



VORTRÄGE

HTG-Kongress 2011



Würzburg

07. – 10. September 2011

Congress Centrum Würzburg





Wir in unserem Element.

Seit Jahrzehnten ist HOCHTIEF im Inland und Ausland ein zuverlässiger Partner bei der Errichtung von Häfen. Mit unserer umfangreichen Inhouse-Kompetenz führen wir auch komplexe Projekte durch – von der Planung bis zur Übergabe. Zu unseren zahlreichen Referenzprojekten gehören das Containerterminal CT 4 in Bremerhaven und das neue Containerterminal in Danzig.

Kontaktieren Sie uns:

Tel.: 040 21986-0

marine-works@hochtief.de

www.hochtief-solutions.de/cem



HOCHTIEF

SOLUTIONS AG
CIVIL ENGINEERING
AND MARINE WORKS

VORTRÄGE

HTG-KONGRESS 2011

Herausgeber:

© Hafentechnische Gesellschaft e.V.

Neuer Wandrahm 4, 20457 Hamburg

Telefon: 0 40/4 28 47-21 78

Telefax: 0 40/4 28 47-21 79

E-Mail: service@htg-online.de

Internet: www.htg-online.de

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung, vorbehalten.

Gestaltung und Satz: Michael Herold, Heiligenstedten

www.typografikdesign.de

Die Verantwortung für die Inhalte der einzelnen Beiträge
liegt bei den Referenten.

VORTRÄGE

HTG-Kongress 2011



Würzburg

07. – 10. September 2011

Congress Centrum Würzburg

Inhalt

- 12 Vorwort**
Ministerialdirektor Reinhard Klingen, Stellvertretender Vorsitzender HTG
- 14 Verkehrliche Bedeutung der Main-Donau-Wasserstraße**
Ministerialrat Nicolai von Rimscha
Bayerisches Staatsministerium für Wirtschaft, Infrastruktur, Verkehr und Technologie
- 18 Die Binnenhäfen an der Main-Donau-Wasserstraße – Von der Daseinsvorsorge zum modernen Logistikstandort**
Joachim Zimmermann, Bayernhafen GmbH & Co. KG
- 19 Tourismus auf der Main-Donau-Wasserstraße**
Dipl. Kaufmann Axel Eisele, Berufsmäßiger Stadtrat und Wirtschaftsreferent der Stadt Nürnberg
- 20 Fahrrinnenausbau am Main**
Dipl.-Ing. Mareike Bodsch, WNA Aschaffenburg / Zusammen mit: Gerd Karreis
- 29 Langfristige Sohlentwicklungen in der Donau zwischen Straubing und Vilshofen vor dem Hintergrund von Unterhaltungsmaßnahmen**
Jürgen Kellermann, BAW / Zusammen mit: Thomas Lege
- 44 Grundinstandsetzung der Doppelkammerschleuse Kachlet an der Donau**
Dipl.-Ing. Rainer Siemke, WTM Engineers GmbH
Zusammen mit: U. Jäppelt, G. Müller, H.-J. Vieth
- 55 Erhöhung der Hochwasserschutzmaßnahmen im Bereich der Geestemündung in Bremerhaven**
Dipl.-Ing. (FH) Matthias Hencke / Zusammen mit: Birgitt Brinkmann, Henry Behrends
- 66 Risikomanagement für Auftraggeber**
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Björn Genselein, iwB Ingenieurgesellschaft mbH
- 74 Seafastening für Jacketstrukturen im Offshorebereich**
B. Eng. Felix Rosenberger, HOCHTIEF Solutions AG
- 75 Konzeption, Implementierung und Anwendung eines GPS-gestützten Schwimmersystems**
Dipl.-Ing. Christine Hegemann, Ingenieurgesellschaft Heidt und Peters mbH

- 82 **Eingangsdaten propellerinduzierter Geschwindigkeiten zur Dimensionierung von Kolkenschutzsystemen vor Kaimauern**
Lena Bruderreck, Knabe Enders Dührkop Ingenieure GmbH (KED)
- 92 **Zur Sattelbildung von Flachgründungen unter zyklischen Lasten**
Katja Reimann, Technische Universität Hamburg-Harburg
- 100 **Neustrukturierung des Mittleren Freihafens zum Central Terminal Steinwerder (CTS)**
Prof. Dr.-Ing. Birgitt Brinkmann, Leuphana Universität Lüneburg
- 112 **Compact Port**
Dipl.-Ing. Volker Grapengiesser, Ingenieurbüro Grapengiesser
- 133 **Die Umstrukturierung des Warnow-Fährterminal**
Dipl.-Ing. Tobias Günzl, Inros Lackner AG
- 142 **Wilhelmshaven als Massenguthafen und Standort für Großkraftwerke**
Dipl.-Ing. Martin Janßen, Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG
- 156 **Technische Assistenz bei der Auswahl von „Public-Private Partnership“ (PPP) - Optionen im Hafen von Bissau**
Dipl.-Nautiker Dipl.-Kaufmann Franz Hörberg, Inros Lackner AG
- 170 **Erweiterung des Containerterminals im Hafen Beirut**
Dr.-Ing. Uwe Pfeiffer, Sellhorn Ingenieurgesellschaft
- 179 **Neubau des Frankenbach Container Terminals in Mainz**
Dipl.-Ing. Norbert Carstensen, WTM Engineers GmbH
Zusammen mit: Ulrich Jäppelt
- 180 **Sanierung der historischen Ufermauer Donauwörth**
Dr. Tanja Ganz, Inros Lackner AG
Zusammen mit: Andreas Gorbauch, Andrea Zimmer
- 187 **AIS Pilotprojekt Mittelweser**
Christoph Weinoldt, Wasser- und Schifffahrtsverwaltung
- 198 **Planung zum Ausbau des Stichkanals nach Hildesheim**
Dipl.-Ing. Stefan Behrens, Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals in Hannover
- 206 **Neubau der Kanalüberführung Elbe in der Osthaltung des Mittellandkanals bei Magdeburg**
Dipl.-Ing. Karl-Heinz Wiese, Wasserstraßen-Neubauamt Helmstedt

- 214 Der Bau des neuen Schiffshebewerkes Niederfinow**
Dipl.-Ing. Peter Huth, Wasser- und Schifffahrtsverwaltung
Zusammen mit: F. Ulrich, T. Müller
- 218 Eine der weltweit größten beweglichen Brücken für Hamburg!
Der Neubau der Rethekklappbrücke**
Dipl.-Ing. Jürgen Tippenhauer, HOCHTIEF Solutions AG
Zusammen mit: Jörg Kapusta
- 219 NOK-Schleusen Brunsbüttel**
Dipl.-Ing. Christoph Paesler, KED Ingenieure / Zusammen mit: Dipl.-Ing. Hinnerk Sunderdiek, WTM Engineers; M.Schöner, C. Thormählen
- 226 Objektplanung einer großen Erdbaumaßnahme mit wechselnden Rahmenbedingungen für das Central Terminal Steinwerder in Hamburg**
Dipl.-Ing. Peter Ruppert, Hamburg Port Authority
Zusammen mit: Dirk Metzko
- 231 Freeport of Riga**
Dr.-Ing. Torsten Retzlaff, Inros Lackner AG 1
- 241 Klimaänderung und Seehäfen – Einflüsse und Anpassungsmaßnahmen**
Dr.-Ing. Bärbel Koppe, Leuphana Universität Lüneburg
Zusammen mit: Wolfgang Hurtienne
- 252 Die Entwicklung fugenloser Kaimauern**
Dr.-Ing. Karl Morgen, WTM Engineers GmbH
Zusammen mit: Harald von Thaden
- 255 XtremRisk - Extremsturmfluten an offenen Küsten und Ästuargebieten**
Dipl.-Ing. Marie Naulin, TU Braunschweig, Leichtweiß-Institut
Zusammen mit: Oumeraci, Jensen, Gönner, Pasche, Kortenhaus, Burzel, Dassanayake, Wahl, Mudersbach, Sossidi, Ujeyl
- 264 Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum**
Dr.-Ing. Peter Fröhle, Institut für Wasserbau, Universität Rostock
Zusammen mit: Holger Schüttrumpf, Frank Thorenz
- 275 Auswirkungen klimabedingter Änderungen auf das Strömungs- und Transportverhalten deutscher Nordseeästulare**
Dr.-Ing. Ingrid Holzwarth, Bundesanstalt für Wasserbau
Zusammen mit: Fr. Schulte-Rentropp, Fred Hesser

- 283 Kolkschutz mit geotextilen Sandcontainern an Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen**
Dipl.-Ing. Katja Werth, BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG
Zusammen mit: Karsten Peters
- 294 Neubau des Hochwasserüberleitungsstollens von der Freiburger Mulde zum Hochwasserrückhaltebecken Mulda**
Dr.-Ing. habil. Hermann Stopsack, INROS LACKNER AG
Zusammen mit: Schmitt, Wittke, Spindler, Kropp, Schiffner
- 307 Nachhaltiger Erosions- und Hochwasserschutz in der Küstenzone des Mekong-Deltas in Südvietnam**
Dipl.-Ing. Thorsten Albers, TU Hamburg-Harburg
Zusammen mit: Nicole von Lieberman, Klaus Schmitt
- 316 Hydraulische Untersuchungen zur Verbesserung der ökologischen Durchgängigkeit an Bundeswasserstraßen**
Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann, Bundesanstalt für Wasserbau
Zusammen mit: Roman Weichert
- 326 Herstellung der Durchgängigkeit an Bundeswasserstraßen**
Dr. Andreas Anlauf, Bundesanstalt für Gewässerkunde
Zusammen mit: Matthias Scholten, Christian von Landwüst
- 331 Großräumige Kompensationsmaßnahmen für den Hafenbau an der Unterweser**
Thomas Wieland, bremenports GmbH + Co. KG
- 347 „TIDE“ – Ein Ansatz zum integrierten Management Europäischer Ästuar**
Dipl.-Ing. Manfred Meine, Hamburg Port Authority
- 353 Transportverhalten und ökotoxikologische Auswirkung schadstoffbelasteter kohäsiver Sedimente**
Catrina Cofalla, RWTH Aachen / Zusammen mit: Holger Schüttrumpf
- 361 Untersuchungen zu verkehrswasserbaulichen Anpassungsoptionen an extreme Niedrigwassersituationen**
Dr.-Ing. Andreas Schmidt, Bundesanstalt für Wasserbau
Zusammen mit: Wurms, Wassermann, Schröder, Söhngen
- 371 Neubau des Offshore Windparks EnBW Baltik 2 in der deutschen Ostsee**
Dipl.-Ing. Knud Grimm, HOCHTIEF Solutions AG
- 378 Offshore Terminal Bremerhaven**
Dipl.-Ing. Ines Teuteberg, bremenports GmbH + Co. KG
Zusammen mit: Stefan Henke, Stefan Färber

- 387 Untersuchung von Transportketten im Bereich der Offshore-Windparkinstallation**
Dipl.-Ing. Hauke Schnoor, Bilfinger Berger
Zusammen mit: B. Brinkmann, T. Erhardt
- 395 Kolkbildung und Dimensionierung des Kolkschutzes eines OWEA Schwergewichtsfundaments**
Dipl.-Ing. Mayumi Wilms, Leibnitz Universität Hannover
Zusammen mit: A. Stahlmann, H. Wahrmond, C. Heitz, T. Schlurmann
- 405 Analyse der Fluid-Struktur-Interaktion an einem Schwergewichtsfundament einer Offshore-Windenergieanlage**
Dipl.-Ing. Nina Manig, Leibnitz Universität Hannover - Wasserressourcen Bewirtschaftung, Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik
- 413 Miteinander rügen**
Dipl.-Ing. Karlheinz Pröpping, Hamburg Port Authority
Zusammen mit: Sylvia Lisa Mathias
- 419 Sektorenverordnung – oder wie gehen wir mit der gewonnenen Freiheit um?**
Roland Görs, bremenports GmbH + Co. KG
- 423 Die Vergabe von Bauleistungen – Formalismus zu Lasten der Wirtschaftlichkeit?**
Dipl.-Ing. Maik Ehrensberger, BCM BauConsult Management GmbH
- 431 Konzeptionelle Entwicklung von Ansätzen für ein Lebensdauermanagement für Hafeninfraststrukturen**
Dipl.-Ing. Nannina Horstmann, Forschungszentrum Küste
- 442 Vereinheitlichung oder individuelle Beurteilung?**
Dr.-Ing. Susanne Potthoff, Ingenieurberatung Broßgelhoff 1
- 450 Stahlwasserbauprogramm des Wasser- und Schifffahrtsamtes Nürnberg**
Dipl.-Ing. Guido Zander, Wasser- und Schifffahrtsamt Nürnberg
Zusammen mit: Marko Ruszczyński, Johannes Engler
- 455 25 Jahre Korrosionsschutz an der Containerkaje Bremerhaven**
Dipl.-Ing. Peter Kara, bremenports GmbH & Co. KG
- 465 Aktuelle Probleme mit Wehrverschlüssen am Main und Lösungsansätze**
Dipl.-Ing. Heinrich Schoppmann, Wasser- und Schifffahrtsamt
Zusammen mit Norman Braun
- 475 Ersatz der Kajen im Marinestützpunkt Wilhelmshaven**
Dr. rer. nat. Matthias Graff, Danfoss A/S, Global Services
Zusammen mit: Dirk Eickmeyer

483 Elektrochemischer Schutz von Stahlbeton einer Schleusenbrücke

Dr. rer. nat. Günter Binder, Bundesanstalt für Wasserbau

Zusammen mit: Holger Becker

490 Oberflächenvergütete Stahlbauteile und deren Beitrag zum Korrosionsschutz

Dipl.-Ing. (FH) Roland Baier, Bundesanstalt für Wasserbau

Zusammen mit: Marcel Mrachatz, Günter Binder

493 Korrosionsschutz von Offshore-Windenergieanlagen

Dipl.-Ing. Oliver Heins, EnBW Erneuerbare Energien GmbH

Zusammen mit: T. Krebs, M. Baumann, G. Binder



Sehr geehrte Kongressteilnehmer und Kongressteilnehmerinnen,
liebe Mitglieder,

es verspricht wieder interessant zu werden auf dem diesjährigen HTG-Kongress, diesmal in der schönen Residenzstadt Würzburg. Direkt am Main gelegen, besticht Würzburg mit einer malerischen historischen Kulisse und beherbergt einen der bedeutendsten Binnenhäfen Bayerns.

Der Main, der mit Rhein, Main-Donau-Kanal und Donau die Nordsee mit dem Schwarzen Meer verbindet, ist bedeutender Verkehrsweg und Naturraum zugleich. Hier, wie an den anderen Flüssen, die zugleich Wasserstraße sind, gilt es, die aktuellen Bedürfnisse der Schifffahrt mit den Erfordernissen eines verantwortungsvollen Umgangs mit Natur und Umwelt zu vereinen.

Den Kongress als Plattform zur Diskussion dieser und anderer technisch-wissenschaftlicher Fragen zu verstehen, ist seit jeher ein Anliegen der HTG. Ein vielfältiges Vortragsprogramm und eine Podiumsdiskussion zur Rolle der Binnenhäfen versprechen eine interessante Mischung aus Information und Diskussion.

Erstmals in der Geschichte der HTG-Kongresse wird der Tagungsband in digitaler Form zur Verfügung gestellt. Damit nutzen wir die modernen Kommunikationsmöglichkeiten und beschreiten neue Wege. Wir hoffen, dass dies Ihre Zustimmung findet und würden uns über eine Rückmeldung freuen.

Insbesondere in Zeiten elektronischer Kommunikation sind es die persönlichen Begegnungen, der unmittelbare fachliche Austausch und das Gespräch, die zunehmend an Bedeutung gewinnen. Die HTG will auch künftig Plattform für die Fortentwicklung von Fachthemen rund um Hafen, Schifffahrt und Logistik sein. Hierfür und für die Bildung von Netzwerken stellen die Kongresse ein unverzichtbares Element dar.

All denen, die wiederum zum Gelingen des Kongresses beigetragen haben, ein herzliches Dankeschön für ihr Engagement für die HTG!

Liebe Teilnehmer, wir freuen uns auch in diesem Jahr auf zahlreiche Teilnehmer und Teilnehmerinnen, interessante Vorträge, angeregte Diskussionen und gute Unterhaltung beim Kongressabend.

Hamburg, im Juli 2011

A handwritten signature in blue ink, reading 'Reinhard Kligen'. The signature is fluid and cursive, with the first name 'Reinhard' and the last name 'Kligen' clearly distinguishable.

Ministerialdirektor Reinhard Kligen
Stellvertretender Vorsitzender HTG

Verkehrliche Bedeutung der Main-Donau-Wasserstraße

Herr Nicolai von Rimscha

Nicolai von Rimscha

Verkehrliche Bedeutung der Main-Donau Wasserstraße

Nicolai von Rimscha

Bayerisches Staatsministerium
für Wirtschaft, Infrastruktur, Verkehr und Technologie

Vortrag
anlässlich des

HTG Kongresses 2011

am 08.09.2011

in Würzburg

Gliederung

- I. Einleitung 1
- II. Die Binnenschifffahrt im Vergleich der Verkehrsträger 1
 - 1. Bayernweit 1
 - 2. Donaukorridor 2
- III. Der Verlauf der Main-Donau Wasserstraße 2
- IV. Die Schifffahrt auf der Main-Donau Wasserstraße 4
 - 1. Der Ausbau 4
 - a) Mainausbau 4
 - b) Ausbau des Main-Donau Kanals 5
 - c) Ausbau der Donau 5
 - 2. Aktuelle Entwicklung: Klassifizierung der Bundeswasserstraßen 6
 - 3. Schifffahrt entlang der Main-Donau Wasserstraße 6
 - a) Güterschifffahrt 7
 - b) Personenschifffahrt 9
 - 4. Schifffahrt quer zur Main-Donau Wasserstraße: Fähren 10
- V. Schlusswort 10

I. Einleitung

Sehr geehrte Damen und Herren!

Vielen Dank für Ihre freundliche Einladung. Ich freue mich, Ihnen im Rahmen der heutigen Veranstaltung, des HTG Kongresses 2011, die verkehrliche Bedeutung der Main-Donau Wasserstraße beleuchten zu dürfen.

II. Die Binnenschifffahrt im Vergleich der Verkehrsträger

1. Bayernweit

Dominerender Verkehrszweig ist auch im Güterverkehr der Straßenverkehr. Auf diesen entfallen heute 88,4 % des Güteraufkommens und 72,4 % der Güterverkehrsleistung.

Der Güterverkehr auf der Schiene hat beim Aufkommen einen Verkehrsanteil von rund 10 % und bei der Leistung von rund 25 % in Bayern.

Auf die Main-Donau Wasserstraße entfallen derzeit 1,8 % des Verkehrsaufkommens und 2,4 % der Transportleistung im Güterverkehr Bayerns. Die Binnenschifffahrt in Bayern soll bis 2025 um 20 % (Transportleistung) wachsen, vor allem aufgrund des zunehmenden Transitverkehrs. In dieser Prognose wird ein Ausbau der Strecke Straubing-Vilshofen nach der flussbaulichen Variante A unterstellt.

2. Donaukorridor

Anders schauen die Zahlen aber aus, wenn man sie nicht bayernweit betrachtet, sondern beispielsweise nur den Donaukorridor zwischen Straubing und Vilshofen: Dort belegt die Binnenschifffahrt mit einem Anteil von 42 % knapp vor dem Lkw mit 39,7 % und mit deutlichem Abstand vor der Bahn mit 18,3 % die Spitzenposition im parallelen Transportaufkommen.

III. Der Verlauf der Main-Donau Wasserstraße

Der Main verläuft durch die Bundesländer Bayern und Hessen. Im Bereich der Stadt Wertheim bildet er auf rund 25 Kilometern Länge die Grenze zwischen Bayern und Baden-Württemberg. Er mündet in Wiesbaden in den Rhein.

Der Main ist dabei ab Bamberg auf 396 km Länge schiffbar und seit 1992 über den Main-Donau-Kanal mit der Donau verbunden. Am Main befinden sich einige große Binnenhäfen: Aschaffenburg, Karlstadt, Lengfurt, Würzburg, Schweinfurt und Bamberg.

In Bamberg beginnt der Main-Donau-Kanal, der die Wasserstraßen Westeuropas mit der Donau verbindet. Bereits 1846 wurde der Ludwig-Donau-Main-Kanal zwischen Main und Donau eröffnet. Auch er traf in Bamberg auf den Main. Der technisch veraltete und im Zweiten Weltkrieg beschädigte Kanal wurde 1950 aufgegeben. Pläne für einen modernen Neubau gab es bereits seit den 1920er Jahren. 1960 wurde in Bamberg mit dem Bau begonnen, das erste Teilstück bis Nürnberg 1972 eröffnet. 1992 wurde der Kanal bis Kelheim an der Donau fertig gestellt und die Verbindung zwischen beiden Flüssen eröffnet, die einen ganz unterschiedlichen Charakter aufweisen: Der Main ist ein Nebenfluss des Rheins, wenn auch der bedeutendste. Die Mainschifffahrt war daher insbesondere in den letzten 100 Jahren auf den Wechselverkehr Main-Rhein ausgerichtet. Demgegenüber war die Schifffahrt auf der Donau autonom, und daher nur an den Gegebenheiten dieses Stromes ausgerichtet. Mit der Fertigstellung des Main-Donau-Kanals dient der Main nun auch als Transitstrecke zwischen Rhein und Donau.

Die Donau als Bundeswasserstraße hat in Bayern eine Länge von 208 km von Kelheim bis zur Schleuse Jochenstein. Bedeutende Binnenhäfen an der Donau sind neben Kelheim Regensburg, Straubing und Passau.

IV. Die Schifffahrt auf der Main-Donau Wasserstraße

1. Der Ausbau

a) Mainausbau

Der Ausbau des Mains für die Schifffahrt erfolgte in mehreren Schritten flussaufwärts durch den Bau von Staustufen. Auch heute noch wird am Ausbau des Mains gearbeitet. Der derzeit laufende Fahrinnenausbau hat das Ziel, die euro-päische Wasserstraßenklasse Vb zu erreichen. Dabei wird eine durchgängige ganzjährige Fahrrinntiefe von mindestens 2,90 m hergestellt und es werden Engstellen, v. a. in Kurvenbereichen, beseitigt. Diese Arbeiten sollen im Jahr 2015 abgeschlossen sein.

Bereits heute befahren Schiffe mit bis zu 110 m Länge und bis zu 11,45 m Breite den Main sowie – mit Sonderzulassung – Schiffe und Schubverbände mit bis zu 135 m bzw. 190 m Länge und bis zu 11,45 m Breite. Dabei ist allerdings nur eine eingeschränkte Abladung möglich. Darüber hinaus fehlt die für die Schifffahrt erforderliche Sicherheit und Leichtigkeit aufgrund zu schmaler Fahrinnenquerschnitte in den noch nicht ausgebauten Abschnitten, insbesondere in den Kurven.

Der Main wird nach dem Ausbau ab 2015 ganzjährig mit bis zu 2,7 m abgeladenen Schiffen befahrbar sein.

b) Ausbau des Main-Donau Kanals

Dieser ist abgeschlossen, er ist bereits ganzjährig mit bis zu 2,7 m abgeladenen Schiffen befahrbar.

c) Ausbau der Donau

Die Donau ist im Abschnitt zwischen Straubing und Vilshofen nach wie vor nicht ausgebaut. Der Engpass an dieser Stelle stellt das Nadelöhr schlechthin auf der Main-Donau Wasserstraße dar, weit über Bayern hinaus. Die politische Diskussion über die Art des Ausbaus ist nach wie vor im Gange. Als mögliche Varianten kommen die rein flussbauliche Variante A und der Ausbau mit einer Stützschwelle bei Aicha, die Variante C280, in Frage. Die politische Entscheidung soll nach Abschluss der gegenwärtig laufenden EU-geförderten Studie erfolgen. Diese soll Ende 2012 vorliegen.

2. Aktuelle Entwicklung: Klassifizierung der Bundeswasserstraßen

Im Rahmen der Neuorganisation der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung sollen die Wasserstraßen gewichtet werden. Dabei soll die in Bayern liegende Main-Donau Wasserstraße in die Klassen „Vorrangnetz“ (Main von Aschaffenburg bis Würzburg und Donau von Regensburg bis zur österreichischen Grenze und „Hauptnetz“ (Main ab Würzburg bis Bamberg, gesamter Main-Donau-Kanal, Donau von Kelheim bis Regensburg) eingeteilt werden. Der Hauptunterschied zwischen Vorrang- und Hauptnetz besteht dabei beim Ausbau, der beim Vorrangnetz „zügig“ erfolgen soll, beim Hauptnetz jedoch nur erfolgen „kann“.

Von den 2 auszubauenden Strecken in Bayern gehört Straubing-Vilshofen dabei zum Vorrangnetz, die Strecke Würzburg-Bamberg jedoch nur zum Hauptnetz.

3. Schifffahrt entlang der Main-Donau Wasserstraße

Diese unterfällt in Güter- und Personenverkehr.

a) Güterschifffahrt

Die transportierten Güter sind hauptsächlich

- Land-, forstwirtschaftliche und verwandte Erzeugnisse,
- andere Nahrungs- und Futtermittel,
- feste mineralische Brennstoffe,
- Erdöl, Mineralölzeugnisse,
- Erze und Metallabfälle,
- Eisen, Stahl und NE-Metalle,
- Steine, Erden (einschließlich Baustoffe),
- Düngemittel,
- Chemische Erzeugnisse und
- Fahrzeuge, Maschinen, sonstige Halb- und Fertigwaren sowie besondere Transportgüter.

Es handelt sich also vornehmlich um Güter der Grundstoffindustrien, während hochwertige Konsum- und Industriegüter eher auf der Straße transportiert werden. Damit hat die Binnenschifffahrt – wie auch die Eisenbahn – ihre höchsten Marktanteile in stagnierenden oder sogar rückläufigen Gütergruppen, was den Rückgang des Güterverkehrs auf dem Main in den letzten Jahren erklärt.

Der Güterumschlag in den bayerischen Häfen der Bundeswasserstraßen 2010 erreichte ca. 8,98 Mio. Tonnen und lag damit 6,0 Prozent über dem Vorjahresergebnis.

Die umschlagstärksten Häfen an der Main-Donau Wasserstraße waren dabei 2010

Aschaffenburg: ca. 860.000 Tonnen,
 Würzburg: ca. 429.000 Tonnen.
 Schweinfurt: ca. 387.000 Tonnen und
 Bamberg: ca. 400.000 Tonnen,
 Nürnberg: ca. 481.000 Tonnen,
 Kelheim: ca. 519.000 Tonnen,
 Regensburg: ca. 1.642.000 Tonnen,
 Straubing-Sand: ca. 611.000 Tonnen und
 Passau: ca. 323.000 Tonnen.

Die Main-Donau Wasserstraße hat eine äußerst bedeutende Rolle als Hauptverkehrsader für ganz Europa. Zusammen mit dem Rhein verbindet sie Südosteuropa mit Nordwesteuropa und das Schwarze Meer mit der Nordsee. Die Main-Donau-Wasserstraße ist damit ein wichtiger grenzüberschreitender Verkehrskorridor. Ihre herausragende Bedeutung zeigt sich auch darin, dass die EU die Rhein-Main-Donau-Wasserstraße als Ganze in die Leitlinien für den Aufbau eines transeuropäischen Verkehrsnetzes (TEN-V) aufgenommen hat. Deshalb wird auch die Beseitigung des einzigen größeren verbliebenen Engpasses dieser Wasserstraße auf deutschem Gebiet, nämlich der Ausbau der Donau im Abschnitt Straubing – Vilshofen als prioritäres Projekt der TEN-V-Liste geführt, wobei die EU den Netzeffekt in Bezug auf die Rhein-Main-Donau-Verbindung und auch die Verbindung der ARA-Häfen mit den südost-europäischen Beitrittsländern explizit festgestellt hat.

b) Personenschifffahrt

Im Jahr 2010 wurden auf der Main-Donau Wasserstraße zu Berg und zu Tal je ca. 70.000 Personen befördert, wobei auf Fahrgastkabine-schiffe ca. 89 %, auf Tagesausflugsschiffe ca. 11 % entfielen.

Insgesamt betrachtet profitieren von der Main-Donau Wasserstraße als Verkehrsträger somit:

- Unternehmen des physischen Transports (Reeder, Befrachter, Spediteure,...)
- Dienstleister (Häfen, Umschlagunternehmen, Reparaturbetriebe, Hotels, Pensionen, Gastronomie, ...)
- Industrie (ortsansässige Produzenten / Verbraucher wie Knauf-Gips, Schwenk-Zement, Heidelberg-Zement, BayWa, Eon-Kohlekraftwerk, Walther-Kraftstoffe, Liapor,...)
- Bürger (Radweg, Freizeitschifffahrt, Rudersport, Uferpromenaden, Wanderwege, Wassersportvereine,...)
- Städte und Gemeinden (Fremdenverkehrsförderung, Gewerbe- und Körperschaftssteuer,...)

4. Schifffahrt quer zur Main-Donau Wasserstraße: Fähren

Die Fähren stehen in der Regel im Eigentum der Kommunen, die sie an die Fährleute verpachtet. Trotzdem werden wegen der erforderlichen Zuschüsse die kommunalen Haushalte erheblich belastet.

Die Mehrzahl der Fähren dient zum Transport von Personen- und Lastkraftwagen bis zu einem bestimmten Gesamtgewicht, einige nur zum Transport von Personen und Fahrrädern. Zum Teil sind die Fähren freifahrend, andere werden mit eigenem Antrieb am Hochseil geführt. Die Verkehrsbedeutung der Fähren ist nach wie vor hoch. Insbesondere der Landwirtschaft bringen sie eine erhebliche Zeiterparnis, da die Umwege über die nächste Brücke bis zu 20 km betragen.

V. Schlusswort

Vielen Dank für Ihre Aufmerksamkeit.

Die Binnenhäfen an der Main-Donau-Wasserstraße - Von der Daseinsvorsorge zum modernen Logistikstandort

Herr Joachim Zimmermann

Herr Joachim Zimmermann

Die bayernhafene Gruppe versteht sich als Standortarchitekt, welcher an seinen sechs Standorten insgesamt mehr als 800 Hektar Flächen vorhält, auf denen sich namhafte Branchengrößen, aber auch viele kleine- und mittelständische Firmen angesiedelt haben. Ein strategisches Flächenmanagement gewährleistet einen Branchen-Mix aus Transport, Lagerung, Logistik, Dienstleistung und Produktion. Die Standorte der bayernhafene Gruppe zählen zu den bedeutenden Wirtschaftsmotoren in Bayern und an der Main-Donau Wasserstraße.

Schon in der Historie spielten die Flüsse und Seen eine entscheidende Rolle für den Menschen. Sie bildeten die Siedlungsgrundlage für viele Völker und Gruppen, da sie dem Menschen Schutz boten und Trinkwasser sowie Nahrung zur Verfügung stellten. Mit dem Wachstum dieser Ansiedlungen und dem steigenden Handel zwischen den verschiedensten Bevölkerungen, entwickelten sich kleine Wirtschaftsstandorte an den Binnengewässern. Diese nutzten zunehmend auch die Vorteile der Gewässer für den Transport von Waren und damit die Sicherstellung der Versorgung ihrer Ansiedler. Es entstanden die ersten Binnenhäfen in denen ein Warenumsatz oder –austausch stattfand. Zunächst meist nur als Lände an den Gewässern, kam mit dem Anschluss der Binnenhäfen an das im 19. Jahrhundert neu entstandene Schienennetz ein weiterer Verkehrsträger hinzu. Als in den 30er Jahren des vergangenen Jahrhunderts der Ausbau der Straßen und der Bau von Autobahnen begann, wurden die Binnenhäfen an den dritten Verkehrsträger angebunden. Der Verkehrsträger Straße wurde mit dem Vormarsch des motorisierten Straßengüterverkehrs immer effektiver und der Vor- und Nachlauf von und zu den Binnenhäfen fand immer schneller statt.

Die Lagerung und Bevorratung von Lebensmitteln und Brennstoffen für die Bevölkerung war eine der wichtigsten Aufgaben um diese in Krisenzeiten versorgen zu können. Durch die weltweite politische Stabilisierung, kaum noch militärische Konflikte und ein offener Welthandel, kam es zu einer massiven Veränderung der Wirtschaft. Das Lagern von lebensnotwendigen Reserven in den Binnenhäfen trat immer mehr in den Hintergrund. Die Globalisierung und der Zusammenschluss verschiedenster Länder zu einem einheitlichen Wirtschaftsraum lies einen einfacheren und schnelleren Handel zu und erhöhte das Gütertransportaufkommen.

Ab diesem Zeitpunkt bekamen die Binnenhäfen neue Aufgaben und wurden immer mehr zu wichtigen Logistikstandorten ausgebaut und spielten eine immer bedeutendere Rolle als Drehscheibe für den Güterumsatz in der Supply Chain. Sie sind nicht nur für den nationalen Handel und Transport von Bedeutung. Von den Binnenhäfen finden grenzüberschreitende Transporte auf den drei Verkehrsträgern statt. Ebenso nehmen sie als Schnittstelle zu den Hochseehäfen eine wichtige Position in der globalen Supply Chain ein und sind weltweit mit den verschiedensten Standorten verknüpft.

