PSW-Betrieb ausgeglichen werden.

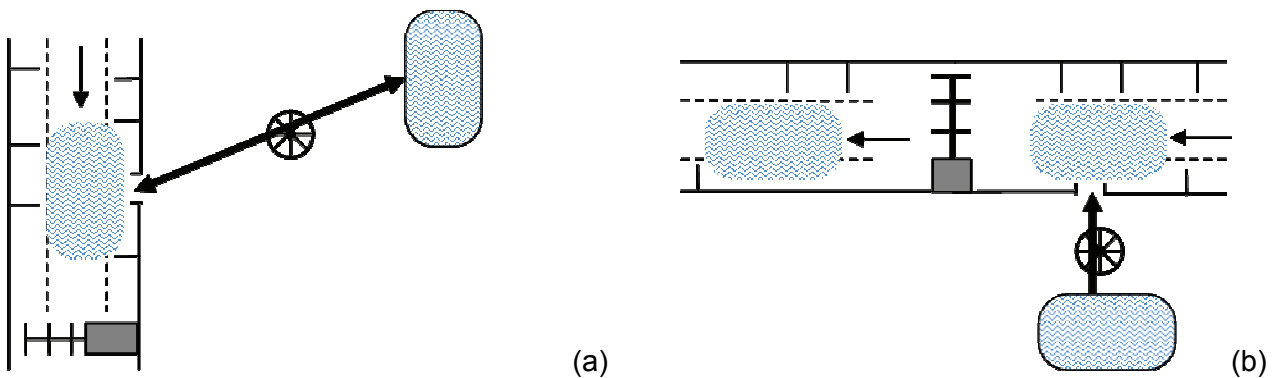


Bild 2: Staugeregelter Fluss, Oberbecken(a), Oberbecken und Stauhaltungskette (b)

### 3.3 Speicherbecken am Kanal

Schifffahrtskanäle sind künstliche Wasserstrassen die in Form von Regelquerschnitten (Trapez, Rechteckprofil und Kombinationen (KRT)) für den Gütertransport angelegt wurden. Der Ausbaugrad unterliegt dem Wandel, da Wassertiefe und Wasserspiegelbreite in Bezug zu sieben Schiffsklassen bemessen werden, die sich in der Größe an der erforderlichen Abladetiefe sowie der gegebenen Schiffsbreite orientieren. Der Mittellandkanal, ein Kanal der Klasse Vb, ist mit einer Länge von mehr als 325 km die längste Kanalstrecke in Deutschland bei einer Breite zwischen 40 m und 50 m und einer Tiefe bis 5 m. Kanalhaltungen haben keinen oder nur geringen natürlichen Wasserzufluss. Die Wasserverluste die durch Schleusungen an einer Kanalstufe entstehen müssen durch Pumpwerke ausgeglichen werden, eine weitere Stauregelung ist nicht vorgesehen.

Der PSW-Betrieb im Kanal nach Bild 3, wird zurzeit für den Elbe-Seitenkanal mit Fallhöhen von 23 m bzw. 35 m untersucht. Speicherbecken sind die zwei Kanalhaltungen im Ober- und Unterwasser der Kanalstufe. Im Vergleich zum staugeregelten Fluss breiten sich

Wasserspiegelschwankungen in Kanälen über die ganze Haltungslänge aus und werden an Querbauwerken reflektiert. Die Überlagerung von Schleusungswellen führen zum Teil schon heute zu Problemen mit Abladetiefen auf der Kanalstrecke. Die Einlagerung der Pendelwassermenge in der Kanalhaltung ist abhängig von der Varianz der Wasserspiegelhöhe, die in Kanalstrecken betriebs- und sicherheitsbedingt (Brückendurchfahrtshöhen) wenig Schwankungsbreite zulässt und durch Windstau beeinflusst ist. Im Vergleich zur staugeregelten Wasserstraße muss der Zeitraum der Umwälzung im PSW-Betrieb schärfer begrenzt werden, um ein Absinken des Wasserspiegels im Kanal zu vermeiden. Durch den teilweise fehlenden Zufluss und infolge der geringen Strömungsgeschwindigkeiten wirken sich Entnahme und Einleitungen nachhaltiger auf Wasserspiegeländerungen aus. Für eine gleichmäßige Verteilung der Pendelwassermenge sind Rohrleitungen über längere Distanzen zu verlegen, da ein Regelungseingriff zur Vermeidung von Wasserspiegelschwingungen fehlt. Bei der Einleitung sind der Rohrquerschnitt und die turbinierte Abflussmenge das Kriterium für Quergeschwindigkeiten die sich auf die Schifffahrtsverhältnisse auswirken. Diese sind nur durch betriebliche Vorgänge reduzierbar, da für Einbauten im Kanal wenig Raum zur Verfügung steht.

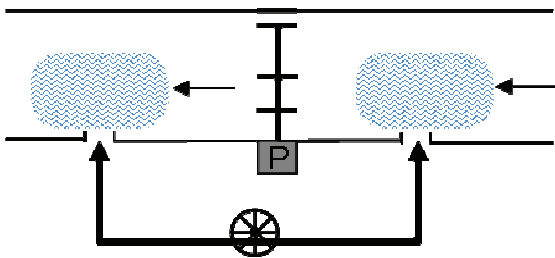


Bild 3: Kette von Kanalhaltungen

#### 4. Einfluss von PSW auf die Wasserspiegellagen

##### 4.1 Schwall und Sunk:

Der intermittierende Betrieb von Pumpspeicherkraftwerken an Bundeswasserstraßen führt zwangsläufig zu Abflussschwankungen die im natürlichen Abflussspektrum so nicht auftreten. Die Abflussspitzen entstehen durch den vorübergehenden hohen Zufluss von Betriebswasser, wenn alle Turbinen unter Vollast stehen oder wenn bei abgeschaltetem bzw. stark reduziertem Kraftwerksbetrieb der Minimalabfluss erreicht wird. Die Häufigkeit von Schwall und Sunk nimmt bei PSW, die zur Regelung des Stromnetzes eingesetzt werden, zu im Vergleich zur Veredelung von Spitzenenergie im tageszeitlichen Betrieb. Zur Ermittlung der Wasserspiegelauslenkung infolge von Schwall und Sunk müssen hydrodynamisch-numerische Modelle eingesetzt werden, die es erlauben die Wellenausbreitung über den gesamten Querschnitt zu erfassen.



## 4.2 Nutzbares Speichervolumen:

Charakteristische Größen von Stauhaltungen wie der Talweg, die Haltungslänge und der benetzte Umfang sind mit der Festlegung eines Stauziels entscheidende Kriterien für die Ermittlung des Speichervolumens. In Kanalhaltungen ist die Berechnung des Speicherinhaltes einfach, da die Form künstlich vorgegeben und der funktionale Zusammenhang zwischen Wasserspiegelverlauf und Speicherinhalt linear ist. In staugeregelten Wasserstraßen ist das Speichervolumen hingegen nicht linear proportional zum Wasserstand, sondern wird durch Staukurven begrenzt, die sich mit dem Zufluss in die Stauhaltung ändern. In Bild 4, sind das Speichervolumen einer Stauhaltung gegenüber dem nutzbaren Speichervolumen für die Pumpspeicherung, über einen Abflussbereich bis 1600 m<sup>3</sup>/s aufgetragen. Das resultierende nutzbare Speichervolumen ist beispielhaft für die Moselstauhaltung Trier berechnet worden. Bei einer Variation des Stauziels von 0,10 m und minus 0,30 m um das Betriebsstauziel, ergibt sich über den Abfluss eine Speicherinhaltslinie für das Stauziel nach der roten Linie aus Bild 4 gegenüber den beiden schwarzen Inhaltlinien bei verändertem Stauziel. Das nutzbare Speichervolumen für ein PSW ist durch die blaue (Stauzieldifferenz 0,10 m) und grüne Speicherlinie (Stauzieldifferenz - 0,30 m) gekennzeichnet und beträgt im jahreszeitlich relevanten Abflussspektrum bis 400 m<sup>3</sup>/s in etwa 0,25 Mio m<sup>3</sup> bis 0,7 Mio m<sup>3</sup> Wasser.

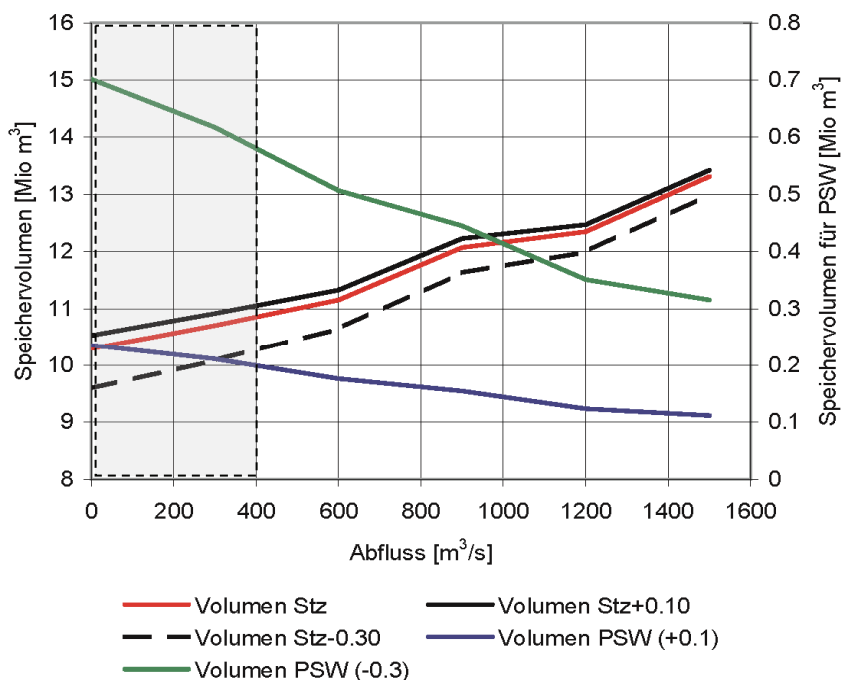


Bild 4: Speichervolumen einer Stauhaltung und nutzbares Speichervolumen für ein PSW

### **4.3 Wasserspiegelschwankungen , Regelungstechnische und bauliche Maßnahmen**

Die automatisierte Abfluss und Stauzielregelung von Staustufen mit LWKW und Wehren ist an der Mosel Stand der Technik und an weiteren Bundeswasserstraßen in der Planung. Die Kopplung von Laufwasserkraftwerken mit dem Betrieb eines PSW ist an Bundeswasserstraßen bisher nicht realisiert. Im Rheinstauraum der RADAG am Oberrhein wurde die erfolgreiche Umsetzung außerhalb der Bundeswasserstraßen bestätigt. Die BAW setzt für die Modellierung der ASR Simulationsmodelle unter Matlab/SIMULINK ein, die für den Betrieb von PSW erweitert werden könnten. Betriebliche Vorgaben, wie beispielsweise die Anpassung der maximalen Turbinendurchflüsse im PSW-Betrieb und deren Auswirkungen auf die Wasserstraße sind durch Simulationen nachzuweisen. Aus den Betriebszeiten bestehender PSW können Ganglinien für Pump- und Turbinenzeiten abgeleitet werden, die als Eingangsdaten für Simulationen dienen. Die Wirtschaftlichkeit ist über die Anbindung des Simulationsmodells an die Strombörse European Energy Exchange (EEX) anhand einer Erweiterung zu MATLAB darstellbar. Bauliche Maßnahmen zur Minimierung der Auswirkungen von Ein- und Ausleitungen eines PSW können durch die Aufweitung des Austrittsquerschnitts, die Vergrößerung des Fließweges (Umlenkung in Fließrichtung und entgegen) und durch Einbauten, wie Prall-, Leit- und Schlitzwänden oder Grundschnellen erreicht werden. In der BAW wurden von Stauder und Gehrig (1968) für das geplante PSW Bremm an der Mosel umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Anhand von Modellversuchen zur Gestaltung des Entnahmebauwerks konnte unter den damaligen Randbedingungen nachgewiesen werden, dass eine Bauwerksform mit teilweise durchbrochener Leitwand über eine Länge von 400 m zu Strömungsverhältnissen führt, die für die Schifffahrt im gesamten Abflussbereich tragbar sind.

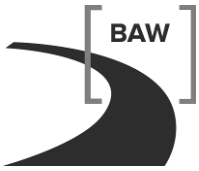
### **5. Fazit**

Pumpspeicherkraftwerke als Energiespeicher für erneuerbare Energien werden nach Art der Einspeisung und der Vergütung am Strommarkt geregelt. Heutige PSW sind überwiegend seit Jahrzehnten im Einsatz, wurden für den Tagesspeicherbetrieb ausgelegt und müssen für die neuen Anforderungen ertüchtigt werden. Der Betrieb eines PSW erfolgt, wie auch bei anderen Wasserkraftanlagen, innerhalb eines komplexen Rechtsrahmens der Wassergesetze des Bundes und der Länder. Restriktionen bezüglich Mindestwasserführung, sicheren Anlagenbetrieb, Hochwasserschutz und weitere Umweltauflagen belastet die Umsetzung von Projekten zusätzlich. Die schon heute vielfältige Nutzung der Wasserstraße in Kombination mit einer zusätzlichen Energiespeicherung durch PSW lassen bei eingeschränktem Ausbaupotenzial nur wenige Standorte zu. Für die Einhaltung der Schifffahrtsverhältnisse wären separate Speicherbecken entlang der Wasserstraße zur Minderung des stoßartigen Betriebs von PSW ein Kompromiss gegenüber größeren baulichen Maßnahmen innerhalb der Wasserstraße. Für beides sind die Bedingungen am frei fließenden (geregelten) Fluss selten gegeben. In Stauhaltungen sind PSW über einen kombinierten Betrieb mit bestehenden Laufwasserkraftwerken und Wehren integrierbar. Eine angepasste und erweiterte Abfluss- und Stauzielregelung, die die Energiespeicherung und Produktion unter Wahrung der Belange der Schifffahrt einhält, ist dazu notwendig. Speichervorteile

ergeben sich bei der Nutzung von Stauhaltungsketten als Unterbecken eines PSW. Kanalhaltungen haben noch weiter reichende Restriktionen bezüglich der Wasserkraftnutzung, da während der Planung ausschließlich schiffahrtsrelevante Faktoren (schiffsbezogene Abladetiefen, Durchfahrtshöhen, Kanalbreiten und Schleusenanlagen) die Dimensionierung beeinflussten. Die Lamelle der tolerierbaren Wasserspiegelschwankungen und das nutzbare Speichervolumen in Kanälen sind dementsprechend eng gefasst. Eine generelle Aussage zu den Auswirkungen eines PSW auf die Schifffahrtsverhältnisse ist nicht möglich und hat daher standortspezifisch zu erfolgen.

## Literatur

- Anderer, P/ Dumont, U./ Heimerl, S./ Ruprecht, A./ Wolf-Schumann, U (2010):  
Das Wasserkraftpotenzial in Deutschland, WasserWirtschaft, Heft 9.
- Bassler, F/ Bauer, L./Fuchs, H./ Gehrig, W/ Müller, J/ Stauder, H (1973): Pumpspeicherkraftwerke  
an schiffbaren Wasserstraßen,
- Dena (2010): Analyse der Notwendigkeit des Ausbaus von Pumpspeicherwerken und anderen  
Stromspeichern zur Integration der erneuerbaren Energien, Abschlussbericht.
- Giesecke, J., Mosonyi, E. (2009): Wasserkraftanlagen, Planung, Bau und Betrieb, Springer Verlag.
- Stauder, H/ Gehrig, W (1972): Modellversuche zur Gestaltung des Entnahme- und  
Rückgabebauwerkes des Langzeitpumpspeicherwerkes Bremm an der Mosel sowie über  
die Auswirkungen des Pumpen- und Turbinenbetriebes auf die Stauhaltung Fankel,  
unveröffentlicht
- The MathWorks (2011): Matlab/SIMULINK Version R2011b, <http://www.matlab.de>.



## Standardisierung der Wehre am Neckar

Dipl.-Ing. Björn Berlenbach, Amt für Neckarausbau Heidelberg

### 1. Der Neckar

Die Bundeswasserstraße Neckar hat eine Länge von 203 km. Die Fallhöhe von 160 m auf dieser Strecke wird über 27 Staustufen abgebaut, die mit insgesamt 85 Wehrverschlüssen den Stau halten. Die Hydrologie des Neckars zeichnet sich durch einen sehr starken Anstieg der Abflüsse vom Mittelwasser zum Hochwasser aus. Die Abflüsse eines 100 jährlichen Hochwassers liegen in Stuttgart bei 1.205 m<sup>3</sup>/s und in Heidelberg bei 2.805 m<sup>3</sup>/s.

Die Wehre am Neckar haben in der Regel 3 Wehrfelder. Das größte Wehr besteht aus sechs Wehrverschlüssen, das kleinste aus zwei.

### 2. Das Projekt „Standardisierung der Wehre am Neckar“

Das Projekt besteht aus sieben Teilaufgaben. Diese sind die Bestandsaufnahme, die Zusammenstellung von Planungsgrundlagen, die Auswahl von Vorzugsverschlüssen, die Entwicklung von Ausführungslösungen zum Massivbau und der Energieumwandlung, die Auswahl von geeigneten Antriebssystemen sowie Elektro- und Steuerungstechnik. Die siebte Aufgabe ist die Optimierung von Arbeitssicherheit, Betrieb und Unterhaltung, die in jedem der vorangegangenen Schritte berücksichtigt werden muss.

Derzeit ist die Bestandsaufnahme abgeschlossen. Die Zusammenstellung der Planungsgrundlagen muss die Frage klären in wie weit es für die Wehranlagen nach einer Grundinstandsetzung einen Bestandsschutz geben kann. Dieses Thema wird aktuell von der BAW bearbeitet. Eine Pauschalaussage wird es jedoch zu dieser Fragestellung nicht geben, vielmehr müssen gefundene technische Lösungen in diesem Kontext überprüft werden.

Die Auswahl von Vorzugsverschlüssen wurde vor kurzem abgeschlossen und wird im Folgenden weiter vertieft.

### 3. Vorzugsverschlüsse am Neckar

Für die Auswahl von Vorzugsverschlüssen mussten in einem ersten Schritt die wesentlichen Bewertungskriterien festgelegt werden. Hier wurden zwei Gruppen gebildet. Erstens die maßgeblichen Einflussfaktoren, die auf einen sicheren Betrieb der Anlage eingehen und die maßgeblichen Randbedingungen, die sich an der Wirtschaftlichkeit orientieren. Fragen zur hydraulischen Leistungsfähigkeit sind nicht bewertungsrelevant, da die Verschlüsse bei Hochwasser vollständig aus dem Stau gefahren sind und am Hochwassergeschehen nicht mehr beteiligt sind. Statische Anforderungen sind von jedem Verschluss zu erfüllen und können auch mit jedem Verschluss realisiert werden.



### 3.1 Maßgebliche Einflussfaktoren

Maßgebliche Einflussfaktoren sind die natürlichen Einwirkungen aus Vereisung, Geschwemmsel sowie die Beeinträchtigungen durch Taubenkot mit seinen gesundheitsbedenklichen Folgen.

#### Vereisung

Die letzten starken Winter am Neckar haben gezeigt, dass die Vereisung zu zweierlei negativen Auswirkungen an den Verschlüssen führt. Zum Einen kann es zu Eisbildung auf der Verschlussoberfläche kommen, die aus konstruktiven Mängeln herrührt oder durch Undichtigkeiten infolge Verschleißes der Dichtungen begründet ist.



*Bild 1: Eisbildung auf einem Verschluss*



*Bild 2: Eisbildung durch defekte Seitendichtung*

Diese Eisbildung stellt eine erhebliche Zusatzlast dar, die bis zu 20 % des Verschlussgewichtes ausmachen kann und bei den aktuellen Bemessungen so nicht berücksichtigt wird. Zum Anderen kann eine Eisbildung in den Pfeilernischen dazu führen, dass der komplette Fahrweg blockiert ist. Die Ursachen hierfür können nur schwer durch konstruktive Gegenmaßnahmen verhindert werden. Vielmehr ist dieses Problem systemimmanent.



Der in Bild 3 dargestellte Eiskörper macht eine Bewegung des Verschlusses unmöglich. Auch der Zugang für das Betriebspersonal ist erheblich erschwert. Realistischer Weise kann der Verschluss erst wieder betrieben werden, wenn er aufgetaut ist.

Damit sind Verschlüsse, die Pfeilernischen benötigen, nicht optimal, wenn mit Eisbildung zu rechnen ist.

*Bild 3: Vereisung in der Nische*

### **Geschwemmsel**

Bedingt durch das Einzugsgebiet des Neckars, das zu einem großen Teil bewaldet ist, führen die regelmäßigen Hochwässer erhebliche Mengen an Geschwemmsel mit sich. Unter Geschwemmsel sind Baumstämme, Äste und Zweige, aber auch Plastikabfälle und andere unliebsame Beimengungen zu verstehen, die das Geschwemmsel in seiner Gesamtheit zu Müll machen. Wie bei der Vereisung gibt es auch beim Geschwemmsel zwei negative Einflüsse auf die Wehranlagen. Das Geschwemmsel lagert sich in den Verschlüssen oder den offenen Aussteifungskonstruktionen ab und führt zu erheblichen Zusatzgewichten. Am Neckar wurde schon Geschwemmsel aus Verschlüssen entfernt, das bis zu 30 % des Verschlussgewichtes ausmachte. Auf diese Zusatzlasten sind die Konstruktionen derzeit nicht bemessen. Durch konsequentes konstruktives Ausbilden der Verschlüsse kann die Ablagerung von Geschwemmsel auf ein erträgliches Maß reduziert werden.



*Bild 4: Geschwemmsel im Stauschnabel einer Walze*

Das Geschwemmsel kann sich aber auch in den Nischen ablagern und dadurch den Fahrweg des Verschlusses blockieren. Diese Behinderung kann nur unter sehr hohem Aufwand von der Unterhaltung wieder beseitigt werden.



*Bild 5: Baustamm in der Nische*

Auch gegenüber den Anforderungen, die durch Geschwemmsel an Verschlüsse gestellt werden, sind nischenbehaftete Verschlüsse nicht optimal.

### Taubenkot

Taubenkot stellt ein zunehmendes Gesundheitsproblem in der Unterhaltung dar. Die durch Taubenkot verunreinigten Verschlüsse und Antriebshäuser können erst nach einer sehr aufwändigen Reinigung betreten werden. Vorher ist ein Ganzkörperschutz mit Atemmaske anzulegen.

Auch bei diesem Problem zeigt sich, dass Verschlüsse mit Nischen nicht optimal sind. Zusätzlich zeigt sich, dass mechanische Antriebe mit Hubketten ebenfalls nicht optimal sind, um einen arbeitssicheren Arbeitsplatz in den Antriebshäusern zu garantieren.

### 3.2 Maßgebliche Randbedingungen

Die maßgeblichen wirtschaftlichen Randbedingungen sind die Herstellungskosten, die Unterhaltungskosten und die Auswirkungen auf Optimierungsprozesse wie die Fernbedienung der Anlagen. Die Herstellungskosten wurden im Rahmen einer Konzeption für das Wehr Neckarsulm erarbeitet. Die Kosten bilden die am Neckar üblichen Randbedingungen ab.

Für die Ermittlung der Unterhaltungskosten der einzelnen Verschlüsse wurden die Betriebsabrechnungen der WSD Südwest (BAR) aus den Jahren 2001 bis 2008 analysiert.

Fernbediente Anlagen müssen eine hohe Einsatzsicherheit besitzen und störungsunanfällig sein, damit sich die wirtschaftlichen Vorteile der Fernbedienung vollständig einstellen können.

Die Bewertung der Fernbedienbarkeit ergibt sich aus den oben beschriebenen maßgeblichen Einflussfaktoren. Das Hubschütz schneidet hinsichtlich der Fernbedienbarkeit schlecht ab, weil dieser Verschluss durch die vorhandenen Nischen störungsanfällig ist. Rein technisch sind jedoch alle neu errichteten Verschlüsse fernbedienbar.

	<b>Drucksegment</b>	<b>Hubschütz</b>	<b>Fischbauchklappe</b>	<b>Sektor</b>	<b>Schlauch</b>
<b>Herstellungskosten [Verhältnis zu billigster Lösung]</b>	119%	130%	151%	163%	100%
<b>Unterhaltungskosten [€/m<sup>2</sup> Stauwandfläche]</b>	44	194	300	175	38 <i>geschätzt</i>
<b>Fernbedienbarkeit</b>	++	--	++	++	++

Tabelle 1: maßgebliche Randbedingungen

### 3.3 Ergebnis

Aus den dargestellten Fakten ergeben sich das Drucksegment und der Schlauch als Vorzugsverschlüsse der Projektgruppe „Standardisierung der Wehre am Neckar“.

#### **4. Wichtige konstruktive Festlegungen**

Im Rahmen der Analyse der Bestandsaufnahme konnten erste wichtige konstruktive Festlegungen getroffen werden. Diese Festlegungen berücksichtigen die Schäden und Betriebsprobleme an den Verschlüssen am Neckar aus den letzten 80 Jahren.

##### **Freibord 35 cm über dem oberen Betriebswasserstand**

Verhindert ein „Überschwappen“ des Wassers über den Verschluss, was zu Eisbildung führen kann.

##### **Die Aufsatzklappe muss über die Verschluss hinterkante hinausragen**

Verhindert ein Gefrieren von überschwappendem bzw. überfallendem Wasser

##### **Aussteifung als Hohlkasten**

Verringert die Geschwemmselansammlung. (Fachwerke ungeeignet).  
Zulaufröffnungen mit Gittern sichern. Verringert den Eintrag von Geschwemmsel.

##### **Verwendung von T-Trägern**

Es sollten T-Träger oder nach unten geneigte Profile verwendet werden, so dass das Wasser und der Dreck von den Stahlbauteilen ablaufen kann. Dies führt zu einer Verringerung der Korrosion und des Reinigungsaufwandes für die Bauwerksinspektion.

##### **Auf gute Zugänglichkeiten achten**

Gute Zugänglichkeit -> gute Inspektion -> gute Unterhaltung -> lange Lebensdauer

##### **Keine kombinierten Antriebe für Aufsatzklappe und Verschluss**

Bei Blockade der Klappe kann der ganze Verschluss bei kombinierten Antrieben nicht gefahren werden. Eine Analyse der Risiken empfiehlt getrennte Antriebe für Aufsatzklappe und Verschluss.

##### **Vermeidung von Edelstahl**

Verwendung von Granit scheint erfolgversprechend.

##### **Kein Öl auf das Wasser bringen**

Die Aufsatzklappen werden mit EHZ angetrieben. (Überprüfung steht noch aus)

##### **Verwendung einer Jamborschwelle**

Verringert die Verschlussgröße (Kosten) und den Unterhaltungsaufwand. (Überprüfung steht noch aus).

### 5. Ausblick

Die Projektgruppe hat begonnen in Zusammenarbeit mit der BAW einen Entscheidungsbaum zur Instandsetzung bzw. zum Neubau von Wehren zu entwickeln, der den massivbaulichen Zustand der Wehranlage berücksichtigt. Hier liegen noch keine Ergebnisse vor. Das nachfolgende Schema stellt nur die aktuellen Gedanken zu diesem Thema dar, die in der weiteren Arbeit der Projektgruppe vertieft werden müssen.

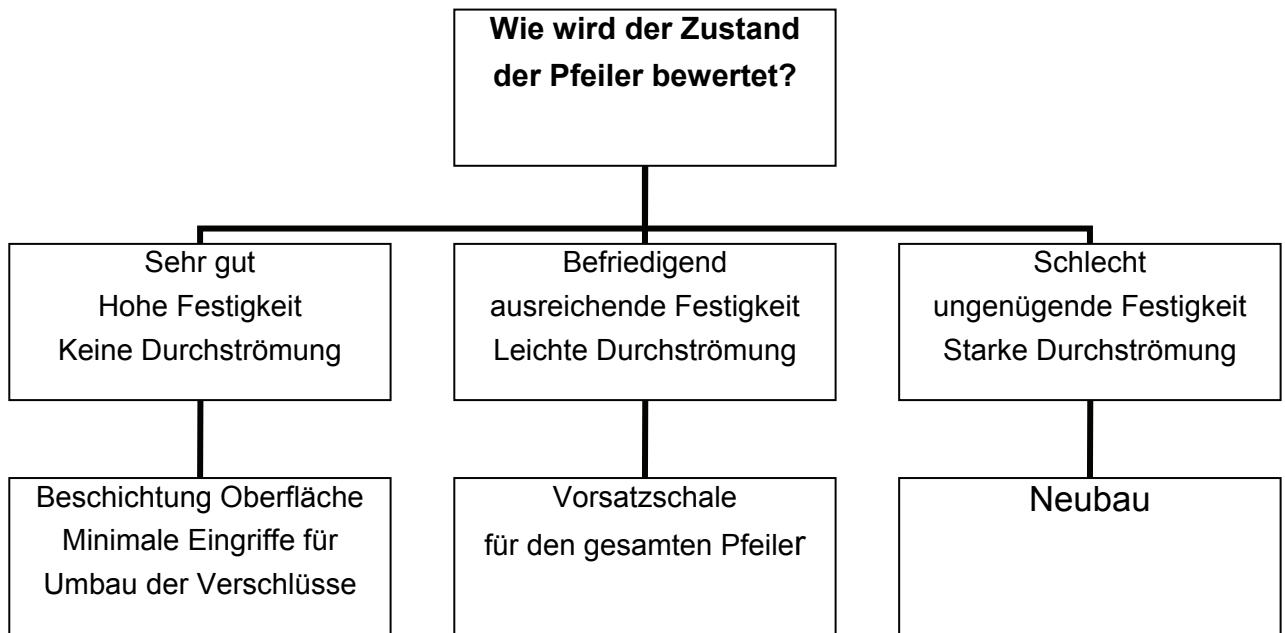


Bild 6: Entscheidungsbaum für eine Pfeilerinstandsetzung



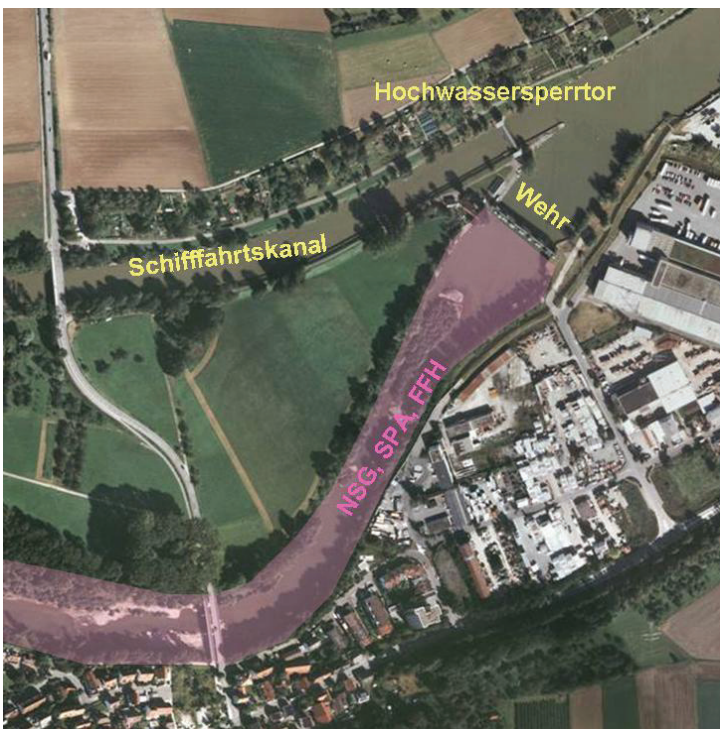
## Ersatzneubau der Wehranlage Beihingen am Neckar

Dr.- Ing. Andreas Rathgeb, Amt für Neckarausbau Heidelberg

### 1. Vorstellung der bestehenden Wehranlage

#### 1.1 Örtliche Verhältnisse

Die Wehranlage Beihingen ist Bestandteil der Staustufe Pleidelsheim. Sie wurde in den Jahren 1913 bis 1915 im Zusammenhang mit dem Bau des Kraftwerkskanals und des Kraftwerkes Pleidelsheim errichtet und ist damit die älteste Wehranlage am schiffbaren Neckar.



Das Wehr liegt im Altarm des Neckars, ca. 100 m flussabwärts des Abzweigs zum heutigen ca. 2,5 km langen Schifffahrtskanal mit anschließendem ca. 2 km langem Kraftwerkskanal, inmitten eines Landschaftsschutzgebietes. In unmittelbarer Nachbarschaft zum Wehr befindet sich das Hochwassersperrtor Beihingen, über das der Schifffahrtskanal hochwasserfrei gehalten wird (Bild 1).

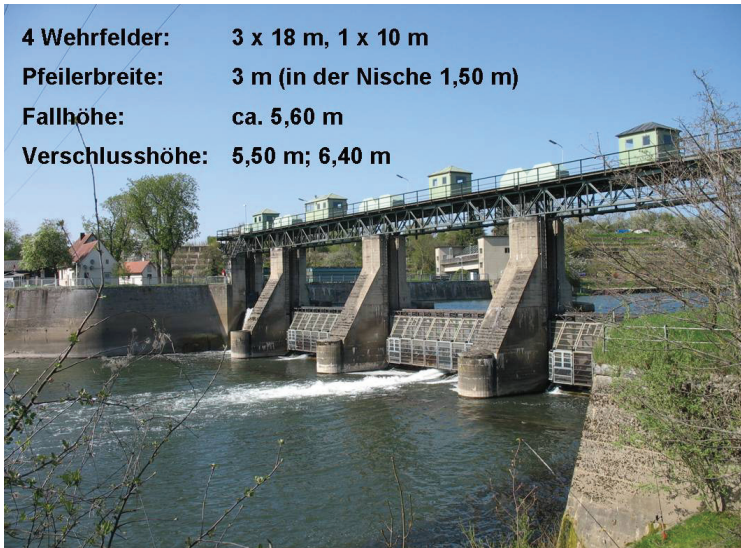
Bild 1: Lage der Wehranlage mit Schutzgebieten (Luftbild)

Direkt an die Wehranlage grenzen weitere Schutzgebiete an:

- Naturschutzgebiet (NSG) 1.078 „Altneckar“
- Vogelschutzgebiet (SPA) 7021401 „Pleidelsheimer Wiesental mit Altneckar“
- Flora-Fauna-Habitatgebiet (FFH) 7021342 „Nördliches Neckarbecken“

## 1.2 Konstruktion

Die bestehende Wehranlage Beihingen verfügt über insgesamt 4 Wehrfelder (Bild 2).



Die Wehrfelder I bis III sind mit Rollschützen ausgerüstet. Der Verschluss von Wehrfeld IV ist ein Hakendoppelschütz. Die Antriebe sind auf einem Fachwerksteg, der als Einfeldträger auf den Pfeilern gelagert ist, angeordnet. Die Pfeiler sind flach auf den Fels gegründet.

*Bild 2: Ansicht der Wehranlage von UW*

## 1.3 Hydraulische Verhältnisse

In der Regel ist das Wehr nahezu vollständig geschlossen. Bis auf eine Mindestwassermenge wird der gesamte Abfluss über den Schifffahrtskanal abgeführt. Dementsprechend herrschen im Unterwasser (UW) relativ geringe Abflusstiefen vor.

Die hydraulische Leistungsfähigkeit der Staustufe wird wesentlich von den hydraulischen Randbedingungen im Altarm bestimmt. Bereits bei Hochwassern mit einer Jährlichkeit kleiner  $HQ_5$  sind alle Verschlüsse aus dem Stau gefahren. Beim Bemessungsabfluss  $HQ_{100} = 1.550 \text{ m}^3/\text{s}$  liegt der Unterwasserstand ca. 2 m über dem Oberwasser (OW) - Normalstau.

## 2. Machbarkeitsstudie bezüglich Grundinstandsetzung oder Ersatzneubau

### 2.1 Veranlassung und wesentliche Untersuchungsinhalte

#### Veranlassung

Die Wehrverschlüsse und der Wehrsteg befinden sich in einem schlechten Zustand. An allen Bauteilen sind Korrosionsschäden zu verzeichnen. Stellenweise sind plastische Verformungen infolge Unterdimensionierung vorhanden. Sanierungsarbeiten sind aufwändig, weil der alte Stahl nicht schweißbar ist. Der Betrieb der Anlage ist mit hohem Unterhaltungsaufwand verbunden, da sich bei Hochwassern Geschwemmsel in erheblichem Maße in der Konstruktion verfängt. Beim Stahlwasser- und Stahlbau besteht dringender Handlungsbedarf.

Für die Betonkonstruktion wurde von der BAW unter Voraussetzung substanzerhaltender Maßnahmen Instandsetzungsmaßnahmen eine Restnutzungsdauer der Wehranlage von ca. 30 – 40 Jahren (Stand Jahr 2000) angenommen.

Aus diesem Grund wurde vom Amt für Neckarusbau Heidelberg (ANH) die Fichtner Water & Transportation GmbH (FWT) mit der Erstellung einer Machbarkeitsstudie zur Bewertung der technischen und wirtschaftlichen Machbarkeit einer Grundinstandsetzung der bestehenden Wehranlage sowie einem Ersatzneubau der Wehranlage an dem vorhandenen Standort beauftragt. Bei der Bewertung der Grundinstandsetzungsvarianten wurde die BAW zu Rate gezogen.

### **Grundinstandsetzung - Ersatzneubau**

Es zeigte sich, dass eine Grundinstandsetzung der Wehranlage nicht zielführend ist. Für eine wesentliche Verlängerung der Restnutzungsdauer hätten massive Eingriffe in die alte Pfeilerkonstruktion erfolgen müssen, was mit erheblichen baulichen Risiken (Betrieb der Altanlage) und einem immensen Kostenaufwand verbunden gewesen wäre. Daher wird ein Ersatzneubau weiterverfolgt.

### **Standortwahl**

Prinzipiell stehen für einen Neubau drei Standortvarianten – im Oberwasser, in der bestehenden Achse, im Unterwasser - zur Verfügung. Die neue Wehranlage soll im OW errichtet werden, da diese Lage die geringsten Eingriffe in die Schutzgebiete verursacht und keine bauzeitlichen Risiken für den Betrieb der Altanlage birgt.

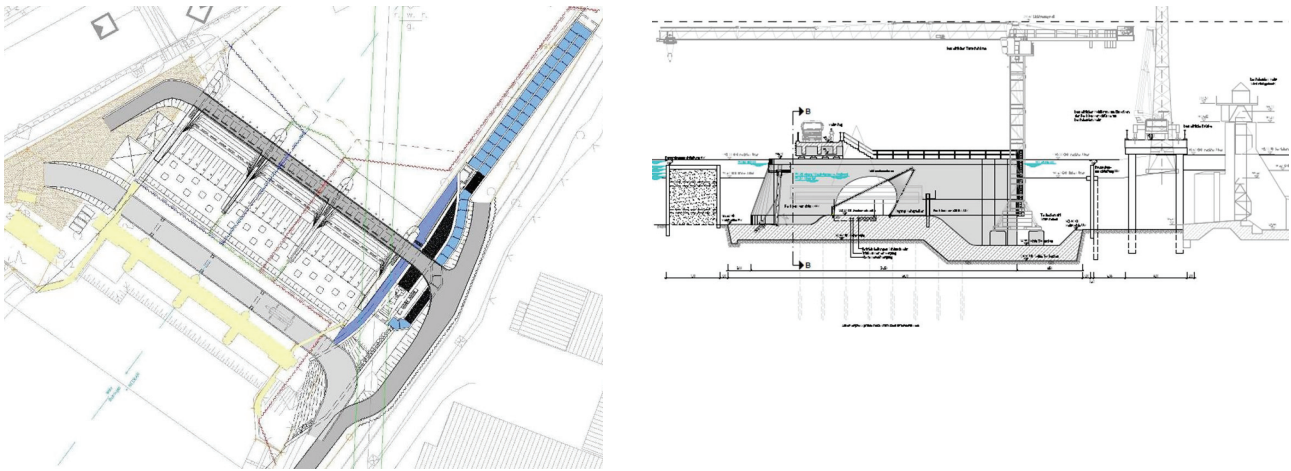
### **Verschlussystem**

Mit Hilfe einer Bewertungsmatrix mit technischen Entscheidungskriterien wurden als Vorzugsverschlüsse das Drucksegment mit Aufsatzklappe und der Schlauchverschluss ermittelt. Aufgrund der geringeren Investitionskosten und des zu erwartenden geringeren Unterhaltungsaufwands erweist sich hierbei der Schlauchverschluss als günstiger.