Heute agieren die Betreiber von Binnenhäfen als Standortarchitekten. Sie entwickeln mit Ihren Kunden und Partnern unternehmens- und standortübergreifende Strategien, investieren in hochflexible Infrastruktur, erschließen neue Wertschöpfungspotenziale in enger Zusammenarbeit mit den Ansiedlern und funktionieren als Moderatoren sowie Initiatoren neuer Verkehrsrelationen.

Tourismus auf der Main-Donau-Wasserstraße

19

Herr Dipl.-Kfm. Axel Eisele

Herr Dipl.-Kfm. Axel Eisele

Axel Eisele

Wirtschaftsreferat der Stadt Nürnberg

Geschäftsführer des DWSV - Deutscher Wasserstrassen- und Schifffahrtsverein Rhein-Main-Donau e.V.

Gliederung des Vortrags

Teil 1

Ausprägung der touristischen Produkte auf der Main-Donau-Wasserstraße

- (1) Der Markt der touristischen Personenschifffahrt
- (2) Weiße Flotte zum kurzen "Hineinschmecken"
- (3) Kreuzfahrtschiffe als touristische Brückenköpfe und "Rund-um-Sorglos-Pakete"
- (4) Weitere touristische Produkte ohne "Nassfaktor"

Teil 2

Zahlen, Daten und Fakten zur touristischen Schifffahrt auf Flüssen

Teil 3 Tourismus, Infrastrukturentwicklung und Wirtschaftsförderung

- (1) Das ursprüngliche Konzept bei Planung des Main-Donau-Kanals
- (2) Entwicklung des schifffahrtsbasierten Tourismus für die Stadt Nürnberg
- (3) Neue Chance durch neue Infrastruktur: Der Personenschifffahrtshafen Nürnberg

Teil 4 Schifffahrt und Tourismus - Wohin geht die Reise?

- (1) Die aktuellen und zukünftigen Nutzer
- (2) Mögliche Weiterentwicklungen der touristischen Produkte

Fahrrinnenausbau am Main - Potential für ökologische Gestaltung an Wasserstraßen

Dipl. Ing. Mareike Bodsch und Dipl. Biol. Gerd Karreis

1. Räumliche Einordnung und Historie des Mains

Der Main ist mit einer Fließstrecke von 524 km, davon 388 km schiffbar, der längste innerdeutsche Fluss. Er führt, für einen mitteleuropäischen Fluss ungewöhnlich, von Ost nach West und verbindet den Rhein über den Main-Donau-Kanal mit der Donau. Der Main stellt für die Entwicklung des europäischen Binnenmarktes ein wichtiges Bindeglied im Netz der transeuropäischen Wasserstraßen dar.

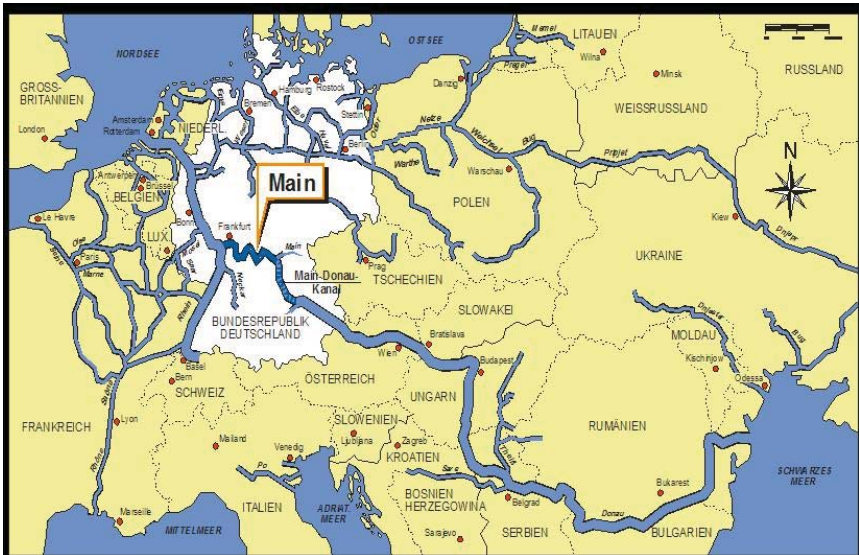


Abb.1 Einordnung des Mains im Netz der europäischen Wasserstraßen

Das Fließgewässer Main wird schon seit mehreren Jahrhunderten durch wasserbauliche Maßnahmen überprägt. Erste nachweisliche Uferbefestigungen datieren aus der Zeit 100n.Chr, einer Zeit, in der der Main auf ca. 50 km Länge den „nassen Limes“ des römischen Reiches bildete. Die erste Stauanlage in Form eines Streichwehres wurde in Würzburg im Jahre 1644 errichtet. Der Bau der Schleuse Würzburg folgte in den Jahren 1675-1680. Zur Sicherstellung einer ganzjährigen Befahrbarkeit wurden in den Jahren 1846-1875 Buhnen und Parallelwerken errichtet. Durchgängig 80 cm Fahrrinntiefe konnten mit dieser Regulierungsmaßnahme sichergestellt werden. In den Folgejahrzehnten wuchs die wirtschaftliche Bedeutung des Mains als Transportweg und damit die Anforderung nach erhöhter Ablademöglichkeit für die Mainschifffahrt. Ab dem Jahre 1883 begann daher die Stauregulierung des Untermains von der Rheinmündung aufwärts. 1920 wurde Aschaffenburg erreicht, 1940 Würzburg und nach kriegsbedingter Unterbrechung, 1962 Bamberg. Insgesamt 34 Staustufen weist der Main heute auf.

2. Ziele des Mainausbaus und Ausbaustandard

Das Wasserstraßen-Neubauamt Aschaffenburg ist aktuell zuständig für den Ausbau des Mains. Als Ziele des Ausbaus sind zu benennen:

- Erhöhung der Wirtschaftlichkeit für die Schifffahrt
- Beseitigung von Engstellen in Geraden und Kurven
- (Wieder-) Herstellung von Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs
- Verkehrsverlagerung auf den Verkehrsträger Binnenschifffahrt
- Anpassung an die Entwicklung der Schifffahrt
- Beseitigung von Unterhaltungsproblemen (Tiefenreserve)

Der Ausbau erfolgt für die Wasserstraßenklasse Vb mit einer Fahrrinnenbreite von 40m in der Geraden. Die Fahrrinne wird um 0,4 m auf 2,90 m zzgl. einer Tiefenreserve von 0,2 m unter hydrostatischem Staupegel (hydro.Stau.)vertieft. 0,4 m zusätzliche Fahrrinntiefe ermöglichen einem Gütermotorschiff eine Erhöhung der Ladungskapazität um ca. 400 t.

Querschnitt in der Geraden

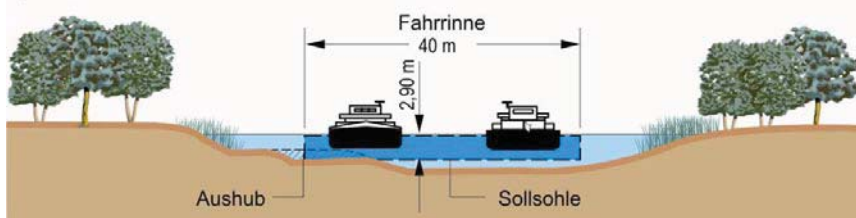


Abb. 2 Ausbaquerschnitt

Im Bogenbereich erfolgt eine Aufweitung der Fahrrinne > 40 m. Trassiert wird hier für die Erfordernisse des talfahrenden Schubverbands mit einer Länge von 185 m. Dies gestattet im Regelfall auch die gefahrlose Begegnung von zwei 11,40 m breiten und 110 m langen Schiffen. Die Größe der Aufweitung ist abhängig vom Radius und Zentriwinkel der Flusskrümmung, der Wassergeschwindigkeit sowie vom Driftwinkel und den Abmessungen des Bemessungsschiffes.

Querschnitt im Bogen

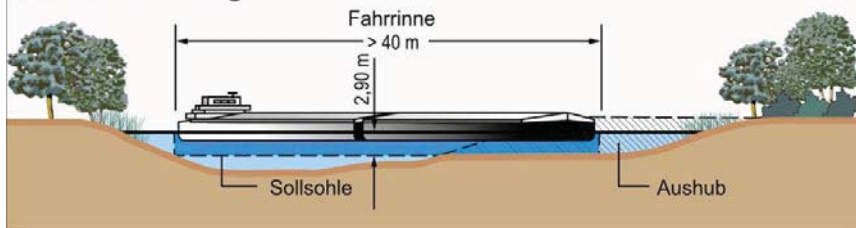


Abb. 3 Ausbaquerschnitt im Bogen

Der aktuelle Stand des Fahrrinnenausbaus ist Abbildung 4 zu entnehmen. Der Main weist ab der Einmündung in den Rhein bis zur Staustufe Dettelbach und in den Stauhaltungen Limbach und Viereth durchgängig bereits eine Fahrrinntiefe von 2,90 m auf. Baurecht besteht für die Stauhaltungen Dettelbach und Gerlachshausen. Die verbleibenden fünf Stauhaltungen Wipfeld- Knetzgau befinden sich im Stadium des planrechtlichen Genehmigungsverfahrens.

Der Mainausbau weist die typischen Eigenschaften einer verkehrlichen Infrastrukturmaßnahme auf. Die große räumliche Auswirkung des Vorhabens und die damit einhergehenden Betroffenheiten haben verhältnismäßig lange Planungs- und Genehmigungszeiten zur Folge. Ein erheblicher Anteil der einzusetzenden finanziellen Mittel ist für Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen aufzuwenden. Beispielhaft können hier die Zahlen für den Ausbaubereich von Würzburg – Bamberg aufgeführt werden:

- Streckenlänge: 142 km, 14 Stauhaltungen
- Baggervolumen: 2,2 Mio m³ Sand, Kies, Fels
- Baukosten: 85 Mio €
- Kosten für Ausgleich- und Ersatz: 10-15% der Baukosten; Tendenz steigend
- Planungszeit 1995-2014
- Bauzeit: 1999-2016

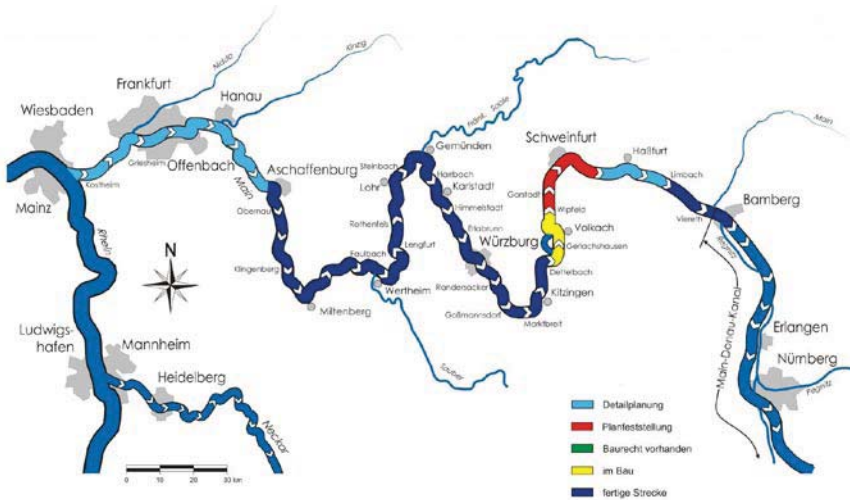


Abb.4 Aktueller Planungs- und Realisierungsstand

3. Mehrfachnutzungen der Bundeswasserstraße Main

Bei der Frage der Nutzung eines Verkehrsweges ist an erster Stelle an den Gütertransport zu denken. Der Verkehrsweg Wasserstraße bietet im Vergleich zu anderen Verkehrswegen, wie Straße oder Schiene, darüber hinaus jedoch ein sehr weites Spektrum paralleler Nutzungen.

So ist der Main ein wertvoller aber auch komplexer Lebensraum für Flora und Fauna.

Auch wenn das Fließgewässer Main aufgrund seiner Stauregelung in langen Streckenabschnitten eher einem Stillgewässer gleicht, so ist der Main doch Lebensraum diverser geschützter Arten. Deutlich zeigt sich dies an der hohen Anzahl der FFH- und Vogelschutzgebietsausweisung entlang des Mains. So sind z.B. in den noch zum Ausbau anstehenden sieben Stauhaltungen Dettelbach bis Knetzgau, auf zumindest einem Mainufer, bis zu 80 % des angrenzenden Ufers als FFH- bzw. Vogelschutzschutzgebiet ausgewiesen.

Wasserwirtschaftliche Nutzungen des Mains bestehen im Bereich der Wasserbereitstellung für Trinkwasser, Brauchwasser wird für Bewässerungszwecke der Landwirtschaft, aber auch für industrielle Bedürfnisse (z.B. Kühlzwecke) entnommen. Darüber hinaus wird der Main intensiv für die Stromerzeugung mittels Wasserkraft genutzt. 33 der 34 Staustufen sind mit einem Kraftwerk ausgerüstet. Insgesamt sind diese Kraftwerke auf eine Ausbauleistung in Höhe von 122.240 kW ausgelegt.

124 Brücken kreuzen den Main. Wohn- und Industriebebauung schließt oft unmittelbar an das Mainufer an. Neben den ökologischen und wirtschaftlichen Nutzungen bildet der Main auch einen attraktiven Raum für Freizeitgestaltung und Erholungsuchende. Wassersporteinrichtungen, und ein sehr gut ausgebautes Rad- und Wanderwegnetz bestehen entlang des Mains. Hinzu kommt die Fischerei, welche neben der Freizeitfischerei teilweise auch in Form der Berufs- bzw. Nebenerwerbsfischerei ausgeübt wird.

Von den aufgezählten Nutzungen ist eine Vielzahl von Arbeitsplätzen in der Mainregion direkt bzw. indirekt abhängig. Eingriffe in den Main zum Zwecke des Ausbaus der Wasserstraße erzeugen somit unmittelbar eine Vielzahl an Betroffenheiten.

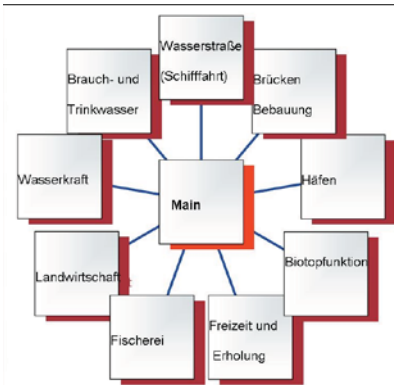


Abb.5 Mehrfachnutzungen an Gewässern
Gewässerausbauplanung

Ausbau der Fahrrinne des Mains Planungsschritte



Abb. 6 Regelkreis

4. Planungsschritte

Aufgrund der Vielzahl an Betroffenheiten und der damit einhergehenden, zu beachtenden rechtlichen und technischen Regelungen handelt es sich bei der Ausbauplanung am Main um keinen linearen Prozess sondern um ein Regelkreisverfahren.

Grundlage für die Ausbauplanung bilden in einem ersten Schritt verschiedene Fahrtrinnenstrassierungen. Die Strassierung erfolgt hierbei mit Hilfe der Programme „inrail“ und „card“. Im ersten Schritt werden zwei Strassierungen konstruiert, deren Ufereingriffe sich jeweils auf nur eine Gewässerseite beschränken. Im zweiten Schritt wird dann versucht, durch einen abschnittswisen Wechsel der Eingriffseite eine Reduzierung der Eingriffe und Betroffenheiten zu erreichen. Strassierungen mit beidseitigen, in ihrer Eingriffstiefe reduzierten Planungen scheiden i.d.R. aus ökologischen Gesichtspunkten aus.

Zur Ermittlung der Betroffenheiten erfolgen sowohl ökologische als auch technische Untersuchungen. Im ökologischen Bereich sind dies:

- faunistische Bestandserhebungen z.B. für die Tiergruppen Vögel, Laufkäfer und Libellen
- fischbiologische Bestandserhebungen
- Untersuchungen des Makrozoobenthos
- Vegetationsstruktur-Kartierungen
- pflanzensoziologische Untersuchungen in ausgewählten Uferabschnitten

Technische Untersuchungen erfolgen in folgenden Bereichen:

- Wasserspiegellagenberechnungen vom Niedrigwasserabfluss bis zum 100-jährigen Hochwasser (HEC-RAS-Modellierung)
- hydrogeologische Untersuchungen zu Auswirkungen des Ausbaus auf die Grundwassersituation und Grundwassergewinnungsanlagen
- Ermittlung der Flussmorphologie und der Flussvorländer (Flächenpeil- und Querprofilaten, Befliegungsdaten)
- Geotechnische Untersuchungen
- Untersuchungen zu Art, Umfang und Belastungsklasse des anfallenden Baggergutes mit Verwertungs- und Entsorgungskonzepten
- Lärm- und erschütterungstechnische Untersuchungen für die Bau- und die Betriebszeit
- Kampfmittelrecherche und Sondierung

Hinzu kommen sonstige Untersuchungen in den Bereichen:

- Grunderwerbsermittlung
- Nutzungen und sonstige Rechte (z.B. Landwirtschaft, Fischerei)
- Eingriffsermittlung in Bezug auf Freizeitnutzung
z.B. Radverkehr, städteplanerische Aspekte, Freizeitnutzungen
- Eingriffsermittlung in Bezug auf Bauwerksbetroffenheiten
z.B. Brücken, Dürker, Häfen, Fähranleger
- Ermittlung denkmalgeschützter Bereiche (Bau- und Bodendenkmäler)

Durch eine Vielzahl interaktiver Schritte, welche durch Planungsingenieure, Biologen und Landschaftsplaner gemeinsam durchlaufen werden, wird eine Vorzugsvariante für den Ausbau ermittelt. Das dabei die technische Vorzugsvariante der ökologischen Vorzugsvariante oder der Vorzugsvariante in Bezug auf die Freizeit- oder Fischereinutzungen entspricht, ist i.d.R. nicht gegeben. Vielmehr müssen im Regelkreisverfahren die einzelnen Belange vor dem Hintergrund ihrer rechtlichen Stellung und technischen Erfordernisse gewichtet und abgewogen werden.

Praktisch ergeben sich aus der Vielzahl der betroffenen Belange unterschiedlichste Konfliktpotentiale, die hier nur exemplarisch aufgeführt werden können:

- Uferabgrabungen zur Erhöhung von Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt führen zu Eingriffen in langjährig gewachsene Biotopstrukturen und Schutzgebiete,
- Bodendenkmäler sind durch Uferabgrabungen betroffen,
- durch trassierungsbedingte Ufer- und Sohleingriffe entstehende Ausgleichs- und Ersatzerfordernisse führen zur erheblichen Inanspruchnahme von vormals landwirtschaftlich genutzten Flächen,
- Eingriffe in die Sohle zur Erhöhung der Abladetiefe für die Schifffahrt führen zur temporären erheblichen Beeinträchtigung des Sohlsubstrats als Lebensraum für Makrozoobenthos und Fischfauna,
- die Baumaßnahme beeinträchtigt temporär Freizeit- und Erholungsnutzung bzw. greift in vorhandene uferparallele Rad- und Wanderwegenetze ein,
- Kommunen müssen erhebliche Mittel für die Anpassung von Infrastruktur- einrichtungen wie Schiffs- oder Fähranlegern bzw. zur Sicherung/Neubau von Bauwerken aufbringen.

Die ermittelte Vorzugsvariante ist somit zwangsläufig der Versuch einer Konsensbildung unter Berücksichtigung der verschiedenen Bedürfnisse im Verhältnis ihrer rechtlichen und technischen Gewichtung. Die rechtliche Umsetzung erfolgt im Rahmen eines Planfeststellungsverfahrens.

In den bereits realisierten Ausbaubauabschnitten am Main konnte dieses Vorgehen dazu genutzt werden, um gleichzeitig mit dem Gewässerausbau, das durch technische Ufersicherungen und Stauregulierung erheblich anthropogen beeinflusste Fließgewässer Main wieder naturnäher zu gestalten.

5. Kompensationsmaßnahmen

Bei der Planung der erforderlichen Kompensationsmaßnahmen werden nach Möglichkeit die jeweiligen ökologischen Defizite in einem Ausbaubauabschnitt berücksichtigt und aufgegriffen. Dadurch lassen sich strukturelle Ansätze für eine optimierte Gesamtentwicklung herausarbeiten, die insgesamt zu einer Förderung des Gewässerökosystems beitragen.

Beim Fahrrinnenausbau am Main kommen verschiedene Typen von Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen zum Einsatz:

- Aufhöhung von Parallelwerken
- Umgestaltung von Bühnenfeldern
- Uferstrukturierungen
- Naturnahe Ufergestaltung

Diese Maßnahmentypen werden nachfolgend näher beschrieben sowie Erfahrungen hinsichtlich ihrer ökologischen Wirkungsweisen dargestellt.

5.1 Aufhöhung von Parallelwerken

Typische wasserbauliche Strukturen für den Main sind die Mitte des 19. Jahrhunderts hergestellten Regelungsbauwerke (Längs- und Querbauwerke). Aufgrund der späteren Stauregulierung liegt heute ein Großteil

dieser Bauwerke unter dem Wasserspiegel. Zum Zwecke der Kompensation werden im Rahmen des Fahrinnenausbaus solche Parallelwerke abschnittsweise mit Wasserbausteinen bis über den Wasserspiegel hinaus aufgehöhht.



Abb. 7 Aufgehöhhtes Parallelwerk mit geschützter Wasserfläche

Die hinter den aufgehöhhten Parallelwerken liegenden Wasserflächen und Uferbereiche werden stärker vor dem Wellenschlag der Schiffe geschützt. In diesen Bereichen finden zahlreiche Fischarten neue Reproduktionshabitate. Die Entwicklung von Wasserpflanzen und Röhrichten wird gefördert, so dass auch darauf angewiesene Vogelarten, wie beispielsweise der Teichrohrsänger, davon profitieren.

Die Strukturierung der Wasserflächen durch die Herstellung unterschiedlicher Wassertiefen und Wasserbreiten sowie die Einbringung neuer Siedlungssubstrate (Wasserbausteine) erhöhen ebenfalls die ökologische Qualität. Zahlreiche Fisch- und Makrozoenarten nutzen in der Folgezeit diese neu gestalteten Lebensräume. Je nach Lage und Ausführung der Maßnahmen profitieren aber auch Libellen und weitere Tiergruppen von diesen Strukturen.

5.2 Umgestaltung von Bühnenfeldern

In Abschnitten, in welchen die Regelungsbauwerke nicht überstaut sind, prägen sie als sogenannte Bühnenfelder die Flusslandschaft Main. Aufgrund ihres Alters sind diese Lebensräume jedoch zwischenzeitlich meist stark verlandet und damit ist der Wasserkörper stark eingeschränkt. Durch das Verbinden mehrerer kleiner Bühnenfelder zu einem großen zusammenhängenden Wasserkörper entsteht wieder ein funktionsfähiger Lebensraum neben der eigentlichen Fahrinne. Durch das zusätzliche Schließen bestehender Bühnenfeldanbindungen an den Main wird der Wellenschlag der Schiffe in diesem neuen, großen Bühnenfeld stark reduziert, so dass strukturreiche Lebensräume für zahlreiche Tier- und Pflanzenarten entstehen, die weitgehend vor Schifffahrtseinflüssen geschützt sind. Hier können sich dann wieder naturnahe Entwicklungen einstellen.



Abb. 8 Umgestaltung von ehemals drei einzelnen Bühnenfeldern

5.3 Uferstrukturierungen

Auf überwiegend strukturarmen Uferflächen (vorrangig intensiv genutzten Landwirtschaftsflächen) werden bei diesem Maßnahmentyp neue Wasserflächen mit Anbindungen an den Main angelegt. Durch neue Flachwasserbereiche und Tiefenzonen sowie durch natürliche Uferböschungen bieten sich vielfältige Strukturen für die verschiedensten Wasser- und Landbewohner. In den geschützten Flachwasserzonen entwickeln sich rasch Schilf- und Röhrichtbestände, die wiederum zahlreichen Vogel- und Insektenarten neuen Lebensraum bieten. Die tieferen Wasserbereiche sind wertvolle Winterquartiere für Fische und die flacheren Wasserzonen haben ein hohes Entwicklungspotential: zunächst sind sie wichtige Kinderstuben für zahlreiche Fischarten, erhalten dann aber mit aufkommenden Schilfbeständen eine große Bedeutung für verschiedene Vogelarten, ehe sie nach vielen Jahren Standorte für Auwaldbestände darstellen, von welchen dann beispielsweise der Biber profitiert.



Abb. 9 Uferstrukturierung (rechts oberhalb Eisenbahnbrücke) mit fortgeschrittener Auwaldentwicklung

Eine besondere Form der Uferstrukturierung stellt die Anlage eines Nebengerinnes dar, bei der ein neuer, durchströmter Seitenarm mit naturnahen Böschungen Planungsziel ist. Hier sollen vor allem rheophile, also strömungsliebende Fischarten neue Lebensräume finden. Dieser Maßnahmentyp kann am Main nur in den recht kurzen Abschnitten unterhalb eines Wehres realisiert werden, in welchen noch eine erhöhte Strömung vorhanden

ist. Wesentlich für die Funktionsfähigkeit dieses Lebensraums ist das Vorkommen von kiesigem Sohlensubstrat, welches durch die höhere Strömungsgeschwindigkeit weitgehend frei gehalten wird von Feinsediment-auflagerungen. Dann können an solche Substratverhältnisse angepasste Flussfisch-arten wie Nase und Barbe hier neue Laichhabitate finden.



Abb. 10 Durchströmtes Nebengerinne am Main

5.4 Naturnahe Ufergestaltung

Die beim Fahrrinnenausbau zur Verbreiterung abschnittsweise erforderlichen Uferabgrabungen bieten eine besondere Möglichkeit für Kompensationsmaßnahmen. Durch eine möglichst naturnahe Gestaltung der neuen Uferbereiche lässt sich häufig eine ökologische Aufwertung erzielen. Durch flache Uferböschungen und abgetiefte Vorlandbereiche werden naturnahe Übergangsbereiche und neue Auwaldstandorte geschaffen. Die nach Möglichkeit ungesicherten Böschungen sind Standorte für natürliche Ufersaumgesellschaften und Lebensraum zahlreicher Insektenarten. Dort, wo unbefestigte Uferböschungen teilweise auch wieder abbrechen können, stellen sich beispielsweise lebenswichtige Brutmöglichkeiten für den Eisvogel ein. Bei der Neuplanung des Ufers sind darüber hinaus Buchten vorzusehen, die den geradlinigen Uferverlauf unterbrechen und die Uferlinie verlängern. Zusätzlich können dem neuen Ufer vorgelagerte Flachwasserbereiche die ökologische Strukturvariabilität erhöhen. Auf diese Weise können durch neu herzustellende Ufer wieder naturnahe Übergangs- und Auenbereiche geschaffen werden, wie sie heute an Bundeswasserstraßen noch eher selten sind.



Abb. 11 Naturnah gestaltetes Ufer nach Uferzurücknahme

6. Erfahrungen und Probleme

Bei der Planung von Kompensationsmaßnahmen sind immer wieder die unterschiedlichsten Interessen der an einer Bundeswasserstraße handelnden Gruppen gegeneinander abzuwägen. Zunächst hat natürlich die Schifffahrt Interesse daran, einen sicher und einfach zu nutzenden Verkehrsweg anzutreffen. Damit verbunden sind eine gute Übersichtlichkeit und klare Uferstrukturen. Der Naturschutz bevorzugt dagegen eine größtmögliche Natürlichkeit des Gewässers und seiner Ufer, damit verbunden ist meistens eine hohe Dynamik und eine große Variabilität. Die Fischerei benötigt große Wasserflächen, die möglichst frei von Schifffahrtseinfluss sind und in denen sich Fische aufhalten und fortpflanzen können. Flachwasserzonen sind dabei von großer Bedeutung, aber nur solange sie Wasserflächen sind. Bei fortschreitender Verlandung verlieren sie ihren fischereilichen Wert, nehmen jedoch an Bedeutung als Lebensraum für andere Pflanzen- und Tierarten zu. Freizeittreibende wollen den Fluss und seine Ufer in seiner Natürlichkeit genießen, stören aber bei entsprechender Nutzung (z.B. Sportboofahren, Wasserskifahren, Angeln) in vielen Bereichen die natürliche Entwicklung. Die Durchführung von Kompensationsmaßnahmen benötigt Flächen, die meistens landwirtschaftlich genutzt werden. Die fortschreitende Einschränkung der Landwirtschaft hat ihre Grenzen, die stellenweise schon erreicht sind. Diese nicht abschließende Aufzählung lässt erkennen, wie vielfältig die unterschiedlichen Interessen sind und wie schwierig es ist, eine möglichst abgewogene Planung aufzustellen und umzusetzen.

Abschließend ist noch festzuhalten, dass eine weitreichende ökologische Gestaltung an Bundeswasserstraßen auch eine Bereitschaft zum eventuell höheren Unterhaltungsaufwand bei den hierfür Verantwortlichen erfordert. Naturnähere Ufer sind dynamischer und bedürfen einer eher „nachlaufenden“ Unterhaltung. Das bedeutet beispielsweise, dass ein Uferabbruch toleriert wird und bei Bedarf ein entsprechender Bodeneintrag in die Fahrrinne wieder ausgebaggert wird anstatt diesen Uferabbruch durch entsprechende Böschungssicherungen zu vermeiden. Damit kann eine höhere Dynamik und somit eine größere Naturnähe wieder erreicht werden. Ein solcher Ansatz ist nicht überall tolerierbar, allerdings gibt es noch viele Abschnitte, für die solche und ähnliche Ansätze zumindest angedacht werden könnten.

Langfristige Sohlentwicklungen in der Donau zwischen Straubing und Vilshofen vor dem Hintergrund von Unterhaltungsmaßnahmen

Grundlagen für die Anpassung von Unterhaltungsmaßnahmen

Herr Jürgen Kellermann
Kellermann, Jürgen

Zusammenfassung

Der Zweck der Unterhaltung einer Bundeswasserstraße ist die Erhaltung eines ordnungsgemäßen Zustands des Fließgewässers für den Wasserabfluss und die Erhaltung der Schifffbarkeit (WaStrG §8 (1)). In diesem Rahmen wird die Donaustrecke zwischen Straubing und Vilshofen (Bild 1) vom Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Regensburg instand gehalten. Der derzeit bestehende Regelungszustand muss erhalten und sichergestellt werden, um einer Verschlechterung der Schifffahrtsverhältnisse vorzubeugen und einen ordnungsgemäßen Wasserabfluss zu gewährleisten. Veränderungen im System sind hinsichtlich der morphologischen Wirkungen auszugleichen.

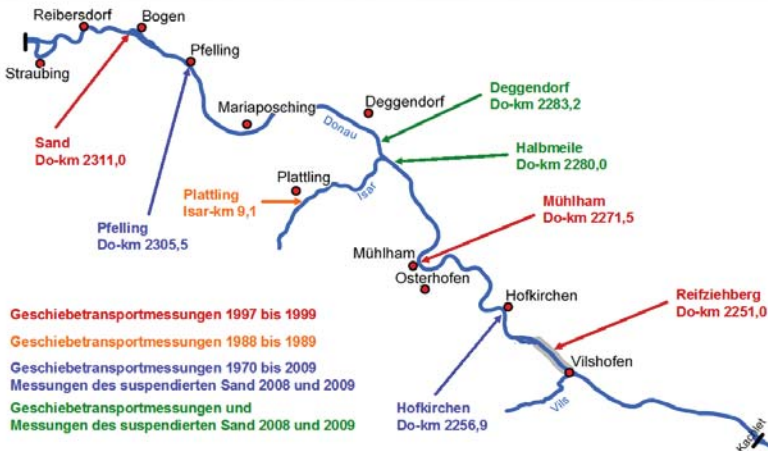


Bild 1: Übersicht über das Projektgebiet mit Geschiebetransportmessstellen

Um das Jahr 1995 nahmen die Staustufe Straubing in der Donau und die Stützkraftstufe Pielweichs bei Plattling in der Isar ihren Betrieb auf. 1997 wurde die Unterhaltung oberhalb der Isar von 1,70 m unter RNW₈₇ auf 2,00 m unter RNW₉₇, der ca. 10 cm unter dem RNW₈₇ liegt, geändert. Ab 1999 wurde die gesamte Strecke auf 2,00 m unter RNW₉₇ unterhalten. Zwischen 1998 bis 2002 wurde das s.g. Bürgerfeld bei Vilshofen ausgebaut. Der Naturversuch „Sohldeckwerk“ bei Mühlham erforderte Maßnahmen zwischen 1998 (Einbau) und 2004 (Rückbau). Die genannten Maßnahmen lassen Änderungen in der Hydraulik und im Geschiebetransportverhalten der Donau erwarten. Im flussmorphologischen Statusbericht der BAW von 1998 [2] wird bereits auf die ab Ende der 1990er Jahre zu erwartende Erosion in der Projektstrecke hingewiesen.

Um neue Erkenntnisse hinsichtlich des heutigen flussmorphologischen Zustands der Donau zwischen Straubing und Vilshofen zu erlangen, wertete die BAW die bis 2009 verfügbaren Naturdaten aus und erstellte dabei Diagramme der Jahresgeschiebefrachten auf Basis der Peilungen 1990, 1998 und 2005. Die hierbei erzielten Ergebnisse zeigen deutliche Eintiefungstendenzen im Unterwasser der Staustufe Straubing und unterstrom der Isarmündung auf.

Wesentliche Einflüsse auf die großräumige Morphologie der Donau im 20. Jahrhundert

Die morphologische Entwicklung der Donau ist in historischer Zeit stark von anthropogenen Einflüssen überprägt worden. Die prägendsten Eingriffe des 20. Jahrhunderts sind im Folgenden zusammengestellt:

- Die Korrektur der Unteren Isar um die vorletzte Jahrhundertwende hat den Geschiebeeintrag in die Donau erhöht. Dies führte zu einer Vergrößerung des Isarschüttkegels in der Donau und in der Folge zu einem Wasserspiegelanstieg im Bereich des Deggendorfer Hafens. Durch die erhöhte Rückstauwirkung wurden in dem genannten Bereich das Gefälle und die Geschiebefrachten reduziert.
- Der Ausbau der Isar zur Nutzung der Wasserkraft hat zu einer Verminderung des Geschiebeeintrags in die Donau im Verlauf des 20. Jahrhunderts geführt.
- Die während des zweiten Weltkriegs reduzierten Geschiebeentnahmen führten wiederum zu Sohlerrhöhungen mit Wasserspiegelanstiegen von bis zu 1 m.
- Durch den Bau von Hochwasserdeichen, die Mittelwasser-Korrektur vor und nach dem zweiten Weltkrieg und die Niedrigwasser-Regulierung bis in die 1960er Jahre hinein, wurden der Donau relevante Mengen von Sohlmaterial und die Möglichkeit zur Seitenerosion entzogen. Dies machte sich durch eine Eintiefung der Sohle mit absinkenden Wasserständen bemerkbar.
- Die in den 1970er Jahren veränderte Baggerstrategie sollte die durch die Geschiebeentnahmen verursachten Erosionstendenzen eindämmen. Im Projektgebiet konnte durch diese Maßnahme die Erosion weitgehend gestoppt werden.

Untersuchungen zum Geschiebehaushalt von Bauer, 1965

Bauer hat in seiner 1965 publizierten Arbeit [1] zum Geschiebehaushalt die Donau sowie wesentliche Nebenflüsse zwischen der Illermündung (Do-km 2590) und Jochenstein (Do-km 2200) untersucht. An dieser Stelle sollen einige wesentliche, für die Fragestellung relevante Zusammenhänge zusammengefasst werden.

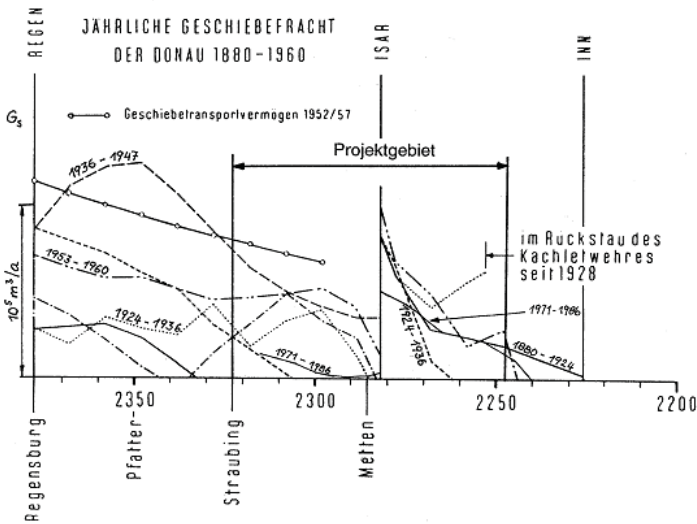


Bild 2: Jährliche Jahresgeschiebefrachten nach Bauer (— 1947 bis 1953, --- 1953-1960)

Bild 2 stellt die jährlichen Geschiebefrachten an der schiffbaren Donau zwischen Regensburg und Jochenstein gemäß der genannten Untersuchung, ergänzt durch Erkenntnisse aus [2], dar. Dabei zeigen in Fließrichtung fallende Tendenzen der Jahresgeschiebefrachten Anlandungs- und steigende Tendenzen Erosionsbereiche auf.

Auffällig ist die teilweise große Varianz der jährlichen Geschiebefrachten je nach betrachtetem Zeitintervall. Dies betrifft im Projektgebiet vor allem den Bereich oberstrom der Isarmündung. Tendenziell nehmen hier die Geschiebefrachten in Fließrichtung ab. Lediglich in der Teilstrecke zwischen Straubing und Do-km 2300 kommt es in einigen Zeitabschnitten zu einer steigenden Geschiebefracht. Im Bereich unterstrom der Isarmündung ist die Varianz der Geschiebefrachten kleiner. Hier unterliegt die Jahresgeschiebefracht im Wesentlichen einer fallenden Tendenz.

Nach Bauer wurde dem Gewässer für den Bau von Hochwasserschutzdämmen und für die Bauindustrie in größerem Umfang Kies entnommen. Dies betraf in besonderem Maße den Bereich der Isarmündung und die Strecke unterstrom von Straubing, wobei die Entnahmemengen im Mittel die Jahresgeschiebefrachten erheblich überschritten. Im Bereich der Isarmündung konnte diese Entnahme teilweise durch das zeitweise Überangebot aus der Isar kompensiert werden. Dies erklärt zum Teil die relativ geringe Varianz der Jahresgeschiebefrachten unterstrom der Isar. Nach Bild 2 beträgt der Geschiebeeintrag aus der Isar ca. 50.000 - 100.000 m³/a. In [2] wird von einem Geschiebeeintrag von knapp 50.000 m³/a für die Zeitspanne zwischen 1971 und 1986 ausgegangen. Unter Berücksichtigung der erheblichen Geschiebeentnahmen in diesem Bereich werden die relativ hohen Geschiebeeinträge plausibel. Der Grund für die Reduktion des Geschiebeeintrags zwischen den Jahren um 1930 und den 1980er Jahren ist nicht geklärt. Möglicherweise spielen der Ausbau bzw. Korrekturmaßnahmen der Isar eine Rolle. Bauer geht von einem reduzierten Geschiebeeintrag aus der Isar infolge der Wasserkraftnutzung aus.

Im Bereich Straubing bis zur Isarmündung konnte die Materialentnahme aus der Donau auch durch den Geschiebeeintrag bei Straubing nicht kompensiert werden. Aus diesem Grund trat zu Zeiten mit erheblicher Geschiebeentnahme (1920er bis 1940er Jahre) in den Bereichen unterstrom der Geschiebeentnahmen Erosionen auf. Nach Beendigung der Entnahmemassnahmen stellte sich tendenziell das frühere Verhalten wieder ein.

Heutiger Geschiebeeintrag der Isar in die Donau

Seit der Stauerrichtung der Stützkraftstufe Pielweichs im Jahre 1994 wird seitens der bayerischen Wasserwirtschaft mit einer Eintiefung der Sohle im Unterwasser des Wehres gerechnet. Aus diesem Grund wurden seit 1999 Geschiebezugaben unterhalb Pielweichs von im Mittel ca. 31.000 m³/a (1999 bis 2005) durchgeführt. Da die Massensummenlinie aus den Peilungen an der Mündung bei etwa Null liegt, kann der Eintrag von Geschiebe in die Donau mit ca. 31.000 m³/a angenommen werden.

Die Korngrößen der Geschiebezugabe in die Isar sind signifikant größer als das anstehende Geschiebe, daher ist zukünftig mit weiter fallenden Geschiebeeinträgen in die Donau zu rechnen.

Verwendete Sohlpeilungen der Donau bis 2005

Im Folgenden wurden zur Beurteilung der Sohlentwicklung und damit verbunden der Jahresgeschiebefrachten, die Peilungen 1990, 1995, 1998, 2000, 2003 und 2005 des WSA Regensburg begutachtet. Die Peilungen der 1990er Jahre wurden als Linienpeilungen, die Peilungen seit dem Jahr 2000 als Flächenpeilungen ausgeführt.

Wie schon in [2] festgestellt wurde, wies die Peilung von 1995 z.T. erhebliche Differenzen in der Sohlage zu früheren Peilungen auf, die nicht mit morphologischen Prozessen erklärt werden konnten.

Bild 3 zeigt für die vorliegenden Peilungen bis 2005 den Abfluss, der zu dem Zeitpunkt der Peilung an den entsprechenden Stellen gemessen wurde. Zusätzlich ist als schwarze Linie der Mittelwasserabfluss eingetragen, der für die Strecke den Geschiebetransportbeginn markiert. Nicht nur bei der Peilung 1995, sondern auch bei den Peilungen 2000 und 2003 wurden wesentliche Streckenbereiche bei Abflüssen deutlich über MQ aufgenommen. Es ist davon auszugehen, dass bei dem dann herrschenden Geschiebetrieb die Bestimmung der Sohlage nicht mehr ausreichend genau gewährleistet ist. Erfahrungen u.a. vom Rhein haben gezeigt, dass in diesem Fall mit gemessenen Sohlagen in einer Größenordnung von über einem dm über der Ruhelage zu rechnen ist. Aus diesem Grund wurden die drei Peilungen 1995, 2000 und 2003 für die Ermittlung der Jahresgeschiebefrachten nicht verwendet. Aber auch die übrigen Peilungen weisen zum Peilzeitraum in Teilstrecken über MW liegende Abflüsse auf. Diese sind aber vom Umfang, als auch von der Größe des Abflusses beschränkt, so dass die Jahresgeschiebefrachten auf der Basis der Peilungen 1990, 1998 und 2005 ermittelt wurden.

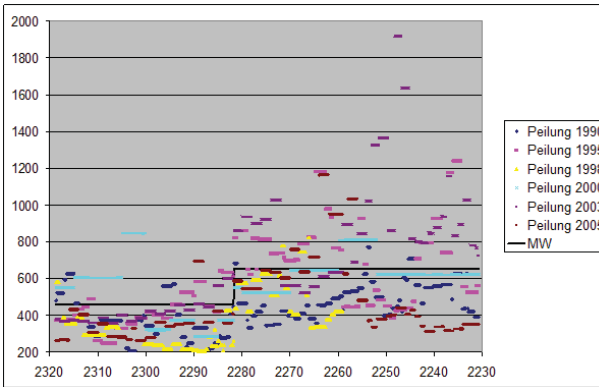


Bild 3: Abflüsse zum Zeitpunkt der Hauptpeilungen zwischen 1990 und 2005

Neuere Messungen zum Sedimenttransport

Zum besseren Verständnis der morphologischen Prozesse und zur Überprüfung der früheren Geschiebetransport-Abfluss-Relationen werden an der Donau seit 2008 regelmäßig Sedimenttransportmessungen durch das WSA Regensburg durchgeführt. Die Lage aller Messstellen sind in Bild 1 dargestellt. Die beiden Messstellen an den Pegeln Pfelling (Do-km 2305,5) und Hofkirchen (Do-km 2256,9, beide in blau im Bild angezeigt) dienen dabei der Fortführung der bisherigen Messreihen für Geschiebe, um gegebenenfalls Veränderungen erkennen zu können. Die beiden Messstellen bei Deggendorf (Do-km 2283,2) und Halbmeile (Do-km 2280,0, im Bild in grün) dienen der Quantifizierung des Isareintrags. Die in rot dargestellten Messstellen zeigen darüber hinaus die Stellen, die in früheren Jahren beprobt wurden. Zusätzlich wurde Ende der 1980er Jahre auch eine Stelle in der Isar beprobt.

Im Jahre 2008 wurden Messungen bei relativ geringen Abflüssen durchgeführt, so dass im Wesentlichen der Bereich des Geschiebetransportbeginns erfasst wurde. Im Jahre 2009 wurden Messungen bis zu etwa dem doppelten Mittelwasserabfluss durchgeführt. Für höhere Abflüsse liegen keine neueren Messungen vor.

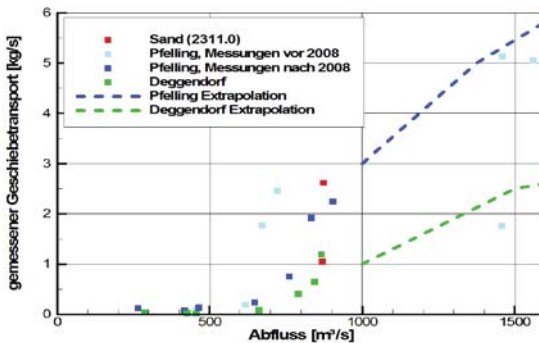


Bild 4: Geschiebetransport-Abfluss-Relationen in der Donau im Bereich oberstrom der Isarmündung

In Bild 4 sind die Ergebnisse der Geschiebetransportmessungen für den Bereich oberstrom der Isarmündung dargestellt. Es zeigt sich, dass die früheren Messwerte zum Geschiebetransport am Pegel Pfelling durch die neueren Messungen bestätigt werden. Sie weisen im Rahmen der Messgenauigkeit eine ähnliche Größenordnung auf. Die Messungen bei Deggendorf zeigen tendenziell einen geringeren Geschiebetransport als die bei Pfelling. Jedoch liegen

hier in dem für die Jahresgeschiebefracht wichtigen Bereich noch keine Erfahrungen größerer Abflüsse vor. Alle Messungen bestätigen im Wesentlichen die bisherigen Erkenntnisse.

Geht man davon aus, dass über die Staustufe Straubing kein Geschiebe transportiert wird, so muss seit Stauerrichtung das bei Pfelling durchtransportierte Geschiebe erosiv aus der Sohle der Donau zwischen Straubing und Pfelling aufgenommen worden sein.

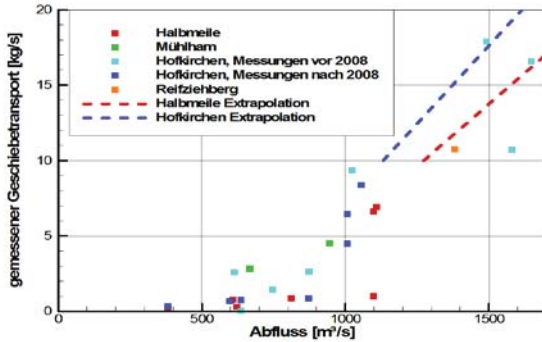


Bild 5: Geschiebetransport-Abfluss-Relationen in der Donau im Bereich unterstrom der Isarmündung

Bei Hofkirchen bestätigen die neueren Ergebnisse ebenfalls die bisherigen Erkenntnisse (Bild 5). Somit sind hier keine wesentlich veränderten Jahresgeschiebefrachten zu erwarten. Auch die Werte des Geschiebetransports an den Messstellen Halbmelle, Mühlham und Reifzieberg weisen die gleiche Größenordnung auf wie bei Hofkirchen. Die Geschiebetransportwerte bei Halbmelle direkt unterstrom der Isarmündung sind am geringsten, was eine leichte Eintiefungstendenz der unterstromigen Strecke bis Hofkirchen andeutet. Die geringeren Geschiebetransportwerte können aus einem geringeren Geschiebeeintrag aus der Isar resultieren.

Da sich die an den Pegeln Pfelling und Hofkirchen früher ermittelten Geschiebetransport-Abfluss-Relationen bestätigen, werden diese im Rahmen dieser Untersuchung beibehalten.

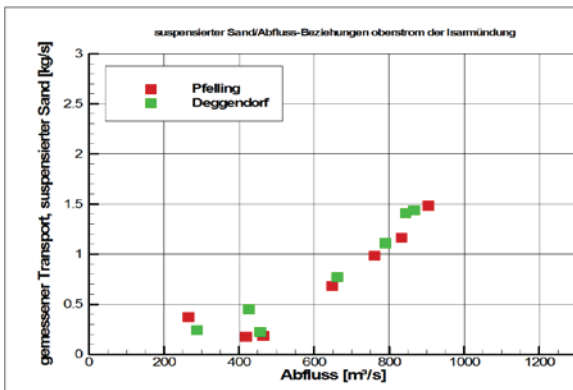


Bild 6: Suspensierter Sandtransport-Abflussrelationen in der Donau oberstrom der Isarmündung

Seit 2008 werden neben den Messungen des Geschiebetransports auch Messungen des Transports von suspendiertem Sand durchgeführt. Diese wurden an den gleichen Messstellen und -zeiten wie die Geschiebetransportmessungen ermittelt. Die Ergebnisse der Messungen des suspendierten Sandes sind in Bild 6 für den Bereich oberstrom und in Bild 7 für den Bereich unterstrom der Isarmündung dargestellt.

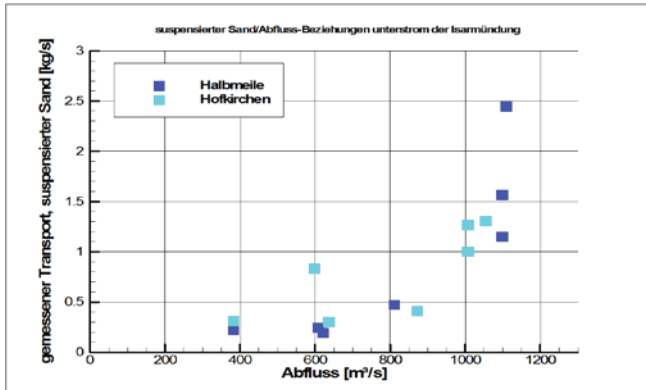


Bild 7: Suspendierter Sandtransport-Abflussrelationen in der Donau oberstrom der Isarmündung

In beiden Teilbereichen ist eine relativ klare Abflussabhängigkeit des Transportes von suspendiertem Sand zu erkennen. An den Pegeln Pfelling und Deggendorf sowie Halbmeile und Hofkirchen sind die Messwerte vergleichbar. Daraus lässt sich schließen, dass das Material in den Teilstrecken durchtransportiert wird.

Inwieweit der suspendierte Sand Anteil an der Erosion unterstrom der Staustufe Straubing hat, wird durch den Eintrag dieses Materials bei entsprechenden Wasserständen über die Staustufe bedingt. In einem Grenzfall kann angenommen werden, dass über die Staustufe kein suspendierter Sand transportiert wird. Dann muss der suspendierte Sand, dessen Transport in Pfelling gemessen wird, zwischen der Staustufe und der Messstelle erosiv aus der Sohle aufgenommen worden sein. Im anderen Grenzfall ist davon auszugehen, dass der Eintrag des suspendierten Sandes die gleiche Größe besitzt, wie dies vor Inbetriebnahme der Staustufe der Fall war. Dann ist von reduzierter Erosionswirkung durch suspendierten Sand auszugehen. Derzeit werden unterstrom des Wehres Straubing weitere Messungen bezüglich des Transports von suspendiertem Sand durchgeführt.

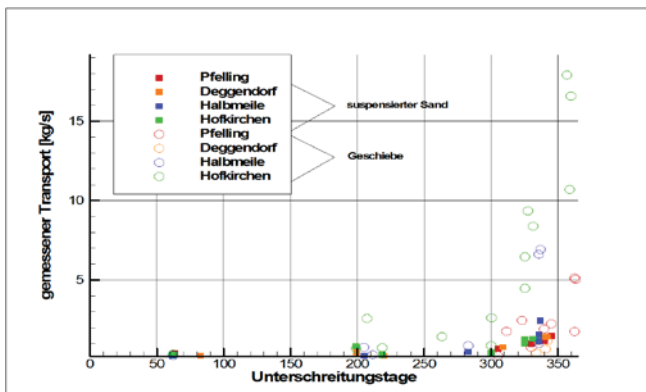


Bild 8: Unterschreitungsdauer des Sedimenttransportes (suspendierter Sand und Geschiebe)

Um den Bereich ober- und unterstrom der Isarmündung miteinander vergleichbar zu machen, wird die Unterschreitungsdauer der langjährigen Abflüsse an denen die Transportmessung stattfand, in Relation zum Transport dargestellt (Bild 8).

Im Wesentlichen lassen sich folgende Ergebnisse festhalten:

- Nennenswerter Transport von suspendiertem Sand bzw. Geschiebe findet in etwa ab einer Unterschreitungsdauer des Abflusses von ca. 200 Tagen statt. Dies entspricht einem Mittelwasserabfluss. Bei geringeren Abflüssen ist mit sehr geringen Transportraten zu rechnen.
- Der Geschiebetransport in einem Querschnitt ist unterstrom der Isarmündung, insbesondere bei höheren Abflüssen (hohe Anzahl von Unterschreitungstagen) größer als der Transport des suspendierten Sandes.
- Für einen Abflusszustand bis zu 900/1100 m³/s (ober-/unterstrom der Isarmündung), der statistisch betrachtet einer Unterschreitungsdauer von ca. 285/270 Tagen zugeordnet wird, ist der Transport von suspendiertem Sand in der Untersuchungsstrecke näherungsweise konstant.
- Im Falle des Ausbleibens des Eintrags von suspendiertem Sand ist auf Grund des Defizits ein Teil der sich einstellenden Erosion auf die Aufnahme von Sand aus der Sohle zurückzuführen. Da im oberen Abflussbereich der Transportmessungen für suspendierten Sand keine Messwerte sowie keine Erkenntnisse des Eintrags von suspendiertem Material vorliegen, konnte der Einfluss des suspendierten Sandes auf Sohlhöhenänderungen nach Bau der Staustufe Straubing noch nicht ermittelt werden.
- Nach den vorliegenden Messergebnissen liegt oberstrom der Isarmündung der Geschiebetransport in einem Querschnitt in der gleichen Größenordnung wie der Transport des suspendierten Sandes. Im Bereich unterstrom der Isarmündung ist der Transport des suspendierten Sandes bei höheren Abflüssen deutlich geringer als der Geschiebetransport. Eine Reduktion des Transportes von suspendiertem Sand wird in diesem Bereich deutlich geringere Auswirkungen haben als oberstrom der Isarmündung.
- Wird - abweichend von der hier getroffenen Annahme, dass kein suspendierter Sand bei Straubing eingetragen wird - bei größeren Abflüssen suspendierter Sand über die Staustufe Straubing transportiert, wird sich der Anteil des suspendierten Sandes an der Erosion gegenüber dem Geschiebe verringern.

Massensummenlinien des WSA Regensburg

Die s.g. Massensummenlinien (eigentlich Volumensummen in m³) des WSA Regensburg beruhen auf Peilungen der Jahre 1990, 1995, 1998, 2000, 2003 und 2005 (Beispiel in Bild 9). Diese liegen teilweise nur im Abschnitt Straubing bis Hofkirchen vor. Der Bereich Hofkirchen bis Staustufe Kachlet wurde teilweise abweichend in den Jahren 1989, 1993, 1996 und 2000, 2003, und 2005 gepeilt. Die Teilstrecke Hofkirchen bis Vilshofen besteht im Wesentlichen aus Fels und der Sedimenteintrag ist durch Geschiebemanagementmaßnahmen bei Hofkirchen weitgehend unterbunden. Im Folgenden wird daher ausschließlich der Bereich zwischen Straubing und Hofkirchen betrachtet.

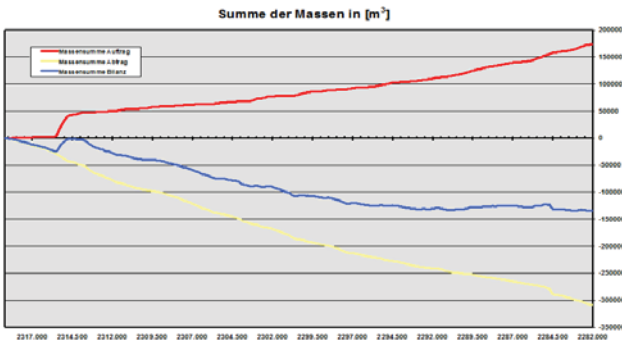


Bild 9: Beispiel einer Massensummenlinie des WSA Regensburg im Bereich oberstrom der Isarmündung

Weitere anthropogene Einflüsse

Eine weitere Größe für die Ermittlung der Jahresgeschiebefracht stellen anthropogene Eingriffe dar. Diese sind Bautätigkeiten, Unterhaltungs- und Geschiebemanagementmaßnahmen.

Innerhalb des Untersuchungsgebietes wurden seit 1990 keine größeren dauerhaften Strombaumaßnahmen wie z.B. die Errichtung von Buhnen oder Parallelwerken vorgenommen. Lediglich im Bereich des Ausgangs der Mühlhamer Schleife wurden zwei Buhnen errichtet, die großräumig keinen Einfluss besitzen.

Im Jahre 1998 wurde bei Aicha der Naturversuch Sohldeckwerk durchgeführt. Hierbei wurde die Sohle bei Do-km 2272 auf 600 m Länge teilweise vertieft und durch ein Deckwerk gesichert. Darüber hinaus wurde oberstrom der Maßnahme ein Geschiebefang eingerichtet. Durch Probleme mit Deckwerksteinen für die Schifffahrt, die im Nachgang des Versuchs durch Anlandungen näher an den Fahrrinnenkasten kamen, wurde des gesamte Deckwerk (ca. 70.000 m³) im Jahre 2004 entnommen. Diese Maßnahmen wurden einmalig ausgeführt.

Die Geschiebemanagementmaßnahmen wurden entsprechend der Querprofile hektometerweise ausgewertet. Die verwendeten Informationen liegen monatschraf vor und werden als Mittelwerte für den Zeitraum der Baggerungen angenommen. Bild 10 bis Bild 12 zeigen diese Maßnahmen in der Übersicht. Dabei ist jeder Maßnahme ein Punkt in der Mitte des Maßnahmenbereichs zugeordnet.

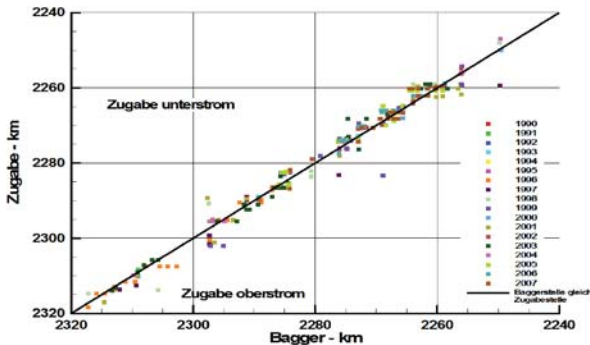


Bild 10: Bagger- und Zugabestellen in der Donau im Bereich Straubing-Vilshofen

In Bild 10 werden die Stellen der Entnahmen und der zugehörigen Zugabe vergleichend dargestellt. Die Linie im Diagramm zeigt dabei die Stellen an, an denen Bagger- und Zugabestelle zusammenfallen. Baggerstellen im Bereich unterhalb dieser Linie zeigen die Maßnahmen an, bei denen die Zugabe des Materials oberstrom der Baggerstelle liegt. Das Material wird weitgehend in einem Kreislauf gehalten. Je näher der Punkt an der Linie liegt, desto kleiner ist der Kreislauf. Liegt ein Punkt im Bereich oberhalb der Linie bedeutet dies, dass das gebaggerte Material über die Anlandungsstelle transportiert wurde und im oberstromigen Bereich nicht mehr zur Verfügung steht.

Bild 11 zeigt die an den Zugabestellen zugegebene Materialmenge. Hierbei ist teilweise eine Konzentration der Zugabe an verschiedenen Stellen (z.B. Do-km 2260) zu erkennen. Offensichtlich werden einige Stellen für die Zugabe von Material bevorzugt. Dies sind in erster Linie die in den Krümmungen vorhandenen tiefen Kolke.

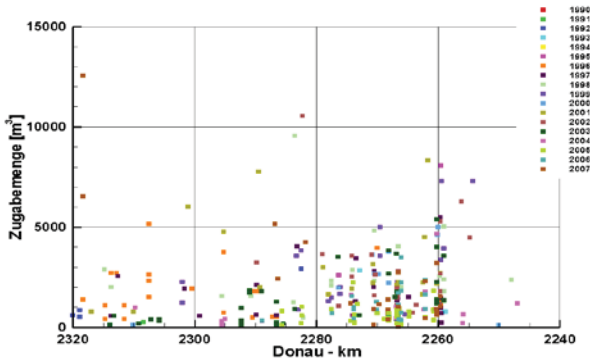


Bild 11: Diagramm der Zugabestellen und -mengen in die Donau im Bereich Straubing-Vilshofen

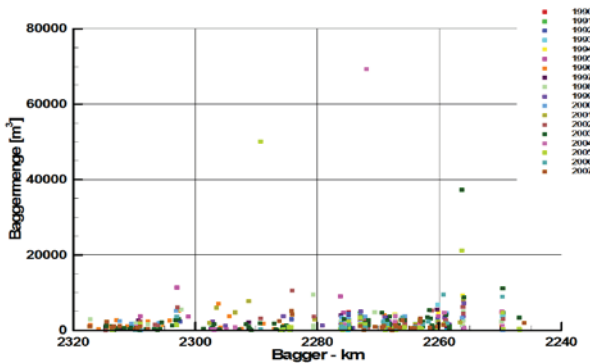


Bild 12: Diagramm der Baggerstellen und -mengen in die Donau im Bereich Straubing-Vilshofen

Bild 12 zeigt die Baggerstellen und zugehörigen -mengen. Hierbei sind sowohl die entzogenen als auch die dem Fluss später wieder zugegebenen Baggermengen aufgeführt. Eine Konzentration von Entnahmestellen ist auch hier an einigen Stellen, wie z.B. die Vorratsbaggerung bei Hofkirchen Do-km 2256) und einige Furten im Bereich der großen Krümmungen zu beobachten. Deutlich ist zu erkennen, dass großräumig betrachtet, nahezu in der ganzen Strecke Unterhaltungsmaßnahmen erforderlich sind.

Analyse des Geschiebetriebs

Zur Bestimmung der Bilanzrandbedingung bzw. zur Kontrolle der Jahresgeschiebefracht sowie zur Ermittlung des hydrologischen Einflusses ist für den Zeitraum zwischen zwei betrachteten Peilungen der summarische Geschiebetransport zu ermitteln. Hierzu stehen die Abflussganglinien und die Geschiebetransport-Abfluss-Relationen an den Pegeln Pfelling, Hofkirchen und für die Isar bei Plattling zur Verfügung. Die Abflussganglinie wurde vom Bayerischen Landesamt für Umwelt (LfU), Hof für den Zeitraum von 1926 bis 2007 zur Verfügung gestellt.

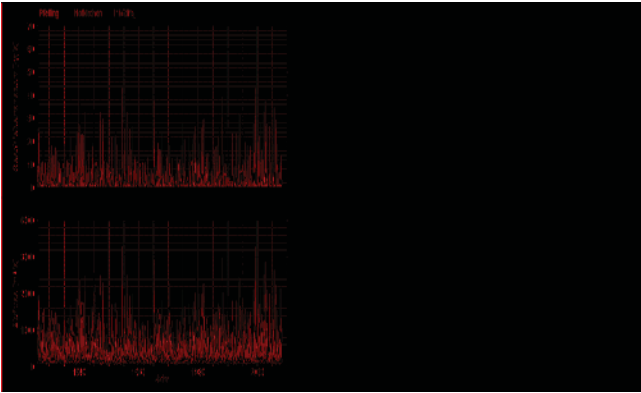


Bild 13: Abflussganglinien und rechnerischer Geschiebetransport an den Pegeln Pfelling und Hofkirchen (Donau) sowie Plattling (Isar) für Abflüsse die zwischen 1926 und 2007 auftraten

Diese Abflussganglinien wurden mit den Geschiebetransport-Abfluss-Relationen aus [2] verschnitten. Die entstandenen Ganglinien des Abflusses und des zugehörigen Geschiebetriebes sind in Bild 13 dargestellt. Jahresweise aufsummiert dienen diese Daten der Ermittlung der Jahresgeschiebefrachten an den Pegeln, die in Bild 14 dargestellt sind. Da die Geschiebetransport-Abfluss-Relationen keine morphologischen Veränderungen der Vergangenheit abbilden, kann aus diesen Werten nur auf den hydrologischen Einfluss auf der Basis der heutigen Randbedingungen geschlossen werden.