### **2.2 Vorzugslösung: Neubau eines dreifeldrigen Schlauchwehrs im Oberwasser**

Die neue Wehranlage mit drei identischen Wehrfeldern soll im Abstand von ca. 50 m zur Altanlage entstehen (Bild 3). Durch den Einbau einer Jamborschwelle (Höhe 1,20 m) ergibt sich eine Verschlusshöhe von ca. 4,70 m zzgl. Freibord.

Eine befahrbare Wehrbrücke ermöglicht den Verschlusswechsel und das Setzen von OW- und UW-Revisionsverschluss mittels Autokran. Durch den Anschluss der Brücke an beide Ufer ist die Zugänglichkeit jederzeit sichergestellt. Am rechten Ufer werden die Betriebsgebäude angeordnet. Am linken Ufer soll eine Fischaufstiegsanlage erstellt werden. Zudem sollen bauliche Vorkehrungen getroffen werden, die die Installation einer Restwasserkraftanlage ermöglichen. Die Bauzeit wurde zu ca. 4,5 Jahren abgeschätzt.



*Bild 3: Lageplan und Längsschnitt des Schlauchwehrs mit 3 Feldern à 24 m  
 (Quelle: Machbarkeitsstudie, bearbeitet durch FWT)*

### 3. Beratung durch die BAW

#### 3.1 Untersuchungsprogramm

Durch die Begleitung der bislang durch die WSV durchgeführten Schlauchwehrprojekte und zusätzliche Forschungsarbeit liegen bei der BAW umfangreiche Erfahrungen hinsichtlich der Bemessung und Konstruktion sowie eine entsprechende Marktübersicht für den Bau von Schlauchwehren vor. Vor diesem Hintergrund ist der Bau eines Schlauchwehrs in der genannten Größenordnung an einer Großschiffahrtsstraße eine technisch machbare und wirtschaftliche Lösung, die für den Schiffsbetrieb keine Nachteile mit sich bringt.

Für das Schlauchwehr im Allgemeinen und die Wehranlage Beihingen im Speziellen besteht jedoch Untersuchungsbedarf. Aus diesem Grund wurde die BAW mit weiterführenden Untersuchungen beauftragt, u.a.:

- Untersuchungen zur Höhe einer Jamborschwelle zur Minimierung der Verschlusshöhe
- Untersuchung / Begutachtung / Optimierung der Planung im Hinblick auf Hochwasserabfuhr (auch bauzeitlich), Schifffahrtsverhältnisse und Wirtschaftlichkeit
- Numerische Untersuchungen für Füll- und Entleersystem, Ausstattung und Betriebsweise eines Schlauchwehrs
- Prüfung der Eignung von Schlauchverschlüssen (inkl. Themenkomplex Eisdruck, Betrieb bei Eis)



Voruntersuchungen zur Jamborschwellenhöhe und Grundsatzuntersuchungen zur Tosbeckengeometrie werden im physikalischen Modell (Versuchsrinne) durchgeführt. Für die Optimierung der Wehrgeometrie und die Untersuchungen der Hochwasserabfuhr wurde ein physikalisches Modell (Vollmodell) im Maßstab 1:30 errichtet.

### 3.2 Erste Ergebnisse

#### Jamborschwelle (Voruntersuchung)

Für eine Wehrgesamtbreite von 70 m verursacht eine Jamborschwelle von 1,20 m Höhe bei  $HQ_{100} = 1550 \text{ m}^3/\text{s}$  einen Aufstau von ca. 5 – 6 cm gegenüber dem Wasserspiegel bei unverbaute Sohle. Gegenüber dem alten Wehr (Gesamtbreite 64 m, Schwellenhöhe Wehrfeld I-III 0,5 m) wird eine Steigerung der hydraulischen Leistungsfähigkeit erwartet. Die endgültige Klärung folgt im Vollmodell.

#### Tosbeckengeometrie

Eine Tosbeckenlänge von 13 m ab Hinterkante Schlauchablagetisch wird als ausreichend erachtet. Eine Eintiefung des Tosbeckens von 1 m bewirkt eine Reduktion der Fließgeschwindigkeiten im Unterwasser und damit eine konstruktive Sicherheit.

#### Hochwasserspiegellagen

Die Untersuchungen für den Istzustand und verschiedene Bauzustände sind abgeschlossen. Es können folgende Ergebnisse festgehalten werden:

- Für das  $HQ_{100}$  ergibt sich im Bauzustand ein nicht unerheblicher Aufstau gegenüber dem Istzustand von ca. 60 cm (n – Fall) bzw. von ca. 30 cm ((n – 1) – Fall), wobei der Bauzustand „Baugrube am rechten Ufer“ maßgebend ist (siehe Bild 4).
- Durch Optimierung der Baugrubenform kann eine Reduzierung der Wasserspiegellage in der Größenordnung von ca. 10 cm erreicht werden (in obigen Werten bereits berücksichtigt).

Die ermittelten Wasserspiegellagen dienen als Startwerte für numerische Wasserspiegelberechnungen entlang der Stauhaltung. Es folgt eine Abstimmung mit dem Land Baden-Württemberg bzw. den Anliegergemeinden hinsichtlich der bauzeitlichen Hochwassersicherheit. Es wird davon ausgegangen, dass Maßnahmen zur Reduzierung der bauzeitlichen Hochwasserspiegellagen bzw. temporäre Hochwasserschutzmaßnahmen ergriffen werden müssen.



Wasserspiegelhöhen im OW bei km 153,350 (Neuer OW-Pegel) bei Ist-Zustand (n und n-1) und Bauphase 2, Var. 1 (OK Baugrube NN+192,25 m) für HQ<sub>5</sub> bis HQ<sub>Extrem</sub>

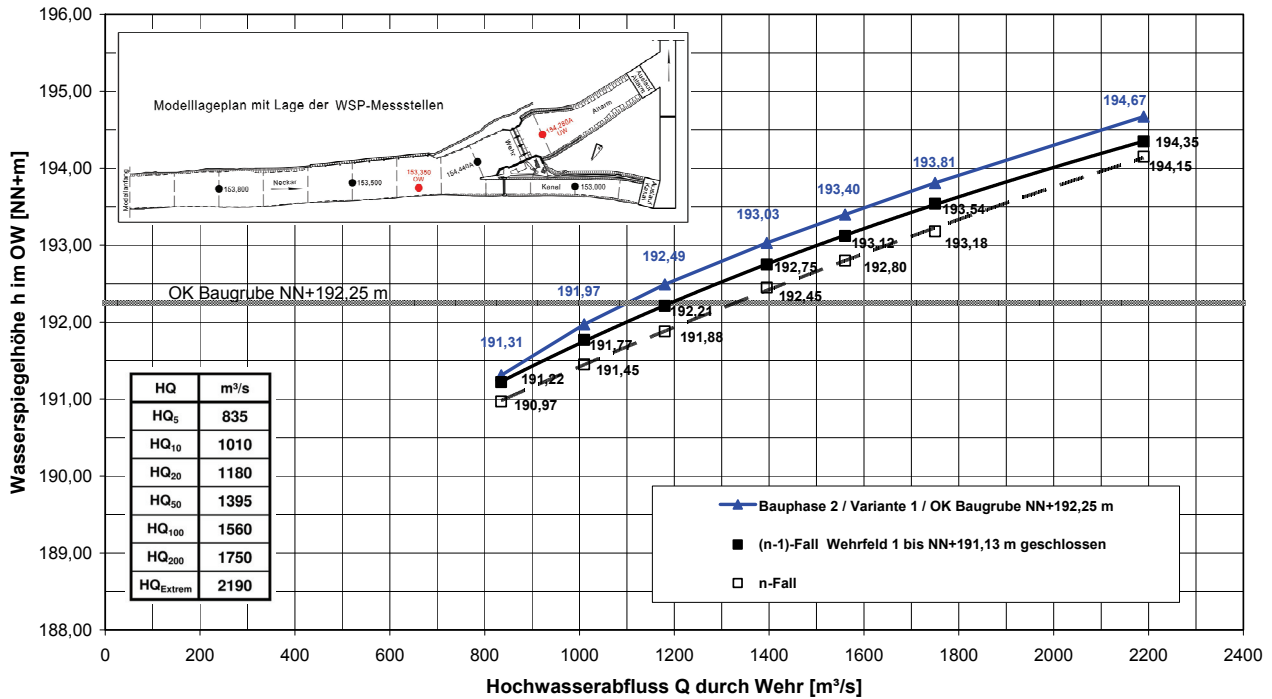


Bild 4: Wasserspiegellagen für Bauzustand und Istzustand (Quelle BAW)

#### 4. Weiteres Vorgehen und Ausblick

Derzeit sind folgende Vorgänge in Arbeit:

- Weiterführung der Untersuchungen durch die BAW
- Erarbeitung eines Ingenieurvertrags für Planungsleistungen
- Weitere Abstimmung mit den Landesbehörden, Gemeinden
- Klärung rechtlicher Belange (Restwasserkraftanlage, Genehmigungsverfahren)
- Klärung der Problematik „Fischabstieg“ über die Wehranlage

## Schlauchwehre: Zur Formfindung, Berechnung und Bemessung der Membran

Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe  
 Dipl.-Math. techn. Anne Maurer, Karlsruher Institut für Technologie  
 Prof. Dr.-Ing. Karl Schweizerhof, Karlsruher Institut für Technologie

### 1 Einleitung

Schlauchwehre sind eine Alternative zu konventionellen Stahlwasserbauverschlüssen und werden als hydraulisches System allein durch das Ein- und Ausleiten von Luft oder Wasser gesteuert. Während die Lastabtragung im Feld in Umfangsrichtung erfolgt, entstehen im Anschluss an die Wehrpfeiler bzw. -wangen Falten und dadurch zweiaxiale Spannungszustände.



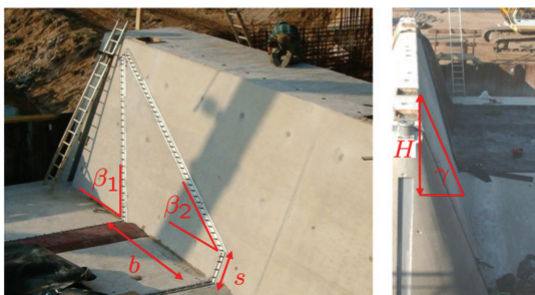
Bild 1: *Verschiedene Befestigungssysteme: (a) Luftfüllung mit senkrechten Wehrwangen, (b) Wasserfüllung mit senkrechten Wehrwangen, (c) Wasser- und Luftfüllung mit geneigten Wehrwangen und (d) Wasserfüllung mit geneigten Wehrwangen*

Die Ausbildung der Falten ist von der Lage der Klemmschienen, der Neigung der Wehrwangen bzw. -pfeiler sowie von der Geometrie der Membran abhängig (s. Bild 1:). Je größer die Wehrhöhe und damit die Membrandicke, umso stärker wirkt sich dabei auch die Biegesteifigkeit des Materials aus. Im Rahmen einer Kooperation mit dem Institut für Mechanik des Karlsruher Institutes für Technologie (KIT) wurden Parameterstudien mit nichtlinearen Finite-Elemente (FE)-Analysen durchgeführt und die berechneten Schlauchgeometrien im Hinblick auf eine günstige Faltenbildung und geringe Spannungskonzentrationen bewertet.

## 2 Aufbau der Finite-Elemente-Simulation

### 2.1 Identifizierung der Geometrieparameter

Am Beispiel des Schlauchwehres in Marklendorf wurden die wesentlichen Geometrieparameter identifiziert, welche neben dem Innendruck, dem Ober- und Unterwasserstand die Form beeinflussen. Die Geometrie eines Schlauchwehres kann danach durch acht geometrische Parameter beschrieben werden (s. Bild 2): die Wehrfeldbreite  $l$ , die Höhe der seitlichen Befestigung  $R$ , der Abstand der Befestigungsschienen  $b$ , der senkrechte Abstand  $s$  an der Wange, die Wangenneigung  $\gamma$  und die beiden Winkeln  $\beta_1$  und  $\beta_2$ , die die Neigung der seitlichen Befestigungsschienen beschreiben.



- $\beta_1$  [°] Neigung der vorderen Klemmschiene
- $\beta_2$  [°] Neigung der hinteren Klemmschiene
- $\gamma$  [°] Neigung der Wehrwangen bzw. -pfeiler
- $b$  [m] Abstand der Klemmschienen
- $s$  [m] Höhe UK vordere Klemmschiene
- $H$  [m] Höhe OK vordere Klemmschiene
- $l$  [m] Wehrfeldbreite
- $B$  [m] Schlauchumfang

Bild 2: Geometrieparameter für ein Schlauchwehr

### 2.2 Quasi-statische Fluid-Struktur Interaktion

Die Abbildung von Fluiden in einer FE-Simulation stellt auch bei stationärem Verhalten gerade beim Füllvorgang ein hoch nichtlineares Problem dar. Die Füll- und Belastungsvorgänge im und am Schlauchwehr sind in der Regel unabhängig von Turbulenzen und Wellen, so dass ein quasi-statisches Verhalten angenommen werden kann, das hier wegen der hohen Nicht-linearitäten vorteilhaft im Zeitbereich mit expliziter Zeitintegration gelöst wird. Das Fluid wird im quasi-

statischen Fall über einen deformationsabhängigen Lastvektor erfasst, so dass insbesondere große Deformationen der Struktur und des Fluids gut abgebildet werden. Damit kann der komplette Füllvorgang vom vollständig entleerten Schlauch bis zur Vollfüllung, simuliert werden. Diese Entwicklungen wurden im Zuge dieses Projektes in das kommerzielle FE-Programm LS-Dyna implementiert (Maurer et al., 2012).

### 2.3 Maximalspannungen in der Schlauchmembran

Der Stress Concentration Factor (SCF) bezeichnet das Verhältnis der Maximalspannungen, die aufgrund der zweiaxialen Spannungszustände im Bereich der Wehrwangen zu erwarten sind, und den Spannungen in Feldmitte, die analytisch bestimmt werden können (Gebhardt et al., 2011). Zum Vergleich der Spannungen werden die Von-Mises Spannungen verwendet (s. Bild 3).

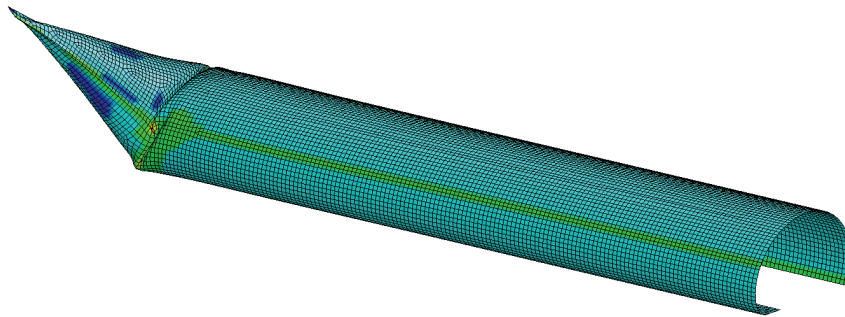


Bild 3: Verteilung der Von-Mises Spannungen in einem wassergefüllten Schlauchwehr

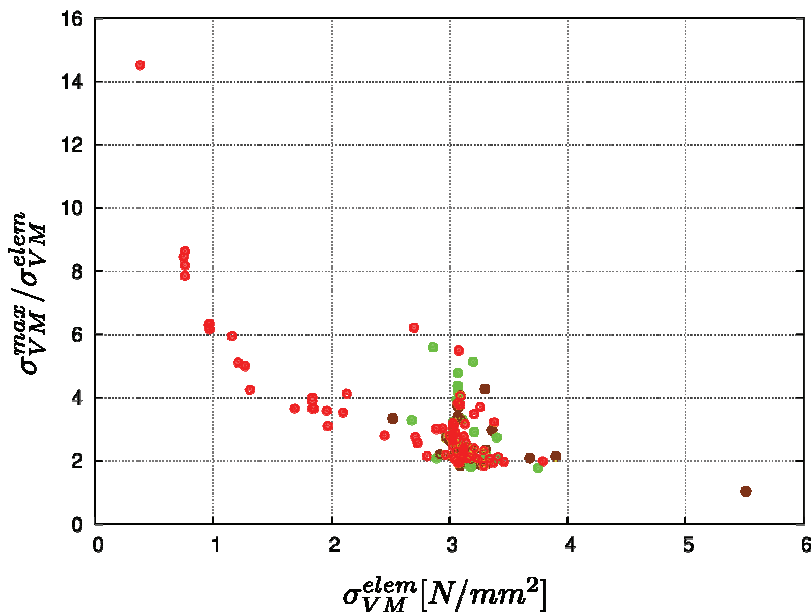


Bild 4: SCF der Von-Mises Spannungen beim wassergefüllten Schlauchwehr ohne äußere Belastung



Ein Vergleich der Simulationsergebnisse für unterschiedliche Geometrien zeigt, dass die Spannungen im Bereich der Wehrwangen sehr stark streuen und stark von der gewählten Geometrie, dem Innendruck und dem Oberwasserstand beeinflusst werden. Interessant dabei ist, dass für große Innendrucke und folglich große Spannungen in Feldmitte der Unterschied zwischen den Spannungen im Randbereich und Feldmitte abnimmt und daraus ein SCF = 1,0 resultiert. Zum Vergleich: Van der Horst & Rövekamp (1999) ermittelten bei der Bemessung der Membran für das Sturmflutwehr Ramspol (s. Bild 1:c) eine Spannungskonzentration von SCF = 4,2.

### 2.3 Faltenbildung an den Wehrwangen

Neben der Vermeidung von Spannungskonzentrationen ist die Dichtheit eines Verschlusses, also die Vermeidung von Wasserverlusten durch eine Falte, ein zweites Ziel, welches mit einem guten Design erreicht werden soll. Bild 5 zeigt die unterschiedliche Faltenbildung bestehender wassergefüllter Schlauchwehre, wobei rechts eine ungünstige Faltenausbildung zu erkennen ist, aus der Wasserverluste z.B. für die Energieerzeugung resultieren.



Bild 5: Unterschiedliche Faltenbildung bei wassergefüllten Schlauchwehren

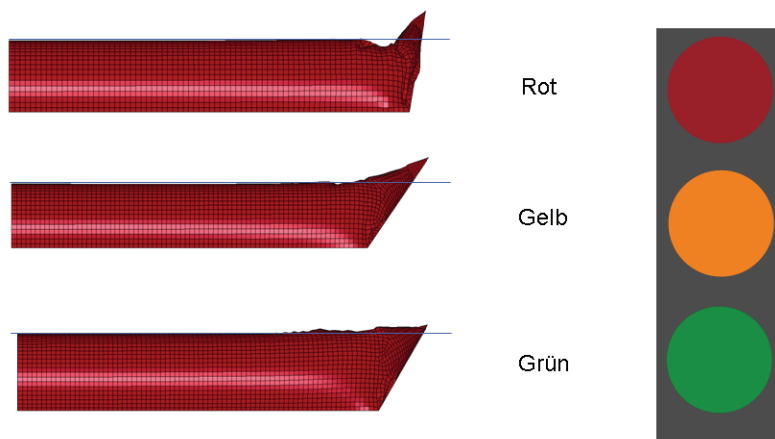


Bild 6: Klassifizierung der Falten in der Parameterstudie



Um die berechneten Schlauchwehre im Hinblick auf ihre Dichtheit bewerten zu können, wurden die Geometrien im Hinblick auf ihre Faltenbildung nach einer Ampel in drei Farbkategorien unterteilt (s. Bild 6): Grün wurden Schlauchwehre ohne deutliche Faltenbildung klassifiziert. Die Schlauchmembran lag dabei in einem definierten Querschnitt über dem angestrebten Oberwasserstand, so dass keine Wasserverluste zu erwarten sind. Mit gelb wurden Schlauchwehre mit einer kleinen Falte und mit rot Schlauchwehre mit tiefen Falten klassifiziert. Ausgehend von dieser Klassifizierung konnte dann der maßgebende Parameter bestimmt werden, der für eine Faltenbildung im Wesentlichen verantwortlich ist: der Neigungswinkel der Wehrwange bzw. des Wehrpfeilers. Zum Vergleich mit MLIT (2000) wurde eine luftgefülltes Schlauchwehr mit einem Innendruck von  $p = 0,125$  bar betrachtet ( $s = 0,40$  m,  $l = 30,30$  m,  $b = 2,90$  m,  $R = 3,60$  m,  $B = 8,1$  m und  $\beta_2 = 52^\circ$ ), bei dem die Neigung der Wehrwangen im einen Fall mit  $\gamma = 45^\circ$  und im anderen Fall mit  $\gamma = 75^\circ$  angenommen wurde.

Aus der FE-Simulation ergab sich für beide Fälle eine Schlauchhöhe von  $h = 2,94$  m. Die Empfehlung von MLIT (2000) lautet, dass der Abstand  $R$  so gewählt werden muss, dass er mindestens der 1,15-fachen Schlauchhöhe entspricht. Betrachtet man nun aber die Simulationsergebnisse, so weisen diese eine sehr unterschiedliche Faltengeometrie auf. Es ist zu erkennen, dass die Falte für  $\gamma = 75^\circ$  deutlich ausgeprägter ist. Vergleicht man zudem die ersten Hauptspannungen in der Membran, dann sind diese mit 6,6 gegenüber 5,1 N/mm<sup>2</sup> höher, woraus eine höhere Spannungskonzentration von SCF = 3,9 resultiert. Dieser Vergleich zeigt, dass die Befestigungshöhe, wie sie in MLIT (2000) empfohlen wird, für die Formfindung alleine nicht ausreicht. Je flacher die Neigung der Wehrwangen, desto geringer ist die Faltenbildung und umso gleichmäßiger ist der Spannungszustand.



Bild 7: Verteilung der ersten 1.Hauptspannung in der Membran bei unterschiedlicher Wangenneigung:  $\gamma = 45^\circ$  (links) und  $\gamma = 75^\circ$  (rechts)

## 4 Bemessung der Schlauchmembran

### 4.1 Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte am Beispiel des Sturmflutwehres Ramspol

Bisher gibt es keine standardisierte Bemessung der Schlauchmembranen. Bei kleineren Anlagen erfolgen die Nachweise durch die Hersteller in vielen Fällen mit Hilfe vereinfachter Berechnungsansätze oder durch Typenstatiken. Für größere Anlagen ist das aber nicht ausreichend. Van der Horst & Rövekamp (1999) berichten über die Bemessung des Sturmflutwehres Ramspol in den Niederlanden, das auf dem semi-probabilistischen

Teilsicherheitskonzept beruht, wie es der neuen Normengeneration zugrunde liegt. Dabei wurde für die Bemessung die größtmögliche Belastung  $F_{stat}$  bestimmt, die in Ramspol in etwa alle 1000 Jahre auftritt.

$$\gamma_{dyn} \cdot SCF \cdot F_{stat} = \gamma_{test} \cdot SCF_{test} \cdot R_{test} / \gamma_m \quad \text{Gl. (1)}$$

In Gleichung (1) entspricht  $F_{stat}$  auf der Einwirkungsseite der Membranspannung in Feldmitte, die analytisch nach der Membrantheorie berechnet werden kann. Die Spannungskonzentration  $SCF = 4,2$  nahe der Wehrwangen wurden über FE-Analysen und die dynamische Belastung  $\gamma_{dyn}$  infolge von Wellen über physikalische Modelluntersuchungen bestimmt. Auf der Widerstandsseite steht die Bruchfestigkeit  $R_{test}$  der Membran, der Abminderungsbeiwert  $\gamma_{test}$  für die Streuung der Testergebnisse und  $SCF_{test}$  für die Spannungskonzentrationen an der Materialprobe. Aufgrund der Unsicherheit, ob bei der Betrachtung auch alle möglichen Geometrien berücksichtigt wurden, die das Schlauchwehr annehmen kann, wurde ein zusätzlicher Sicherheitsfaktor von  $\gamma_m = 1,2$  angesetzt.

#### 4.2 Berechnung der Membrankraft in Feldmitte

Wie in Gebhardt (2006) gezeigt wird, ist die Ermittlung der Membrankraft  $T$  in Feldmitte nach analytischen Verfahren ausreichend genau. Für die vollständigen Schlauchformen, in der Regel auch der Bemessungsfall, kann die Membrankraft damit direkt berechnet werden:

$$T = \frac{1}{4}(2\alpha - 1)\rho_w g h_s^2 \quad \text{mit} \quad \alpha = \frac{h_i}{h_o} \quad \text{Gl. (2)}$$

$$T = \frac{1}{2}\alpha \rho_w g h_s^2 \quad \text{mit} \quad \alpha = \frac{p_i}{\rho_w g h_o} \quad \text{Gl. (3)}$$

$\alpha$ [-]	Innendruckkoeffizient
$h_i$ [m WS]	Druckhöhe im Schlauchinneren bei Wasserfüllung
$p_i$ [Pa]	Innendruck bei Luftfüllung
$h_o$ [m]	Oberwassertiefe
$h_s$ [m]	Schlauchhöhe (in der Regel gilt im Bemessungsfall $h_s = h_o$ )
$\rho_w$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte Wasser
$g$ [m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung

### 4.3 Streuung der Bruchfestigkeit am Beispiel einer 12 mm dicken, 2-lagigen Membran

Der Abminderungsbeiwert  $\gamma_{test}$  wird üblicherweise über ein Quantil aus der Verteilungsfunktion des Materialkennwertes bestimmt. In Bild 8 sind beispielhaft für eine 2-lagige, 12 mm dicke Schlauchmembran die empirischen Verteilungsfunktionen der Bruchfestigkeiten in Längs- und Querrichtungen (Umfangsrichtung) dargestellt.

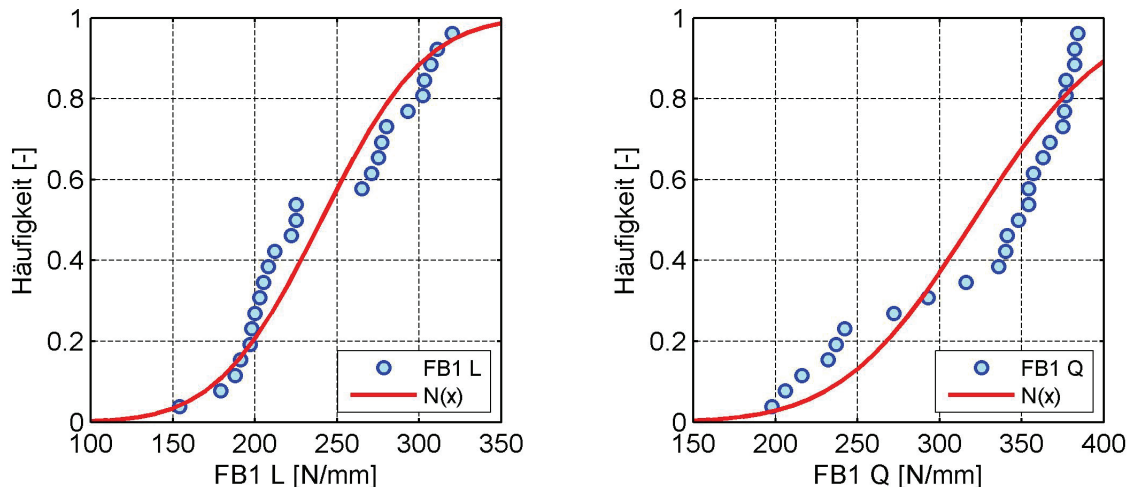


Bild 8: Empirische Verteilungsfunktion der Bruchfestigkeit in Längs- (a) und Querrichtung (b); Zugprüfungen am Bergbaustab nach DIN EN ISO 283-1

Zum Vergleich: Der Mittelwert für die Bruchfestigkeit in Längsrichtung beträgt  $R_{test,L} = 240,4$  N/mm und in Querrichtung  $R_{test,Q} = 321,4$  N/mm. Legt man ein 5 %-Quantil zugrunde, so ergibt sich in diesem Beispiel in Längsrichtung eine Bruchfestigkeit von etwa 160 N/mm, die in 95 % der Fälle nicht unterschritten wird, und in Querrichtung eine Bruchfestigkeit von etwa 220 N/mm.

## 5 Zusammenfassung

Im Rahmen des FuE-Vorhabens „Bemessung und Konstruktion von Schlauchwehren“ wurde ein Auftrag an das Institut für Mechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) vergeben (Forschungsschwerpunkt F4: Finite-Elemente Berechnungen). Ziel der Untersuchungen war es, die Schlauchgeometrie zu optimieren und einen Stress Concentration Factor (SCF) zu bestimmen, um daraus einen belastbaren Sicherheitsbeiwert für die Bemessung der Membran ableiten zu können. Erfahrungen bei der Bemessung anderer Schlauchwehre wie den Niederlanden beim Sturmflutwehr Ramspol (Van der Horst & Rövekamp, 1999) oder in Japan (MLIT, 2000) sollten dabei berücksichtigt werden.

Die Untersuchung erfolgte mittels nichtlinearer quasi-statischer Finite-Elemente-Fluid-Struktur-Simulation, wobei das dynamische Verhalten vernachlässigt wird. Es zeigte sich, dass insbesondere für die maximalen Spannungen der Faltenbereich besonders betrachtet werden muss, da dort das Mehrfache der Spannungen wie in Feldmitte auftreten. Der SCF streut sehr stark und wird im praxisrelevanten Bereich neben der gewählten Geometrie auch von der Steifigkeit der Membran und dem Innendruck beeinflusst. Sensitivitätsanalysen zeigen, dass sich der SCF allerdings mit zunehmendem Innendruck reduziert und nur leicht erhöhte Spannungen im Wangenbereich im Vergleich zu den Spannungen in Feldmitte auftreten. Durch eine Serie von FE-Simulationen mit unterschiedlicher Geometrie und Belastung konnte eine Datenmenge erstellt werden, die eine weitere Analyse und Verallgemeinerung der Ergebnisse erlaubt. Über weitere Materialuntersuchungen sollen Sicherheitsbeiwerte ermittelt werden, die es in Zukunft erlauben, die Schlauchmembran auf Basis eines semi-probabilistischen Teilsicherheitskonzeptes zu bemessen.

## Literatur

- Gebhardt, M.; Maurer, A.; Schweizerhof, K. (2011): On the hydraulic and structural design of fluid and gas filled inflatable dams to control water flow in rivers. Proceedings of V. Conference on "Textile Composites and Inflatable Structures" (Structural Membranes 2011), Barcelona.
- Gebhardt, M. (2006): Hydraulische und statische Bemessung von Schlauchwehren, Dissertation, Universitätsverlag Karlsruhe.
- Maurer, A.; Gebhardt, M.; Schweizerhof, K. (2012): Finite-Elemente-Analysen zur Optimierung der Geometrie und der Spannungsverteilung in der Membran von Schlauchwehren. 35. Dresdner Wasserbaukolloquium.
- Maurer, A.; Gebhardt, M.; Schweizerhof, K. (2010): Computation of fluid and/or gas filled inflatable dams. LS-Dyna Forum, Bamberg.
- Ministry of Land, Infrastructure and Transport, River Bureau (2000): Technische Richtlinie für Schlauchwehre, Übersetzung aus dem Japanischen im Auftrag der BAW (unveröffentlicht), Tokyo, Japan.
- Van der Horst, A.; Rövekamp, N. (1999): Design of the Storm Surge Barrier Ramspol, The Netherlands, STUFIB Conference, Osaka, Japan.

## The new Mont-Saint-Michel dam on the Couesnon river - France

Julien Aubonnet – BRL ingénierie Nîmes, Frankreich

### Presentation of the project

The Mont-Saint-Michel stands in the North-West of France, in a bay with a remarkable landscape and ecosystem. This site with its rare beauty has been rewarded with two entries on the Unesco list of world heritage sites (1979). Its international reputation is founded on this exceptional dimension. Its architectural prowess and its exceptional harmony with the bay, which were so dear to its creators, are timeless.

If nothing is done, by 2040 sand will build up once and for all around the Mont-Saint-Michel, which will be surrounded by salt marshes. This transformation will sweep away once and for all the spirit that was the driving force behind the people who built the abbey.

To avoid this, a new dam was built since 2009 using the combined forces of tide and river water.



Commissioned in May 2009, the mobile dam over the Couesnon composed of eight sector gates gives the river enough strength to push sediment out to sea and away from the Mont, by regulating the water levels.

*Picture 1: the Couesnon river and its new dam faced to the Mont St Michel - photomontage [D.R.]*

### Presentation of the new dam

The global project owner is the “Syndicat Mixte Baie du Mont-Saint-Michel”, made up of the Lower Normandy Region, the Departement of the Manche, the Brittany Region and the communes of the Mont-Saint-Michel, Beauvoir and Pontorson. The new dam has been designed, after a competition procedure in 2001, by BRL ingénierie (civil engineering and hydraulics office), by grouping with Spretec (equipment structure design office), Antea (environmental design office), L.Weizmann (architect) and B.Lanctuit (landscaper).



Built between river and sea, it is composed of eight sector gates, 9 meters wide and 8 meters high each ; two fish locks 3 meters wide each ; a promenade deck and a balcony faced to the Mont-Saint-Michel to welcome the public.



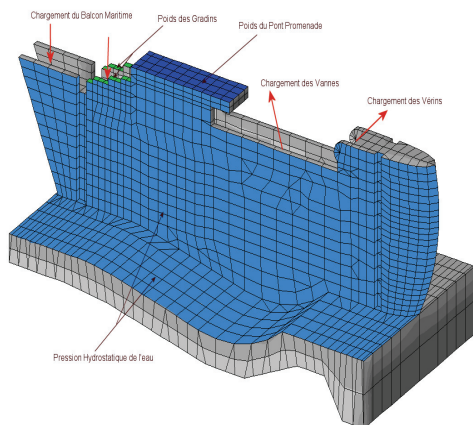
Picture 2: the new dam and the Mont-Saint-Michel seen from the Couesnon river [LWeizmann]

### The design studies

The detailed design studies, from 2001 to 2005, had to confirm the initial intention of the conception team and its architect, in order to respect the preliminary design. We only focus here on the design of the foundations, the piers, and the sluice gates.

- **Foundations:** the foundations are designed to prevent differential settlement of the structure given the mediocrity of geomechanical of soils. The studies lead to the definition of a set of vertical inclusions implemented with a vibratory driver or beaten to refusal through the sands and underlying sands, associated with sheet piles used in the construction phase and maintained in final phase.

- **Piers:** the piers have a maximum height of eight meters. The sluice gates are anchored to the piers by two fixed points: the sector gate axis and the hydraulic jack axis. The loads applied to the deck of each gate and the consideration of degraded operating modes of the equipment are very important.



This leads to provide a prestress of approximately 1680 tonnes in the heart of each pier of the dam. To refine the architectural design, and to optimize the costs, the width of the piers was 10% reduced during conception from 2,00 meters to 1,80 meters.

Picture 3 : the design of the piers was modeled by finite elements [BRL ingénierie]

During the works, a challenge consisted to introduce twelve prestress macalloy 75 mm bars in the formworks and through the reinforcement bars.

- **Sluice Gates:** from the outset, the design team had the idea of positioning the sluice gates in reverse of what has been done before. The constant movement of the sluice gates on the tidal cycle in a hydraulic structure is unusual.

This choice offers a very compact design of the dam with an optimum hydraulic operation. This design facilitated the landscaping of the dam in front of the Mont-Saint-Michel.



*Picture 4 : all the hydraulic jacks seen from the abutment of the dam [J.Aubonnet]*

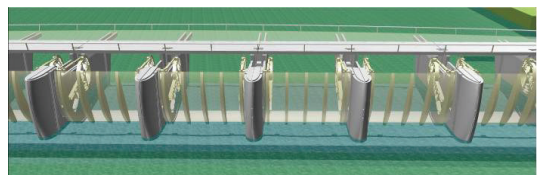
The design studies ended in 2005 and the works began in 2006 for a little more than 30 months. The works were divided in six independent contracts : civil works, equipment works, superstructure works, dikes works, control room works, and landscaping. At the end, the amount of the works has respected the target costs, planned by the owner of the project, which were approximately 30 Million Euros.

*Picture 5: the new dam commissioned in may 2009 [T.Jouanneau]*

The comparison between these two stages is a source of satisfaction for the owner and the multidisciplinary teams mobilized for ten years on the project.



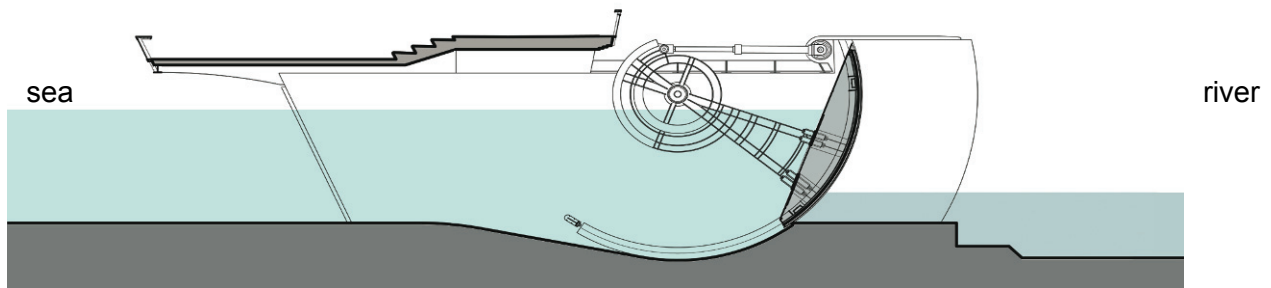
*Picture 6: the “3D” model used in 2005 to design the new dam [BRL ingénierie]*



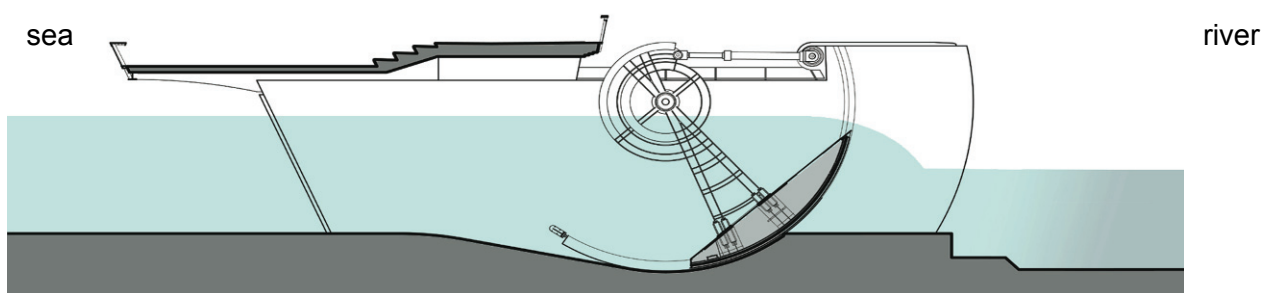
### The functioning modes of the new dam

The new dam is specific because it manages flows water in both directions. It fills in the Couesnon river on its upstream part, using in particular the burden of tides ; then the water is stored for approximately six hours (between 70 000 and 1 700 000 cubic meters depending on the seasons and the tides) ; and at low tide, the dam is opened : to create a progressive water release on its downstream part to the sea.

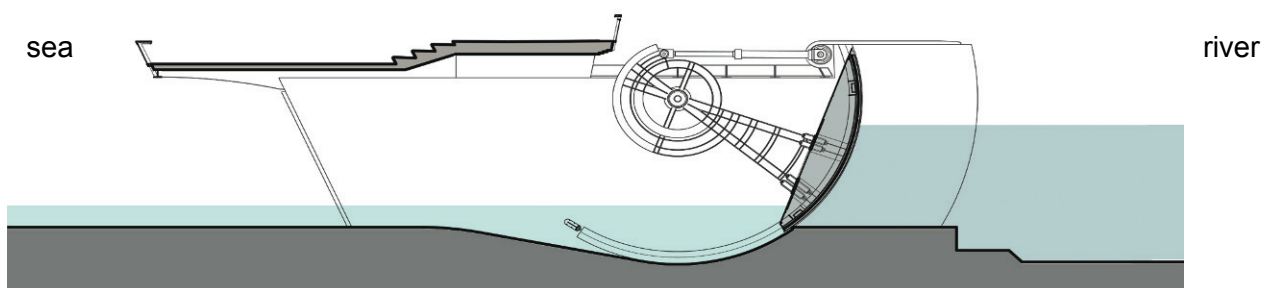
The eight sector gates, each operated by two hydraulic jacks, control the water levels for 80 meters long, both during the filling operations by sea water as to release it.