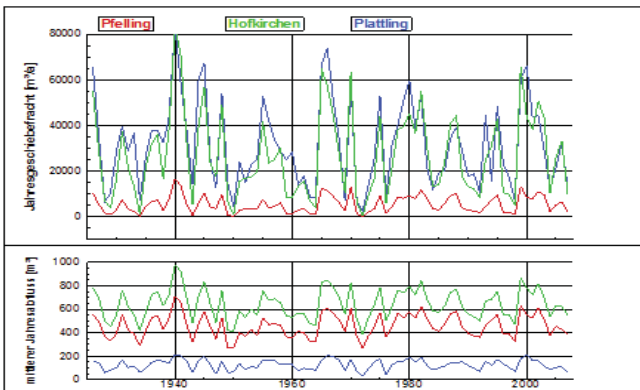


Bild 14: Rechnerische Jahresgeschiebefracht und mittlerer Jahresabfluss an den Pegeln Pfelling und Hofkirchen (Donau) sowie Plattling (Isar) für Abflüsse die zwischen 1926 und 2007 auftraten

Mit Blick auf die rechnerische mittlere Jahresgeschiebefracht an den Pegeln wird die große Spannweite deutlich. In feuchten Jahren kann der Jahresgeschiebetransport erheblich vom mittleren Transport abweichen. In Tabelle 1 sind die wesentlichen statistischen Werte für die Messstellen zusammengefasst. So ist im Zeitraum zwischen 1926 und 2007 am Pegel Pfelling mit einer mittleren Jahresgeschiebefracht von ca. 5.500 m³ und am Pegel Hofkirchen von ca. 27.000 m³ zu rechnen. Rein rechnerisch beträgt der Mittelwert bei Plattling ca. 32.000 m³. Er bestätigt die vor genannten Erkenntnisse zur Geschiebetransportkapazität der Isar.

Geschiebetransport, alle Transportwerte in [m ³ /a]	Mittelwert	Standardabweichung	Minimum/Jahr des Auftretens	Maximum/Jahr des Auftretens
Pfelling	5524	3806	39/1972	16784/1940
Hofkirchen	27034	18770	229/1972	83950/1940
Plattling	31672	19004	2384/1972	82868/1940

Tabelle 1: Zusammenstellung der mittleren und extremalen, rechnerischen Geschiebetransportraten an den Pegeln Pfelling und Hofkirchen (Donau) sowie Plattling (Isar) auf Basis der Abflussganglinie zwischen 1926 und 2007

Die Standardabweichung zeigt mit ca. 60 bis 70 % der mittleren Jahresgeschiebefracht einen beachtlichen Wert. Dies spiegelt die große Varianz in den Abflüssen wieder. Die Minima des Geschiebetransportes zeigen, dass in extremen Jahren der Geschiebetransport nahezu zum Erliegen kommen kann. Die Maxima übersteigen den Mittelwert um ca. das Dreifache.

Die Abhängigkeit der ermittelten Jahresgeschiebefrachten an den Pegeln vom mittleren Jahresabfluss ist in Bild 15 dargestellt. Dieses Diagramm zeigt die Abhängigkeit der Geschiebefracht von dem mittleren Jahresabfluss. Somit lässt sich an den Pegeln bereits mit der Kenntnis um den Abfluss eines abgelaufenen Jahres die transportierte Geschiebemenge an den Pegeln abschätzen.

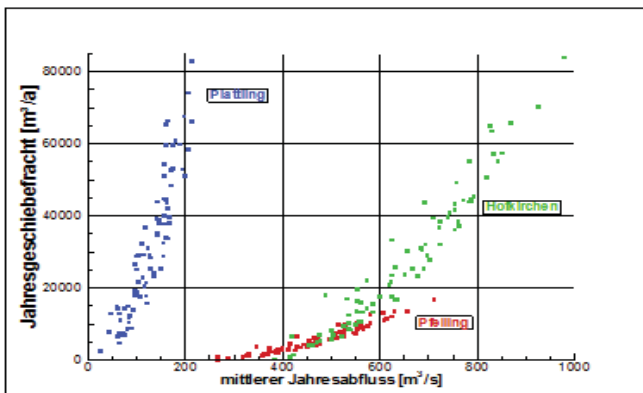


Bild 15: Abhängigkeit der rechnerischen Jahresgeschiebefracht vom mittleren Jahresabfluss an den Pegeln Pfelling und Hofkirchen (Donau) sowie Plattling (Isar) für Abflüsse die zwischen 1926 und 2007 auftraten

Ermittlung der Jahresgeschiebefrachten

Im Folgenden wird die Vorgehensweise beschrieben, mit der die Jahresgeschiebefrachten erstellt werden.

Für ein beliebiges Kontrollvolumen kann dabei eine Bilanzgleichung der Feststoffvolumina angeschrieben werden. Sie lautet:

$$V_{\text{ein}} + V_{\text{Zugabe}} - (V_{\text{aus}} + V_{\text{Baggerung}} + V_{\text{Abrieb}}) = \Delta V$$

mit

V_{ein} : natürlich eingetragenes Volumen

V_{Zugabe} : anthropogen eingetragenes Volumen (Verklappungen)

V_{aus} : natürlich ausgetragenes Volumen

$V_{\text{Baggerung}}$: anthropogen ausgetragenes Volumen (Baggerungen)

V_{Abrieb} : Volumen das durch Abrieb in Schwebstoff übergegangen ist

ΔV : beobachtete Volumenänderung der Sohle

Diese Volumenangaben beziehen sich jeweils auf einen definierten Bilanzzeitraum. Wird für den Bilanzzeitraum der Zeitraum zwischen zwei Peilungen verwendet, können die Massensummenlinien (in m^3) zur Ermittlung des ΔV verwendet werden. Dabei werden die Erosion negativ und Anlandungen positiv angeschrieben. V_{Zugabe} und $V_{Baggerung}$ ergeben sich aus den Baggerstatistiken des Amtes. Der Abrieb wird an dieser Stelle vernachlässigt.

Somit bleiben der Geschiebeeintrag ($V_{Eintrag}$) und der Geschiebeaustrag ($V_{Austrag}$) als Unbekannte übrig. Ist an einer Stelle das im Bilanzzeitraum transportierte Volumen bekannt, z.B. aus einer Geschiebetransport-Abfluss-Relation, lässt sich der Rand eines Kontrollvolumens an diese Stelle legen und somit die Gleichung für die verbliebene Unbekannte vollständig lösen. Für den anschließenden Kontrollabschnitt kann der berechnete Wert wieder als bekanntes transportiertes Volumen eingesetzt werden.

Die Jahresgeschiebefracht wird durch den Bezug auf den Bilanzzeitraum ermittelt:

$$V_{ein} / \Delta t = Q_{s,m,ein} \quad \text{bzw.} \quad V_{aus} / \Delta t = Q_{s,m,aus}$$

mit

Δt : Bilanzzeitraum

$Q_{s,m,ein}$: mittlere Geschiebefracht am oberen Ende des Kontrollvolumens

$Q_{s,m,aus}$: mittlere Geschiebefracht am unteren Ende des Kontrollvolumens

Somit ist an einer Stelle die Jahresgeschiebefracht als Randbedingung zu ermitteln. Dies kann z.B. auf Basis von Geschiebetransport-Abfluss-Relationen und der Abflussganglinien (z.B. an den Pegeln Pfelling oder Hofkirchen) oder durch definierte Stellen wie z.B. kein Geschiebeeintrag im unterstromigen Bereich eines Wehres, erfolgen.

Randbedingungen und Annahmen

Um die Ergebnisse möglichst präzise zu berechnen, wurde die Vorgehensweise im Vergleich zu früheren Ermittlungen verfeinert. So werden als Kontrollvolumen nicht mehr mehrere Kilometer lange Abschnitte, sondern die aus der Massensummenlinie vorliegenden Querprofile im Abstand von 100 m verwendet. Für jeden dieser Kontrollabschnitte wurden die exakten Peildaten tagesscharf betrachtet und als Bilanzzeitraum eingesetzt. Bagger- und Verklappmaßnahmen liegen nach den Unterlagen des WSA monatsscharf für die entsprechenden Bereiche vor. Es wurde von der Annahme ausgegangen, dass innerhalb dieser Bereiche die Entnahme- und Zugabemengen sowohl räumlich als auch in den Baggermonaten zeitlich gleich verteilt waren. Der Geschiebeeintrag aus der Isar wurde tagesscharf berechnet.

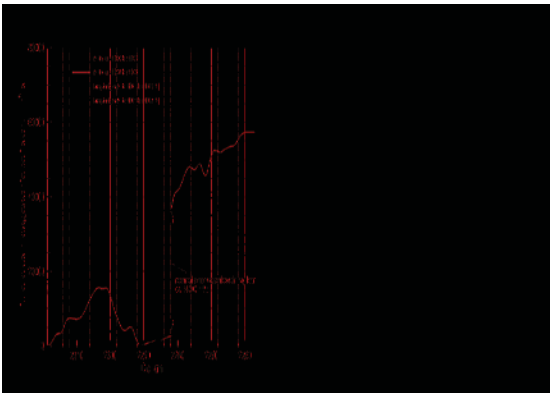


Bild 16: Geglätteter Längsschnitt der Jahresgeschiebefrachten der Zeiträume 1990 bis 1998 sowie 1998 und 2005 im Vergleich zu früheren Zeiträumen

Seit Mitte bis Ende der 1990er Jahre wurde bereits in [2] ein Regimewechsel in der Donau erwartet. In diesem Zeitraum gingen die Stautufen Straubing und Pielweichs/Isar (ca. 10 km oberstrom der Isarmündung) in Betrieb. Es ist daher von einem verringerten (Isar) bzw. ganz ausbleibenden Geschiebetransport (Donau bei Straubing)

auszugehen. Nach Öffnung des Main-Donau-Kanals im Jahre 1992 und der Inbetriebnahme der Staustufe Straubing im Jahre 1995 wurde weiterhin zwischen 1996 und 1998 im Bereich oberstrom der Isarmündung die Fahrinne von 1,7 m auf 2,0 m vertieft. Darüber hinaus liegt der RNW₉₇ im gesamten Projektgebiet unter dem bis Mitte der 90er Jahre gültigen RNW₈₇. Beides führt durch den erhöhten Baggeraufwand ebenfalls zu veränderten morphologischen Vorgängen. Der Einfluss des suspendierten Sandes nach Stauerrichtung in Straubing konnte nicht abschließend geklärt werden.

In Bild 16 ist der um die beschriebenen Annahmen modifizierte Längsschnitt der Jahresgeschiebefrachten geglättet dargestellt. Er weist für das Beobachtungsintervall zwischen der Peilung 1990 und der Peilung 1998 (rote Linie) eine gute Übereinstimmung mit den bisherigen Erfahrungen auf. Das Intervall zwischen 1998 und 2005 (blaue Linie) dokumentiert die einsetzende Erosion als Auswirkung der morphologischen Veränderungen in der Strecke. So entspricht der im Bereich Do-km 2319 bis Do-km 2304 beobachtete Rückgang der Jahresgeschiebefracht einer mittleren Eintiefung von ca. 1 cm/a. Mögliche Maßnahmen des WSA Regensburg sind eine in diesem Bereich angepasste Unterhaltung der Strecke sowie einer Geschiebezugabe am oberstromigen Rand. Unterstrom der Isarmündung ergibt sich prinzipiell ein vergleichbares Bild. Reduzierte Geschiebeeinträge aus der Isar spielen hier eine wichtige Rolle. Die Schlussfolgerungen sind im Vergleich mit dem Bereich unterstrom Straubing nicht so eindeutig, da hier auch ein Einfluss des Geschiebeeintrags aus der Hydrologie besteht. Diese Frage wird derzeit weiter untersucht. Weitere offene Fragen ergaben sich vor allem für den Bereich oberstrom der Isarmündung. Zur Präzisierung des Jahresgeschiebefrachtlängsschnitts und damit der genaueren Eingrenzung der unzweifelhaft erfolgenden Erosion werden in den nächsten Jahren weitere Messungen zum Geschiebe- und suspendierten Sandtransport sowie qualitativ hochwertige Messungen auch in den Randbereichen durchgeführt.

Diskussion der verbleibenden Unsicherheiten

Trotz der detaillierten Betrachtungen verbleibt eine Reihe von Unsicherheiten in der Ermittlung der mittleren Jahresgeschiebefrachten. An erster Stelle ist hierbei die Unsicherheit der Flusspeilungen zu nennen. Bereits geringe systematische Abweichungen haben Auswirkungen auf das Ergebnis. So führt ein systematischer Fehler in einer Peilung von 1 cm in der Höhenlage zu einer Abweichung auf der Gesamtstrecke Straubing – Vilshofen von über 80.000 m³/a in der Jahresdimentfracht. Das entspricht ca. zwei Jahresgeschiebefrachten unterstrom- oder vier Jahresgeschiebefrachten oberstrom der Isarmündung. Diese Problematik ist insbesondere bei den Peilungen 1995, 2000 und 2003 aufgetreten, weshalb sie nicht verwendet wurden.

Die Peildaten umfassen nicht den gesamten Bereich, der der Morphodynamik unterliegt. Flachwasserbereiche, Buhnen und Altwasser unterliegen ebenfalls Sohlhöhenänderungen und müssten idealerweise bei der Ermittlung der Jahresgeschiebefrachten berücksichtigt werden. Insbesondere bei Eintiefungstendenzen, wie sie seit 1998 zu verzeichnen sind, ist zu erwarten, dass eine tendenziell verstärkte Mobilisierung von Sohlmaterial in den Randbereichen einsetzt. Hier steht, im Vergleich zum tieferen und damit stärker durch Schubspannungen belasteten Flussbett, feineres Sohlmaterial an. Dadurch betrifft dies das Volumen des Transportes von suspendiertem Sand in besonderem Maß.

Die beiden o.g. Punkte, die sich aus den Peildaten ergeben, dominieren die Unsicherheiten, die in den folgenden Betrachtungen diskutiert werden. Die vorliegenden Peilungen werden aus technischen, organisatorischen Gründen bzw. durch ablaufende HW-Ereignisse in einem größeren Zeitraum aufgenommen. In Tabelle 2 sind diese Zeiträume der vorliegenden Peilungen zusammengestellt.

	Peilung 1990	Peilung 1995	Peilung 1998	Peilung 2000	Peilung 2003	Peilung 2005
Bereich	Straubing-Kachlet	Straubing-Kachlet	Straubing-Hofkirchen	Straubing-Kachlet	Straubing-Kachlet	Straubing-Kachlet
Peilbeginn	13.09.1989	18.04.1995	11.03.1998	06.04.2000	11.04.2002	27.04.2005
Peilende	28.11.1990	17.09.1996	14.09.1998	01.10.2000	07.05.2003	20.03.2006
Dauer [d]	441	518	187	178	391	327

Tabelle 2: Darstellung der Zeiträume in denen die zugehörigen Peilungen durchgeführt wurden

Teilweise wurden Peilungen in Teilabschnitten über einen Zeitraum von einem bis fast anderthalb Jahren aufgenommen. Da in diesen Zeiträumen auch Hochwasserereignisse auftraten, ist mit örtlichen Umlagerungen zu rechnen, deren Volumen nicht bzw. doppelt aufgenommen wurden. Dies ist in der Praxis nicht immer zu vermeiden. Jedoch sind für die Auswertungen Peilungen mit möglichst kurzen Zeiträumen in Phasen mit max. Mittelwasserabflüssen zu verwenden.

Die Peilungen bis 1998 wurden als Linienpeilungen an den Hektometern und ab 2000 als Flächenpeilungen durchgeführt. Eine Vergleichbarkeit ist bezüglich der Methodik zur Auswertung der Massenbilanzen gewährleistet, jedoch kann auf Grund der veränderten Messmethode eine Veränderung in den Genauigkeiten auftreten. Hierüber liegen keine gesicherten Informationen vor.

Die Genauigkeit einer Peilung ist wesentlich vom während der Peilung herrschenden Sedimenttransport abhängig. In Bild 3 wurden die im Längsschnitt an den jeweiligen Peildaten herrschenden lokalen Abflüsse dargestellt. Bei Peilungen mit Sedimenttransport kann sich eine scheinbar erhöhte Sohllage ergeben. Alle Sohlpeilungen zwischen 1990 und 2005 weisen in Teilstrecken sedimenttransportrelevante Abflüsse auf.

Eine weitere Fehlerquelle ergibt sich aus falschen oder unsicheren Angaben der Bagger- und Verklappmengen. Hier besteht u. a. die Unsicherheit bezüglich des Entnahmeverolumens (unbekannte Porosität) bzw. des Entnahmeorts im Vergleich zu den Peilungen. So ist es möglich, dass die in Seitenbereichen verklappten oder entnommenen Mengen, die in den Baggerstatistiken enthalten sind, ganz oder teilweise nicht durch Peilungen erfasst werden.

Unsicherheiten bestehen auch in den berechneten Jahresgeschiebefrachten aus den Sedimenttransport-Abfluss-Relationen. Die gewonnenen Messdaten basieren in der Hauptsache auf Messungen vor Änderung des morphologischen Regimezustands. Zwar bestärken neuere Messungen aus dem Jahre 2008 im Bereich des Sedimenttransportbeginns die These, dass die bisherige Funktion noch Bestand hat, jedoch fließen aktuelle Messungen bei höheren Abflüssen bisher nicht ein.

Durch die Errichtung der Stützkraftstufe Pielweichs/Isar ist davon auszugehen, dass der Sedimenttrieb an dieser Stelle weitgehend unterbrochen wurde. Die Folge ist eine einsetzende Erosion in der Unteren Isar mit einer damit verbundenen Vergrößerung der Sohle. Dies führt nach einiger Zeit zu einem reduzierten Sedimenteintrag in die Donau. Um die Erosion in der Isar zu begrenzen, wurde unterhalb der Staustufe eine Sohlschwelle angelegt und eine Geschiebezugabe mit größerem Material eingerichtet. Es ist zu erwarten, dass hierdurch der Sedimenteintrag in die Donau weiter reduziert wird.

Durch den Naturversuch Deckwerk bei Aicha im Jahre 1998 wurde die Sohle im Bereich unterstrom der Versuchsstrecke morphologisch gestört. Baggermaßnahmen im Bereich der Versuchsstrecke führten temporär zu Erosionserscheinungen im anschließenden Bereich. Die Wirkung aus diesen Maßnahmen ist nicht separierbar, da sie sich mit den Veränderungen aus dem verringerten Sedimenteintrag aus der Isar überlagern. Jedoch nehmen die Einflüsse aus dem Naturversuch ab und werden vermutlich in einigen Jahren vernachlässigbar sein. Die bei der Berechnung der Jahresgeschiebefracht an einer Stelle aufgetretenen Fehler pflanzen sich in Richtung der Analyse fort und verfälschen die absoluten Beträge auch in Bereichen, die keine systematischen Fehler aufweisen. Diese Fehlerfortpflanzung ist nur durch zusätzliche Informationen zum tatsächlich transportierten Sediment zu erkennen und zu quantifizieren. Hierzu wurden die Sedimenttransportmessstellen ober- und unterstrom der Isarmündung eingerichtet. Derzeit liegen jedoch noch recht wenige Messungen insbesondere bei höheren Wasserständen vor.

Für die Baggermengenermittlung wird seit 1999 ein Verfahren verwendet, das das tatsächliche Volumen in der Klappschute berücksichtigt. Vor 1999 wurden diese Volumina teilweise grob geschätzt. Das veränderte Verfahren dient der präziseren Abrechnung mit den Baggerunternehmen. Insofern ist mit der Umstellung der Verfahren möglicherweise ein systematischer Fehler verbunden. Bei der Ermittlung der Baggermengen ist gegebenenfalls eine andere Porosität anzusetzen. Da hierzu keine Informationen vorliegen, ist von der gleichen Lagerungsdichte wie in der Sohle ausgegangen worden.

Bei der Ermittlung der Jahresgeschiebefrachten haben die Sohlhöhenänderungen in einem Zeitintervall den größten Anteil. Diese Sohlhöhenänderungen werden auf Grund von Geschiebeumlagerungen, als auch durch Transport von suspendiertem Material hervorgerufen. Eine eindeutige Bestimmung des Anteils von suspendiertem Sand ist mit den vorliegenden Unterlagen nicht möglich. Insofern ist besonders im Bereich oberstrom der Isarmündung zu berücksichtigen, dass die dargestellten Jahresgeschiebefrachten unter Umständen auch noch einen Anteil suspendierten Sand beinhalten können. Da der Anteil von Sand in der Sohle ca. 10 % umfassen kann, ist dies auch die Obergrenze des möglichen Anteils in der Jahresgeschiebefracht. Da dieser Wert sich im Längsschnitt verändern kann und hierüber keine Informationen vorliegen, wurde auf eine Darstellung in den Ergebnissen verzichtet.

Generell ist zu beachten, dass der Einfluss der Schifffahrt in den Sedimenttransport-Abfluss-Relationen nicht enthalten ist. Da auf der Donau seit Öffnung des Main-Donau-Kanals 1992 sowie der Unterhaltung der Fahrrinne auf 2 m unter RNW seit Mitte der 1990er Jahre eine deutliche Vergrößerung der installierten Leistungen in den Schiffen

sowie ein geringerer Sohlabstand der Fahrzeuge bei Niedrig- und Mittelwasserständen zu verzeichnen ist, kann ein verstärkter Teil der Sohlumlagerungen auf Schiffsbewegungen zurückzuführen sein. Es ist mit hoher Wahrscheinlichkeit davon auszugehen, dass die Schifffahrt zumindest bei Abflüssen kleiner als Mittelwasser im Bereich der Fahrrinne eine sich natürlich vergrößerte Kornzusammensetzung tendenziell stärker auf die Sohle wirkt und daher das darunter liegende feine Sohlmaterial an die Oberfläche gelangt. Eventuell wird dadurch die Transportkapazität erhöht. Hierüber liegen noch keine gesicherten Erkenntnisse vor.

Fazit

Die vorliegenden Jahresgeschiebefrachten stellen trotz einiger offener Fragen u.a. im Bereich der Peilgenauigkeit eine Grundlage für weitere Untersuchungen dar. Die BAW empfiehlt auf Grund der Veränderungen im Regimezustand der Donau seit Mitte der 1990er Jahre eine Untersuchung zur Optimierung des Unterhaltungskonzeptes, das diese Veränderungen berücksichtigt. Das optimierte Unterhaltungskonzept sollte nicht nur die Bewirtschaftungsstrategie (z.B. mehr Verklappung von gebaggertem Material nach oberstrom), sondern auch die Prüfung von Bauwerksanpassungen und Maßnahmen zur Sohlstabilisierung umfassen, um einen wirtschaftlichen Betrieb der Wasserstraße zu gewährleisten.

Für künftige Peilungen lassen sich aus den Erkenntnissen der vorliegenden Untersuchung einige Empfehlungen zur Verbesserung der Qualität der Sohlaufnahmen ableiten:

- Peilungen sollten für die gesamte Strecke synoptisch in einer Niedrigwasserperiode durchgeführt werden.
- Die Grenzen der Peilabschnitte sollten neu festgelegt werden.
- Zu jeder Peilung sollte zur Überprüfung der Flächenaufnahme eine Wasserspiegelfixierung in Flussmitte mit Echolotssohlaufnahme durchgeführt werden. Falls eine Peilung durch ein oder mehrere Hochwasserereignisse unterbrochen wird, sollte für jeden Peilabschnitt eine eigene Wasserspiegelfixierung mit Sohlaufnahme durchgeführt werden. Einzelne Peilabschnitte sollten überlappend gepeilt werden, um eine Kontrolle der Peilqualität an den Rändern zu ermöglichen.
- Peilungen bei Abflüssen, bei denen Geschiebetrieb herrscht (Geschiebetransportbeginn ist bei MQ), sind für die Auswertung hinsichtlich der Geschiebefrachten nicht ausreichend genau, und deshalb zu vermeiden.

Literaturverzeichnis

Bauer, F.	1965	Der Geschiebehaushalt der bayerischen Donau im Wandel wasserbaulicher Maßnahmen, Wasserwirtschaft, Heft 4/5, 1965
BAW	1998	Flußmorphologischer Statusbericht (unveröffentlicht), BAW Karlsruhe Juli 1998

Grundinstandsetzung der Doppelkammerschleuse Kachlet an der Donau

Herr Dipl.-Ing. Rainer Siemke

Dipl.-Ing. Rainer Siemke, Dr.-Ing. Ulrich Jäppelt, Dipl.-Ing. Gerhard Müller, Dipl.-Ing. Heinz-Josef Vieth

Grundinstandsetzung der Doppelkammerschleuse Kachlet an der Donau

Dipl.-Ing.(FH) Rainer Siemke, Dipl.-Ing. (FH) Gerhard Müller, Dr.-Ing. Ulrich Jäppelt, Dipl.-Ing. Heinz-Josef Vieth, Dipl.-Ing. Klaus Hatzius

1. Ausgangssituation

Die Schleuse Kachlet liegt bei Donau-Kilometer 2.230,60 rund 3 km oberhalb der Stadt Passau. Die Schleusenanlage ist Bestandteil der Staustufe Kachlet, zu der noch eine Wehranlage und ein Kraftwerk gehören (Abb. 1). Schleusenanlage und Kraftwerk werden durch eine knapp 1 km lange Insel getrennt, so dass schleusenseitig ein Ober- und Unterkanal von 400 m bzw. 200 m Länge für die Schifffahrt entsteht. Die Wehranlage besteht aus 6 Wehrfeldern mit Öffnungsweiten von jeweils 25 m. Das Kraftwerk ist mit 8 Kaplanturbinen ausgerüstet und besitzt eine Ausbauleistung von 53.700 kW (327 Mio. kWh/ Jahr, entsprechend 75.000 Vierpersonenhaushalten).



Abb. 1: Luftbild Staustufe Kachlet, von links nach rechts: Staustufe, Kraftwerk, Schleuse [Quelle: Stadtarchiv Passau]

Die Schleuse Kachlet besteht aus 2 Schleusenkammern, die durch eine schlanke, 14 m breite Mittelmauer getrennt sind. Die Kammern haben eine Nutzlänge von 226 m und eine nutzbare Breite von 24 m. Ober- und Unterhäupter besitzen Stemmtoie. Befüllung und Entleerung erfolgen über kurze Umlaufkanäle, die überwiegend mit Rollkeilschützen und teilweise Zylinderschützen betrieben werden. Die maximale Stauhöhe und damit auch Hubhöhe der Schleuse beträgt 9,80 m. Ein Füllvorgang bei Bergschleusung, für den 48.000 m³ Wasser bewegt werden müssen, dauert derzeit 45 Minuten.

Schiffsverkehr

Auf Basis der „Umlegungsberechnung der verkehrsträgerübergreifenden Güterverkehrsprognose auf die Binnenwasserstraße“ des BMVBS für das Jahr 2009 ist auf der Donau Güterverkehr mit einer jährlichen Tonnage

von 8,2 Mio. t, verteilt auf 14.500 Motorgüterschiffe zu schleusen. Gleichzeitig bewegen sich noch rund 1.100 Sportboote und 1.050 Schiffe der weißen Flotte durch die Schleuse Kachlet. Im Prognosejahr 2025 werden voraussichtlich 11,0 Mio. t Güter zusammen mit rund 1.000 Sportbooten und 2.300 Schiffen der weißen Flotte durch die Schleuse Kachlet bewegt. Damit wird bezogen auf eine Schleusenammer eine Auslastung der Schleuse von 129 % erreicht. Ab einer Auslastung von 85 % ist eine zweite Schleusenammer notwendig und wirtschaftlich.

Bauwerksgeschichte

Die gesamte Staustufe wurde im Zeitraum von 1922 bis 1927 errichtet. Bereits 1925 fuhren die ersten Schiffe durch die bereits fertiggestellte Südschleuse. Zu dieser Zeit war die Schleuse Kachlet die größte Binnenschleuse Europas.

Die Baugruben für Schleuse und Vorhäfen wurden neben der Donau bis zu 12 m tief in den Fels gesprengt. Die relativ unregelmäßig abgebrochenen Felsoberflächen wurden in den Schleusenammern mit einer vorgesetzten Schale aus Stampfbeton versehen, deren Wandstärken zwischen 1 und 5 m variieren. Da man von einem standsicheren Fels ausging, wurden die Kammerwände nicht als Schwergewichtswände ausgebildet und auch auf eine Rückverankerung wurde verzichtet. Im Kammerbereich ist auf die Ausbildung einer Sohle verzichtet worden; der Fels steht dort unmittelbar an.

Die Standfestigkeit des anstehenden Fels wurde jedoch überschätzt. Bereits ein Jahr nach Inbetriebnahme der Anlage wurden erste Instandsetzungsarbeiten erforderlich: Zerrbalkenkonstruktionen in der Mittelmauer und Bau einer Drainage. Zwischen 1929 und 1938 kamen Rückverankerungen und Aussteifungen an beiden Schleusenammern sowie erste größere Betoninstandsetzungen hinzu, da der Beton die Anforderungen an die Dichtigkeit nicht erfüllen konnte. 30 Jahre nach Inbetriebnahme wurden in den Jahren 1960 bis 1962 zusätzliche Rückverankerungen an den Kammerwänden sowie eine Gesamtsanierung des Schleusenbetons mittels Zementinjektion ausgeführt. Wiederum 30 Jahre später von 1993 bis 1995 erfolgte eine nochmalige Instandsetzung, mit der die Schleuse für weitere 20 Jahre ertüchtigt wurde. Durch all diese Maßnahmen konnte die geplante Nutzungsdauer der Schleuse (100 Jahre) annähernd erreicht werden.

An den Häuptern, die mit Schwergewichtswänden und schlanker Sohle errichtet wurden, traten erstmals 2005 größere Schäden auf, als sich am Oberhaupt der Südschleuse Kachlet ein Torflügel um einige Zentimeter senkte. Ursache war ein Versagen der Halslagerverankerung. Die daraufhin durchgeführten Untersuchungen zeigten weitere generelle Standsicherheitsdefizite im Massivbau der Häupter: stark streuende Betondruckfestigkeiten, bereichsweise Festigkeitsklassen geringer als C 8/10.

Der Schadensfall am Oberhaupt war ursächlich verantwortlich für die Aufnahme der Untersuchungen zur Entwicklung von Möglichkeiten einer Grundinstandsetzung der Doppelkammerschleuse Kachlet. Zunächst wurde die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) mit verschiedenen Voruntersuchungen beauftragt. Deren Ergebnisse waren schließlich Grundlage für die Mitte 2009 aufgenommenen Planungen zur Grundinstandsetzung. Im Auftrag des Wasser- und Schifffahrtsamtes Regensburg wird der Massivbau im Los 1 durch die Arbeitsgemeinschaft Krebs und Kiefer, Karlsruhe und WTM Engineers, Hamburg geplant. Die Planung des Stahlwasserbaus erfolgt im Los 2 durch die Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft, Kleinostheim.

2. Voruntersuchungen

Einige Ergebnisse der von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe durchgeführten Voruntersuchungen werden im Folgenden zusammengefasst.

Baugrund

Der Baugrund im Schleusenbereich wird im Wesentlichen durch einen Gneis geprägt, der unter einer Schicht von sandigen Kiesen, Felsbruch und tonig-schluffigen Donauablagerungen relativ oberflächennah ansteht. Die Gesteinsfestigkeit des Felses ist sehr bis außerordentlich hoch. Die Gebirgsfestigkeit hingegen wird maßgeblich durch sein Trennflächengefüge und seine Oberflächenbeschaffenheit bestimmt. Durch die mehrfache tektonische Überprägung ist der Gesteinsverband relativ engständig zerlegt und von Scher- und Störungsbahnen in allen Raumrichtungen durchzogen, ohne dass sich konkrete Trennflächenmuster gebildet haben. Infolge der regionalen Bruchtektonik am Südrand des Bayrischen Waldes wurde das Grundgebirge kleinräumig derart zerrüttet und durchklüftet, dass praktisch überall mit potentiellen Gleit- und Bewegungsfugen sowie Bewegungszonen gerechnet werden muss.

Im Bereich der Schleuse ist der Gneis insgesamt schwach durchlässig, so dass eine Trockenlegung der Schleuse trotz fehlender Konstruktionssohle möglich ist. In Abhängigkeit von der Trennflächenanzahl, dem Verwitterungsgrad sowie der Beschaffenheit der Klüfte variiert aber die Durchlässigkeit des Gneis, so dass örtlich höhere Durchlässigkeiten auftreten können.

Instandsetzungskonzept Kammerwände

Für die Kammerwände wurden unterschiedliche Instandsetzungskonzepte untersucht. Es zeigte sich, dass eine selbsttragende Vorsatzschale mit Rückverankerung im Fels notwendig ist, da eine klassische Instandsetzung mit einer Verankerung im Altbestand infolge der geringen Altbetonklassen ausscheidet. Die im Bestand geeigneten Kammerwände bieten außerdem die Möglichkeit eine starke Vorsatzschale mit senkrechten Wänden bei relativ geringem Rückbau von Altsubstanz herzustellen.

Darüber hinaus untersuchte die BAW die Möglichkeit, die Kammerwände in fugenloser Bauweise zu erstellen. Dazu wurden die Bewegungen am Wandkopf der bestehenden Konstruktion infolge Temperaturwechsel gemessen und als Randbedingung in eine Modellberechnung der neuen Kammerwand einbezogen. Die dabei errechneten Zwangsbeanspruchungen führten allerdings zu der Empfehlung, Bauteilfugen im Bereich der bestehenden Fugen auszubilden.