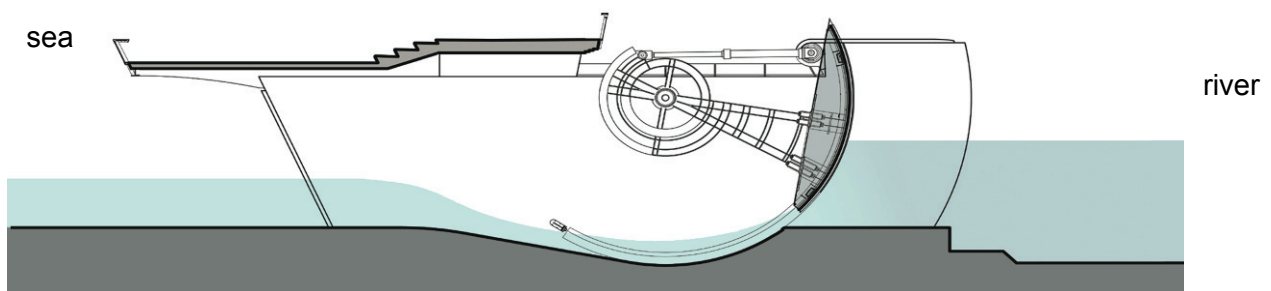
Picture 7: The eight sluice gates are closed 1.5 hours before high tide.



Picture 8: The eight sluice gates are opened for the high tide. The sea fills the Couesnon river at the upstream, by overflow on the sector gates.



Picture 9: The eight sluice gates are closed when the maximum level permitted is reached in the Couesnon, waiting for the low tide.



Picture 10: The sluice gates are opened at the low tide, exactly 6 hours after the high tide. The water stored in the river is released to the sea by the bottom underflow.



**The works step by step:** [Pictures 1,4 D.Fondimare / 5,6 D.Bellenger / 2,3,7 Syndicat Mixte MSM / 8 D.R.]



1/ dec. 2006 – construction of the cofferdam before works



2/ may 2007 – concreting the bottom raft



3/ july 2007 – three piers ended on the left bank



4/ aug. 2007 – aerial view of the half left bank dam



5/ aug. 2007 – installation of the first sluice gate



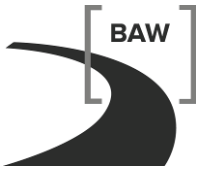
6/ sept.2007 – the works began on the promenade deck



7 / jan. 2008 – Delivery of the balcony on the seaside



8/feb. 2008 – the gates and the jacks are assembled



The new dam was built by half, to maintain the flow in the Couesnon river and to support fish life. These pictures of the works present the first half of the dam constructed on the left bank.

The methods for the works were almost reproduced similarly for the second half of construction on the right bank.

### **An ambitious project which will be completed in 2015**

The construction of the new dam, which can be considered as the key of the project to restore the maritime character of the Mont-Saint-Michel, will be followed by three new steps which will give to this famous site a new dimension :

- The creation of new car parks on the bay and their shuttles to access on the island (achieved) : a new car park on the mainland and special shuttles are on service since April 2012;
- The hydraulic works upstream and downstream the new dam (began since 2011) : because the new dam over the Couesnon will not be able to restore the maritime character of the Mont-Saint-Michel by itself;
- The new bridge to access to the Mont-Saint-Michel (began since 2012) : by 2015, the shuttles will be going to the Mont-Saint-Michel on a new causeway (length 1.085 meters) followed by a bridge (760 meters over water).

### **Literatur:**

- Rétablissement du caractère maritime du Mont-Saint-Michel – études EXE amont marché génie civil réaménagement du nouveau barrage de la Caserne – BRLingénierie 2004
- La baie réinventée le Mont n°1 – Syndicat Mixte Baie du Mont-Saint-Michel – 2009
- Site internet Syndicat Mixte Baie du Mont-Saint-Michel - [www.projetmontsaintmichel.fr](http://www.projetmontsaintmichel.fr) – 2012



## **Grundlegende Anforderungen für den Fischabstieg an Wehranlagen**

Dr. sc. techn. Roman Weichert, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe  
Dipl.-Biol. Matthias Scholten, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz  
Dipl.-Biol. Christian von Landwüst, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz

### **Einleitung**

Die Erhaltung und Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit an staugeregelten Fließgewässern zählt zu den wichtigsten Umweltzielen der EU-Wasserrahmenrichtlinie. Hierbei spielt die Fischdurchgängigkeit an den Stauanlagen eine zentrale Rolle.

Wesentlich für die Behandlung des Themas ist die Erkenntnis, dass sowohl die aufwärts- wie auch die abwärtsgerichtete Durchgängigkeit von Stauanlagen Voraussetzung für die Entwicklung gewässertypspezifischer Fischartengemeinschaften ist. Dieses gilt nicht nur für bekannte diadrome bzw. katadrome Arten wie dem Lachs bzw. dem Aal, bei denen der Wechsel des Lebensraumes zwischen Meer und Süßwasser Teil des Fortpflanzungszyklus ist. Auch für potamodrome Fischarten, deren Wanderungen sich auf das Süßwasser beschränken, ist die Durchgängigkeit der Flüsse essentiell, um zwischen verschiedenen Lebensräumen wechseln zu können.

Seit Inkrafttreten des novellierten Wasserhaushaltsgesetzes am 1. März 2010 obliegt dem Bund die Aufgabe, an den von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) errichteten und betriebenen Stauanlagen, die ökologische Durchgängigkeit zu erhalten bzw. wiederherzustellen. Eine erste Analyse hat gezeigt, dass die überwiegende Zahl der WSV-Staustufen über keine ausreichend funktionsfähigen Anlagen verfügen. Somit wird an vielen Staustufen der Bau von Fischauf- und Fischabstiegsanlagen bzw. deren Ertüchtigung erforderlich. Dabei sind für Fischauf- und -abstieg in der Regel unterschiedliche Anlagen zu realisieren, da sich nach dem derzeitigen Kenntnisstand das Fischverhalten im Auf- und im Abstiegsfall voneinander unterscheidet. Bei Vorhandensein einer Wasserkraftanlage sind zudem durch den jeweiligen Betreiber Maßnahmen zum Schutz der Fische vor Schädigungen durch die Wasserkraftanlage zu realisieren.

### **Schadensprozesse und Kriterien für den Abstieg an Wehranlagen**

Beim Abwanderungsprozess von Fischen an einer Stauanlage kann es zu Schädigungen kommen, wobei vor allem der individuelle Aufbau der Stauanlage darüber entscheidet, welche Schadensbilder auftreten können. Des Weiteren ist die Wirkung der einzelnen potentiell zu Schäden führenden Prozesse fischarten- und entwicklungsstadienspezifisch sehr unterschiedlich. Im Folgenden wird der Schwerpunkt auf Schadensprozesse beim Fischabstieg über Wehranlagen gelegt. Die Auswirkungen von Wasserkraftanlagen sind nicht Gegenstand des vorliegenden Beitrags. Hier wird auf die einschlägige Literatur verwiesen.

Die folgende Aufzählung gibt vor allem den Stand wieder, wie er im DWA-Themenband (2005) sowie im Handbuch Querbauwerke (MUNLV, 2005) dokumentiert ist. Es wird auf weitere Untersuchungen aus den USA eingegangen, wobei diese häufig ebenfalls die Grundlage für die deutschen Richtlinien darstellen.

- Durch Aufstauen des Flusses werden im Oberwasser der Stauanlage die Strömungsverhältnisse maßgeblich beeinflusst. Im Vergleich zum freifließenden Fluss verringern sich in der Stauhaltung die Strömungsgeschwindigkeiten, was zu Verzögerungen beim Abstieg führen kann. Dieses kann sich aufgrund eines erhöhten Prädationsdruckes nachteilig auf die Überlebensraten an der Stauanlage auswirken (Haro et al. 1997).
- Während im DWA-Themenband (2005) davon gesprochen wird, dass sobald Wehrüberfall gegeben ist, angenommen werden kann, dass oberflächennah abwandernde Lachs- und Meerforellensmolts die Stauanlagen mit dem überlaufenden Wasser passieren, so zeigen Untersuchungen von Haro et al. (1997), dass vor allem die hydraulischen Gradienten im Zustrom zum Wehr das Verhalten, ob ein Abstieg erfolgt oder nicht, beeinflussen. Diese Beobachtung zeigt, dass das Abstiegsverhalten und ggf. damit zusammenhängende Schädigungsprozesse auch maßgeblich vom Typ des Wehres bzw. des Verschlussorgans abhängig sind. Haro et al. (1997) vermuten des Weiteren, dass neben den Anströmbedingungen visuelle Reize bei der Verweigerungsverhalten zum Abstieg bei überströmten Wehren eine Rolle spielen können.
- Findet der Abstieg über das Wehr im freien Fall statt, so kann der Aufprall im Unterwasser zu Verletzungen führen. Die wesentlichen bestimmenden Größen sind hierbei die Fallhöhe, das Wasserpolster im Unterwasser der Stauanlage sowie die Fischgröße. Im DWA-Themenband (2005) wird ausgesagt, dass bei Aufprallgeschwindigkeit von weniger als 13 m/s das Verletzungsrisiko gering sei; solange die Abbremsung des Überfallstrahls ohne starke Ablenkung erfolgt und ausreichende Unterwassertiefen gewährleistet sind. Des Weiteren wird von einer für Fische kritischen Geschwindigkeit von 15 bis 16 m/s gesprochen, die nach einem Fall aus ca. 13 m Höhe erreicht werde. Hinsichtlich der Unterwassertiefen dürften gemäß DWA (2005) Schädigungen gering ausfallen, wenn die Wassertiefe unterhalb der Stauanlage mindestens ein Viertel der Fallhöhe, keinesfalls aber weniger als 0,9 m beträgt. In USACE (1998) werden zwei Untersuchungen zitiert, bei denen keine Fischschäden bei Fallhöhen kleiner 10,6 m auftraten. In MUNLV (2005) wird von einer Verletzungsgefahr ab 10 m Absturzhöhe gesprochen.
- Als schädigend wird in der Literatur auch eine mögliche Kollision der Fische mit harten Strukturen im Unterwasser wie z.B. Störkörpern im Tosbecken genannt (MUNLV 2005, DWA 2005, USACE 1998). Genaue Untersuchungen hierzu sind jedoch nicht zitiert bzw. liegen kaum vor.

- Druckunterschiede, hydraulische Gradienten, hohe Turbulenzen oder Scherkräfte sind voneinander abhängige hydraulische Größen, die bei zu großer Ausprägung schädigende Wirkung auf die Fische haben können (Odeh et al. 2002, DWA 2005, USACE 1998). Neben den hydraulischen Größen spielt hier die Fischgröße und welche Körperteile den wirkenden Kräften ausgesetzt sind eine wesentliche Rolle für den Schadensprozess. Da große hydraulische Gradienten an Wehranlagen vor allem in Tosbecken auftreten, wird im DWA-Themenband als Richtwert auf Odeh & Orvis (1998) verwiesen, die ein Tosbeckenvolumen von mindestens  $10 \text{ m}^3$  pro  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  Abfluss vorschlagen.
- In DWA (2005) wird darauf hingewiesen, dass eine erhebliche Übersättigung des Wassers mit atmosphärischen Gasen im Unterwasser einer Stauanlage zu Fischschäden führen kann. Es wird jedoch eingeschränkt, dass die überwiegend geringen Stauhöhen europäischer Wasserkraftanlagen erwarten lassen, dass die Auswirkungen dieses Prozesses vernachlässigbar seien.
- Für Fische, die eine Stauanlage erfolgreich passiert haben, besteht unterhalb der Stauanlage ein erhöhter Prädationsdruck, da sie infolge der Passage aufgrund hoher Turbulenzen häufig für eine gewisse Zeitspanne desorientiert sind.

### **Bauliche Maßnahmen zum Fischabstieg**

Für den Fischabstieg an bestehenden Wehranlagen sind grundsätzlich zwei Möglichkeiten gegeben. Die erste Variante beinhaltet die bestehenden Komponenten der Wehranlage für den Fischabstieg zu nutzen, d.h. in Phasen mit Wehrüberfall die Fische mit dem abgeführten Wasservolumen ins Unterwasser zu transportieren. Hierbei ist im Wesentlichen nach den oben aufgeführten Prozessen zu beurteilen, ob diese Abstiegsmöglichkeit von den Fischen angenommen wird und ob der Abstieg schadfrei bewältigt werden kann.

Sollte dies nicht der Fall sein, so sind Bypasslösungen eine Alternative, um die Fische ins Unterwasser zu transportieren. Für die Ausgestaltung der Bypässe gelten letztendlich die gleichen Randbedingungen wie für den Abstieg über das Wehr. Kritisch anzumerken ist hier, dass ggf. zusätzliches Wasser benötigt werden würde, was im Falle einer vorhandenen Wasserkraftanlage dieser nicht zur Stromerzeugung zur Verfügung stehen würde.

Auch wenn der Fokus des vorliegenden Beitrags auf dem Fischabstieg an Wehranlagen liegt, so ist zu betonen, dass an Stauanlagen mit Wasserkraftanlagen eine fundierte Planung des Fischabstiegs die Betrachtung des Gesamtsystems erfordert. Hierzu gehören neben den Fischschutzeinrichtungen natürlich auch eventuelle Bypasslösungen am Kraftwerk. Inwieweit diese ausreichen, um den Fischabstieg auch für Fische zu gewährleisten, die sich in Wehrrnähe befinden, ist offen.

## Fazit

In der Literatur werden verschiedene mögliche Schädigungsprozesse beim Fischabstieg über Wehranlagen beschrieben, die es bei der Beurteilung einer Stauanlage bzw. bei der Planung von Maßnahmen für den Fischabstieg zu berücksichtigen gilt. Zusammenfassend können folgende Punkte festgehalten werden:

- An Stauanlagen mit Wasserkraftanlagen sind die Maßnahmen zum Fischschutz und ggf. vorhandene Bypasslösungen am Kraftwerk bei der Beurteilung des Fischabstiegs über das Wehr zwingend zu berücksichtigen.
- Viele Untersuchungen zum Thema Fischabstieg über Wehranlagen bzw. Hochwasserentlastungsanlagen fanden in den USA statt. Die dort relevanten Randbedingungen sind hinsichtlich der untersuchten Fallhöhen und Abflussmengen kaum mit den Verhältnissen an den Bundeswasserstraßen zu vergleichen. Die Resultate der Untersuchungen sowie die im Regelfall deutlich moderateren Bedingungen an den Bundeswasserstraßen lassen vermuten, dass an vielen Standorten in Deutschland der Fischabstieg über das Wehr eher unkritisch ist. Nichtsdestotrotz kann aufgrund des vorhandenen Wissens über mögliche Schadensprozesse sowie dem Fehlen detaillierter Untersuchungen sowie klarer Bemessungsvorschriften das Auftreten von Schäden beim Fischabstieg über Wehranlagen im Regelfall nicht generell ausgeschlossen werden, sondern muss im Einzelfall überprüft werden.
- Die Schädigungsraten im Tosbecken hängen im Wesentlichen von dessen Ausgestaltung ab. Wesentliche Faktoren sind hier die lokalen Strömungsverhältnisse und die Wahrscheinlichkeit, dass ein Fisch auf ein Hindernis auftrifft. Nach DIN 19700, Teil 13 sind Tosbecken so auszubilden, dass die hohe kinetische Energie des Wassers auf ein Maß reduziert wird, das für das Gewässerbett unschädlich ist. Konventionelle Tosbecken, die keinerlei Einbauten enthalten, genügen nur in den seltensten Fällen den Anforderungen. Daher sind die meisten Tosbecken heute mit Einbauten, meist mit ein oder zwei Störkörperreihen ausgestattet. Die Bemessung führt zu kompakten Bauwerken mit einer hohen Effizienz der Energieumwandlung. Dieser Bemessungsgrundsatz steht im Widerspruch zu den Anforderungen aus Fischsicht, für die möglichst großzügige Dimensionen vorzusehen sind. Inwieweit die an den Wehranlagen der Bundeswasserstraßen vorhandenen Tosbecken für die Fische jedoch eine Gefährdung darstellen und ob hier Handlungsbedarf besteht, ist offen.
- Weitere wissenschaftliche Untersuchungen sind erforderlich, um die wesentlichen offenen Fragestellungen zum Fischabstieg an Wehranlagen zu beantworten und um klare Bemessungsrichtlinien für die Verhältnisse an Bundeswasserstraßen erarbeiten zu können.

## Literatur

DWA (2005): „Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen“, Themenband, ISBN 3-934063-91-5.

Haro A., Odeh M., Noreika J., Castro-Santos T. (1997): “Effect of Water Acceleration on Downstream Migratory Behavior and Passage of Atlantic Salmon Smolts and Juvenile American Shad at Surface Bypasses”, Transactions of the American Fisheries Society, Vol. 127, No. 1, pp. 118-127.

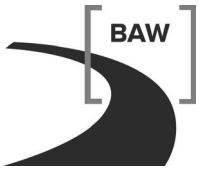
MUNLV (2005): „Handbuch Querbauwerke“, ISBN 3-9810063-2-1.

Odeh M., Orvis C. (1998): Downstream fish passage design considerations and developments on hydroelectric projects in the north-east USA. - In: Jungwirth, M. et al. (Hrsg.): Fish migration and fish bypasses. - Oxford (Fishing News Books), 67 - 280.

Odeh M., Noreika J., Haro A., Maynard A., Castro-Santos T., Cada G. (2002): “Evaluation of the effects of turbulence on the behavior of migratory fish”, Final Report, USGS/ORNL, March 2002.

USACE (1998): „Annotated Bibliography of Literature Regarding Mechanical Injury with Emphasis on Effects from Spillways and Stilling Basins“, Final Report, US Army Corps of Engineers, Portland District.





## **Abflüsse steuern und Wasserstände regeln – Automatisierung an der Wasserstraße**

Dr.-Ing. Peter Schmitt-Heiderich, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

### **1 Allgemeines**

Deutschland verfügt über ein wirtschaftlich leistungsfähiges Wasserstraßennetz, das die Seehäfen an Nord- und Ostsee mit den Binnenhäfen verbindet. Die 7350 km des Binnenwasserstraßennetzes teilen sich auf in 2570 km frei fließende Flüsse, 1765 km Kanäle und 3015 km staugeregelte Flussabschnitte. Damit werden an über 2/3 Länge der Binnenwasserstraßen vorgegebene Wasserstände technisch eingehalten.

Für die Stauregelung betreibt die WSV über 280 Wehranlagen, die unter Einbeziehung der Laufwasserkraftwerke der Energieversorgungsunternehmen (EVU) die unterschiedlichen Nutzungsansprüche erfüllen müssen. Die parallele Nutzung einer Stauhaltung für unterschiedliche Zwecke führt zu Abfluss- und Wasserstandsschwankungen, die für eine automatisierten Abfluss- und Stauregelung vorab zu analysieren und klären sind. Zur Lösung dieser Aufgabe bedient sich die BAW einer gemeinsamen Simulation von Hydraulik und Leittechnik (BAW, 2004). Das hydraulische Verhalten der Stauhaltung wird über ein hydronumerisches Verfahren abgebildet, während Wehr und Kraftwerk in Form von Kennlinien hinterlegt sind. Je nach Bedarf werden bei den Wehren auch Bauwerkskenngrößen wie die Geometrie, Verstellgeschwindigkeit, Mindestverstellschritte etc. berücksichtigt. Die Vernetzung der Mess-, Regel- und Stellgrößen mit den hydraulischen Berechnungen erfolgt mit der Entwicklungsplattform MATLAB & SIMULINK der Firma Mathworks ([www.mathworks.de](http://www.mathworks.de)), die aufgrund zahlreicher Erweiterungen für Mess- und Regeltechnik sowie Signalübertragung ein Standardwerkzeug in Forschung und Industrie ist. Über eine C/C++ Schnittstelle wird das hydronumerische Modell eingebunden.

Die Automatisierung von Staustufen erfordert eine interdisziplinäre Zusammenarbeit von Hydraulik, Stahlwasserbau und Maschinenbau, von Messtechnik und Signalverarbeitung sowie von Steuerungs- und Elektrotechnik. In diesem Themenkomplex ist es Aufgabe der BAW, die Regelung für eine Automatisierung zu konzipieren, zu parametrisieren, die Funktionsweise nachzuweisen und die Inbetriebnahme und den Betrieb der Regelung zu betreuen.