Modellversuch Füllsystem

Anhand eines Modells im Maßstab 1:25 wurden für die Oberhäupter hydraulische Optimierungen des Füllsystems entwickelt. Ziel war neben der Verkürzung der Schleusungsdauer die Erhöhung der Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs unter Beibehaltung des hydraulischen Grundprinzips (Torumläufe). Mit dem entwickelten neuen System gelingt es, in Zukunft Turbulenzen beim Füllen der Kammer deutlich zu minimieren und unter Einhaltung der zulässigen Trossenzugkräfte die Füllzeit deutlich zu verkürzen.

3. Planerische Anforderungen

Für die Planer stellte sich auf Basis der oben beschriebenen Voruntersuchungen der BAW und des vorgefundenen Bestandes eine anspruchsvolle Gesamtplanungsaufgabe. Dabei werden an die Instandsetzungslösung u. a. folgende Anforderungen gestellt:

- Standsicherheit und Dauerhaftigkeit für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren (Massivbau) bzw. 70 Jahren (Stahlwasserbau),
- Minimierung des Betriebs- und Unterhaltungsaufwandes,
- Schaffung der gemäß Binnenwasserstraßenklasse V/b geforderten Nutzlänge von 230 m unter Beachtung von Sicherheitsabständen der DIN 19703,
- Umsetzung und Integration der Voruntersuchungskonzepte in Bezug auf Füllsystem (Häupter) und Instandsetzungskonzept (Kammerwände),
- Ausführung der Instandsetzungsarbeiten bei ständiger Aufrechterhaltung des Betriebes einer Schleusenammer,
- Berücksichtigung der Belange des Denkmalschutzes (Wiederherstellung des vorhandenen Erscheinungsbildes, Ausrüstung mit Stemmtern).

In Abb. 2 ist die geplante Schleuse nach Abschluss der Grundinstandsetzung dargestellt.

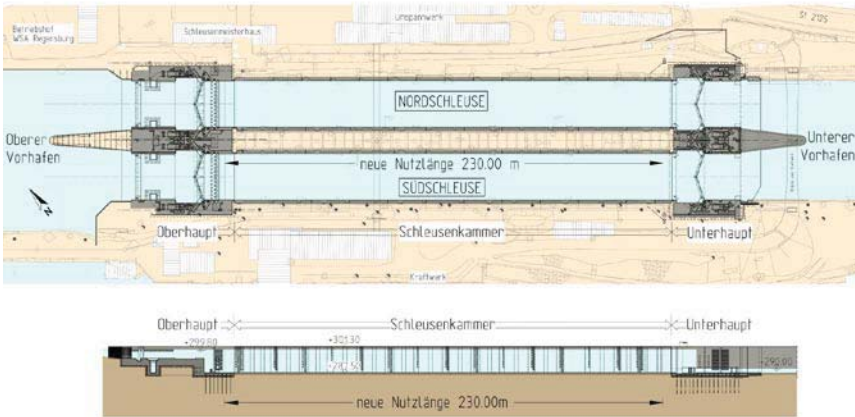


Abb. 2: Grundriss und Längsschnitt der geplanten Grundinstandsetzung

4. Besonderheiten der Entwurflösung

4.1 Schleusenhäupter

Die Schleusenhäupter müssen Umlaufkanäle, Umlaufverschlüsse und Tore aufnehmen und unterliegen großen Beanspruchungen aus dem Betrieb dieser Komponenten. Aufgrund diverser Schäden an den bestehenden Häufern (Betongüte < C 8/10) werden diese umfangreich und nahezu vollständig zurückgebaut. Die neuen Häupter werden anschließend im Schutze einer umschließenden Baugrubenwand hergestellt, die für jedes Haupt jeweils in der Nord- und Südschleuse errichtet wird.

Die neuen Häupter bestehen aus Schwergewichtswänden, die jeweils allein den vollständigen Abtrag der Lasten aus Wasserdruck, Erd- und Felsdruck, Grundwasser sowie Antriebs- und Stemmtorkräften aufnehmen. Sie werden flach auf dem anstehenden Fels gegründet. An den Außenseiten beträgt ihre Stärke 8,20 m bzw. 8,90 m, an der Mittelwand teilen sich die gegenüberliegenden Häupter die 14,00 m starke, monolithische Mittelwand. Die Mittelwand muss sukzessive in zwei Bauphasen errichtet werden. Zwischen den Häufern wird eine gegenüber den Wänden schlanke Sohle mit einer Stärke von mindestens 1,50 m hergestellt. Alle Beanspruchungen, auch die aus Temperaturzwängungen, können am Anschnitt Wand/ Sohle mit üblichen Bewehrungsgraden aufgenommen werden. In den Bereichen, in denen im Revisionsfall Auftrieb auf die Sohle wirkt, werden Zugpfähle zur Auftriebsicherung vorgesehen. Abbildung 3 zeigt exemplarisch einen Querschnitt durch das Unterhaupt im Bereich der Torkammernische.

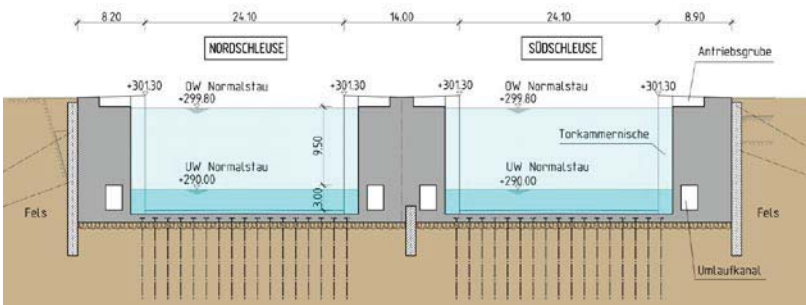


Abb. 3: Querschnitt durch das Unterhaupt im Bereich Torkammernische

Die Gestaltung der Häupter folgt im Wesentlichen den Vorgaben für das neue Füllsystem und den Erfordernissen zum Einbau der Tore und Verschlüsse. Das neue Füllsystem am Oberhaupt besteht je Kammer aus zwei Umläufen, die mit jeweils einem Einlauf in der Sohle oberstrom des Hauptes ausgestattet sind und die in einer Verteil- bzw. Umlenkammer im unteren Drempelbereich enden, so dass das Füllwasser über die gesamte Kammerbreite verteilt und in die Kammer eingeleitet wird. Um die Turbulenzen beim Füllvorgang in der Kammer zu minimieren und Trossenzugkräfte in der Kammer zu begrenzen, den Füllvorgang jedoch gegenüber dem Bestand zu beschleunigen, werden vor Eintritt in die Kammer 2 Reihen Störkörper und eine Gitterwand zur Energieumwandlung angeordnet (siehe Abb. 4).

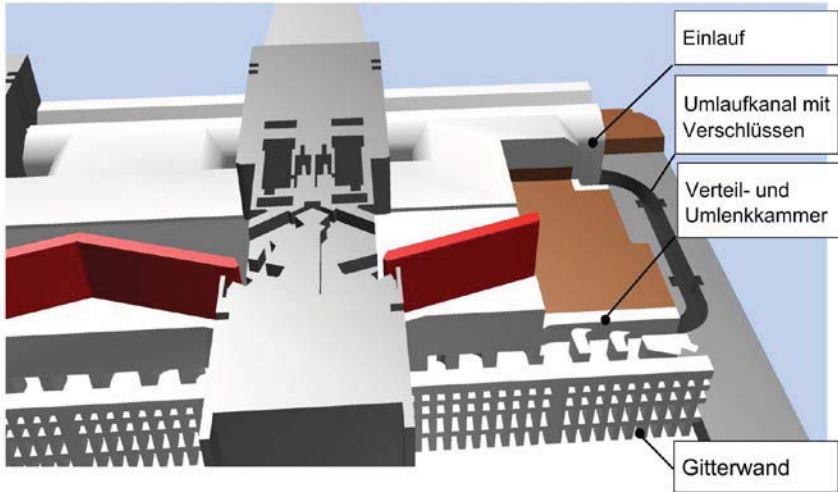


Abb. 4: Neues Füllsystem Oberhaupt

4.2 Kammerwände

Die Kammerwände werden als rückverankerte Betonvorsatzschalen geplant. Im Gegensatz zu den vorhandenen, unter 1:20 geneigten Kammerwänden, werden die neuen Wände senkrecht ausgebildet. Die Lasten aus Wasserdruck, Erddruck, Grundwasser und Pollerzug werden vollständig von der Betonvorsatzschale aufgenommen, die bestehenden Kammerwände werden dabei statisch nicht berücksichtigt. Eine monolithische Sohle wird in der Schleusenammer nicht hergestellt, da der anstehende Fels eine vollständige Trockenlegung der Schleuse zu Revisionszwecken erlaubt. Die Verankerung erfolgt an den Außenwänden mit Verpressankern in 7 Lagen im Fels, die Mittelwand wird in 6 Lagen mit horizontalen Spannstäben gegeneinander verspannt. Die 7. Ankerlage wird auch hier mit Verpressankern ausgeführt. Abbildung 5 zeigt einen Regelquerschnitt.

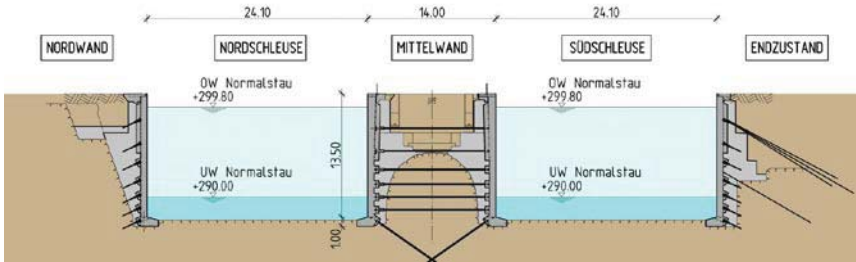


Abb. 5: Querschnitt durch die Schleusenammer

Die Vorsatzschalen werden im Bereich der Schleusenausrüstung (Nischenpoller, Schwimmpoller, Leitern) erdseitig zu sogenannten Lisenen verstärkt. Im Bereich der Nischenpoller und der parallel zu den Kammerwänden angeordneten Leitern beträgt die Lisenenstärke 60 cm, die Gesamtdicke der Wand erhöht sich auf 1,30 m. Im Bereich der Schwimmpoller und der Leitern senkrecht zur Kammerwand beträgt die Lisenenstärke 1,50 m, die Gesamtdicke der Wand erhöht sich auf 2,20 m. Die Breite und die Tiefe der Lisenen richten sich nach der vorgesehenen Schleusenausrüstung.

Außerhalb der Lisenen werden Auflagertaschen mit 0,8 x 0,8 m ausgeführt. Die Auflagertaschen der oberen 2 Ankerlagen werden zu vertikalen Balken, sogenannten Rippen, verbunden. Die Vorspannung der Anker erfolgt nach Herstellung der Auflagertaschen, Rippen sowie Lisenen; im Anschluss daran wird die Vorsatzschale hergestellt und mit Stabstahlbewehrung (schlaff) mit den Auflagertaschen, Rippen und Lisenen verbunden. Einen Überblick über die Bauteile gibt Abb. 6.

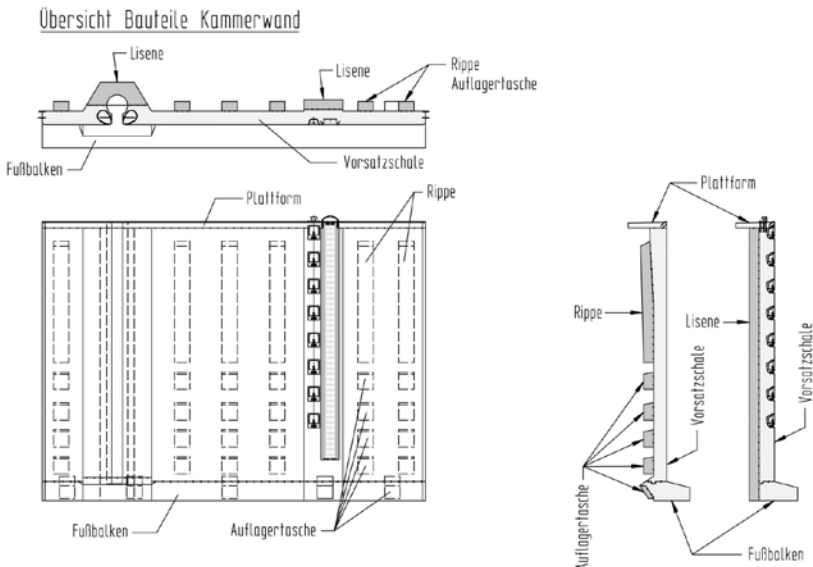


Abb. 6: Übersicht Bauteile Kammerwände

4.3 Stahlwasserbau

Die heute im Stahlwasserbau normativ geregelte Lebensdauer beträgt 70 Jahre. Die Anlagen des Stahlwasserbaus an der Schleuse Kachlet sind seit nunmehr 80 Jahren in Betrieb, so dass ein Neubau, bestätigt durch Beobachtungen am Bestand und bereits aufgetretenen Schäden, zwingend erforderlich ist.

Die geometrischen Randbedingungen für die am Ober- und Unterhaupt angeordneten zweiflügligen Stemmtore (Abb. 7, linkes Bild) werden durch eine Hubhöhe von rund 10 m und eine Schleusenammerbreite von 24 m gesetzt. Derartige Größen sind an deutschen Wasserstraßen eine Besonderheit und werden bei keiner anderen deutschen Schleuse erreicht und stellen ebenso wie im Massivbau auch im Stahlwasserbau eine große Herausforderung für die Planer dar.



Abb. 7: bestehendes Tor am Unterhaupt (linkes Bild) und neuer Umlaufverschluss (rechtes Bild)

Schleusentore

Da die Schleuse Kachlet unter Denkmalschutz steht, sollte sich auch das äußere Erscheinungsbild der neuen Tore an dem der alten orientieren. Daher wurden sie wieder als Riegelkonstruktion mit geschlossenen Kastenquerschnitten konzipiert. Dabei wurden aber nicht die alten Torkörper mit ihren Lagern, Antrieben, Dichtungen etc. kopiert, sondern es entstand ein Tragwerk, das modernen Konstruktionsprinzipien folgt und dem heutigen Stand der Technik in vollem Umfang gerecht wird.

Um die Antriebs- und Halslagerkräfte der ca. 130 to schweren Torflügel zu reduzieren, wurde ein Antriebssystem konstruiert, das die Antriebskräfte gegenüber einem z.B. am Main üblichen System um ca. 50% reduziert.

Umlaufverschlüsse

Um den Personaleinsatz für planmäßige und unplanmäßige Arbeiten zu optimieren, wurde bei der Auswahl des neuen Umlaufverschlusssystems besonderer Wert auf die Kriterien Betrieb und Unterhaltung gelegt. In einer Variantenuntersuchung wurden Rollschütz, Gleitschütz und Zugsegment als mögliche Verschlusskörper gegenüber gestellt. Das Ergebnis zeigte eindeutige Vorteile für den Einsatz von Zugsegmenten, so dass entschieden wurde, die Umlaufsysteme der Schleuse Kachlet mit Zugsegmenten als Verschlusskörpern auszustatten (Abb. 7, rechtes Bild).

Auf Grund der geometrischen Zwänge beim Bau der Häupter und der Anforderung, keine Antriebe auf der Planie zu installieren, wurde im Rahmen der Stahlwasserbauplanung ein neues Antriebssystem konzipiert. Durch direkt unterhalb der Planie angeordnete Antriebe konnte auf die sonst übliche, seitlich angeordnete Antriebskaverne verzichtet werden (Abb. 8). Ein großer Vorteil dieser Lösung liegt im Verzicht auf die Durchdringung der Betonwand mit dem bei Segmenten sonst üblichen Torsionsrohr. Ungenauigkeiten in der Bauausführung führen dabei häufig zu Undichtigkeiten, was erfahrungsgemäß äußerst schwierige und zeitaufwändige Reparaturen an der Dichtung nach sich zieht.

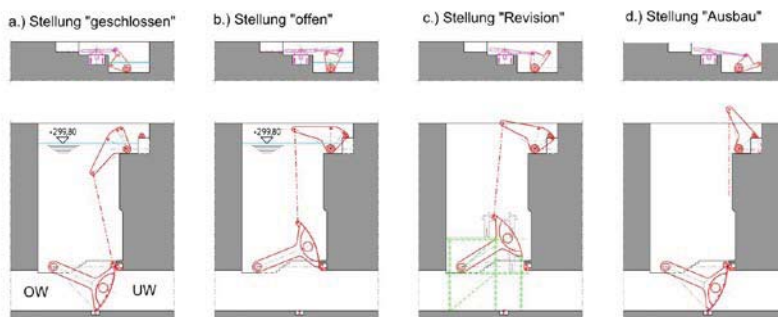


Abb. 8: Betriebs- und Revisionsstellungen des Umlaufverschlusses

Ein ähnliches Antriebssystem, wie das für die Schleuse Kachlet entwickelte, wird mittlerweile im Rahmen der Standardisierungsuntersuchungen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) als Antriebssystem für Segmenttore favorisiert.

Bei der Lösung „Kachlet“ kann der Verschluss sehr einfach und vollständig aus dem Umlauf gehoben und vor Ort an der Oberfläche oder im Werk leicht zugänglich instand gesetzt werden. Arbeiten an der Dichtung können auch problemlos in Revisionsstellung im Umlauf, bzw. Umlaufschacht selbst ausgeführt werden. Nur im Revisionsfall ragen dabei Teile des Antriebs bereichsweise über die Oberkante der Planie hinaus.

An Toren und Umlaufverschlüssen kommen grundsätzlich Hydraulikantriebe zur Anwendung.

An der Schleuse werden weiterhin noch folgende Stahlwasserbauteile zum Einsatz kommen:

- Schwimmende und zu flutende Dammbalken als Revisionsverschlüsse für die Schleuse,
- Dammtafeln als Revisionsverschlüsse mit Zangenbalken für die Umläufe,
- Schwimmpoller an jeder Kammerseite.

Vermeidung elektrochemischer Korrosion

Aufgrund der hohen Wartungs- und Instandsetzungsaufwendungen vergangener Jahre infolge elektrochemischer Korrosion wurde bei Planung der Grundinstandsetzung versucht, so wenig Chrom-Nickel-Stahl wie möglich einzusetzen und auch den Einsatz sonstiger Materialpaarungen mit Korrosion fördernden Potentialunterschieden auf ein Minimum zu beschränken.

Obwohl in den einschlägigen Normen keine Dichtungssysteme aus Naturstein geregelt sind, wurden in diesem Zusammenhang auch alternative Lösungen mit Dichtungen aus Granit und Basalt untersucht. Da die zwischenzeitlich durchgeführten Feldversuche im Maßstab 1:1 erfolgreich abgeschlossen wurden, kommen als Dichtflächen am Drempel und an den Wendesäulen Granitkörper zur Ausführung. Das WSA Regensburg führt außerdem weitere Untersuchungen an den Natursteinen durch, um zusätzliche Erkenntnisse zu Beheizbarkeit und Widerstandsfähigkeit zu erhalten.

5 Besonderheiten des geplanten Bauablaufes

5.1 Allgemein

Die Instandsetzungsmaßnahme wird stufenweise umgesetzt. Bereits 2011 wird mit der Herstellung der Vorsatzschalen an den Mittelwänden in beiden Schleusenammern begonnen. Anschließend werden Häupter und Kammeraußenwände sowie die entsprechenden Stahlwasserbauteile (Tore, Verschlüsse) instandgesetzt. Bei allen Arbeitsschritten ist der Betrieb einer Schleusenammer zu jeder Zeit zu gewährleisten.

5.2 Häupter

Zum Rückbau der vorhandenen Bausubstanz und zur Errichtung der neuen Häupter sind Verbauwände erforderlich. Die Verbauwände müssen in der Mittelmauer gegenüber der jeweils in Betrieb befindlichen Schleusenammer die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des verbleibenden Hauptteiles gewährleisten und die Wasserdichtheit für die zu errichtende Baugrube sicherstellen. Es wirken Lasten aus Schleusungswasserstand und bereichsweise aus Stemmorkräften auf die Verbauwände, auf den Außenseiten sind es Lasten aus Gebirge und Grundwasser. Es werden überschnittene Bohrpfahlwände vorgesehen, die mit Kernbohrrohren erschütterungsarm durch die vorhandene Bausubstanz hindurch und in den Fels hinein eingebracht werden. Die Bohrpfahlwände werden in der Südschleuse bei voranschreitendem Abbruch gegeneinander ausgesteift und auf der Außenseite mit Verpressankern im Fels gesichert. Bei Instandsetzung der Häupter der Nordschleuse kann auf Steifen verzichtet werden, da das bereits fertiggestellte Haupt der Südschleuse alle Lasten aufnehmen kann.

Die Aussteifung der Südschleuse erfolgt mit Rohrsteifen, die eine Vorspannung erhalten. Im Bereich der vorhandenen Stemmorte am Unterhaupt werden Fachwerkkonstruktionen ausgeführt, um die hohen Stemmorkräfte aufnehmen zu können. Bereits nach Einbringen der Bohrpfähle muss der Altbestand im Bereich der Stemmortlasten mit Steifen gesichert und beim Rückbau umgesteift werden.

Die Verbauwände werden in der Mittelmauer im Zuge des Abbruchs der zweiten Schleusenammer bis auf etwa 2 m über Bauwerkssohle rückgebaut, um anschließend im Haupt einen Verbund zwischen Nord- und Südschleuse herstellen zu können.

Den geplanten Bauablauf zum Rückbau der vorhandenen Bausubstanz und Errichtung der neuen Häupter zeigt Abbildung 9 in seinen wesentlichen Phasen am Beispiel des Unterhauptes.

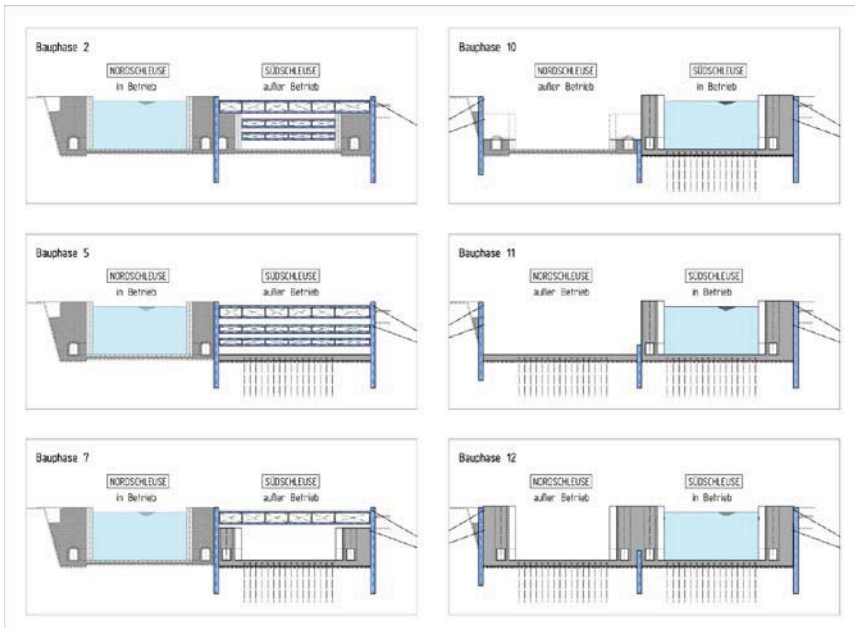


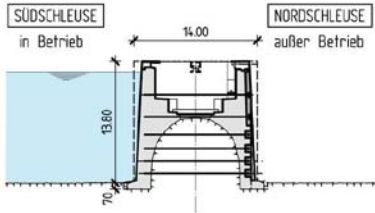
Abb. 9: Wesentliche Bauphasen zum Rückbau / Neubau des Unterhauptes

5.3 Kammerwände

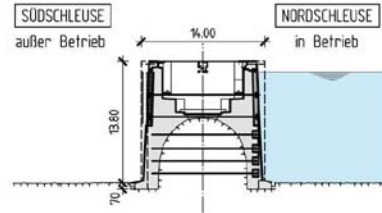
Während der Bauablauf zur Instandsetzung der Kammeraußenwände je Kammer aufeinander folgend aufgebaut werden kann, wird zur Instandsetzung der Mittelwände ein komplexerer Bauablauf erforderlich. Die Ursache liegt darin, dass beide Mittelwände miteinander verspannt werden müssen, Bautätigkeiten jedoch immer nur in einer Schleusenkammer durchgeführt werden können (Aufrechterhaltung Schleusenbetrieb).

Die Spannanker werden dazu zunächst in Bauphase V 1 aus der Nordschleuse heraus bis kurz vor die Bestandswand der anderen, in Betrieb befindlichen Südschleuse gebohrt und eingelegt. Es werden außerdem Ankertaschen und Rippen als spätere Widerlager für die Anker hergestellt. Die vorhandene Kammerwand wird dazu nur örtlich abgebrochen. Die Betriebsausrüstung wird nahezu vollständig erhalten. Anschließend folgt ein Wechsel der Bautätigkeiten von der Nord- in die Südschleuse. Dort wird die bestehende Kammerwand abgefräst. Die nunmehr freigelegten Spannanker aus der vorangegangenen Bauphase erhalten Ankertaschen, Rippen und Lisenen und werden von oben nach unten vorgespannt (Bauphase V2, Teil 1). Anschließend wird die 70 cm starke Vorsatzschale einschl. Einbauteilen hergestellt (Bauphase V2, Teil 2). In der letzten Bauphase V 3 muss erneut von der Süd- in die Nordschleuse gewechselt werden, um dort die Vorsatzschale herstellen und die Instandsetzung der Mittelwand abschließen zu können. Abbildung 10 zeigt den Bauablauf zur Instandsetzung der Mittelwand.

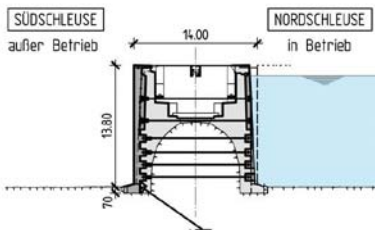
Bauphase V1



Bauphase V2, Teil 1



Bauphase V2, Teil 2



Bauphase V3

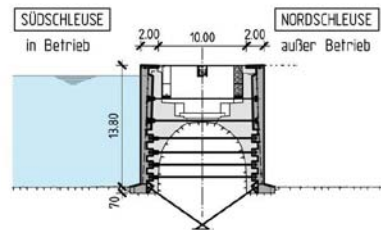


Abb. 10: Bauablauf zur Instandsetzung der Mittelwand

Das Spannsystem der Mittelwandverankerung wird mit einem Muffenstoß ausgeführt, der auf der Seite des Spannankerkopfes in das Anschlussrohr des Spannankerkopfes integriert wird, um unter den beengten Platzverhältnissen einen sicheren Korrosionsschutz zu erreichen. Dies bedingt in der Ausbildung des Anschlussrohres und des Korrosionsschutzes für die Muffe eine Abweichung von der Zulassung für solche Ankersysteme, so dass für die Ausführung eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) beantragt werden musste. Im Rahmen der Beantragung wurde die Durchführbarkeit dieser Lösungen unter Baustellenbedingungen anhand eines Einbauversuchs bestätigt.

6. Wie geht es weiter

Die Instandsetzungsarbeiten der Mittelwand im Bereich Schleusenammer sollen als vorgezogene Teilmaßnahme Ende 2011 aufgenommen werden – das Ausschreibungsverfahren läuft derzeit. Es wird mit einer Bauzeit von 18 Monaten gerechnet.

Anschließend, ab Mitte 2013, folgt die Instandsetzung der äußeren Kammerwände, der Häupter und des Stahlwasserbaus im Zuge der Hauptmaßnahme. Für diese Arbeiten wird eine Bauzeit von 5 Jahren erwartet, einschl. des Probetriebs für beide Kammern.

Nach Abschluss der Instandsetzung im Jahr 2018 kann die Schleuse Kachlet im fertigen Zustand und mit einer Nutzungsdauer von 100 Jahren für den Massivbau und 70 Jahren für den Stahlwasserbau dem Schiffsverkehr der Donau übergeben werden. Für die Grundinstandsetzung wird mit Gesamtbaukosten in Höhe von 86 Mio. EURO gerechnet.

Erhöhung der Hochwasserschutzmaßnahmen im Bereich der Geestemündung in Bremerhaven

Diplomarbeit

55

Herr Dipl.-Ing. (FH) Matthias Hencke

Dipl.-Ing. (FH) Matthias Hencke, 1. Betreuer: Prof. Dr.-Ing. habil. Birgitt Brinkmann; 2. Betreuer: Dipl.-Ing. Henry Behrends

1 EINLEITUNG

Für tidebeeinflusste Küstengebiete ist ein funktionierender Küsten- und Hochwasserschutz eine zentrale Voraussetzung für die Sicherheit der Menschen im Küstenhinterland sowie für die wirtschaftliche und soziale Entwicklung in den Küstenregionen. Zur Vermeidung von Überschwemmungen durch Sturmfluten und andere Hochwasserereignisse sind entlang der Küstenlinie und auch an Ästuaren Hochwasserschutzanlagen errichtet worden. Die in den vergangenen Jahrzehnten zunehmende Besiedlung und die immer stärkere Industrialisierung in diesen Gebieten hat auch das mögliche Schadenspotential beim Versagen der Hochwasserschutzanlagen und damit die möglichen volkswirtschaftlichen Schäden um ein Vielfaches erhöht. In tidebeeinflussten Gebieten können die Hochwasserschutzanlagen durch sturmflutbedingte Extremwasserstände sowie durch temporär auftretende extreme Oberwasserabflüsse infolge von Niederschlägen stark belastet werden [Spekker, 2008].

Das Land Bremen ist bezüglich Hochwassergefahr zum Einen durch Hochwasser, das durch Sturmfluten aus der Nordsee verursacht wird und zum Anderen durch das Binnenhochwasser aus der Ober- und Mittelweser gefährdet. Während die Stadt Bremen sowohl gegen Sturmfluten wie auch gegen das Binnenhochwasser gesichert werden muss, wird die Stadt Bremerhaven insbesondere durch Sturmfluten bedroht [Senator für Bau und Umwelt, 2003]. Dies gilt wegen der exponierten Lage zur Hauptwindrichtung bei Sturmfluten verstärkt für den Bereich der Geestemündung.

Im neuen Generalplan Küstenschutz Niedersachsen / Bremen 2007 ist für Bremerhaven eine Erhöhung der bestehenden Hochwasserschutzanlagen vorgesehen. Aus diesem Grund müssen auch die vorhandenen Hochwasserschutzbauwerke im Bereich der Geestemündung inklusive des dort vorhandenen Sturmflutsperrwerkes an die neuen Anforderungen angepasst werden.

Der vorliegende Beitrag beschreibt auszugsweise Möglichkeiten der Erhöhung und Verstärkung der Hochwasserschutzanlagen für den Bereich der Geestemündung. Unter Berücksichtigung der zu beachtenden Randbedingungen werden verschiedene Varianten für das Sturmflutsperrwerk und die damit verbundene Hochwasserschutzlinie diskutiert und bewertet.

2 HOCHWASSERSCHUTZ IN BREMERHAVEN

Die Seestadt Bremerhaven erstreckt sich östlich der Weser über eine Uferlänge von etwa 11 km. Die Bremerhavener HWSAnlagen bestehen aus Deichen, Hochwasserschutzwänden, Sperrwerken, Schleusen und speziell ausgebildeten Hafengebäuden (Kajen mit Hochwasserschutzfunktion). Diese Anlagen sind auf Grundlage der Erkenntnisse der Sturmfluten der Jahre 1954 und 1962 gebaut worden. Dies gilt vor allem für das Sturmflutsperrwerk in der Geeste, das kurz vor der Sturmflut 1962 fertig gestellt wurde und damals seine erste Bewährungsprobe erfolgreich bestand.

2.1 VORHANDENER HOCHWASSERSCHUTZ IN DER GEESTEMÜNDUNG

Die Geestemündung befindet sich, wie in Abbildung 3-1 dargestellt, in der letzten Weserkrümmung auf der rechten Flussseite.



Abb. 2 1: Lage des Untersuchungsgebietes [modifiziert nach bremenports, 2009]

Die Geeste ist ein etwa 45 km langer Fluss im nördlichen Niedersachsen, der als letzter Nebenfluss in Bremerhaven in die Weser mündet. Etwa 0,7 km vor der Mündung in die Weser unter der Kennedybrücke befindet sich das Sturmflutsperrwerk der Geeste. Von hier bis zur Mündung in die Weser erstreckt sich das Untersuchungsgebiet dieser Arbeit.

2.2 BESCHREIBUNG DER BESTEHENDEN HOCHWASSERSCHUTZLINIE

Die HWS-Linie des gesamten Untersuchungsgebietes an der Geestemündung ist in Abbildung 2-2 dargestellt.