### **2 Abfluss- und Stauzielregelung (ASR)**

Das Prinzip einer Abfluss- und Stauzielregelung wird mit Bild 1 vereinfacht dargestellt. Mit der Kenntnis des aktuellen Zuflusses, der abhängig vom Fließverhalten der Regelstrecke zu einem späteren Zeitpunkt am Regelungspegel wirken wird, und der aktuellen Wasserstandsabweichung  $\Delta H$ , die sich aus der Differenz von Soll- und Istwasserstand errechnet, wird der Sollabfluss für die



Der Zufluss  $Q_{Zu}$  in die Stauhaltung ist weitestgehend durch das natürliche Wasserdargebot und den Staustufenbetrieb des Oberliegigers vorgegeben und durch die lokale Regelung nicht beeinflussbar. Die Kenntnis von  $Q_{Zu}$  erlaubt eine zeitlich vorausschauende Steuerung, da  $Q_{Zu}$  zeitlich versetzt in der Sollwertvorgabe berücksichtigt wird. Diese Kombination einer Wasserstandsregelung ( $Q_{PI}$ ) mit einem Steuerungsanteil ( $Q_{Stör}$ ) bezeichnet man als OW/Q-Regelung. In der Regelungstechnik bezeichnet man  $Q_{Zu}$  als Störgröße, weswegen man auch von einer Wasserstandsregelung mit Störgrößenaufschaltung spricht. Die Parametrisierung des Steuerungsanteiles erfolgt unabhängig von den Regelungsparametern (Abschnitt 3.1).

Um den Einfluss von schleusungs-, schiffs- und windinduzierten Wellen in den Wasserstandsmessungen  $H_{Ist}$  herauszufiltern, ist der Wasserstandsmessung ein digitales Filter nachgeschaltet (Schmitt-Heiderich, 2009 und 2010). Sofern das Stauziel abflussabhängig ist, muss die ASR Sorge tragen, dass eine geänderte Sollwertvorgabe kontinuierlich auf den aktuellen Wert überführt wird, ohne dabei die ASR zu destabilisieren. Weiterhin müssen die für die ASR entwickelten Algorithmen für den Einsatz auf der Stauanlage an herstellereinspezifische speicherprogrammierbare Steuerungen (SPS) übergeben und angepasst werden (Abschnitt 3.3).

### **3 Beispiele zu Untersuchungen im Rahmen der ASR**

#### **3.1 Störgrößenaufschaltung am Beispiel der Saarstaustufe Mettlach**

Günstig ist eine Störgrößenaufschaltung, wenn sie eine Abflussvorhersage für den Regelungspegel liefert, die die exakte Einhaltung des Sollwasserstandes gewährleistet. Dies wird im Folgenden anhand einer HN-Simulation am Beispiel der Saarstauhaltung Mettlach gezeigt.

Der Regelungspegel liegt üblicherweise unmittelbar oberhalb der Staustufe, damit kann als untere Randbedingung für das eindimensionale HN-Modell der Sollwasserstand vorgegeben werden. Als obere Randbedingung wird hingegen eine synthetische Zuflussganglinie vorgegeben, bei der sich der Zufluss sprunghaft erhöht. Durch die HN-Simulation wird der Abflussverlauf am Regelungspegel berechnet und dazu genutzt, die Störgrößenaufschaltung zu parametrisieren. Die berechneten Sprungantworten des HN-Modells am Regelungspegel sind in Bild 2 für Basisabflüsse von 100 und 400 m<sup>3</sup>/s dargestellt (blaue Linie). Die Störgrößenaufschaltung (rote Linie) muss nun die Abflussganglinie des HN-Modells möglichst genau wiedergeben.

Die Zuflussdaten werden in der Leittechnik tiefpassgefiltert bereitgestellt, um hochfrequentes Rauschen in der Zuflusserfassung zu vermeiden. Dies muss bei der Anpassung der Störgrößenaufschaltung berücksichtigt werden, der zeitliche Verlauf des Ausgangs aus dem Messwertfilter dämpft entsprechend Bild 2 den Zuflusssprung. Das Filtersignal wird nun um die Totzeit  $T_t$  verschoben und mit zwei PT1-Gliedern tiefpassgefiltert, deren Zeitkonstanten  $T_F$  identisch sind. An den beiden Anpassungen in Bild 2 wird deutlich, dass die Reihenschaltung von einem Totzeitglied und zwei PT1-Gliedern die Reaktion des HN-Modells gut wiedergibt, allerdings

werden beide Parameter  $T_t$  und  $T_F$  unterschiedlich ermittelt, d. h. die Filter- und Totzeiten sind abflussabhängig ( $T_F(Q)$  und  $T_t(Q)$ ).

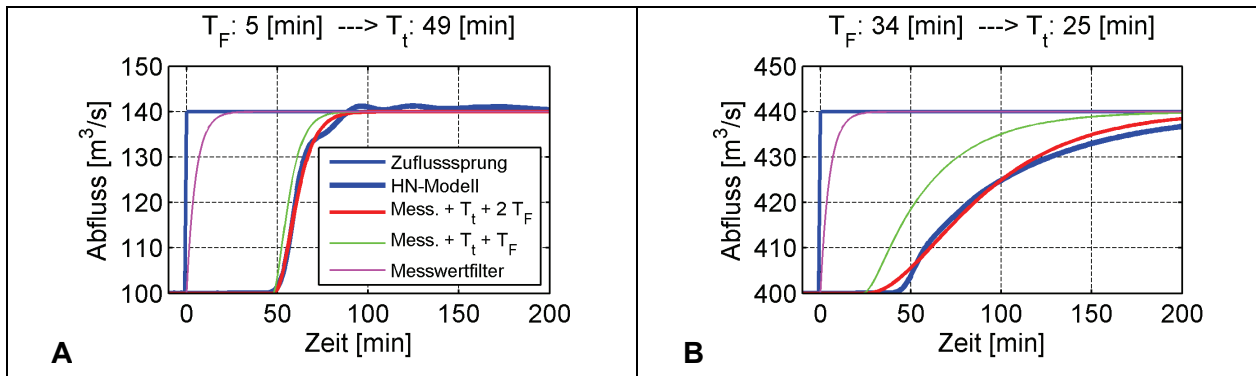


Bild 2: Optimale Anpassung der Störgrößenaufschaltung an den berechneten Verlauf für Abflüsse von  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  (A) und  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  (B)

Nach Bild 2 ist eine Anpassung nur für ein Teilspektrum der Abflüsse optimal, die festgelegten Parameter müssen aber für alle Abflüsse die Abflussentwicklung am Regelungspegel hinreichend genau vorhersagen. Dies führt dazu, dass die Parameter im Betrieb immer wieder nachjustiert werden, was zeitaufwändig und abhängig von der Erfahrung des Bearbeiters ist. In einem Beitrag zu dem 2011 abgeschlossenen FuE-Vorhaben (Abschnitt 3.4) wird ein standardisiertes Verfahren beschrieben, mit dem die Störgrößenaufschaltung parametrisiert werden kann. Die Anpassung der Störgrößenaufschaltung ist damit nicht mehr abhängig von Erfahrungswerten, sondern von der Charakteristik des staugeregelten Flusses und der Hydrologie seines Einzugsgebietes.

### 3.2 Parametrisierung des Wasserstandsreglers

In Schmitt-Heiderich (2009) wurde am Beispiel der Neckarstaustufe Pleidelsheim gezeigt, dass eine mathematische Optimierung der Reglerparameter für die ASR nicht geeignet ist, da bei jedem Ziel mehrere Parameterkombinationen zu einer vergleichbar guten Zielerfüllung führen. Unterschiedliche Ziele führen wiederum zu geänderten Parametersätzen. Mit Hilfe einer datenbankgestützten Parametrisierung können hingegen beliebige Kriterien (Ziele) berücksichtigt und über eine Bewertung des untersuchten Reglerparametertraumes gute Parametersätze gefunden werden. Diese Vorgehensweise ist standardisiert und damit auf beliebige staugeregelte Gewässer übertragbar.

Bild 3 zeigt hierzu schematisch den Ablauf bei der Bestimmung der abflussabhängigen Parameter. In einem ersten Schritt werden die relevanten Ganglinien aus einer Vielzahl von Variantenrechnungen in einer Datenbank gespeichert und anschließend anhand unterschiedlicher Kriterien bewertet und zu einer Gesamtbewertung zusammengefasst. Im mittleren Diagramm in Bild 3 ist eine derartige Gesamtbewertung veranschaulicht. Blaue Bereiche sind geeignet, während rote Bereiche für die Regelung nicht geeignet sind. Damit sind die Reglerparameter  $k_R$  und  $T_N$



abflussabhängig festgelegt. Die gleiche Prozedur wird auf unterschiedlichen Abflussniveaus wiederholt, um die Regelungsparameter über das gesamte regelbare Abflussspektrum zu erhalten (Gebhardt und Schmitt-Heiderich, 2008).

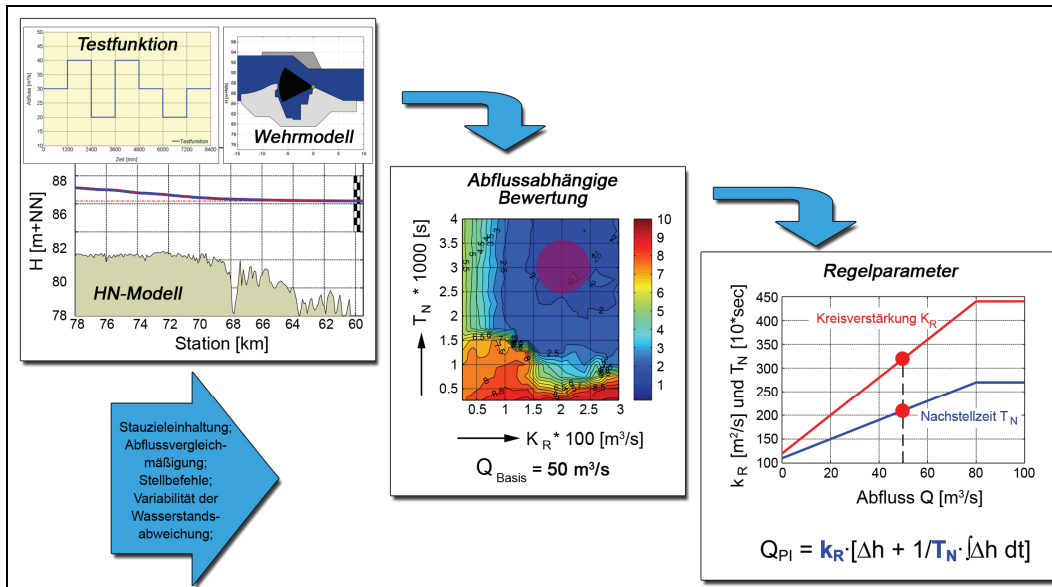


Bild 3: Ablaufdiagramm zur Bestimmung der abflussabhängigen Regelungsparameter

### 3.3 Portierung des Reglercodes auf eine Zielplattform

Die modellbasierte Entwicklung und Parametrisierung von Reglerstrukturen zur Abfluss- und Stauzielregelung wird seit mehreren Jahren in der BAW durchgeführt. Die verwendeten Algorithmen wurden anfangs in der Programmiersprache C, später in C++ entwickelt und getestet. Seit 2004 wird die Simulations- und Entwicklungsumgebung MATLAB/SIMULINK von MathWorks eingesetzt, die eine hierarchische Modellierung mit Hilfe grafischer Blöcke ermöglicht (BAW 2004).

Die entwickelten Algorithmen müssen in der Praxis an herstellereinspezifische Speicherprogrammierbare Steuerungen (SPS) übergeben und angepasst werden. Dies wurde bisher über den Zwischenschritt eines Metacodes gelöst, was ein zeitaufwändiges und fehleranfälliges Umschreiben bestehender Algorithmen bedeutet. Dabei wird der Metacode nach Übergabe an eine ausführende Automatisierungsfirma interpretiert und in die dortige Programmierumgebung eingebunden. Der implementierte Reglercode ist später vom Entwickler schwer lesbar und erfordert zudem eine Validierung anhand von Simulationsrechnungen. Nachträgliche Änderungen sind mit hohem Aufwand verbunden. Mit dem Real Time Workshop (RTW), einer SIMULINK Erweiterung (Toolbox), können SIMULINK-Modelle in lauffähigen C-Code für unterschiedliche Plattformen (Real Time Targets) übersetzt werden. Gemeinsam ist allen Zielplattformen der mehrstufige Entwicklungsprozess, der ein parametrisiertes und validiertes SIMULINK-Modell voraussetzt und nach Spezifikation des jeweiligen Targetfiles im Code-Generator vollautomatisch bis zum ausführbaren Object Code der Zielhardware läuft (Bild 4). Der

Schritt der Codeinterpretation und Neuprogrammierung durch eine Automatisierungsfirma kann eingespart werden.

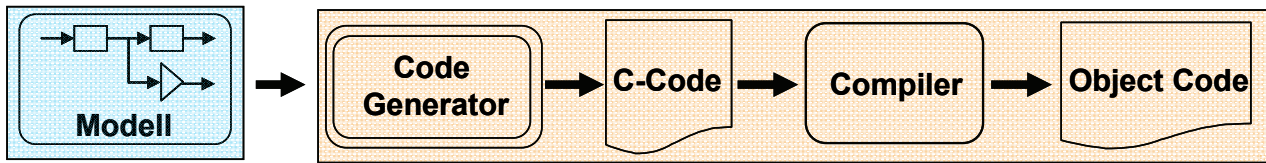


Bild 4: Entwicklungsstufen bei der automatischen Codegenerierung

### 3.4 Forschung und Entwicklung (FuE)

Die OW/Q-Regelung einer einzelnen Stauhaltung ist Stand der Technik und arbeitet in der Regel zuverlässig. Dieses Prinzip einer lokalen Regelung ist im Rahmen des FuE-Vorhabens "Optimierungsverfahren für die Parametrisierung von Reglern der automatisierten Abfluss- und Stauzielregelung (ASR)" analysiert und das Vorgehen vereinheitlicht worden, so dass die Parametrisierung des lokalen Reglers mittlerweile standardisiert erfolgt. Lediglich betriebliche Sondersituationen müssen weiterhin aufwändig und detailliert untersucht werden (vgl. Vortrag von Belzner und Schmitt-Heiderich). Dieses FuE-Vorhaben wurde Ende 2011 mit einem Workshop erfolgreich abgeschlossen. Die Untersuchungsergebnisse sind in einem Mitteilungsblatt beschrieben, das 2012 veröffentlicht wird.

Ein künftiges FuE-Vorhaben wird den Schwerpunkt auf die koordinierte Bewirtschaftung mehrerer Stauhaltungen legen und die in Abschnitt 3.3 beschriebene direkte Portierung von Reglercode mittels der automatischen Codegenerierung auf die in der WSV üblichen Zielplattformen weiterentwickeln.

### Literatur

- Bundesanstalt für Wasserbau (2004): Numerische Simulation von Hydraulik und Leittechnik zur Optimierung der automatisierten Steuerung und Regelung von Wehren und Wasserkraftwerken. In: Tätigkeitsbericht der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Wasserbau im Binnenbereich, S. 54-58.
- Gebhardt, M. und Schmitt-Heiderich, P. (2008): Entwicklung und Simulation von Regelungsalgorithmen für Staustufen an Bundeswasserstraßen, Wasserwirtschaft, Heft 6
- Schmitt-Heiderich, P. (2009): Modellgestützte Festlegung von Regelungsparametern. BAW-Brief Nr. 1, Juni, [www.baw.de](http://www.baw.de).
- Schmitt-Heiderich, P. (2010): Optimierungsverfahren für die Parametrisierung von Reglern der automatisierten Abfluss- und Stauzielregelung (ASR). Forschungskompodium Verkehrswasserbau 2010; Bundesanstalt für Wasserbau BAW.
- Wohlfart, S. und Gebhardt, M. (2009): Reglerentwurf und automatische Codegenerierung. BAW-Brief Nr. 1, Juni, [www.baw.de](http://www.baw.de).

## Einfluss urbaner Einzugsgebiete auf die Abfluss- und Stauzielregelung

M. Eng. Fabian Belzner, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Dr.-Ing. Peter Schmitt-Heiderich, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

### Einleitung

Der Neckar ist mit einer Fließlänge von 367 km und einem Einzugsgebiet von 14.000 km<sup>2</sup> der viertgrößte Nebenfluss des Rheins und ist von Neckar-km 201,500 bei Plochingen bis zur Rheinmündung bei Mannheim Bundeswasserstraße. Um im gesamten schiffbaren Bereich vertraglich vereinbarte Mindestfahrwassertiefen zu gewährleisten, verfügt der Neckar zwischen Plochingen und Mannheim über 27 Staustufen zur Stützung und Regelung des Wasserstandes.

Zukünftig soll eine automatisierte Abfluss- und Stauzielregelung (ASR) die Einhaltung des Soll-Wasserstandes gewährleisten. In einem ersten Schritt wird diese ASR an den sieben oberen Neckarstaustufen von Deizisau bis Hofen umgesetzt, wobei neben dem Neckarabfluss gegebenenfalls seitliche Zuflüsse zu berücksichtigen sind. Bei Starkregenereignissen innerhalb sommerlicher Niedrigwasserperioden können laterale Mischwassereinleitungen urbaner Einzugsgebiete den Neckarabfluss um ein Vielfaches überschreiten und zu erheblichen Problemen bei der Wasserstandsregelung und zu einer Beeinträchtigung der Schifffahrt führen.

Am Beispiel der Mischwassereinleitung der Stadt Stuttgart in den Neckar werden die Auswirkungen stoßartiger Mischwassereinleitungen auf staugeregelte Flüsse analysiert und eine Regelungsstrategie zum Umgang mit solchen Einleitungen aufgezeigt.

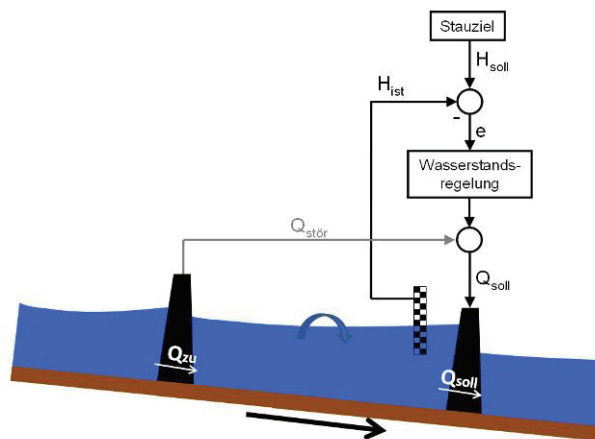


Bild 1: Schema einer Wasserstandsregelung.

### Automatisierte Abfluss- und Stauzielregelung

Die OW/Q-Regelung ist Stand der Technik für die Wasserhaushaltsregelung an Staustufen. Sie kombiniert eine Wasserstandsregelung (OW-Anteil) mit dem Zufluss in die Stauhaltung, was als Störgrößenaufschaltung den zeitlich vorausschauenden Anteil der Regelung definiert (Q-Anteil).

Für die vorliegende Problemstellung der Mischwassereinleitung muss davon ausgegangen werden, dass diese Zuflussinformation der OW/Q-Regelung nicht bekannt ist. Im Rahmen der automatisierten ASR werden die Pegelstände am Konzessionspegel ( $H_{ist}$ ) einer Staustufe mit einem Sollwert ( $H_{soll}$ ) verglichen. Die Differenz bezeichnet man als Regelabweichung ( $e$ ).

Ein proportional-integral wirkender Wasserstandsregler (PI-Regler) berechnet aus dieser Regelabweichung einen Soll-Abfluss ( $Q_{soll}$ ), der vom Kontrollbauwerk umgesetzt wird und einen neuen Messwert am Konzessionspegel zur Folge hat, der im nächsten Zeitschritt wieder mit dem Sollwert verglichen wird. Bild 1 verdeutlicht diesen Zusammenhang. Die Größe des Soll-Abflusses wird dabei mit Gl. 1 ermittelt.

$$Q_{soll}(t) = K_R \cdot e(t) + \frac{K_R}{T_N} \cdot \int_0^t e(t) dt \quad (\text{Gl. 1})$$

Die Reaktion des PI-Reglers auf Regelabweichungen wird nach Gl. 1 durch die beiden Parameter  $K_R$  (Kreisverstärkung) und  $T_N$  (Nachstellzeit) über eine Wichtung der momentanen Regelabweichung und dem Integral der bisherigen Regelabweichungen gesteuert. Der Soll-Abfluss am Reglerausgang lässt sich somit in Proportional- und Integralanteil aufteilen. Die beiden Parameter  $K_R$  und  $T_N$  werden in datenbankgestützten Simulationsrechnungen so bestimmt, dass der Konzessionspegel für alle denkbaren Abflusssituationen optimal einem Soll-Wasserstand angeglichen wird. Die Reglerparameter sind dabei sowohl von der Charakteristik der Regelstrecke, als auch von den Bauwerksspezifikationen und dem Abfluss abhängig.

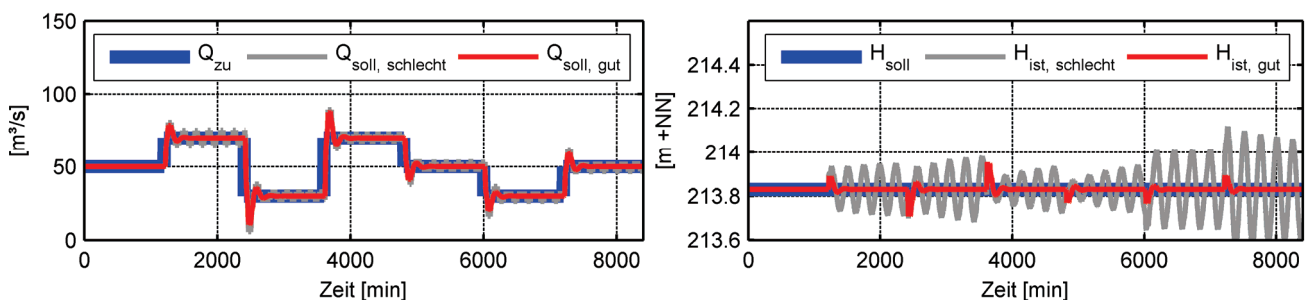


Bild 2: Zufluss-, Abfluss- (links) und Pegelverlauf (rechts) am Konzessionspegel der Staustufe Hofen.

Bild 2 zeigt die Abfluss- und Wasserstandsverläufe im Oberwasser der Neckarstaustufe Hofen in Folge einer gut und einer schlecht parametrisierten Regelung als Reaktion auf eine Sprungfunktion. Im Fall der schlecht parametrisierten Regelung (grau) kann der Istwasserstand nicht auf den Sollwasserstand geführt werden und es entstehen Wasserstandsschwankungen, die mit der Zeit größer werden und somit ein instabiles Regelungsverhalten andeuten.

Über eine Störgrößenaufschaltung kann der Messwert des Oberliegerzuflusses  $Q_{zu}$  im Regelungskonzept berücksichtigt werden, so dass der Regler reagieren kann, bevor es zu einer Regelabweichung kommt. Der PI-Algorithmus wirkt dann lediglich als Fehlerbehandlung für die immer vorhandene Restunsicherheit.

## Mischwassereinleitung der Stadt Stuttgart in den Neckar

Niederschläge im Stadtgebiet von Stuttgart fließen über ein Netz von Sammelkanälen und Nebensammlern in den Mischwasserhauptsammler „Nesenbach“ (Bild 3) und werden durch diesen schließlich zum Regenüberlaufbecken (RÜB) „Schwanenplatz“ transportiert. Von dort wird ein Drosselabfluss von  $3,6 \text{ m}^3/\text{s}$  zur Kläranlage weitergeleitet. Um einen ersten Schmutzstoß abzufangen, wird ein Volumen von  $18.000 \text{ m}^3$  im RÜB gespeichert. Mischwasser, das darüber hinaus am RÜB ankommt, wird in den Neckar entlastet (Bild 5 und Bild 6).

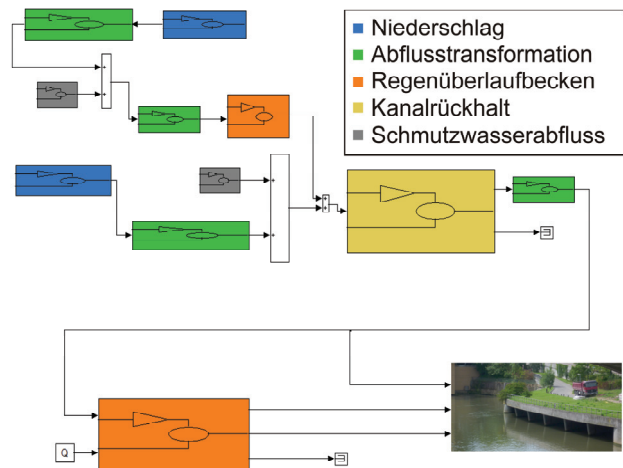
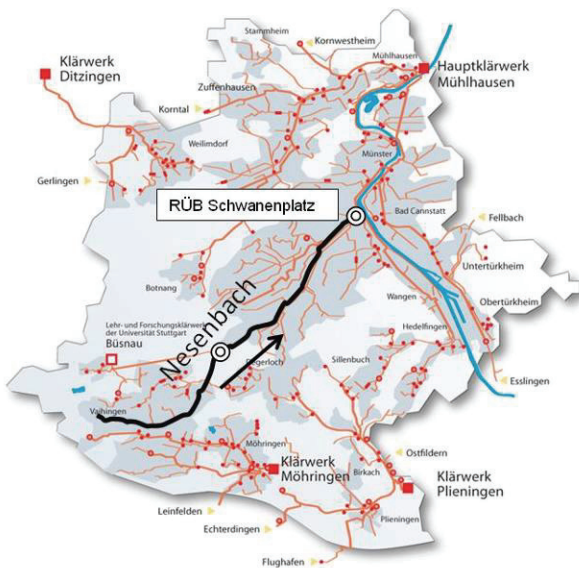


Bild 3: Stuttgarter Stadtgebiet mit Nesenbach und RÜB Schwanenplatz (Quelle: TBA Stuttgart) (links).

Bild 4: Hydrologisches Modell des Einzugsgebiets (rechts).

## Hydrologisches Modell des Stuttgarter Innenstadtbereichs

Mit der Software Matlab/Simulink (The MathWorks, 2011) wurde ein hydrologisches Modell des Einzugsgebiets des Nesenbachs erstellt (Bild 4), das die Reaktion des Einzugsgebiets auf beliebige Bemessungsniederschläge vereinfacht ermittelt. Die maßgebenden Einzugsgebietsparameter wurden analog zu Schmitt-Heiderich (1995) nach Figlus (1988) und Viessmann (1986) ermittelt. Als Bemessungsniederschläge wurden Blockregen nach KOSTRA (DWD, 2002) angesetzt. In Bild 5 ist die Mischwasserentlastung in den Neckar für einstündige Niederschläge verschiedener Jährlichkeiten ( $T [a]$ ) dargestellt. Die Abbildung zeigt einen sprunghaften Anstieg der Mischwasserentlastung. Schon 1-jährige Niederschläge führen zu einer Mischwasserentlastung von etwa  $90 \text{ m}^3/\text{s}$ , bei 5-jährigen Niederschlägen werden bereits  $130 \text{ m}^3/\text{s}$  erreicht.



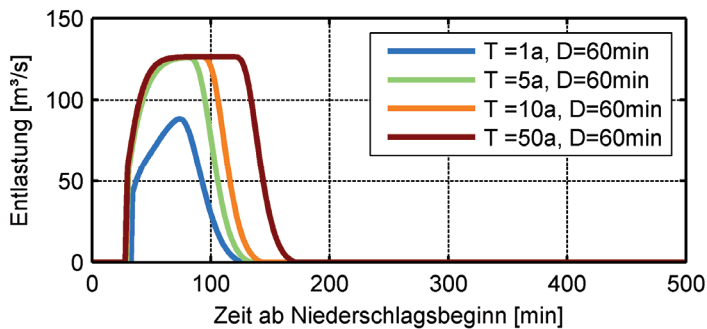


Bild 5: Mischwasserentlastung in Folge einstündiger Niederschlagsereignisse verschiedener Jährlichkeiten  $T$  [a] (links).

Bild 6: Einleitbauwerk im Unterwasser der Staustufe Cannstatt (rechts).

Mit dem Beginn der Entlastung ist etwa 30 Minuten nach Beginn des Niederschlagsereignisses zu rechnen. Bei einem 2-jährigen Niederschlag werden rechnerisch 380.000 m<sup>3</sup> Mischwasser in den Neckar entlastet, was etwa der Füllmenge des Max-Eyth-Sees bei Stuttgart-Hofen entspricht.

### Auswirkungen der Mischwasserentlastung auf die automatisierte Wasserstandsregelung

In einem 1D-HN-Modell der Stauhaltung Hofen mit parametrisiertem PI-Regler wurde die Mischwassereinleitung der Stadt Stuttgart als zusätzliche Zuflussrandbedingung modelliert, so dass Simulationsrechnungen mit Mischwasserentlastungen verschiedener Jährlichkeiten bei unterschiedlichen Abflusszuständen durchgeführt werden konnten. Bild 7 zeigt die Ergebnisse dieser Simulationen für einen einjährigen einstündigen Niederschlag. Hierzu wurde angenommen, dass der Oberliegerzufluss (Basisabfluss) 50 m<sup>3</sup>/s beträgt.

In Folge der Mischwasserentlastung der Stadt Stuttgart kommt es am Oberwasserpegel der Staustufe Hofen zu Stauzielverletzungen von bis zu 30 cm, wodurch über die Dauer der Stauzielüberschreitung ein hoher Integralanteil aufgebaut wird, was hohe Sollabflüsse zur Folge hat. Endet die Mischwasserentlastung, bleiben dieser hohe Integralanteil und der daraus resultierende hohe Sollabfluss bestehen und werden erst nach einer Stauzielunterschreitung langsam abgebaut. Das durch die Mischwasserentlastung zugeführte Wasservolumen fällt weg, was bei noch bestehendem großem Sollabfluss zügig zu einer Stauzielunterschreitung (Unterschwinger) führt. Diese Stauzielunterschreitung erfolgt durch den hohen Integralanteil. Prinzipiell kann die Regulationssituation verbessert werden, wenn die aktuelle Größe der Mischwasserentlastung der Regelung bekannt ist. Eine Aufschaltung der Mischwasserentlastung als Steuerungsanteil bzw. weitere Störgröße erfordert jedoch die messtechnische Erfassung der eingeleiteten Wassermenge. Diese Quantifizierung ist schwierig und liefert keine verlässlichen Daten. Relativ sicher können der ASR jedoch die Zeiten, in denen der Wasserstand im RÜB Schwanenplatz die Höhe der Überlaufschwelle überschreitet, bereitgestellt werden. Damit ist der Beginn der Entlastung bekannt und kann als "Trigger" einer geänderten Regelungsstrategie genutzt werden, was nachfolgend erläutert wird.

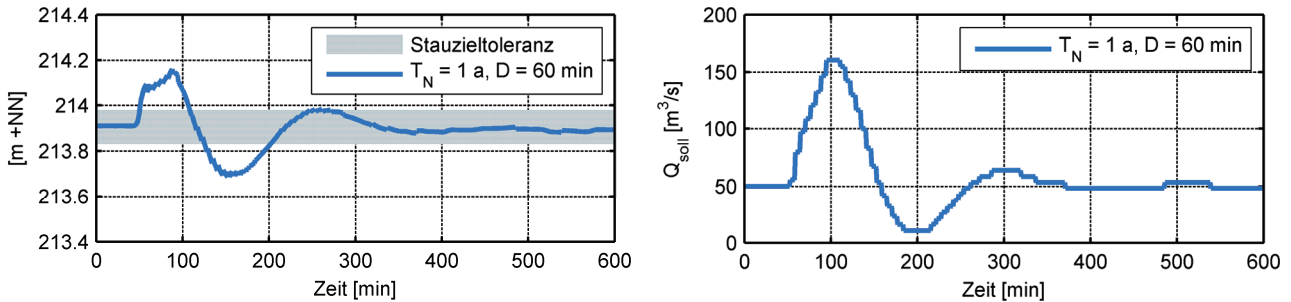


Bild 7: Pegel (links) und Soll-Abfluss (rechts) an der Staustufe Hofen am Neckar in Folge eines einjährigen einständigen Niederschlagsereignisses bei einem Basisabfluss von  $Q_{Basis} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### Ereignisabhängige Anpassung der Reglerparameter

Der von der BAW verwendete Standard-PI-Regler sieht eine Empfindlichkeitslamelle  $x_o$  und  $x_u$  um den Sollwasserstand vor, innerhalb welcher geänderte Reglerparameter angesetzt werden können. Die Stauzielunterschreitung in Bild 7 resultiert aus einem hohen Integralanteil in Folge der Stauzielüberschreitung. Dem kann durch eine schrittweise Erhöhung der oberen Empfindlichkeitslamelle auf einen Wert von etwa 40 cm begegnet werden, die bei beginnender Mischwasserentlastung ausgelöst wird, so dass die Stauzielüberschreitung innerhalb der Empfindlichkeitslamelle liegt. Innerhalb der Lamelle wird die Nachstellzeit so weit erhöht, dass der Regler bei Stauzielüberschreitungen als reiner P-Regler arbeitet ( $T_N \rightarrow \infty$ ). Das Reglerverhalten wird bei gleichzeitig erhöhter Kreisverstärkung deutlich schärfer, d. h. die Änderungen im Sollabfluss werden größer. Infolge der geänderten Parametrisierung des Reglers (Gl. 1) stellt sich der Wasserstand nach Bild 8 (links) ein. Der in Bild 8 (rechts) dargestellte Abflussverlauf zeigt im Vergleich mit der Ausgangssituation (grau) eine schnellere Nachführung der Mischwassereinleitung. In Bild 8 (links) sind die Wasserstandsverläufe am Oberwasserpegel im Vergleich mit der Ausgangssituation (graue Linie) dargestellt. Es zeigt sich eine deutliche Verbesserung der Situation. Stauzielüberschreitungen werden verringert und Stauzielunterschreitungen werden ganz vermieden.

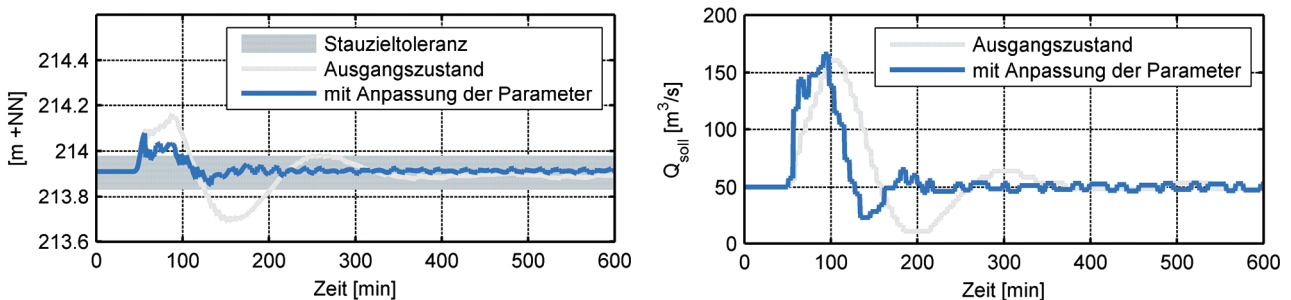


Bild 8: Pegel (links) und Soll-Abfluss (rechts) an der Staustufe Hofen am Neckar bei geänderten Reglerparametern in Folge eines Niederschlagsereignisses ( $T_N = 1 \text{ a}$ ,  $D = 60 \text{ min}$ )

## Diskussion

Stoßartige Mischwasserentlastungen führen besonders in sommerlichen Niedrigwasserperioden zu Problemen bei der Bewirtschaftung von Stauhaltungen. Es besteht die Gefahr von Brückenberührungen durch die Schifffahrt in Folge von Stauzielüberschreitungen, bzw. von Grundberührung in Folge von Stauzielunterschreitungen. Eine Berücksichtigung der Mischwassereinleitung als Steuerungsanteil bei der Regelung (Störgröße) wäre wünschenswert, da der Regler über das zusätzlich eingeleitete Wasservolumen "informiert" ist und die Stellorgane frühzeitig auf die Einleitung reagieren können. Die messtechnische Erfassung der Mischwassereinleitung ist schwierig und weist eine große Messungenauigkeit auf. Die hierbei erfassten Messwerte werden als zu unsicher angesehen, um sie dem Regler als Störgröße zur Verfügung zu stellen. Die vorgestellte ereignisabhängige Anpassung der Reglerparameter benötigt keine sicheren Messwerte. Die Information über eine beginnende Mischwasserentlastung reicht aus. Die Größe der Einleitung kann dabei unbekannt bleiben. Selbst wenn fälschlicherweise eine beginnende Mischwasserentlastung gemeldet wird, hat das nur einen geringen Einfluss auf die Wasserstandsregelung. Da die Stauzielunterschreitungen zwar vollständig vermieden, die Stauzielüberschreitung jedoch hingenommen wird, kommt diese Variante vorwiegend für Fließstrecken in Frage, auf denen für Schiffe keine Gefahr von Brückenberührungen besteht.

## Literatur

- DWD (2002): *Koordinierte Starkniederschlagsregionalisierung – Auswertung DWD (1951 – 2000)*.
- Figlus, J. (1988): *Abfluss aus Stadtgebieten: eine hydrologische Berechnungsmethode*. Mitteilungen des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft; 33.
- Schmitt-Heiderich, P. (1995): *Vorfluterbelastung aus städtischen Einzugsgebieten unter Berücksichtigung von Unsicherheiten*, Mitteilungen des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft, 54.
- The MathWorks (2011): *Matlab/Simulink* Version R2011b, <http://www.matlab.de>.
- Viessmann, W. (1986): *Runoff estimation for very small drainage areas*, Water Res. Res., Vol. 4, No. 1, pp. 87.

## **Bewirtschaftung von Stauhaltungsketten und Kanalsystemen - Einsatz von Optimierungsverfahren**

Dr.-Ing. Eckhard Arnold, Universität Stuttgart  
Dipl.-Ing. Jay Wagenpfeil, Universität Stuttgart  
Prof. Dr.-Ing. Oliver Sawodny, Universität Stuttgart

### **Einleitung**

Die Schifffbarkeit gestauter Binnenwasserstraßen erfordert die zuverlässige Einhaltung geforderter Betriebswasserstände zur Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs. Dieses primäre Ziel der Wasserbewirtschaftung von Kanälen und Flusstauhaltungen konkurriert mit einer Vielzahl von Nutzeransprüchen (Hochwasserableitung, Mischwassereinleitungen, Entnahmen, etc.). Zur Lösung der daraus resultierenden Problemstellungen kommen unterschiedliche Methoden und Modelle zum Einsatz.

Die Aufgabe einer operationellen Wasserbewirtschaftung besteht in der Gewährleistung der geforderten Wasserstände beim Betrieb der staugeregelten Wasserstraßen. Der wirtschaftliche Betrieb von Kanälen erfordert dabei eine Minimierung der Energiekosten für den Pumpeneinsatz. Bei Stauhaltungsketten sind dagegen die Ausnutzung des Speichervermögens der Stauhaltungen zur Abflussvergleichmäßigung sowie die Berücksichtigung der Anforderungen des Kraftwerksbetriebs von Interesse. Die Ableitung der notwendigen Steuerentscheidungen muss in Abhängigkeit vom aktuellen Zustand sowie von Vorhersagen nicht beeinflussbarer Einflussgrößen, wie z. B. Schleusungswassermengen, Windlast oder Zufluss in die Stauhaltungskette, erfolgen. Die richtige Erfassung kritischer Prozesssituationen, wie z. B. der starken Schrägstellung des Wasserspiegels infolge starken Windes in langen Kanalstauhaltungen oder extremer Zuflusssituationen, muss im operationellen Betrieb gewährleistet sein.

Die Aufgabe der operationellen Wasserbewirtschaftung kann als mathematisches Optimierungsproblem formuliert und gelöst werden. Dabei liefert ein (vereinfachtes) Prozessmodell die benötigten Vorhersagen der zeitlichen Änderung der Wasserstände und weiterer Größen. Die geforderten Wasserstände gehen als Nebenbedingungen in die Optimierungsaufgabe ein. Im Zielkriterium werden bei Kanälen die zu minimierenden Elektroenergiekosten für den Pumpeneinsatz und bei Stauhaltungsketten die Forderung nach Abflussvergleichmäßigung berücksichtigt. Die Flexibilität des Optimierungsansatzes ermöglicht die Einbeziehung weiterer Kriterien wie z. B. die Minimierung von Entlastungen bei Kanälen oder den Kraftwerksbetrieb bei Stauhaltungsketten. Im Online-Betrieb wird durch eine wiederholte Optimierung unter Einbeziehung aktueller Messwerte und Prognosen in Form einer modell-prädiktiven Regelung eine Anpassung an die aktuelle Betriebssituation erreicht.