Abb. 2 2: Verlauf der bestehenden HWS-Linie – Geestemündung [M. Hencke, 2009]

Die HWS-Linie des Untersuchungsgebietes beginnt im Süden am Seedeich, folgt zunächst dem Straßenverlauf und verläuft dann über die Fischereihafenschleuse. Anschließend geht sie in einen Straßenzug über und folgt diesem bis zum Sturmflutsperrwerk.

Das Sturmflutsperrwerk in der Geeste hat eine Öffnung mit einer Durchfahrtsbreite von 24 m, die bei Bedarf mit Stemmtoren geschlossen werden kann. Dieser Verschluss ist aufgrund der geforderten doppelten Torsicherheit zweifach vorhanden.

Von der Nordseite des Sperrwerkes geht die HWS-Linie für ein kurzes Stück in den Straßenzug über bevor sie dem Verlauf der Hochschulgebäude der Hochschule Bremerhaven und dem Grundstücksverlauf des ansässigen Wasser- und Schifffahrtsamtes (WSA Bremerhaven) folgt. Danach verläuft sie ein kurzes Stück am Alten Vorhafen und geht anschließend in einen öffentlichen Fußgängerweg über. Im weiteren Verlauf geht die HWS-Linie in den Weserdeich über und verläuft von dort weiter in Richtung Norden.

3 STURMFLUTSPERRWERK GEESTEMÜNDUNG

Das 1961 gebaute Sturmflutsperrwerk der Geeste (siehe Abb. 3-1) befindet sich unter der Kennedybrücke im Zuge der Columbusstraße. Die Entfernung des Sperrwerkes zur Mündung der Geeste in die Weser beträgt etwa 670 m.



Abb. 3 1: Sturmflutsperrwerk in der Geeste (Blickrichtung Norden) [M. Hencke, 2009]

Das Sturmflutsperrwerk wurde nach dem damaligen Bemessungswasserstand auf eine Schutzhöhe von NN +5,79 m gebaut. Alle bisher eingetretenen Sturmfluten an diesem Ort (höchstes bekanntes Hochwasser NN +5,35 m bei der Sturmflut vom 16.02.1962) konnten von dem Sperrwerk gekehrt werden.

Die über das Sperrwerk führende Kennedybrücke wurde zeitgleich mit dem Sturmflutsperrwerk als 6-spurige Straßenbrücke errichtet. Die Kammerwände des Sturmflutsperrwerkes dienen dabei gleichzeitig als Widerlager für die Brücke. Um die Durchfahrtshöhen für die Schifffahrt nicht zu beschränken, wurde die Brücke als einarmige Rollklappbrücke mit tiefliegendem Gegengewicht, System Scherzer, ausgeführt.

4 PROJEKTGEBIET UND PLANUNGSRANDBEDINGUNGEN

Für das vorliegende Untersuchungsgebiet und eine anschließende Variantenuntersuchung sind folgende Randbedingungen zu berücksichtigen:

- Meteorologische Randbedingungen (Wind, Eisgang)
- Hydrologische Randbedingungen (Wasserstände, Strömungen, Wellen, Bemessungswasserstand, Salzgehalt)
- Baugrundverhältnisse
- Bestehende Leitungen und Entwässerungskanäle
- Vorhanden Nutzungen
- Eigentumsverhältnisse und Zuständigkeiten
- Genehmigungsverfahren
- Umweltrechtliche Fragen
- Wirtschaftliche Aspekte

5 VARIANTENUNTERSUCHUNG

5.1 Variante 1 – Ertüchtigung der HWS-Linie inkl. des Sturmflutsperrwerkes

Für eine Ertüchtigung des bestehenden Hochwasserschutzes im Geestebereich ist neben dem Sperrwerk zu großen Teilen auch die momentane HWS-Linie zu erhöhen (s. Abb. 5-1).

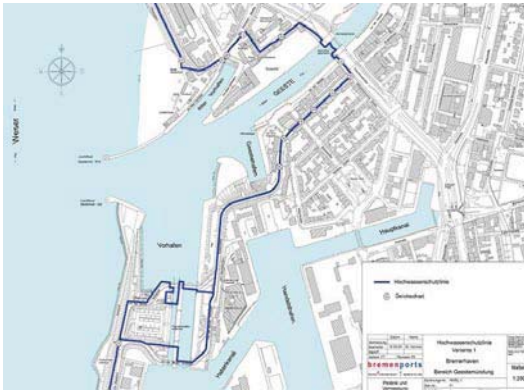


Abb. 5 1: Verlauf der Hochwasserschutzzlinie – Variante 1

Die Erhöhung des Sperrwerkes von NN +5,79 m auf die geforderte Schutzhöhe von NN +7,75 m erweist sich als schwierig. Für diese Anpassung ist es in erster Linie erforderlich die Stemmtore um 1,96 m zu erhöhen. Der Zwischenraum zwischen Oberkante Tor mit NN +5,79 m und Unterkante Hauptträger Kennedybrücke mit NN +6,56 m reicht dafür nicht aus. Daher muss für diese Ausführung auch die Kennedybrücke um ca. 2,00 m erhöht werden. Diese Brückenerhöhung erfordert ebenfalls eine Anpassung der nördlichen und südlichen Straßenrampen.

Die Erhöhung der Stemmtore kann durch geschraubten oder geschweißten Stahlaufbau geschehen. Diese Erhöhung verursacht jedoch auch größere Torgewichte, was sich wiederum auf weitere Konstruktionsteile der Verschlusseinrichtungen auswirkt. Neben den Stemmtoren müssen auch die Kammerwände des Sperrwerkes erhöht werden, um die Brücke in der neuen Höhenlage aufnehmen zu können.

Nähere Untersuchungen des Sperrwerkes [KSF Feld & Partner, 2008] führen zu dem Ergebnis, dass das vorhandene Bauwerk nach der letzten Erhöhung der Stemmtore auf NN +6,45 m (Ausführung im Jahr 2009) an seiner statischen Leistungsgrenze angekommen ist. Torantriebe, Antriebsstangen, Hals- und Fußlager der Tore, die Tore selbst und auch die Kammerwände des Sperrwerkes können für größere Lasten nicht ertüchtigt werden und müssen daher komplett erneuert werden. Der gute Erhaltungszustand und die theoretische Restlebensdauer von 22 Jahren ändern diesen Sachverhalt nicht. Aus den vorgenannten Gründen kann diese Variante für die geforderte HWS-Höhe von NN +7,75 m nicht realisiert werden.

5.2 Variante 2 – Ertüchtigung der bestehenden HWS-Linie und Neubau des Sturmflutsperrwerkes an gleicher Stelle

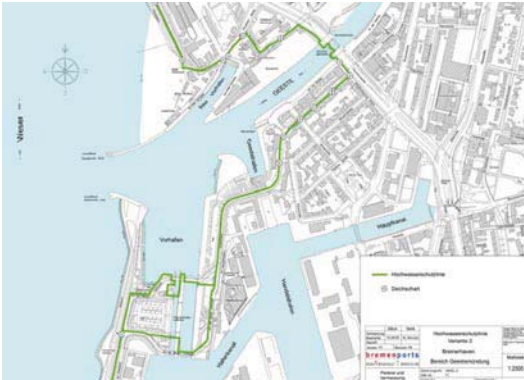


Abb. 5 2: Verlauf der Hochwasserschutzlinie – Variante 2

Da die Möglichkeit für die Ertüchtigung des Sperrwerkes widerlegt wurde, wird im Folgenden der Neubau des Sturmflutsperrwerkes an gleicher Stelle untersucht.

Die Flächen an den Ufern der Geeste landseitig des Sperrwerkes werden heute nicht mehr industriell genutzt. Deshalb wird die Kennedybrücke auch nicht mehr für die Schifffahrt geöffnet. In der Folge nutzen nur noch Motorsportboote die Durchfahrt. Dies eröffnet die Möglichkeit, auf die Öffnung der Kennedybrücke zu verzichten und die Konstruktionshöhe der Hauptträger der Kennedybrücke erheblich zu verringern. Hierfür ist es erforderlich die Gesamtkonstruktion zu überprüfen und die nach statischer Berechnung neue Höhe der Brückenhauptträger für eine feste Brücke zu ermitteln. Für die weitere Variantenbeschreibung wird davon ausgegangen, dass die Kennedybrücke dann nur in geringem Umfang angehoben werden muss. Auch die Steigungen der Straßenrampen müssen nicht so stark ausgeführt werden.

Der Neubau des Sperrwerkes wird wie folgt durchgeführt: Die Kennedybrücke wird ausgehoben und nach den statischen Erfordernissen für eine feste Brücke umgebaut. Für die Durchführung dieser Maßnahmen ist es erforderlich den dortigen Straßenzug bis zum Wiedereinbau der Brücke umzuleiten. Entsprechend den statischen Erfordernissen werden die Gründungen bei Bedarf verstärkt und die neuen Kammerwände hergestellt. Nach Fertigstellung der Kammerwände können die neuen Stemmtoore eingebaut werden. Anschließend kann die umgebaute Kennedybrücke als feste Brücke in neuer Höhenlage eingebaut werden. Parallel hierzu sind die Straßenrampen anzupassen.

Voraussetzung für die Ausführung dieser Variante ist, dass der Hochwasserschutz in den Winterhalbjahren (Hochwassersaison) uneingeschränkt gewährleistet wird. Die Hochwasserschutzfunktion muss vor dem Ausbau der Stemmtoore durch ein anderes Verschlussystem übernommen werden. Dieses Verschlussystem muss also vorher funktionstüchtig fertig gestellt werden und Anschlüsse an die vorhandene HWS-Linie haben.

Neben dem Sperrwerk ist die bestehende HWS-Linie auf die geforderten Schutzhöhen zu bringen. Allerdings ist es aufgrund der vorhandenen Nachbarbebauungen nicht möglich gewisse Straßenzüge anzuheben. Deshalb wird in diesen Abschnitten der Bau einer Hochwasserschutzwand mit möglichst wenigen Öffnungen (Deichschart) vorgeschlagen.

5.3 Variante 3 – Ertüchtigung der bestehenden HWS-Linie und Neubau des Sturmflutsperrwerkes vor dem bestehenden Sperrwerk

Die Anpassung der Hochwasserschutzlinie auf NN +7,00 m nördlich und südlich des Sperrwerkes erfolgt wie in Variante 2 mit HWS-Wänden.

Im Gegensatz zur vorigen Variante wird bei diesem Vorschlag ein Neubau des Sturmflutsperrwerkes direkt vor dem bestehenden Bauwerk geprüft (siehe Abb. 5-3).

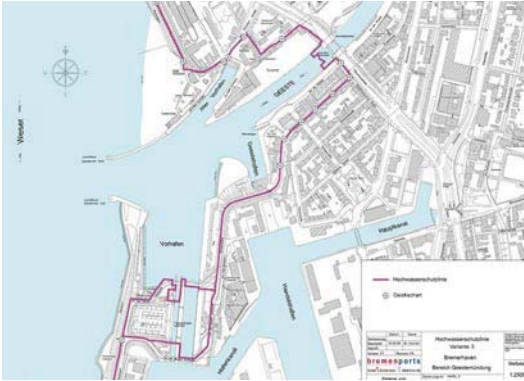


Abb. 5 3: Verlauf der Hochwasserschutzlinie – Variante 3

Für dieses Bauwerk müssen auf beiden Seiten der Geeste ca. je 40 m Liegeplatzlänge aufgegeben und die dort liegenden Schiffe verlegt werden. Die Hochwasserschutzfunktion wird während der gesamten Bauzeit durch das bestehende Bauwerk gewährleistet. Der Baustellenbetrieb kann ohne Unterbrechung durchgeführt werden. Lediglich die Anschlüsse an die bestehende HWS-Linie sind im sturmflutfreien Sommerhalbjahr herzustellen. Ein neues Brückenbauwerk ist hier nicht erforderlich, da der Straßenverkehr wie bisher über die Kennedybrücke geführt wird.

5.4 Variante 4 – Neubau eines Sturmflutsperrwerkes im Bereich des WSA

Bei dieser Variante wird vorgeschlagen ein neues Sperrwerk in der Geeste in Höhe der Stahlbauhalle (diese soll bestehen bleiben) des Wasser- und Schiffsamtes Bremerhaven zu errichten (Abb. 5-4).

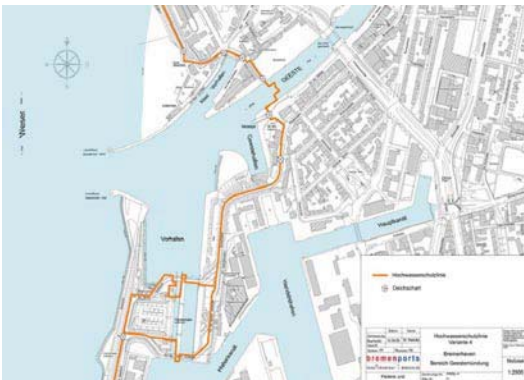


Abb. 5 4: Verlauf der Hochwasserschutzlinie – Variante 4

Die Längen der Anschlusswände zu der bestehenden HWS-Linie werden sehr kurz gewählt. Sie verlaufen auf der Südseite an der Kaje, knicken vor dem Fähranleger der Weserfähre rechtwinklig ab und folgen dem Straßenverlauf. Für die Zufahrt zur Fähre muss ein Deichschart angeordnet werden.

Auf der Nordseite muss auf dem Gelände des WSA Bremerhaven unmittelbar neben dem Sperrwerk ebenfalls ein Deichschart angeordnet werden. Dieses ist für den Betriebsverkehr des WSA unabdingbar. Im weiteren Verlauf schließt die neue HWS-Linie an die alte HWS-Linie an.

Für das Sperrwerk wird wie bisher eine Durchfahrtsöffnung von 24 m Breite angenommen. Alle Schiffe des WSA Bremerhaven können diese Torbreite problemlos passieren. Bei einer Verringerung der Durchfahrtsbreite würden sich die hydraulischen Bedingungen verändern und die Strömungsgeschwindigkeiten erhöhen. Dies hat Auswirkungen auf die nautische Manövrierbarkeit der durchfahrenden Schiffe. Das Geländeniveau links und rechts der Geeste liegt an dieser Stelle bei ca. NN +3,00 m. Die Hochwasserschutzwände ragen daher ca. 4,00 m in den Luftraum und haben einen erheblichen städtebaulichen Einfluss, der sich auf das Stadtbild auswirkt.

Für das Sperrwerk an neuer Stelle wird als Verschlussystem ein Stemmtorverschluss gewählt. Diese Konstruktionsart ist gegenüber anderen Torkonstruktionen ökonomisch, platzsparend und robust. Für die Anforderungen an dieser Stelle ist das Stemmtor die vorteilhafteste Lösung und wird aufgrund der geforderten doppelten Torsicherheit redundant ausgeführt.

Vorteil dieser Variante ist, dass der Hochwasserschutz während der gesamten Bauzeit durch das bestehende Sturmflutsperrwerk ohne Einschränkungen gewährleistet werden kann.

5.5 Variante 5 – Neubau eines Sturmflutsperrwerkes im Bereich Geestehafens

Mit dieser Variante wird der Bau eines neuen Sperrwerkes im Bereich des Geestehafens / Alter Vorhafen vorgeschlagen (siehe Abb. 5-5).

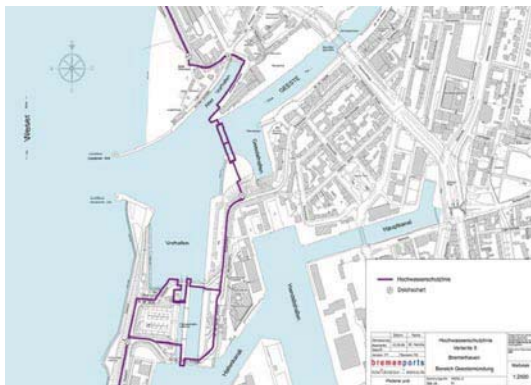


Abb. 5 5: Verlauf der Hochwasserschutzlinie – Variante 5

Auch bei dieser Variante werden die Längen der anschließenden HWS-Wände möglichst kurz gewählt. Auf südlicher Seite ist eine Grünfläche vorhanden. Hier wird vorgeschlagen, eine Spundwand mit einem Erddamm einzuschütten und diesen zu begrünen.

Auf der Nordseite ist der Neubau einer HWS-Wand erforderlich. Diese wird entlang der Südkaje am Alten Vorhafen bis zur bestehenden HWS-Wand in der Straße gebaut und dort angeschlossen.

Zur Gewinnung von Kenntnissen über die erforderlichen Abmessungen der Durchfahrtsöffnung und Beantwortung von weiteren Detailfragen, sind hydraulische Modellversuche unumgänglich. Zu den Details gehören insbesondere das Strömungsverhalten, die Kolkbildung und die Belastung der Tore beim Schließen [Brinkmann, 2006].

Als Verschlussystem für dieses Sperrwerk wird ein Schiebetor gewählt. Die Sperrwerksöffnung beginnt etwa 20 m vor der Kaje und wird so angeordnet, dass die wasserseitigen Zufahrten sowohl zur WSA-Kaje als auch zum Fähranleger gut erreichbar sind.

Alternativ kann der Fähranleger der Weserfähre in den Alten Vorhafen verlegt werden. Bei Verlegung der Weserfähre kann die Sperrwerksöffnung auf ca. 30 m verringert werden, wenn die hydraulischen Randbedingungen das zulassen. Dies ist im Modell näher zu untersuchen.

Auch bei dieser Variante wird der Hochwasserschutz während der gesamten Bauzeit vom alten Sperrwerk übernommen.

5.6 Variante 6 – Neubau eines Sperrwerkes in der Hafeneinfahrt

Mit dieser Variante wird der Bau eines neuen Sperrwerkes in der Hafeneinfahrt zum Vorhafen untersucht (siehe Abb. 5-6).

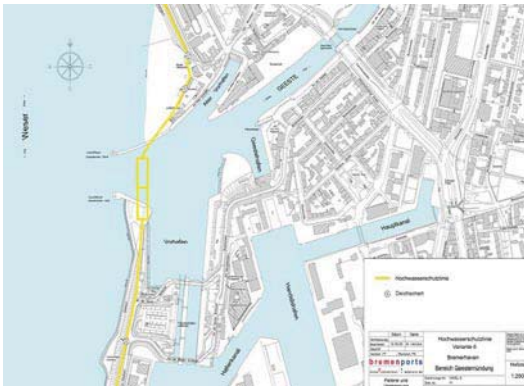


Abb. 5 6: Verlauf der Hochwasserschutzlinie – Variante 6

Die Randbedingungen für ein Sperrwerk im äußeren Mündungsbereich der Geeste direkt an der Weser unterscheiden sich ganz wesentlich von denen der vorherigen Varianten in der Geeste. An dieser Stelle sind alle Schiffsverkehre, die in die Geestemündung einfahren, zu berücksichtigen. Für die Hauptabmessungen des Sperrwerkes sind die großen Seeschiffe, die mit dem Ziel Werft oder Umschlagbetriebe in das Fischereihafengebiet einfahren und die Doppelschleuse passieren müssen, maßgebend. Besonders zu erwähnen ist auch der Aufbau einer Schwergutumschlagseinrichtung für Offshore-Windenergieanlagen im Labradorhafen, der ebenfalls nur über die Geestemündung und die Fischereihafenschleuse zu erreichen ist. Hierzu werden die Hauptmaße der großen Schleusenkammer der Fischereihafenschleuse berücksichtigt.

Die Durchfahrtsbreite (in Größenordnung der Durchfahrtsbreite der Fischereihafenschleuse) erscheint für ein Sperrwerk an dieser Stelle aus hydraulischen und nautischen Gründen viel zu gering. Diese Annahmen sind in mehrfacher Hinsicht zu überprüfen und näher zu untersuchen. Hierzu gehören umfangreiche hydraulische Untersuchungen über das Strömungsverhalten im Zufahrtsbereich in der Weser, in der Sperrwerksdurchfahrt und im anschließenden Vorhafen. Neben den Strömungsgeschwindigkeiten, insbesondere bei einsetzendem Flut- bzw. Ebbstrom, sind mögliche Kolkbildungen durch ungünstige Anordnung und Stellung des Sperrwerkes und der Anschlussdämme zu prüfen. Weiterhin sind die zu erwartenden Sedimentationsraten und deren Ablagerungsstellen wichtige Untersuchungsthemen.

Die HWS-Linie läuft bei dieser Variante vom Seedeich über den südlichen Anschlussdamm, das neue Sperrwerk und den nördlichen Anschlussdamm zum Weserdeich. Neben dem Sperrwerk stellen insbesondere die Anschlussdämme einen gravierenden Eingriff in die vorhandene Substanz mit erheblichen Auswirkungen auf das städtebauliche Gesamtbild in diesem Gebiet dar. Die jetzigen Molenkonstruktionen müssten komplett zurückgebaut und in den Einfahrtbereich des neuen Sperrwerkes integriert werden. Da die nördliche Mole und das

Leuchtturm auf dem Molenkopf unter Denkmalschutz stehen, ist mit erheblichem Widerstand gegen diese Planungen zu rechnen.

6 ZUSAMMENFASSUNG UND FAZIT

Im Rahmen dieser Diplomarbeit sind die Möglichkeiten zur Erhöhung und Verstärkung der Hochwasserschutzanlagen im Bereich der Geestemündung in Bremerhaven untersucht worden.

Hierzu wurden zunächst die Randbedingungen für das Planungsgebiet ermittelt. Im weiteren Verlauf wurde unter den zu berücksichtigenden Randbedingungen eine Variantenuntersuchung durchgeführt. Hierbei sind 6 Varianten untersucht worden. Diese reichen von der Ertüchtigung der bestehenden HWS-Linie und des vorhandenen Sperrwerkes bis zu Untersuchungen für Sperrwerksneubauten an verschiedenen Standorten. Hierzu gehören ebenfalls die Untersuchungen für die entsprechend anzupassende HWS-Linie an Land.

Anschließend ist für jede Variante eine Kostenschätzung durchgeführt worden.

Nachfolgend wurden die Varianten gegenüber gestellt und mit Hilfe einer zweistufigen Kosten-Nutzen-Methode anhand definierter Kriterien gewichtet und bewertet. In diese Bewertung sind neben den zu berücksichtigenden Randbedingungen ebenfalls die ermittelten Kosten der Varianten mit eingeflossen.

Auf Grundlage dieser Diplomarbeit wird die Planung für ein mögliches neues Sperrwerk weitergeführt.

7 AKTUELLER PLANUNGSSTAND (Stand 2011)

Die aktuelle Planung sieht eine Verkürzung der Hochwasserschutzlinie durch einen Sperrwerksneubau im Bereich der Geestehalbinsel vor. Für diese Variante stehen 2 Untervarianten für die Anordnung eines Sperrwerkes zur Diskussion [bremenports GmbH & Co. KG, 2010].

7.1 Untervariante 1: Verlegung des Fähranlegers in den Alten Vorhafen

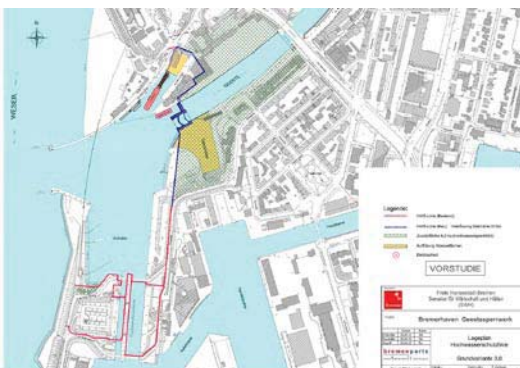


Abb. 7 1: Verlauf der Hochwasserschutzlinie – Untervariante 1

Die HWS-Linie nördlich des Sperrwerkes wird von der Kaje über ein Deichschart an die Außenwand des Gebäudes Weserterrassen geführt und verläuft anschließend über das Gelände des WSA bevor sie in den Weserdeich übergeht.

Das neue Sperrwerk wird zwischen der WSA-Kaje und der Geestekaje errichtet und wird als tiefgegründetes Massivbauwerk (Stahlbaukonstruktion) mit redundantem Verschlussystem ausgebildet. Die Grundfläche des Bauwerks ist hierbei u.a. abhängig von der lichten Sperrwerksöffnung und der Art des Verschlussystems.

Der südliche Anschluss der HWS-Linie führt direkt in Richtung Süden zur Bussestraße. Die Art der Uferbefestigung bzw. Vorlandgestaltung vor der neuen HWS-Linie ist in der weiteren Planung zu untersuchen.

Das Hafenbecken Geestehafen wird verfüllt, von der südöstlichen Ecke des Sperrwerks verläuft eine senkrechte Uferwand als Anschluss an die vorh. Südkaje Geeste. Der Fähranleger wird in den Alten Vorhafen verlegt. Für eine Anbindung an das städtische Verkehrsnetz sind zusätzliche Verkehrsflächen im Verantwortungsbereich der Stadt Bremerhaven auszubauen.

7.2 Untervariante 2: Verlegung des Fähranlegers auf die Geestehalbinsel

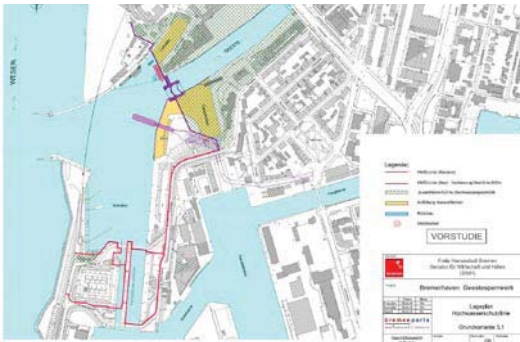


Abb. 7 2: Verlauf der Hochwasserschutzlinie – Untervariante 2

Die nördliche HWS-Linie verschwenkt am Weserdeich, verläuft entlang der Ostgrenze des Weserstrandbades und verspringt mit einem Deichschart an die Ostkaje des Alten Vorhafens. Die HWS-Linie verläuft vom Anschlusspunkt an der Kaje direkt in Richtung des neuen Sperrwerks.

Das Hafenbecken des Alten Vorhafens wird teilverfüllt, die Uferbefestigung vor den Weserterrassen wird teilweise abgebrochen und die Landzunge abgetragen.

Das Sperrwerk sowie der Anschluss an die Geestekaje werden wie in Untervariante 1 beschrieben ausgeführt.

Ebenfalls wie in Untervariante 1 wird die HWS-Linie in Richtung Süden zur Bussestraße geführt. Die Art der Uferbefestigung bzw. der Vorlandgestaltung sind auch hier in der weiteren Planung zu untersuchen.

Das Hafenbecken Geestehafen wird ebenfalls verfüllt.

8 SCHRIFTUM

bremenports GmbH & Co. KG: Hochwasserschutz an der Geestemündung, Vorstudie zum Rahmenentwurf, Bremerhaven, 2010

Brinkmann, B.: Skript zur Vorlesung Wasserbau, Universität Lüneburg Studiengang Bauingenieurwesen, Lüneburg, 2006

KSF Feld & Partner: Statische Berechnung, Geeste-Sturmflutsperrwerk Bremerhaven, Aufstockung der Stemmtore und Nachrechnung der vorhandenen Stemmtore für einen Wasserstand von NN +6,45 m, Bremerhaven, 2008

Senator für Bau und Umwelt, Bremen: Hochwasserschutz im Land Bremen, Bericht des Senators der Freien Hansestadt Bremen zur Hochwasserschutzsituation, Broschüre, Bremen, 2003

Spekker, H.: Steuerung von Küstenschutzelementen an Tideflüssen als Grundlage für ein Hochwasser- und Risikomanagement, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Leibniz Universität Hannover, Heft 96, Hannover, 2008

Risikomanagement für Auftraggeber

Angewandtes Projekt-Risikomanagement im Bauwesen

Herr Dipl.-Wirtsch.-Ing. **Björn Genselein**

Herr Dipl.-Wirtsch.-Ing. Björn Genselein

Nichts geschieht ohne Risiko – aber ohne Risiko geschieht auch nichts. [11]

Komplexe Bauprojekte weisen stets Risiken auf. Ein effizientes Projekt-Risikomanagement (PRM) ist neben den klassischen Projektmanagementbestandteilen ein wichtiges Mittel, um Kosten- und Planungssicherheit erheblich zu verbessern. Der Grund, weshalb ein Auftraggeber (AG), trotz bereits hoher Auslastung durch andere Projektaufgaben, sich um ein systematisches PRM als Teil des Projektmanagements bemühen sollte, ist einfach: Gutes Risikomanagement ist sehr profitabel

I. Definition

In der baubetriebswissenschaftlichen Fachliteratur sind zahlreiche Definitionen des Terminus Risiko vertreten.

Eine treffende Definition formuliert aus Sicht des Autors STEMPOWSKI: [9]

„Unter Risiko versteht man die Möglichkeit, dass die durch eine Entscheidung ausgelösten Abläufe nicht notwendigerweise zum angestrebten Ziel führen und es zu negativen oder positive Zielabweichungen kommt. Risiko lässt sich durch die Bestimmung von Tragweite und Eintrittswahrscheinlichkeit quantifizieren.“ [10] S. 3 in Anlehnung an [1], S. 36.

Diese Begriffsbestimmung verdeutlicht, dass sich PRM nicht mit den Folgen bereits eingetretener Ereignisse beschäftigt, sondern mit den Chancen und Risiken der künftigen Entwicklung auseinandersetzt. Damit behandelt PRM die Unsicherheit der Zukunft und grenzt sich damit vom Problemmanagement ab, bei dem die Unsicherheit durch bereits vorhandene Tatsachen abgelöst wurde.

Risiko = Unsicherheit (kann vielleicht eintreten)

Problem = Tatsache, Sicherheit (ist vorhanden oder eingetreten)

Somit ist „Ressourcenmangel“ zum Beispiel kein Risiko, sofern bekannt ist, dass die in der Personalplanung aufgestellte Sollstärke des Projektteams z.B. aufgrund fehlender Bewerber auf absehbare Zeit nicht erreicht werden wird. Obwohl die Aussage: „Wir haben zu wenig Personalressourcen“ kein Risiko darstellt, könnte sie Ursache für zukünftige Risiken sein. So kann Personalmangel dazu führen, das bspw. Pläne nicht rechtzeitig geprüft und freigegeben werden können und so der AG in Verzug kommt.

Tatsache /Ursache: fehlende Personalressourcen

Risiko: höhere Baukosten/ Bauzeitverlängerung durch verzögerte Planprüfung/ -freigabe

Aufgabe des PRMs ist es, dem Projekt drohende Risiken zu erkennen, diesen durch geeignete Maßnahmen entgegenzuwirken bzw. Chancen zu erkennen und zu nutzen. Dies führt zu niedrigeren Projektkosten, zusätzlichen Erträgen und höheren Qualitäten. Das Verständnis über mögliche Chancen und Risiken hat somit wesentlichen Einfluss auf den Projekterfolg, sodass die *proaktive* Betrachtung des Projektverlaufs und dessen Randbedingungen einen systematischen Einsatz von PRM in allen Projektstufen (Projektvorbereitung, Planung, Ausführungsvorbereitung, Ausführung, Projektabschluss) rechtfertigt.

PRM erfordert notwendigerweise den Einsatz von Ressourcen. Dennoch darf PRM darf nicht als Pflichtdisziplin wahrgenommen werden, sodass es „notgedrungen“ mit möglichst geringem Aufwand erfüllt wird, da dann nicht der zweifellos große Mehrwert für das jeweilige Projekt zu generieren ist.

Im Rahmen dieses Beitrags kann nicht auf alle Aspekte eines komplexen angewandten PRMs eingegangen werden. Somit liegt im folgenden der Fokus auf der Fragestellung, wieso insbesondere für Auftraggeber PRM vorteilhaft sein kann. Dazu wird eingangs die entwickelte Systematik kurz erläutert. Ein Schwerpunkt der Ausführungen nimmt dabei der Prozessschritt der Risikoidentifikation (= Risikoerkennung) ein, welche die Grundlage des RM bildet, da nur erkannte Risiken „gemanagt“, also bewertet und im weit liegeren Entscheidungsprozess berücksichtigt werden können. [2]

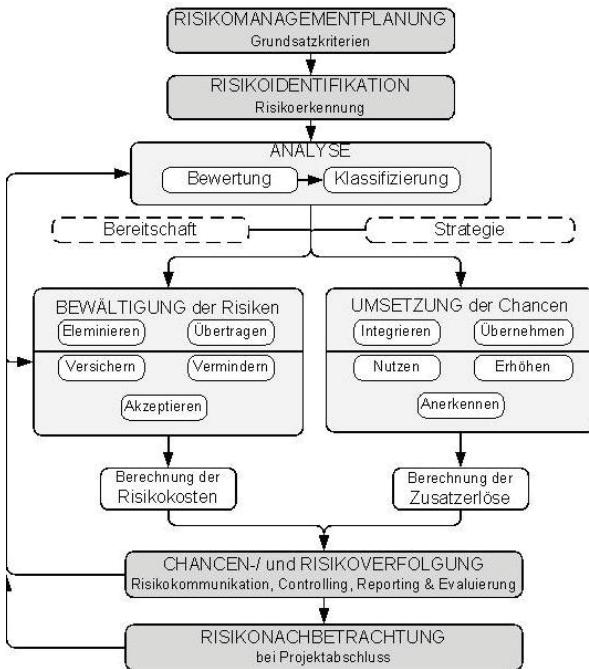


Abbildung 1: Risikomanagementprozess [in Anlehnung an 4 und 5]

i. Risikomanagementplanung

Bei der Risikomanagementplanung ist zu beantworten wie, wie oft und mit wem der das PRM durchgeführt werden soll. Zudem gilt es das projektspezifische Umfeld des Projekts zu berücksichtigen, den konkreten Prozessablauf festzulegen und wesentliche Methodiken bspw. bei der Risikoidentifikation zu bestimmen.

ii. Risikoidentifikation

Maßgeblicher Bestandteil des PRM bildet die Risikoidentifizierung und Risikobewertung. Projekte basieren auf einer Vielzahl von unsicheren Informationen, die auch durch fundierte Erfahrungen bei ähnlich gelagerten Projekten nicht vermieden werden können.