Im Folgenden wird der optimierungsbasierte Ansatz zur operationellen Wasserbewirtschaftung zunächst am Beispiel der BZ Rothensee, d. h. für die Bewirtschaftung eines Kanalsystems, dargestellt. Danach wird die Übertragung der Vorgehensweise auf eine Stauhaltungskette am Beispiel einer Simulationsstudie für die Untere Mosel gezeigt.

### Modellbasierte optimierte Wasserbewirtschaftung für die BZ Rothensee

Ein Lösungsansatz für eine modellbasierte optimierte Wasserbewirtschaftung der Kanäle im Revier der Betriebszentrale Minden (BZM) wurde in Zusammenarbeit mit der TU Ilmenau (LINKE, ARNOLD, PUTA 1998), (ARNOLD, LINKE, SIEBERT 1998) entwickelt und wird mit Erfolg in der BZM betrieben. Aufbauend auf den dort entwickelten Ansätzen wurde die wasserwirtschaftliche Optimierung für die Betriebszentrale Rothensee (BZR) entwickelt und wird derzeit vor Ort implementiert.

Das Bewirtschaftungsgebiet der BZR umfasst die ca. 80 km lange Osthaltung des Mittellandkanals (MLK-Ost), die beiden Stauhaltungen Zerben und Wusterwitz des Elbe-Havel-Kanals (EHK), den Rothenseer Verbindungskanal (RVK) als Verbindung des MLK-Ost zur Elbe sowie den Niegripper- und Pareyer-Verbindungskanal als Anschluss des EHKs an die Elbe (siehe Bild 1). Dem Bewirtschaftungsgebiet zugerechnet wird weiterhin die freifließende Elbe zwischen Magdeburg und Parey, die abhängig vom Abfluss und Wasserstand für die Speisung der Kanäle genutzt wird. Von der BAW wurden räumlich hochauflösende 1D-HN-Streckenmodelle der Kanäle erstellt (mittlerer Profilabstand: 100 m) und unter Matlab/Simulink zu einem Gesamtmodell zusammengefasst. Mit den Berechnungsergebnissen der HN-Modelle können vereinfachte Prozessmodelle validiert werden. Zudem können die HN-Modelle als Realitätsersatz genutzt werden, um das Verhalten der wasserwirtschaftlichen Optimierung zu testen.



Bild 1: Bewirtschaftungsraum der Betriebszentrale Rothensee.

### Prozessmodell

Grundlage für eine modellbasierte Vorhersage und Optimierung des Prozessverhaltens ist ein mathematisches Modell des Kanalsystems, das einerseits die zeitliche und räumliche Veränderung der Wasserstände in Abhängigkeit vom Einsatz der Pumpwerke und Entlastungsanlagen sowie des Schleusenbetriebs über einen großen Arbeitsbereich und einen Zeithorizont von mehreren Stunden bis Tagen hinreichend genau beschreibt, und andererseits für die Anwendung numerischer Optimierungsverfahren unter Echtzeitbedingungen geeignet ist.



Es wird ein strukturtreues Modell auf der Basis der für die Beschreibung von Fließprozessen in offenen Gerinnen üblichen Saint-Venant-Gleichungen verwendet, die auch die Grundlage für das 1D-HN-Modell bilden. Dieses partielle Differentialgleichungssystem beschreibt die Entwicklung von Wasserstand und Durchfluss in Ort und Zeit. Die aus dem Betrieb der Pumpwerke, Entlastungsanlagen und Schleusen resultierenden Durchflüsse gehen über den lateralen Zufluss in die Gleichungen ein, die Windlast wird über einen Reibungsterm berücksichtigt.

Das vereinfachte Prozessmodell wird durch eine massenkonservative Diskretisierung mit einem Upwind-Verfahren nach Godunov erhalten, siehe (LEVEQUE 1992). Mit relativ großen Diskretisierungszellen (Ortsschrittweite  $\Delta x \approx 6,5$  km, Zeitschritt  $\Delta t = 15$  min) kann so eine für die Wasserbewirtschaftung ausreichende Genauigkeit erreicht werden.

Zur Parametrierung des Prozessmodells werden die Geometriedaten und Hydraulikparameter der Querprofile des 1D-HN-Modells approximiert. Die Modellvalidierung erfolgt durch vergleichende Simulationsexperimente. In Bild 2 ist beispielhaft der Wasserstand der MLK-Osthaltung in Abhängigkeit von Ort und Zeit dargestellt, wobei ein Pumpendurchfluss von  $24 \text{ m}^3/\text{s}$  im PW Sülfeld sowie den PW Hohenwarthe und Rothensee in den Nachtstunden angenommen wird.

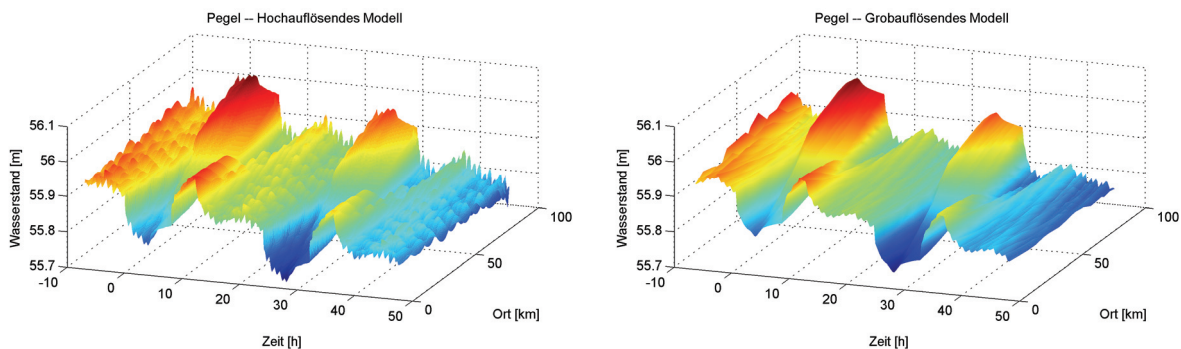


Bild 2: Simulationsergebnisse MLK-Ost mit 1D-HN-Modell (links) und Prozessmodell (rechts).

### Bewirtschaftungsaufgabe als Optimalsteuerungsproblem

Die Formulierung und Lösung der Wasserbewirtschaftungsaufgabe als Optimalsteuerungsproblem ist das Kernstück des angewandten Verfahrens. Dabei werden die Anforderungen hinsichtlich der Einhaltung schiffbarer Wasserstände und der Minimierung der Elektroenergiekosten in entsprechende Terme der Zielfunktion und der Beschränkungen umgesetzt.

Das vereinfachte Prozessmodell der Haltungen des Kanalsystems ergibt eine nichtlineare zeitdiskrete Zustandsgleichung mit dem Wasserstand und dem Durchfluss in den Diskretisierungszellen als Zustandsgrößen  $x$ , den Durchflüssen der Pumpwerke und Entlastungsanlagen als steuerbare Eingangsgrößen  $u$  und den prognostizierten Schleusungswassermengen sowie der Windlast als nicht-steuerbare Eingangsgrößen  $z$ . Der Optimierungshorizont erstreckt sich über die auf den aktuellen Zeitpunkt  $\hat{k}$  folgenden  $K$  Zeitschritte. Als Kompromiss zwischen einer möglichst langfristigen Betrachtung der Bewirtschaftung einerseits und dem zunehmenden Prognosefehler und Rechenaufwand andererseits wird ein Horizont von 48 Stunden gewählt.

Die in den Pumpwerken und Entlastungsanlagen verfügbaren Aggregate geben Beschränkungen der Eingangsgrößen vor. Die Hauptanforderung an die Wasserbewirtschaftung ist die Gewährleistung schiffbarer Wasserstände, die für jede Haltung in Form von Minimal- und Maximalwerten zum einen für den lokalen Wasserstand und zum anderen für den örtlich gemittelten Wasserstand vorgegeben sind und als Nebenbedingungen in die Optimierungsaufgabe eingehen.

Die wesentliche Komponente der Zielfunktion sind die zu minimierenden Elektroenergiekosten, wobei die für die einzelnen Pumpwerke (Durchfluss  $u_p$ ) ggf. unterschiedlichen und zeitabhängigen Elektroenergiepreise  $c_e(k)$  (Hoch- bzw. Niedertarif) sowie leistungsabhängige Arbeitspreise berücksichtigt werden.

Das Optimalsteuerungsproblem wird online mit einem angepassten numerischen Verfahren gelöst. Als Lösung der Optimalsteuerungsaufgabe werden optimale Durchflussverläufe für die Pumpwerke und Entlastungsanlagen erhalten. Diese Durchflussverläufe werden anschließend unter Berücksichtigung von Mindestlaufzeiten in Maschineneinsatzpläne, d. h. Laufzeiten und Anzahl der einzusetzenden Aggregate, umgesetzt.

### **Modell-prädiktive Regelung**

Abweichungen des Prozessverlaufs von den vorhergesagten optimalen Zeitverläufen, bedingt vor allem durch Abweichungen der nicht-steuerbaren Eingangsgrößen (Schleusungen, Windlast) von den Vorhersagen, aber auch durch Modellungenauigkeiten und Messfehler, machen nach einer gewissen Zeit eine Aktualisierung der optimalen Steuerung erforderlich. Daher wird ein Verfahren der modell-prädiktiven Regelung eingesetzt, siehe z. B. (RAWLINGS, MAYNE 2009). Dabei wird nur der Anfangsabschnitt der berechneten optimalen Steuerung angewandt, anschließend erfolgt eine Neuberechnung, ausgehend vom aktuellen Zustand und mit korrigierten Prognosen der nicht-steuerbaren Eingangsgrößen. Der Optimierungshorizont wird dabei sukzessive verschoben, siehe Bild 3. Für die modell-prädiktive Regelung wird eine Abtastzeit von 2 Stunden gewählt.

### **Zustandsschätzung**

Im modell-prädiktiven Regler wird die optimale Steuerung mit einer modellbasierten Zustandsprädiktion bestimmt. Daher muss der aktuelle Systemzustand  $x(\hat{k})$  am Beginn des Prädiktionshorizonts bekannt sein. Da die Zustandsgrößen des Prozessmodells (insbesondere die Durchflüsse in den Diskretisierungszellen) nicht direkt messbar sind, muss die Zustandsermittlung auf der Basis der Pegelmessungen und der Zeitverläufe der Eingangsgrößen in den vergangenen Stunden erfolgen.

Hierzu wird wieder ein Optimalsteuerungsproblem formuliert. Unter Berücksichtigung der Zustandsgleichungen und der bekannten Eingangsgrößen ist die Differenz zwischen gemessenen Pegelwerten  $\tilde{y}$  und mit dem Modell berechneten Pegelwerten  $y(x)$  im Sinne der kleinsten Fehlerquadrate zu minimieren. Es kommen die gleichen numerischen Verfahren wie zur Lösung der Bewirtschaftungsaufgabe zum Einsatz, jedoch ist der numerische Aufwand wesentlich geringer, da die Zustandsermittlung getrennt für jede einzelne Haltung erfolgen kann.

Die Software wird derzeit an das Leitsystem der Betriebszentrale angebunden, über eine Datenschnittstelle werden Messwerte, Anlagendaten und Optimierungsergebnisse ausgetauscht. Die Wasserbewirtschaftung wird im halbautomatischen Betrieb ausgeführt, d. h. die berechneten Pump- und Entlastungsaufträge werden dem Bedienpersonal als Entscheidungsvorschläge zur Verfügung gestellt. Der Bediener kann in seine endgültige Steuerentscheidung zusätzliche Informationen einbeziehen. Durch die zyklische Arbeitsweise werden von den Vorgaben abweichende Steuerentscheidungen berücksichtigt.

### Modellbasierte koordinierte Bewirtschaftung von Stauhaltungsketten

Das Ziel einer koordinierten Bewirtschaftung von Stauhaltungsketten als Komponente einer automatisierten Abfluss- und Stauzielregelung besteht in einer Erweiterung der lokalen Regelungen der Staustufen zur Verbesserung des dynamischen Verhaltens des Gesamtsystems. Im Rahmen einer im Auftrag der BAW durchgeführten Simulationsstudie zur „Automatischen Abfluss- und Stauzielregelung der Unteren Mosel“ (LINKE 2005) wurde für einen Teilabschnitt der Unteren Mosel mit den Staustufen Detzem, Wintrich und Zeltingen eine zweischichtige Regelungsstruktur gemäß Bild 4 entwickelt. Diese besteht aus lokalen OW/Q-Reglern der einzelnen Staustufen und einem modellbasierten (modell-prädiktiven) Koordinator.

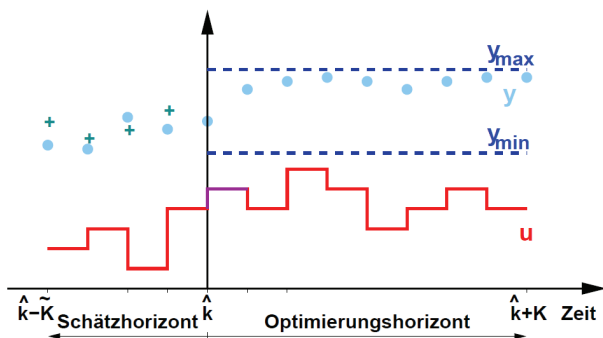


Bild 3: Zeithorizonte der modell-prädiktiven Regelung und Zustandsschätzung.

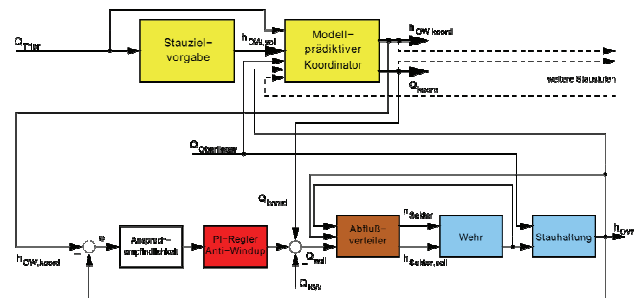


Bild 4: Koordinator und OW/Q-Regler einer einzelnen Staustufe.

Der Koordinator ist als nichtlinearer modell-prädiktiver Regler konzipiert. Basierend auf einem grobauflösenden HN-Modell (Prozessmodell, siehe oben) mit angepasster Diskretisierung ist eine Prognose der Wasserstands- und Abflussentwicklung der gesamten Stauhaltungskette möglich. Die Eingangsgrößen (Stellgrößen) im Koordinatormodell sind die Staustufenabflüsse (Wehr- und Kraftwerksabfluss), die lokale Regelung wird dabei als ideal angenommen.

Die Bewirtschaftungsaufgabe für die Stauhaltungskette wird als nichtlineares Optimalsteuerungsproblem formuliert. Die Einhaltung der Vorgaben für die Oberwasserstände als primäres Ziel wird als harte Beschränkung umgesetzt. Im Gütekriterium wird die geforderte Abflussvergleichmäßigkeit in eine geeignete Bewertung der zeitlichen Änderung des Staustufenabflusses umgesetzt. Ein vereinfachtes Kraftwerksmodell gestattet die Einbeziehung des Kraftwerksbetriebs in die Optimierungsaufgabe.

Die Anbindung des modell-prädiktiven Koordinators an die lokale Regelung entspricht einer Zwei-Freiheitsgrade-Struktur, siehe Bild 4. Die Struktur der OW/Q-Regelung bleibt erhalten, wodurch eine hohe Robustheit gewährleistet ist.

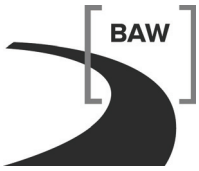
Mit einem 1D-HN-Modell als Originalersatz wurde die modellbasierte koordinierte Bewirtschaftung anhand vorgegebener Szenarien aus Niedrig-, Mittel- und Hochwasserereignissen simulativ getestet. Die Ergebnisse zeigen, dass die dynamischen Stauziele im vorgegebenen Toleranzbereich eingehalten werden und im gesamten Abflussspektrum ein zuverlässiger Betrieb des Regelungssystems gewährleistet werden kann. Durch die Ausnutzung des Speichervermögens der Haltungen wird eine wirksame Abflussvergleichmäßigung erreicht.

Ein ähnliches Konzept wurde für die Stauhaltungskette der Aare untersucht, siehe (HUG-GLANZMANN ET AL. 2005), wobei dort eine zentrale Regelungsstruktur eingesetzt wird, bei der die lokalen Regler im Regelbetrieb inaktiv sind.

Ein Nachteil der modellbasierten koordinierten Bewirtschaftung besteht im hohen Rechenaufwand zur Online-Lösung des Optimierungsproblems, der aufgrund der höheren Dynamik der Stauhaltungskette im Vergleich zum Kanalsystem und dem geforderten vollautomatischen Betrieb limitierend sein kann. Daher werden in einem aktuellen Projekt Ansätze zur Modellinversion auf Basis der Saint-Venant-Gleichungen untersucht, die durch eine strukturelle Vereinfachung der Optimierungsprobleme zu einer signifikanten Reduktion des Rechenaufwands führen sollen.

## Literatur

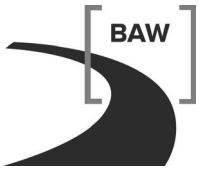
- ARNOLD, E.; LINKE, H.; SIEBERT, W.: Ein modell-prädiktives Regelungsverfahren zur optimierten Wasserbewirtschaftung des Mittellandkanals und des Elbe-Seitenkanals. In: *at - Automatisierungstechnik* 47.9 (1999), S. 399–407.
- ARNOLD, E.; SCHMITT-HEIDERICH, P.; WAGENPFEIL, J.; SAWODNY, O.: Modell zur operationellen Bewirtschaftung der Kanäle und Flusstauhaltungen der Betriebszentrale Magdeburg/Rothensee. In: BfG-Kolloquium, Hannover, 2011.
- BFG: *Istzustandsanalyse der wasserwirtschaftlichen Verhältnisse des Kanalsystems zwischen Rhein und Oder*. Auftraggeber: Wasser- und Schifffahrtsdirektionen West, Mitte und Ost; BfG-1427; Bearbeiter: W. Finke, S. Krause und A. Haunschild, 2004.
- HUG-GLANZMANN, G.; VON SIEBENTHAL, M.; GEYER, T.; PAPAFOIOTOU, G.; MORARI, M.: Supervisory water level control for cascaded river power plants. In: Hydropower Conference 05, Stavanger, Norway, 2005.
- LEVEQUE, R. J.: *Numerical methods for conservation laws*. Birkhäuser Verlag, 1992.
- LINKE, H.: Wasserbewirtschaftung von Binnenschiffahrtsgewässern auf Basis einer modell-gestützten Vorhersage des Systemverhaltens. Dissertation, TU Ilmenau, 2005.
- LINKE, H.; ARNOLD, E.; PUTA, H.: *Optimierte Wasserbewirtschaftung des Mittellandkanals und des Elbe-Seitenkanals*. Abschlussbericht, TU Ilmenau, 1998.
- RAWLINGS, J. B.; MAYNE, D. Q.: *Model Predictive Control: Theory and Design*. Nob Hill, 2009.
- WAGENPFEIL, J.; ARNOLD, E.; SAWODNY, O.: Modeling and optimized water management of inland waterway systems. In: *IEEE Conference on Control Applications*. Yokohama, Japan, 2010.



Bundesanstalt für Wasserbau  
Kolloquium Innovation mit Tradition:  
Hydraulischer Entwurf und Betrieb von Wasserbauwerken  
04. und 05. Juli 2012

## **Notizen**





Bundesanstalt für Wasserbau  
Kolloquium Innovation mit Tradition:  
Hydraulischer Entwurf und Betrieb von Wasserbauwerken  
04. und 05. Juli 2012

## **Notizen**





Bundesministerium  
für Verkehr, Bau  
und Stadtentwicklung



**Bundesanstalt für Wasserbau**  
Kompetenz für die Wasserstraßen

Kußmaulstraße 17 · 76187 Karlsruhe  
Tel. + 49 (0) 721 97 26-0 · Fax +49 (0) 721 97 26-45 40

Wedeler Landstraße 157 · 22559 Hamburg  
Tel. +49 (0) 40 81 908-0 · Fax +49 (0) 40 81 908-373

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