Aus diesem Grund beinhaltet PRM eine möglichst strukturierte, detaillierte und vollständige Erfassung aller wesentlichen Risiken bzw. Schadensgefahren und Verlustpotentiale eines Projekts - einschließlich ihrer Wirkungszusammenhänge. Sie dient anschließend als Informationsbasis für die nachgelagerten Prozessschritte. Dies führt dazu, dass eingangs alle identifizierten Ereignisse, unabhängig von ihrer unmittelbaren Tragweite, betrachtet werden sollten, da sie Folgeereignisse mit größerer Intensität verursachen können. Erst im Zuge der Risikobewertung wird dann zwischen relevanten und weniger relevanten Szenarien unterschieden. So sollte die Identifikation möglichst frühzeitig beginnen, um einen maximalen Nutzen zu erzielen. Da zu Beginn eines Projekts nicht alle potenziellen Chancen und Gefahren identifiziert und im weiteren Verlauf weitere hinzukommen können, muss die Risikoidentifikation vorausschauend und regelmäßig durchgeführt werden. Es handelt sich um einen dynamischen Prozess. Dabei ist zu berücksichtigen, dass es ist nicht Sinn und Zweck eines RM ist, wasserdichte Zukunftsvorhersage zu treffen, sondern potenzielle Risikoquellen für das spezifische Projekt zu ermitteln, die einen großen Einfluss und / oder eine hohe Eintrittswahrscheinlichkeit aufweisen.

Ein gutes PRM geht bereits bei der Risikoidentifikation und der Erstellung einer ersten Risikosammelliste systematisch vor. Einerseits darf es, um den Nutzwert zu erhalten, nicht zu global und damit ungenau werden, andererseits muss eine solche Liste auch übersichtlich und handhabbar bleiben. Aus diesem Grund wird die Einteilung sowohl in thematische Gruppen (Risikoarten) als auch nach Bereichen und Zeitpunkten im Projektablauf (Projektstufen) mit dem Ziel verfolgt, eine klare Abgrenzung zwischen den Risiken zu erzeugen. Eines der dazu einsetzbaren Instrumenten ist die strukturierte Projektfeldanalyse (PUMA).

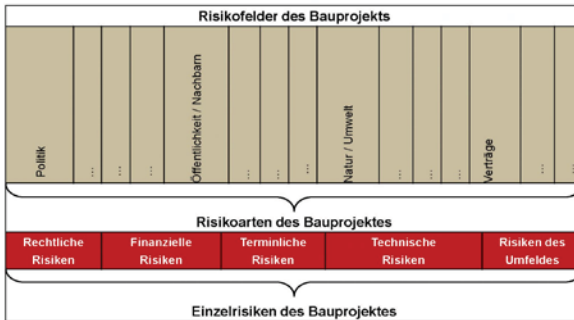


Abbildung 2: Zusammenhang von Risikofeldern, Risikoarten und Einzelrisiken [in Anlehnung an 4]

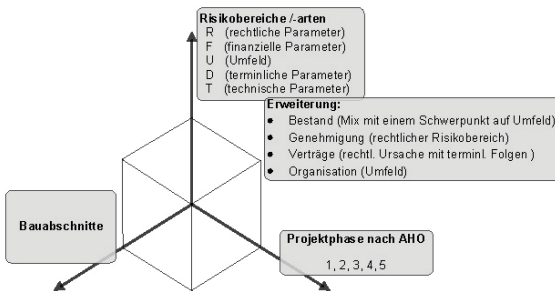


Abbildung 3: Dreidimensionale Risikoanordnung

Die Qualität, die für das PRM zentralen Checkliste, hängt von der Erfahrung des Erstellers und von der Einbindung der Projektbeteiligten ab. PRM ist Teamarbeit und kann nicht alleinige Aufgabe eines Projektleiters sein. Neben dem Projektteam sind auch Vorgesetzte, Fachabteilungen und andere am Bau Beteiligte einzubeziehen. Bereits bei der Erstellung der Basischeckliste besteht einerseits die Gefahr, zu Beginn eine zu große und detaillierte Zusammenstellung möglicher Konflikte zu erstellen. Die darauf folgende Problemanalyse ist aufgrund der sich daraus ergebenden vielen Parameter dann jedoch sehr umfangreich, ohne dabei vollständig sein zu müssen. Andererseits wird bei einem zu hohen Aggregationsgrad die Wechselwirkung der Vorgänge und Risiken nicht ausreichend gewürdigt. Aus diesem Grund ist dringend dazu zu raten, sich bei fehlender Erfahrung der professionellen Hilfe branchenspezifischer Risikomanager zu bedienen.

iii. Risikoanalyse

Bei der Risikoanalyse handelt es sich um eine Bewertung und Klassifikation der erfassten Risiken. Dabei erweist sich i.d.R. die Semi-quantitative Analyse als erster Analyseschritt für eine Vorauswahl der genauer zu betrachten Risiken als geeignet. Sie gibt für die Bewertung der finanziellen Auswirkung und Eintrittswahrscheinlichkeit der jeweiligen Risiken eine fünfstufige Eskalationskala vor, anhand derer das entsprechende Risikopotenzial bestimmt wird. Im Anschluss daran kann z.B. mit Hilfe von Algorithmen

der projektspezifische Risikobetrag weiter spezifiziert werden. Eingangsgrößen für eine solche Risikosimulation sind vielfach die Bewertungen der Hauptrisiken durch besonders geschultes und erfahrenes Personal, welches auf die Daten ähnlich gelagerter Projekte zurückgreifen kann. Ziel ist es mit der Zuordnung von Auswirkung und Tragweite ein Gesamtbild der spezifischen Projektrisikosituation zu erhalten - den Value-at-Risk. Die nachfolgende Abbildung zeigt die Auswertung einer Risikosimulation mit dem für die Budgetierung zu empfehlenden "Risikopuffer".

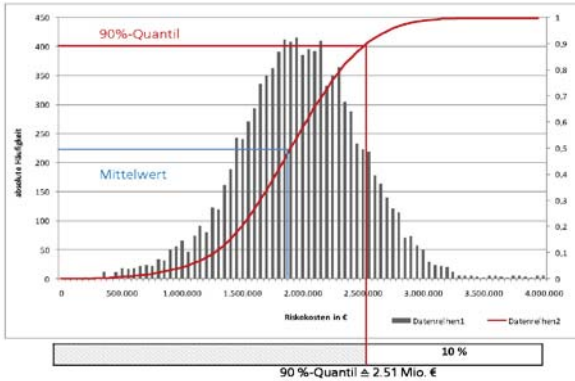


Abbildung 4: Dreidimensionale Risikoordnung

iv. Bewältigung der Risiken / Umsetzung der Chancen

Zur Risikobewältigung werden anschließend verschiedene terminliche und verfahrenstechnische Szenarien für die möglichen Fälle entwickelt. Dabei gilt es vorerst Risiken zu eliminieren, zu übertragen, zu vermindern oder zu versichern. Ausschließlich vernachlässigbare Risiken sollten akzeptiert werden. Darüber hinaus sollte man auch darum bemüht sein Chancen umzusetzen und ihre Eintrittswahrscheinlichkeit wie auch positiven Effekte auf den Projektverlauf zu verbessern.

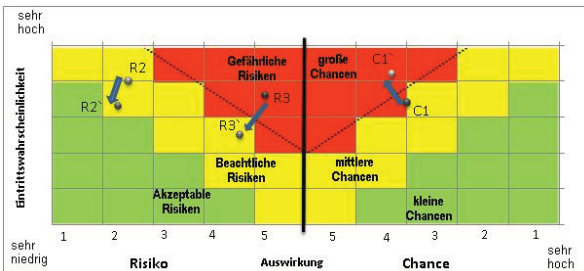


Abbildung 5: Risikomatrix nach Gegenmaßnahmen

v. Risikocontrolling

Ein systematisches Projektcontrolling und Berichtswesen ist ein wichtiges Instrument der Bauablaufsteuerung. PRM ermöglicht es die Projektdokumentation durchgängig über alle Projektstufen hinweg ohne Wissensverlust zu gestalten. Insbesondere zwischen der Planungs- und Ausführungsstufe besteht häufig das Risiko, dass durch Wechsel der Beteiligten bereits gewonnenes Wissen verloren oder Erkenntnisse nicht konsequent umgesetzt werden. Das durch alle Projektstufen betriebene PRM mit seinen regelmäßigen Risikoanalysen und der durchgängigen Chancen- / Risikoverfolgung durchstellt eine Konstanz und Systematik dar, mit deren Hilfe dieses Risiko minimiert werden kann.

Zudem dienen PRM-Reports als anschauliches Informationsinstrument, um Maßnahmeträger, Entscheidungsgremien bzw. Kapitalgeber über den Stand der Vorhaben, Ergebnisse und Maßnahmen zu informieren. Derzeit regeln bereits diverse gesetzliche Vorgaben die Anforderungen für das Betreiben eines RM auf Unternehmensebene. Die meist nur halbjährlichen Risikoevaluierungen haben oft eine globale Ausrichtung und generieren kaum Mehrwert für die Projektdurchführung. Damit wird jedoch nicht der Erfahrung Rechnung getragen, dass Großprojekte einen erheblichen Einfluss auf die Risikosituation von Unternehmen haben. An dieser Stelle setzt das PRM als konsequente Weiterführung auf Projektebene an (bottom-up Ansatz). Synergien können genutzt werden, indem die fundierten Erkenntnisse aus dem PRM in verdichteter Form in das strategische Unternehmens-RM eingehen. Umgekehrt definiert das Risikoumfeld des Unternehmens die Randbedingungen des PRM.

vi. Risikonachbetrachtung

Ein wesentlicher Bestandteil der Risikonachbetrachtung ist die Bewertung von Folgeprojekten auf Basis der gewonnenen Daten und Erfahrungen. Insbesondere für Multi-Projekt AGs ist dieser **Wissenstransfer** nicht zu vernachlässigen, da eine entsprechende Aufbereitung der gewonnenen Daten eine systematische Know-how-Verwertung bei zukünftigen Projekten ermöglicht. Dabei werden nicht nur die jeweiligen Risiken, sondern auch eine dezidierte Beschreibung, die Evaluationsdaten aus den einzelnen Projektstufen sowie die getroffenen Maßnahmen in eine Datenbank übertragen, aus die wiederum bspw. die projektspezifischen Checklisten für die Bewertung von neuen Projekten zurückgreifen.

III. Vorteile für den Auftraggeber

Das Thema PRM gewinnt auch für die öffentlichen AG immer mehr an Bedeutung, da auch ihre Projekte immer komplexer und damit anspruchsvoller werden und insbesondere Großprojekte ein immer größer werdendes Risiko für Unternehmen darstellen. Dies betrifft nicht nur „harte Kriterien“ wie Kosten, Termine und Qualitäten sondern immer mehr auch die „weichen Kriterien“ wie Image und die Wirkung in der Öffentlichkeit. Darüber hinaus werden öffentliche Auftraggeber immer mehr hinsichtlich ihrer Verantwortung für die Umwelt und für die Gesellschaft in die Pflicht genommen.

„Chancen und Risiken frühzeitig zu erkennen und damit fähig zu sein, diese aktiv und gesamtheitlich anzugehen, sind im heutigen Marktgeschehen ein entscheidender Erfolgsfaktor einer risikobewussten Unternehmensführung.“
[10]

Hierbei sind insbesondere Projektleiter angesprochen, die als "Unternehmer" für das Erreichen ihrer Projektziele verantwortlich sind. Während vielfach PRM auf den ersten Blick als abstrakt wahrgenommen wird, zeigt sich bei näherer Betrachtung der wertvolle Nutzen von PRM in der Praxis. Aktiviert werden kann dieser Nutzen mit Hilfe einfacher Mittel, wie bspw. definierten Verfahrensabläufen, Checklisten, Katalogen und Simulationen, welche problemlos in die Projektbearbeitung integriert werden können. Bauprojekte sind Unikate und so soll und kann eine zielgerichtet erarbeitete PRM-Systematik nicht ohne entsprechende Anpassungen als Universallösung auf andere Projekte übertragen werden. Der Wert einer PRM-Systematik ist jedoch quantitativ und qualitativ gut messbar. Es lassen sich somit - konkret und bewusst - die folgenden beispielhaft ausgewählten Nutzenaspekte, anschaulich nachvollziehen:

Ausschreibungs- und Vergabeverfahren

Bereits vor einer Ausschreibung - zumindest aber vor einer Auftragsvergabe - sind zwingend die ersten Prozessschritte des PRM-Prozesses durchzuführen, um Kenntnis über die bestehende Risikosituation zu erhalten. Dabei können die Projektbearbeiter bei einer durchgängigen Dokumentation optimalerweise bereits auf die dokumentierten Chancen und Risiken aus den Projektstufen eins bis drei zurückgreifen, welche dann als Basis für die aktive Vertragsanpassung mit dem Ziel der Risikominimierung und Chancenverwirklichung dienen. Die Risikosituation hat einen wesentlichen Einfluss auf die Wahl des Vergabeverfahrens, welche wiederum die Einbindung des zukünftigen AN in die projektspezifischen Organisationsform vorgibt. Weiterhin liefern die Ergebnisse wichtige Erkenntnisse über die Budget- und Finanzplanung sowie die Terminplanung im Projekt. So bedingen bspw. die gängigsten Vergabeformen

- Fachlose mit Einheitspreisvertrag

- Generalunternehmereinsatz
- Totalunternehmereinsatz

für den AG unterschiedlich starke Ausprägungen und Einflussmöglichkeiten auf die einschlägigen Risiken eines Bauvorhabens. Zu diesen zählen u.a.:

- Risiko aus Bedarfsänderungen und Mitwirkungspflichten des Bauherrn
- Risiko aus Pflichtverletzungen der Planer
- Risiko der Bauzeitüberschreitung
- Risiko der Vergabe und Ausschreibungsfehler
- Risiko der Planungsfehler
- Risiko der Budgetüberschreitung
- Risiko aus Pflichtverletzungen der Bauunternehmen
- Risiko der Insolvenz der Bauunternehmen

Je nach gewählter Risikostrategie des Bauherrn (vgl. Abbildung 1: Prozessschritte PRM-Planung und Bewältigung/ Umsetzung) und der daran ausgerichteten Vergabeform wird bereits vorgegeben, ob eine vertragliche Risikoüberwälzung auf andere Projektbeteiligte überhaupt möglich ist. Die zu erwartenden Mehrkosten in Form von Prämien bei den Versicherungen oder durch die Kalkulation zusätzlicher Risikozuschläge bei den AN, die mit einer Abwälzung einhergehen, sind im Rahmen einer Risiko-Chancen-Strategie eigenen Sicherungsmaßnahmen wie den Kosten für die Abstellung zusätzlichen Personals, o.ä. gegeneinander abzuwägen.

Die konsequente Fortführung des vorausschauenden PRMs aus der Ausführungsvorbereitung ermöglicht durch die Analyse der Ausschreibungs- und Vergabeprozesse das Aufzeigen von Schwachstellen (potenziellen Risiken und Lücken) sowie die Benennung von Optimierungsmöglichkeiten, anhand der Potenziale zur Kostensenkung und Budgeteinhaltung aufgezeigt werden können. Diese können anschließend in Entscheidungsgrundlage u.a. für Vertrags- und Variantenoptimierung berücksichtigt werden und führen z.B. durch entsprechende Vertragsklauseln zu einer Senkung des Risikopotenzials für Auftraggeber.

Vertragsgestaltung

Nicht eindeutig formulierte Verdingungsunterlagen, welche ggf. Dopplungen oder auch Widersprüche enthalten, sind maßgebliche Ursachen für Projektrisiken. Ohne eine technisch, kaufmännisch und rechtlich eindeutige, vollständige und transparente Gestaltung von Verträgen, welche klare Verhältnisse und verbindliche Vereinbarungen über die Rechte und Pflichten der Beteiligten schafft, ist keine erfolgreiche Zusammenarbeit mit den internen und externen Vertragspartnern möglich. Die Vergabe von detaillierten, eindeutigen und aussagekräftigen Arbeitspaketen fördert hingegen die gemeinsame, risikoarme Abwicklung von Projekten. PRM hilft die Ursache-Wirkungs-Beziehung zwischen Risiken und Kosten aufzuzeigen, welche wiederum die Grundlage für eine faire Vertragsgestaltung bildet. Geringere Risiken bedeuten immer auch weniger Konflikte und damit ein verringertes Nachtragsrisiko, welches sich durch Änderungen im Bauablauf, geänderte/ zusätzliche Leistung, u.a. ergibt. Analysiert man den Bauablauf bereits detailliert im Vorfeld zur Ausführung (Projektvorbereitung, Planung - spätestens zur Ausführungsvorbereitung), so können Risiken vielfach vermieden werden.

Nachtragsmanagement

Weiterführend stellt das PRM eine Ergänzung der Leistungen des aktiven Nachtragsmanagements dar. Nachforderungen entstehen im Allgemeinen aus eintretenden Risiken oder Unklarheiten. Änderungen des Vertragsumfangs und Abwicklungsprozess führen regelmäßig zu Nachtragsforderungen der AN. Eine durch ein PRM geförderte frühzeitige Optimierung des Bauablaufs führt bei Änderungen zu einer Reduzierung des Nachtragsvolumens. Zugleich verbessert ein PRM das Nutzen von Chancen während der Ausführung, da durch die zur Verfügung gestellte Systematik Änderungen der Baumstände und Einsparmöglichkeiten für den AG frühzeitig erkannt und entsprechende Nachtragsangebote veranlasst werden können. Der reibungslose Ablauf des Bauvorhabens führt idealerweise zu einer win-win-Situation zwischen AG und AN, da für beide Parteien Nachträge hinderlich für den Projekterfolg sind. Der effektive Umgang mit vertragsrelevanten Änderungen des Lieferungs- und Leistungsumfangs während der Projektlaufzeit schafft ein klares und geordnetes Verhältnis zwischen den Vertragspartnern. Die Durchgängigkeit eines strukturiertes Chancen- und Risikomanagement - durch alle Projektstufen hindurch - führt zu einer frühzeitigen Sensibilisierung aller Projektbeteiligter und schafft Handlungsspielraum für ein aktives Nachtragsmanagement.

Kosten und Terminsteuerung

72

Ein etabliertes PRM helfen kann die Kosten- und Termsicherheit erheblich zu verbessern, da es dazu beiträgt, die Bau-Prozesse durch Aufdeckung von Schwachstellen und Risiken zu optimieren. Dadurch wird eine wirtschaftlichere und termingerechte Abwicklung der Baumaßnahmen ermöglicht. Durch den projektbegleitenden Einsatz wird Projekt-RM, wie in *Abbildung 1* dargestellt, zu einem Steuerungsinstrument eines kontinuierlich durchgeführten Risikooptimierungsprozesses. Insbesondere durch die Gestaltung des PRM als zyklischer, sich wiederholender Prozess, wird eine in sich stimmige Fortschreibung u.a. der Budgetierung möglich. Zugleich kann bspw. mit Hilfe von Puffern oder angepassten Kalendern auf eine Veränderung der Projektrisikosituation in der Terminplanung reagiert werden.

Im Rahmen der Quantifizierung der identifizierten Projektrisiken wird auch eine optimierte **Risikoversorge** i.S. der Budgetierung "Unvorhersehbares" ermöglicht. Erfahrungen bei der Risikosimulation und der anschließenden Ermittlung des Value-at-Risk schwankt dieser "Puffer" i.d.R. zwischen 8-21%. Eine so ausgeprägte Varianz kann im Einzelfall erhebliche Auswirkungen auf die Mittelbereitstellung oder sogar auf die Entscheidung über die grundsätzliche Projektdurch- oder Weiterführung haben. Das PRM schafft eine transparente, objektive und nachvollziehbare Aufbereitung der Daten, welche bei der Budgetplanung den Platzhalter "Unvorhersehbares" mit Inhalten und konkreten Werten füllt.

Entscheidungsgrundlage

Auftraggeber tendieren gelegentlich dazu, Projekte zu optimistisch anzugehen, da die Sachbearbeiter und Projektleiter, welche mit der Planung betraut sind, diese auch gerne umsetzen wollen. Es ist somit wünschenswert, über einen transparenten Monatsbericht für das projekt- und abteilungsübergreifende Projektmanagement zu verfügen, der sowohl Projekt-Reportings als auch Risikoanalysen in Echtzeit bietet. An dieser Stelle helfen projektspezifische PRM-Analysen im Rahmen des operativen Monitorings. Für Projektleiter stellen sie folglich ein erprobtes vertrauensförderndes Mittel für die Verbesserung der Risikotransparenz und –kommunikation in der Darstellung der Projektsituation gegenüber übergeordneten Lenkungskreisen oder der GF dar. Damit ist das PRM nicht nur ein Frühwarnsystem (strategisches Radar) für Fehlentwicklungen im Projekt, sondern zugleich ein Reporting-Tool, welches detaillierte und aussagekräftige Berichte erzeugen kann. Einmal implementiert erweist sich ein einheitliches PRM-Reporting-System nicht nur als Arbeiterleichterung sondern auch als ein geeignetes Mittel, um Entscheidungen, ggf. von der nächsten Führungsebene, herbeizuführen.

PRM versteht sich als wesentlichen Bestandteil einer planungs- und baubegleitenden Revision (ex ante), dessen Ziel es ist, alle Stufen eines Bauprojektes für den Bauherren transparent und steuerbar zu gestalten, um das Bauprojekt von Anfang an auf ein sicheres Fundament zu stellen.

IV. Fazit

Die Auflistung verdeutlicht, dass PRM weit mehr als nur eine reine Ermittlung des projektspezifischen Value-at-Risk – eine Risikobewertung des Projekts – ist. Mit der systematischen Herleitung und Analyse der Risikosituation ist es vielmehr möglich, eine aktuelle Einschätzung des Projektverlaufs hinsichtlich erkannter Risiken und Chancen abzubilden, die direkt in das Berichtswesen des Projekts eingehen könnten. Die auf diese Weise aufgearbeiteten und bewerteten Daten leisten mit ihrer erweiterten Informationsdichte einen erheblichen Nutzen bei der Projektarbeit. Den vielfältigen Nutzen des PRM in den unterschiedlichen Teilbereichen des Projektmanagements verdeutlichen die beispielhaft angeführten Beispiele, welche sich über den gesamten Projektzyklus erstrecken. Zu nennen sind insbesondere:

- fundierte Entscheidungsgrundlage
- verbesserter Wissenstransfer
- durchgängige Projektdokumentation durch alle Projektstufen
- optimierte Risikoversorge

Zusammenfassend ist festzustellen, dass PRM immer einen Mehrwert für den Nutzer aufweist und somit in jedem Projekt Anwendung finden sollte. Für die meisten Projekttypen wird zudem empfohlen, PRM möglichst in Kombination mit einem projektbegleitenden Nachtragsmanagement durchzuführen, um zusätzliche Synergieeffekte zu aktivieren. Eintretende Risiken führen im Rahmen einer Bauausführung vielfach zu Nachträge bzw. steigenden Kosten und Terminverzögerungen. Die erkannten und aufgezeigten Synergien ermöglichen eine deutlich effizientere Herangehensweise an die bestehenden Aufgaben und erscheinen als eine wirtschaftliche Lösung, sowohl für AG als auch für die übrigen Projektbeteiligten.

PRM ist ein integraler Bestandteil der Planung und Entscheidungsfindung von Auftraggebern und kann als Bindeglied aller Managementsysteme wie Projektsteuerung, Vertrags-, Nachtrags-, Termin-, Kosten-, Qualitäts-, Personalmanagement, u.a. in sämtlichen Projektstufen verstanden werden.

V. Literatur

[1] Bauch, Ullrich. 1994. Beitrag zur Risikobewertung von Bauprozessen [Diss.]. Weimar : Technische Universität Weimar - Fakultät für Bau-, Wasser-, Forstwesen, 1994.

[2] Dayyari, Amir. 2008. Beitrag zur projektspezifischen Ausrichtung eines feed-forward- und feed-back-orientierten Risikomanagements für Bauprojekte. Kassel : Universität Kassel - Fachgebiet Projektmanagement, 2008.

[3] Genselein, Björn. 2010: Aufbau eines Risikomanagements im Rahmen einer Infrastrukturmaßnahme im Hamburger Hafen. [Diplomarbeit]. Hamburg : Technische Universität Braunschweig, 2010.

[4] Girmscheid, Gerhard und Busch, Thorsten. 2003. Risikomanagement in Bauunternehmen - Projektrisikomanagement in der Angebotsphase. Bauwirtschaft. 2003, Bd. 78, Dezember.

[5] Jutte, Bart. 2009. Project Riskmanagement Handbook - The invaluable guide for managing project risks. Delft : Mantaba Publishing, 2009.

[6] Link, Doris und Stempowski, Rainer. 2004. Graz : TU Graz - Institut für Baubetrieb + Bauwirtschaft, 2004. Baubetriebs- und Bauwirtschaftssymposium - Risikomanagement in der Bauwirtschaft. S. 1-24.

[7] Romeike, Frank und Hager, Peter. 2009. Erfolgsfaktor Risikomanagement 2.0. Wiesbaden : Gabler, 2009.

[8] Smith, Nigel J. und Merna, Tony, Jobling, Paul. 2006. managing risk: in construction projects. Oxford : Blackwell Publishing, 2006.

[9] Stempowski, Rainer. 2002. Risikomanagement - Entwicklung von Bauprojekten. Graz : Nausner & Nausner Unternehmensberatung, 2002.

[10] Wanner, Roland. 2009. Risiko-Management für Projekte – So managen sie erfolgreich Risiken und Chancen bei Projekten: Books on Demand, 2009.

[11] Walter Scheel (*1919), dt. Politiker (FDP), 1974-79 Bundespräsident.

Seafastening für Jacketstrukturen im Offshorebereich

74

*Herr B. Eng. **Felix Rosenberger***
B. Eng. Felix Rosenberger

Der Beitrag lag zum Redaktionsschluss nicht vor

Konzeption, Implementierung und Anwendung eines GPS-gestützten Schwimmersystems

Messtechnik

75

Frau Christine Hegemann

Dipl.-Ing. Christine Hegemann

Hintergrund

Messungen von Strömungsgeschwindigkeiten in offenen Fließgewässern stellen eine wichtige Grundlage für numerische und physikalische Modelle wie beispielsweise hydrodynamische Modelle, Gewässergüte- oder Sedimenttransportmodelle dar. Anhand der in Naturmessungen ermittelten Strömungsgeschwindigkeiten können die Modelle kalibriert und validiert werden.

Darüber hinaus dienen Strömungsgeschwindigkeitsmessungen zum besseren Verständnis von Sedimentationsvorgängen in Bereichen mit niedrigen Strömungsgeschwindigkeiten und einem hohen Anteil an suspendierten Sedimenten wie beispielsweise in Tidehäfen. Mit ihrer Hilfe können Rückschlüsse auf das Transportpotential der Strömung und das Sedimentationsverhalten gezogen werden. Dies ist insbesondere für die Planung von Baggermaßnahmen sowie konstruktiven Maßnahmen in der Hafenplanung hilfreich.

Ein Beispiel für erhöhte Sedimentationsablagerungen stellt der vor wenigen Jahren errichtete Yachthafen der Ostriesischen Insel Juist dar. Hier werden die erforderlichen Wassertiefen des Hafens, der aufgrund seiner geographischen Lage nur gezeitenabhängig von Fähren und Schiffen erreicht werden kann, durch regelmäßige Ausbaggerungen sichergestellt. Jedoch zeigte sich schon kurz nach der Inbetriebnahme des Hafens, dass eine deutlich höhere Verschlickung des Hafenbeckens auftrat, als zum Zeitpunkt der Planung erwartet, siehe Abbildung 1.



Abb. 1: Yachthafen Juist [Franzius-Institut, 2011]

Folglich sollten als Grundlage für die Entwicklung von Maßnahmen zur Reduzierung der Auflandungsraten im Yachthafen Strömungsgeschwindigkeitsmessungen zur Ermittlung des Sedimenteintrags in den Hafen durchgeführt werden [KRÄMER, 2011]. Da sowohl die Wassertiefen als auch die Strömungsgeschwindigkeiten bei gleichzeitig auftretenden hohen Schwebstoffkonzentrationen sehr gering sind, stoßen viele gängige Strömungsgeschwindigkeitsmessverfahren an ihre Grenzen.

Aus diesem Grund wurde im Rahmen dieser Arbeit ein kostengünstiges System zur Messung von Strömungsgeschwindigkeiten und zur Ermittlung von Strömungsbahnen konzipiert, technisch umgesetzt und anschließend hinsichtlich seiner Genauigkeit getestet. Das konzipierte System ist für die Messung in Bereichen niedriger Strömungsgeschwindigkeiten und hohen Anteilen suspendierter Sedimenten besonders geeignet. Ein Schwimmer wurde hier als das am besten geeignete Messverfahren ausgewählt, da er im Gegensatz zu anderen Messverfahren für diesen Anwendungsfall zuverlässige Messergebnisse liefert und darüber hinaus geringe Anschaffungs- und Unterhaltungskosten hat. Dieses Messsystem bestimmt Strömungsgeschwindigkeiten nach dem

Lagrange'schen Prinzip und folgt daher den Strömungsbahnen der Wasserteilchen im oberen Teil der Wassersäule. Die Strömungsgeschwindigkeit wird indirekt mit Hilfe der in einer bestimmten Zeit zurückgelegten Bahn ermittelt.

Konstruktion des Messsystems

Der Schwimmer besteht aus vier Hauptkomponenten:

- Messgehäuse
- Empfänger mit GPS- Antenne
- Datenlogger
- Energiequelle

Der Schwimmer ist in Abbildung 2 schematisch dargestellt.

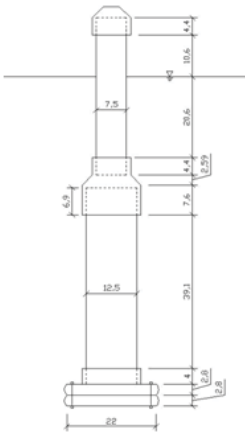


Abb. 2: Aufbau des Schwimmers



Abb. 3: Elektronische Komponente

Der Schwimmer besteht aus einem zylinderförmigen Hauptkörper, der in zwei Teile aufgeteilt ist. Der obere Teil besteht aus einem transparenten PVC-U Rohr, welches einen Durchmesser von 75 mm besitzt. Der untere Teil setzt sich aus einem PVC- U Rohr mit einem Durchmesser von 125 mm und einem in das Rohr geklebten Festflansch zusammen. Die beiden Teile des Schwimmers werden mittels eines langen Reduzierstücks schub- und wasserfest miteinander verbunden. Zur Abschattung von störenden Einflüssen wird die GPS- Antenne auf einer Aluminiumplatte befestigt.

Im Hauptkörper sind die Stromversorgung und die Elektronik, wie der Empfänger und der Datenlogger untergebracht. Diese sind, wie in Abbildung 3 dargestellt, in einem internen Messgestell montiert.

Zur Positionsbestimmung des Messsystems wird der ublox Empfänger AEK-4 (ANTARIS 4 Evaluation Kits) mit dem Datenchip LEA-4A gewählt. Die geringe Größe des Empfängers ermöglicht ein problemloses Einbauen in den Hauptteil des Schwimmers. Der im Empfänger integrierte USB- Anschluss ermöglicht einen hohen Datentransfer. Der GPS- Empfänger wertet sowohl den C/A Code als auch die Trägerphase L1 des Satellitensignals aus. Die Empfängerkonfiguration ist mit Hilfe der Empfängersoftware u-center möglich. U-center ist ein interaktives Tool, mit dessen Hilfe neben der Empfängerkonfiguration auch die Visualisierung der aufgezeichneten Daten und die Datenanalyse des GPS- Empfängers möglich ist.

Die gemessenen Daten können sowohl als NMEA- sowie auch UBX- Dateien ausgegeben werden. Das bedeutet, dass neben den Codemessungen auch die Trägerphase L1 des ersten Signals ausgewertet werden können.

Als Datenlogger wird ein Gerät der Firma Avosaro vom Typ 2.0 verwendet, welches die vom Empfänger aufgezeichneten Daten auf eine SD Karte speichert. Die gespeicherten Daten können anschließend ohne Umwege am PC weiterverarbeitet werden. Der Prozessor des Loggers ist mittels einer Basic- Programmiersprache programmierbar. Das verwendete Programm befindet sich auf der Speicherkarte und steuert den Datenlogger. Das Verhalten des Loggers kann dadurch für die individuelle Anwendung mit Hilfe von Scripts gesteuert werden.

Die Abmessungen des Schwimmers wurden so gewählt, dass dieser größtenteils gerade unterhalb der

Wasseroberfläche treibt und sich nur der obere Teil mit der GPS Antenne oberhalb der Wasseroberfläche befindet, siehe Abbildung 5. Für eine genaue Positionsbestimmung des Schwimmers und einer guten Repräsentation der Strömungen muss der Einfluss von Wind auf das Schwimmverhalten des Schwimmers gering sein. Der Schwimmer muss in der Lage sein, sich gut an die Oberflächenströmungen anzukoppeln, ohne durch den Wind getrieben zu werden. Dieses kann dadurch erreicht werden, dass die dem Wasser ausgesetzte Oberfläche möglichst groß und die dem Wind ausgesetzte Oberfläche möglichst klein gehalten wird. Aus diesem Grund wurde die Konstruktion des Schwimmers mit einer Höhe von 15 cm oberhalb und 84 cm unterhalb der Wasseroberfläche so ausgeführt, dass er sich gut an die Oberflächenströmung ankoppelt und der Einfluss des Windes auf das Schwimmverhalten gering ist. Dies wird unterstützt durch die runde Form des Schwimmers, welche einen geringen Strömungswiderstand bietet (siehe Abb.4). Eine speziell konzipierte Aufweitung des Durchmessers im unteren Bereich und die Massenschwerpunktsfestlegung sorgen für eine hohe Lagestabilität gegen den Einfluss von Wind und hochfrequenten Kapillarwellen.



Abb. 4: Form des Schwimmers
[Franzius-Institut, 2011]



Abb. 5: Schwimmer im Einsatz im Juister Yachthafen
[Franzius-Institut, 2011]

Testmessungen zur Ermittlung der Genauigkeit des Messsystems

Um für spätere Anwendungen die Genauigkeit des Messsystems abschätzen zu können, wurden verschiedene Testmessungen mit dem Empfänger des Schwimmers durchgeführt. Diese mussten unter kontrollierten Bedingungen stattfinden und reproduzierbar sein. Weiterhin musste die reale Position des Messsystems jederzeit bestimmbar sein, so dass diese und die gemessenen Positionen verglichen werden können. Aus diesem Grund wurden mit dem Schwimmersystem mehrere Messreihen durchgeführt. Als Messort wurde das Messdach des geodätischen Instituts der Leibniz Universität in Hannover gewählt. Hier befinden sich insgesamt neun Messpfiler, deren Koordinaten genau bekannt sind. Somit konnte durch den Vergleich der tatsächlichen Position der GPS Antenne auf dem Messpfiler mit der vom Messsystem ermittelten Position die Genauigkeit des Systems ermittelt werden. Dazu wurden sowohl statische als auch kinematische Messungen durchgeführt.

Mit Hilfe der statischen Testmessungen wurden die verschiedenen Konfigurationseinstellungen des Empfängers getestet und es wurde festgestellt, dass diese keinen direkten Einfluss auf die Richtigkeit und Präzision der Ergebnisse haben. Zudem wurde bei der Auswertung der vom Empfänger aufgezeichneten Daten der am besten geeignete Prozessierungstyp ermittelt.

Da der Schwimmer später zur Ermittlung von Strömungsgeschwindigkeiten und der Aufzeichnung von Strömungsbahnen verwendet werden soll, wurde in zwei weiteren Testmessungen die Genauigkeit des GPS-Empfängers bei einer kinematischen Anwendung untersucht. Die Antenne des Empfängers sollte sich daher bei der Messung, wie im späteren Anwendungsfall, mit einer konstanten Geschwindigkeit fortbewegen. Um die Abweichungen der von dem Empfänger aufgezeichneten Bahn von der tatsächlich zurückgelegten Bahn und somit die Genauigkeit des Systems ermitteln zu können, musste gewährleistet sein, dass sich die Antenne des Empfängers auf einer bekannten Sollbahn bewegt. Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, wurde, wie in

Abbildung 6 dargestellt, die Antenne des Messsystems auf eine bewegliche Plattform montiert, die sich mit konstanter Geschwindigkeit auf einer Schienenstrecke zwischen zwei bekannten Punkten auf den Messpfeilern bewegt, siehe Abbildung 7 und 8.



Abb.6: Modelleisenbahn mit montierter Antenne des GPS Empfängers



Abb. 7: Versuchsdurchführung der Testmessungen

Der Startpunkt und der Endpunkt der Bahn waren somit genau bekannt, so dass sowohl die Länge der Bahn als auch die Lage im Raum ermittelt werden konnte. Zudem konnten Sollpunkte entlang der Bahn berechnet werden, die anschließend mit den beobachteten Positionen des Empfängers verglichen werden konnten.

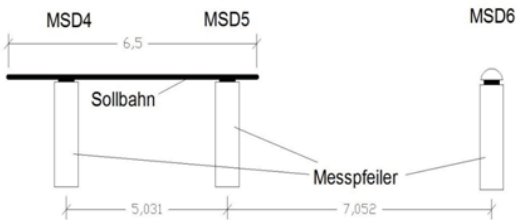


Abb. 8 Versuchsaufbau der kinematischen Testmessungen

Bei den Testmessungen wurden, wie in Abbildung 7 dargestellt, mehrere Fahrten zwischen den Messpfeilern durchgeführt und jeweils der Startzeitpunkt und die Dauer der Fahrt notiert. Anschließend wurden diese mit den vom Empfänger aufgezeichneten Daten verglichen.

Darüber hinaus wurde zwischen so genannten Geschwindigkeitsmessungen und Wegmessungen unterschieden. Bei einer Wegmessung wurde die Eisenbahn direkt auf dem Messpfeiler 4 positioniert und von dort aus die Messung gestartet. Hierdurch war der im Messzeitraum zurückgelegte Weg exakt bekannt, jedoch konnte durch den anfänglichen Beschleunigungszeitraum der Eisenbahn nicht von einer konstanten Geschwindigkeit über die gesamte Strecke ausgegangen werden. Aus diesem Grund wurden weitere Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt. Hier wurde die Bahn bereits einige Zentimeter vor dem Messpfeiler 4 beschleunigt, so dass diese beim Erreichen des Messpunktes des Pfeilers bereits eine konstante Geschwindigkeit erreicht hatte.

Um einen Überblick über den Einfluss der Geschwindigkeit auf die Genauigkeit des Messsystems zu erhalten, wurden die Testmessungen mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten durchgeführt. Die verwendeten Geschwindigkeiten lagen im Bereich von 0,28 m/s bis 0,65 m/s.

Zur Steigerung der Positionsgenauigkeit wurde für die Messungen das Verfahren der relativen Positionierung angewendet. Das bedeutet, dass neben den Beobachtungen des Empfängers des Messsystems (Rover) zusätzlich auch die zeitgleich durchgeführten Beobachtungen einer Basisstation zu denselben Satelliten ausgewertet werden. Bei der späteren Auswertung werden somit zunächst keine absoluten Koordinaten der Empfänger ermittelt, sondern Doppeldifferenzen aus den gemessenen Beobachtungsdaten der beiden Empfänger berechnet. Daraus ergibt sich jeweils ein dreidimensionaler Basislinienvektor, der im späteren Auswerteverfahren zu den absoluten Koordinaten der Basisstation hinzuaddiert wird.

Bei den Messungen wird ein geodätischer Empfänger der Firma Leika als Basisstation verwendet, der auf dem nahe gelegenen Messpfiler 6 positioniert wird, siehe Abbildung 8. Die Auswertung erfolgte anschließend im post processing mit Hilfe der Software TTC (Trimble Total Control). Durch die geringe Entfernung zwischen Basisstation und Empfänger konnte davon ausgegangen werden, dass bei dem verwendeten Verfahren der Relativen Positionierung sowohl die ionosphärischen und troposphärischen Laufzeitverzögerungen als auch satellitenabhängige Fehler, wie der Satellitenuhren- und Orbitfehler eliminiert wurden.

Ermittlung der Genauigkeit des Messsystems

Mit Hilfe des konzipierten Messsystems soll sowohl die mittlere Strömungsgeschwindigkeit von offenen Strömungsgewässern ermittelt, als auch die Position und die Form der Strömungsbahn mit hoher Genauigkeit dargestellt werden können. Aus diesem Grund sind bei der Ermittlung der Genauigkeit des Systems folgende Größen interessant:

- Genauigkeit der mittleren beobachteten Geschwindigkeit
- Absolute Genauigkeit der beobachteten Positionen zu den Sollpositionen
- Relative Genauigkeit der beobachteten Positionen zu den Sollpositionen
- Abweichung zur Sollbahn in Längs- und Querrichtung

Die ermittelten Abweichungen der beobachteten Positionen wurden anschließend auf die Genauigkeitsangaben Richtigkeit und Präzision untersucht. Liegen die beobachteten Positionen, wie in Abbildung 9 mittig dargestellt, alle im Bereich der Sollposition, weisen diese eine hohe Richtigkeit auf. Der Wert der berechneten Abweichung zu dem Sollpunkt gibt dementsprechend die Richtigkeit der beobachteten Positionen der GPS-Antenne wieder. Weisen die beobachteten Positionen, wie in Abbildung 9 links dargestellt, zu dem Sollpunkt annähernd die gleiche Abweichung auf, spricht man von einer hohen Präzision der beobachteten Positionen. Die Streuung der Abweichungen ist demzufolge ein Maß für die Präzision der beobachteten Positionen.

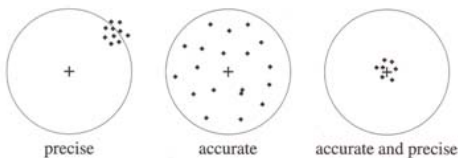


Abb. 9: Richtigkeit und Präzision [Hofmann- Wellenhof, 2008]

Bei der Ermittlung der Genauigkeit muss beachtet werden, dass die ausgewerteten Koordinaten bereits von geographischen Koordinaten unter Verwendung des WGS 84 Ellipsoid in verebnete UTM- Koordinaten umgerechnet wurden.

Bei der Überprüfung der Genauigkeit der mittleren Geschwindigkeit des Messsystems wird die beobachtete mittlere Geschwindigkeit mit der berechneten mittleren Sollgeschwindigkeit verglichen. Die mittlere Sollgeschwindigkeit ergibt sich aus der Bahnlänge und der gestoppten Zeit, in der die Modelleisenbahn die Strecke zurückgelegt hat.

$$\text{Gl. 1: } v_{\text{mSoll}} = s_{\text{Soll}} / t_{\text{gestoppt}}$$

Die Ermittlung der Geschwindigkeiten des Messsystems kann auf der Grundlage von zwei unterschiedlichen Verfahren erfolgen. Zum einen kann die Geschwindigkeit mit Hilfe der beobachteten Positionen und zum anderen über der sich aus der Doppler- Verschiebung ergebenden Geschwindigkeiten berechnet werden.

Bei der Geschwindigkeitsermittlung über Positionen wird die mittlere beobachtete Geschwindigkeit anhand der beobachteten Daten ermittelt. Hierzu werden zunächst anhand der im Messprotokoll notierten einzelnen Start- und Fahrzeiten die Datenbereiche der jeweiligen Testmessungen in den beobachteten Daten festgelegt. Anschließend wird mit Hilfe der beobachteten Positionen der in jedem Messintervall zurückgelegte Weg berechnet. Da die Zeit des Messintervalls der Beobachtungen immer eine Sekunde beträgt, entspricht der in einem Intervall zurückgelegte Weg der Geschwindigkeit:

$$\text{Gl. 2: } v_{\text{beo,int}} = s_{\text{int}} / dt_{\text{int}}$$

Um die mittlere Geschwindigkeit jeder einzelnen Messfahrt zu erhalten, werden die in jedem Intervall ermittelten Geschwindigkeiten aufsummiert und anschließend deren Mittelwert gebildet. Neben den über die Positionsbestimmung ermittelten Geschwindigkeiten werden auch die sich aus der Doppler-Verschiebung ergebenden mittleren Geschwindigkeiten mit Hilfe einer selbst entwickelten Software vom Institut für Erdvermessung berechnet.

Ergebnisse der Testmessungen

Bei der Auswertung der kinematischen Testmessungen wurde, wie beschrieben, die Genauigkeit der beobachteten Positionen des GPS Empfängers des Messsystems zu berechneten Sollpositionen, sowie die Genauigkeit der anhand der Positionen ermittelten beobachteten mittleren Geschwindigkeit zu der berechneten mittleren Sollgeschwindigkeit ermittelt.

Die mittlere Geschwindigkeit kann entweder indirekt über die Positionsbestimmung des Empfängers durch Auswertung der Code- und Trägerphasenmessungen oder direkt über die mit Hilfe der Doppler- Verschiebung ermittelte Streckenänderung berechnet werden.

Die mittlere Geschwindigkeit wurde sowohl indirekt über die Positionsbestimmung des Empfängers durch Auswertung der Code- und Trägerphasenmessungen als auch direkt über die mit Hilfe der Dopplerverschiebung ermittelte Streckenänderung berechnet. Die Genauigkeit der mittleren Geschwindigkeiten der indirekten Geschwindigkeitsbestimmung liegen im Bereich von $v_m = 0,02$ m/s. Über das direkte Verfahren kann mit Hilfe der Dopplerverschiebung eine Genauigkeit von bis zu $v_m = 0,015$ m/s erreicht werden. Zwischen der Genauigkeit und der Größe der Geschwindigkeit besteht kein Zusammenhang. Auf der Grundlage der Ergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass das konzipierte Messsystem die mittlere Strömungsgeschwindigkeit mit einer ausreichenden Genauigkeit repräsentiert.

Da zur Messung der Strömungsgeschwindigkeiten und zur Ermittlung der Strömungsbahn die genaue Position des Messsystems bekannt sein muss, wurde zusätzlich die absolute Genauigkeit der aufgezeichneten Positionen des GPS Empfängers ermittelt. Die Berechnungen ergaben, dass die Positionen im Raum um eine bestimmte Strecke verschoben sind und die Abweichungen der mittleren Bahnposition der ersten und zweiten Messung bei $s_{\text{diff}} = 36,45$ m bzw. $s_{\text{diff}} = 1,36$ m liegen. Die innere Geometrie der Bahn wird jedoch genau abgebildet. Bei der Betrachtung der beobachteten Bahnlänge wird deutlich, dass diese von der tatsächlichen Bahnlänge abweicht und je nach Geschwindigkeit und Messdauer um einige Dezimeter länger ist. Dies ist auf eine Drift der beobachteten Positionen zurückzuführen, deren Ursache aber im Rahmen dieser Arbeit nicht geklärt werden konnte. Weiterhin wurde der Einfluss der Fortbewegungsgeschwindigkeit des Messsystems auf die Genauigkeit der Positionsbestimmung überprüft. Es konnte festgestellt werden, dass eine Zunahme der Geschwindigkeit keinen direkten Einfluss auf die Richtigkeit der beobachteten Positionen hat. Die geringen Streuungen der Messwerte zeigten zudem, dass die beobachteten Positionen eine hohe Präzision aufweisen.

Um die Genauigkeit der Form der Strömungsbahn beurteilen zu können, wurde neben der absoluten auch die relative Genauigkeit berechnet. Für die erste Testmessung betrug die durchschnittliche relative Abweichung $ds = 0,5$ m und die durchschnittlichen Abweichungen in Längs- und Querrichtung $dq = dl = 0,3$ m. Bei der zweiten kinematischen Testmessung konnte sogar eine durchschnittliche relative Abweichung von $ds = 0,1$ m und eine Abweichung in Längs- und Querrichtung von $dq = 0,02$ m und $dl = 0,09$ m ermittelt werden. Es zeigte sich weiterhin, dass die Präzision in Längsrichtung etwas geringer ist als die in Querrichtung. Insgesamt jedoch sind die berechneten Standardabweichungen so gering, dass allgemein von einer hohen Präzision und damit von einer guten Abbildung der inneren Geometrie der Bahn ausgegangen werden kann.

Zusammenfassung

Die Genauigkeit der mittleren Geschwindigkeiten der indirekten Geschwindigkeitsbestimmung liegen im Bereich von $v_m = 0,02$ m/s. Über das direkte Verfahren kann mit Hilfe der Dopplerverschiebung eine Genauigkeit von bis zu $v_m = 0,015$ m/s erreicht werden.

Wie gezeigt werden konnte, sind die mit Hilfe des Dopplerverfahrens ermittelten mittleren Geschwindigkeiten

genauer als die über die Positionsbestimmung berechneten. Dieses Verfahren ist noch in der Entwicklung, sollte jedoch für zukünftige Messungen in das bestehende Auswerteverfahren eingebunden werden, um noch höhere Genauigkeiten zu erreichen.

Die Auswertungen der Testmessungen zeigen bereits eine hohe Genauigkeit der GPS-gestützten Positionsbestimmung. Die Ergebnisse der im Januar im Juister Yachthafen durchgeführte Messkampagne bestätigen dies [Krämer, 2011]. Zudem konnte bei dem Anwendungsfall gezeigt werden, dass der Schwimmer auch unter realen Bedingungen im Feld eine sehr gute Lagestabilität aufweist und sich gut an die Oberflächenströmung ankipfelt.

Danksagung

Die Autorin möchte sich beim Franzius-Institut namentlich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten Schlurmann und Dr.-Ing. Andreas Wurpts sowie den technischen Mitarbeitern für die gute Betreuung und Unterstützung bei der Erstellung dieser Arbeit und dem Bau des Messsystems bedanken. Ein zusätzlicher Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. Steffen Schön und Dr. Ing. Markus Vennebusch vom Institut für Erdvermessung der Leibniz Universität Hannover, die maßgeblich bei der Durchführung und Auswertung der Testmessungen mitgewirkt haben.

Literatur

Hofmann- Wellenhof, B., Lichtenegger, H., Wasle, E., 2008, GNSS Global Navigation Satellite Systems, Springer Verlag, Wien, New York,
Krämer K.F.D, Zorndt A.C. Wurpts A., Schlurmann T. , 2011, Strömungsmessungen zur Bestimmung der Sedimentdynamik im Juister Hafen, 8. FZK-Kolloquium - Maritimer Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Forschungszentrum Küste, Hannover.

Eingangsdaten propellerinduzierter Geschwindigkeiten zur Dimensionierung von Kolkenschutzsystemen vor Kaimauern

Frau Lena Bruderreck

Lena Bruderreck

Einleitung

Der weltweite Zuwachs von Umschlagmengen im Schiffsverkehr in den letzten Jahren hat eine Vergrößerung der Schiffe zur Folge. Damit verbunden ist die Zunahme der Antriebsleistung für den Heckpropeller und das Bugstrahlruder. Besonders bei den An- und Ablegemanövern kommt es aufgrund dessen zu hochturbulenten Strahlerscheinungen, die erosionsintensiv sind. Der Propellerstrahl trifft auf die Kaimauern, deren Standsicherheit im Hinblick auf die Belastung zu gewährleisten ist.

Die Ermittlung der Geschwindigkeiten im Propellerstrahl erfolgt über die induzierte Anfangsgeschwindigkeit. Diese ist entscheidend vom Propellerdurchmesser und der Leistung bzw. den Umdrehungen der Maschine abhängig. Die Grundlagen des Propellerstrahls sowie die Berechnung der induzierten Anfangsgeschwindigkeit werden im Rahmen der Diplomarbeit erläutert.

Der Ansatz des Propellerdurchmessers ist anhand der eindeutig definierten Abmessungen unproblematisch. Für den Ansatz der Leistung ist maßgebend, mit welcher tatsächlichen Leistung (in [%] von der maximalen) sich ein Schiff während eines Manövers im Hafen fortbewegt. Entsprechendes gilt für den Ansatz der Umdrehungen. Zwischen den vorhandenen Leistungs- und Umdrehungsansätzen nach den EAU [2004], der PIANC [1997] sowie der PIANC [2008]* bestehen Abweichungen. Diese werden im Folgenden dargestellt und erläutert.

Ziel dieser Diplomarbeit ist es, die unterschiedlichen Ansätze zu überprüfen und zu bewerten. Hierfür wird eine Analyse von sogenannten PilotCards durchgeführt, sodass den theoretischen Ansätzen Ergebnisse aus realen Daten gegenübergestellt werden können.

Desweiteren wird der Zusammenhang zwischen Umdrehungen des Propellers und Leistung des Motors untersucht. Die abgeleiteten Leistungen werden mit den realen Werten verglichen und bewertet.

Abschließend erfolgt ein Ausblick über die Thematik und die Ergebnisse weiterer Arbeiten auf Grundlage dieser Diplomarbeit werden vorgestellt.

Grundlagen des Propellerstrahls - induzierte Anfangsgeschwindigkeit

Aus der maximalen Strömungsgeschwindigkeit v_{max} errechnet sich die erforderliche Steingröße zum Schutz der Kaimauer. Nach GBB [2004] erfolgt der Ansatz von v_{max} quadratisch und hat somit maßgeblichen Einfluss.

Die maximale Geschwindigkeit wird nach der Theorie von ALBERTSON ET AL. [1948] in BLAAUW und VAN DE KAA [1978] in Abhängigkeit der induzierten Anfangsgeschwindigkeit v_0 errechnet.

Unter Berücksichtigung der Umdrehungen des Propellers berechnet sich v_0 nach den EAU [2004]:

$$v_0 = 0,95 * n * D \quad \text{Gl. 1}$$

mit

n Umdrehungen des Propellers [U/min]

D Propellerdurchmesser [m].

In Abhängigkeit der Propellerleistung gilt nach den EAU [2004]:

$$v_0 = C_P * (P / (\rho * D^2))^{1/3} \quad \text{Gl. 2}$$

mit

$C_P = 1,48$ für einen freien Propeller [-]

$C_p = 1,17$ für einen ummantelten Propeller [-]

P = Propellerleistung [kW]

ρ_w = Dichte des Wassers [t/m^3].

Aus Gleichung 1 und 2 geht hervor, dass v_0 maßgeblich von der Leistung P bzw. den Umdrehungen n beeinflusst wird. Hierbei ist entscheidend mit welcher tatsächlichen Leistung P bzw. tatsächlichen Umdrehungen n (in [%] von der maximalen Leistung P_{max} bzw. maximalen Umdrehungen n_{max}) sich ein Schiff während eines Manövers im Hafen fortbewegt.

Ansätze für Umdrehungen und Leistung

Für die Umdrehungen und die Leistung gibt es nach den EAU [1996] sowie den EAU [2004] Ansätze für die Manöver *Half ahead* (ca. 65-80 % der maximalen Umdrehungen) und *Dead slow ahead* (ca. 30 % der maximalen Umdrehungen). Zwischen diesen Manövern bewegen sich die Schiffe nach praktischen Erfahrungen. Für die Bemessung von Sohl Sicherungen soll unter Einbeziehung von Sicherheitsgesichtspunkten 75 % der maximalen Umdrehungen und 42 % der maximalen Leistung angesetzt werden. Nach HERING ET AL. [2000] ist ein Sicherheitsfaktor von rd. 1,15 berücksichtigt worden.

Die Ansätze nach den EAU [2004] entsprechen den Angaben von den EAU [1997], für die anhand Erfahrungen von DREWES ET AL., [1995] in RÖMISCH [2002] detailliertere Ansätze vorliegen. Aus diesem Grund wird sich im Folgenden auf die Angaben in den EAU [1996] bezogen.

Des Weiteren liegt ein Ansatz der PIANC [1997] vor, der 10% der maximalen Leistung und 46 % der maximalen Umdrehungen bei Hafenmanövern empfiehlt.

Der Faktor zwischen diesen beiden Ansätzen für die Umdrehungen beträgt 1,63. Ein Ergebnis, welches für zuverlässige Abschätzungen nach RÖMISCH und HERING [2002] nicht akzeptabel ist und daher im Entwurf der PIANC [2008]* diskutiert und neu formuliert wurde. Dieser sieht, wie aus Tabelle 1 und 2 hervorgeht, 10 bis 20 % der maximalen Leistung und 40 bis 50 % der maximalen Umdrehungen vor.

Eine Übersicht über die Ansätze stellen Tabelle 1 (Umdrehungen) und Tabelle 2 (Leistung) dar.

Tabelle 1: Ansätze für die Umdrehungen in [%] von n_{max} [EAU, 1996; PIANC, 1997; PIANC, 2008*]

	EAU [1996]	PIANC [1997]	PIANC [2008]*	Pilot Cards [2010]
Manöver	Umdrehungen in [%] von n_{max}	Umdrehungen in [%] von n_{max}	Umdrehungen in [%] von n_{max}	Umdrehungen in [%] von n_{max}
<i>Full Ahead</i>		57-63	70	48-83
<i>Half Ahead</i>	82-87	43-48	40-60	40-67
<i>Slow Ahead</i>	40-50	29-32	40-50	31-50
<i>Dead Slow Ahead</i>	30-35	14-16	30-40	24-36
<i>Empfehlung für Hafenmanöver</i>	75	46	40-50	50

Tabelle 2: Ansätze für die Leistung in [%] von P_{max} [EAU, 1996; PIANC, 1997 und PIANC, 2008*]

	EAU [1996]	PIANC [1997]	PIANC [2008]
Manöver	Leistung in [%] von P_{max}	Leistung in [%] von P_{max}	Leistung in [%] von P_{max}
Full Ahead		18-25	50
Half Ahead	55-65	8-11	40
Slow Ahead	6-12,5	2-3	30
Dead Slow Ahead	3-4,3	0,3-0,4	10
Empfehlung für Hafenmanöver	42	10	10-20

Analyse von realen Werten (Pilot Cards) und Vergleich mit Ansätzen für Umdrehungen

Im Rahmen der Diplomarbeit ist eine Analyse durchgeführt worden, die zeigen soll, welcher der in den Tabellen 1 vorgestellten Ansätze am besten die Realität abbildet.

Die Daten sind sogenannten PilotCards entnommen. PilotCards enthalten die schiffsspezifischen Angaben und sind von den Schiffsführern in den Häfen zu erstellen. Abbildung 1 zeigt beispielhaft einen Ausschnitt der PilotCard der Emma Mærsk. Dargestellt ist der eingesetzte Motor mit einer Hauptleistung P_{max} von 80.080 KW und einer maximalen Drehzahl n_{max} von 102 U/min. Die Umdrehungen für die einzelnen Manöver sind ablesbar. Bei Missachtung der Werte kann die Maschine einen Schaden erleiden [VORWERK, 2010]. Folglich ist davon auszugehen, dass die in den PilotCards angegebenen Werte die tatsächlich gefahrenen sind und damit reale Eingangsgrößen repräsentieren.

PROPULSION			
Main Engine: SULZER - 14RT-FLEX96C		80080 kW	102 RPM
Maneuvering Engine Order	Rpm	Speed in knots	
		Loaded	Ballast
Full Ahead	65	16,6	16,9
Half Ahead	50	12,8	13
Slow Ahead	35	9	9,1
Dead Slow Ahead	25	6,4	6,5
Stop	0	0	0
Dead Slow Astern	25		
Slow Astern	35	Minimum no. of consecutive starts	12
Half Astern	50	Minimum RPM:	25
Full Astern	65	No critical engine RPM	-

Abbildung 1: Ausschnitt aus der PilotCard der Emma Mærsk

Um die Ansätze mit den in Tabelle 1 aufgezeigten prozentualen Werten der EAU [2004] und der PIANC [1997] bzw. der PIANC [2008]* zu vergleichen, werden sie in Bezug zur maximalen Umdrehung n_{max} gesetzt.

Die Analyse wurde anhand von 23 Containerschiffen der Baujahre 1996 bis 2007 durchgeführt. Die Bandbreiten der Ergebnisse sind in der letzten Spalte der Tabelle 1 aufgezeigt. In den übrigen Spalten sind die Ansätze hervorgehoben, welche durch diese Ergebnisse bestätigt werden konnten

In Abbildung 2 und 3 sind die Umdrehungen (in [%] von n_{max}) (y-Achse) der 23 Schiffe (x-Achse) den Ansätzen aus den Richtlinien gegenübergestellt. Die Ergebnisse für das Manöver *Slow Ahead* zeigt Abbildung 2 und für *Half Ahead* Abbildung 3.

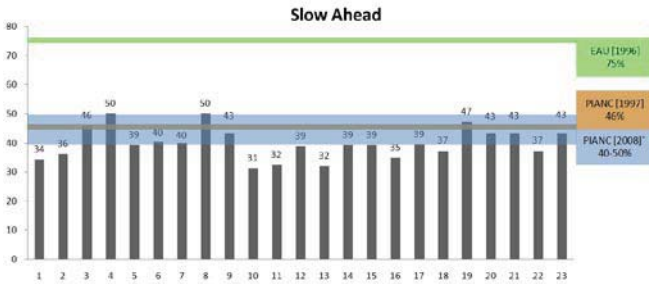


Abbildung 2: Gegenüberstellung der Werte aus den Pilot Cards für das Manöver Slow Ahead und den Ansätzen für die Umdrehungen nach EAU [1996], PIANC [1997] und PIANC [2008]*

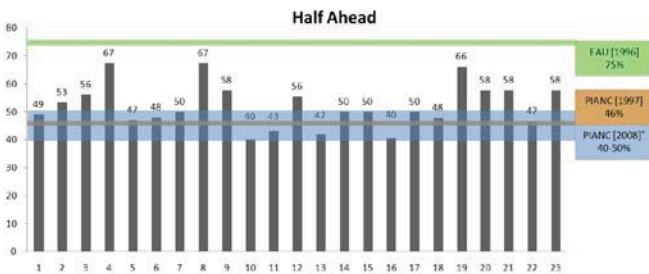


Abbildung 3: Gegenüberstellung der Werte aus den Pilot Cards für das Manöver Half Ahead und den Ansätzen für die Umdrehungen nach EAU [1996], PIANC [1997] und PIANC [2008]*

Empfehlung für Hafenmanöver (Umdrehungen)

Die EAU [1996] und die PIANC [1997] orientieren sich bei der Empfehlung für Hafenmanöver als obere Grenze am Manöver *Half ahead*. Aufgrund der unterschiedlichen Ansätze für dieses Manöver, ergeben sich als Empfehlung 46 % der maximalen Umdrehungen nach der PIANC [1997] sowie 75 % der maximalen Umdrehungen nach den EAU [1996].

In Bezug auf die vorliegenden Daten sind für das Manöver *Half ahead* ergeben sich als maximaler Wert 67 % der maximalen Umdrehungen (s. Abb. 3). Der Ansatz der EAU [1996] liegt mit 75 % der maximalen Umdrehungen demnach auf der sicheren Seite.

Nach VORWERK [2010] und BUNDE [2010] wird im Hafenbereich maximal das Manöver *Slow ahead* gefahren. In Bezug auf die vorliegenden Daten (Abb. 2) sind die Ansätze von PIANC [1997] und PIANC [2008]* mit 50 % der maximalen Umdrehungen treffende Angaben. Der Ansatz der EAU [1996] liegt dann noch weiter auf der sicheren Seite.

In den PilotCards werden keine Leistungsangaben auf gezeigt. Um einen Vergleich der Leistungsansätze in Tabelle 2 vorzunehmen, wurde der Zusammenhang zwischen Leistung und Umdrehungen untersucht. Die Leistung kann für einen Propeller mit festen Propellerblättern (Fixed Pitch Propeller, FPP) nach dem allgemeinen Propellergesetz bestimmt werden [MAN, 2009]:

$$P/P_{max} = (n/n_{max})^3 \quad \text{Gl. 3}$$

mit

P_{max} = maximale Leistung [kW]

P = Leistung [kW]

n_{max} = maximale Umdrehungen [U/min]

n = Umdrehungen [U/min]

Im Rahmen der Diplomarbeit konnte nachgewiesen werden, dass für die Empfehlungen der EAU [1996] und der PIANC [1997] der Zusammenhang nach Gleichung 3 besteht. Dementsprechend ergeben sich aus den Umdrehungen (bezogen auf die max. Umdrehungen) (Tabelle 1) nach Gleichung 3 eindeutig die entsprechende Leistung (bezogen auf die maximale Leistung) (Tabelle 2).

Der Zusammenhang zwischen Umdrehungen und der daraus resultierenden Leistung (nach Gl. 3) ist in Abbildung 4 dargestellt. Auf der x-Achse sind die Umdrehungen (bezogen auf die max. Umdrehungen) auf gezeigt und auf der y-Achse die Leistung (bezogen auf die maximale Leistung) ablesbar. Desweiteren ist Abbildung 4 die Bandbreite der Ergebnisse (aus der Analyse der Umdrehungen) für die einzelnen Manöver zu entnehmen.

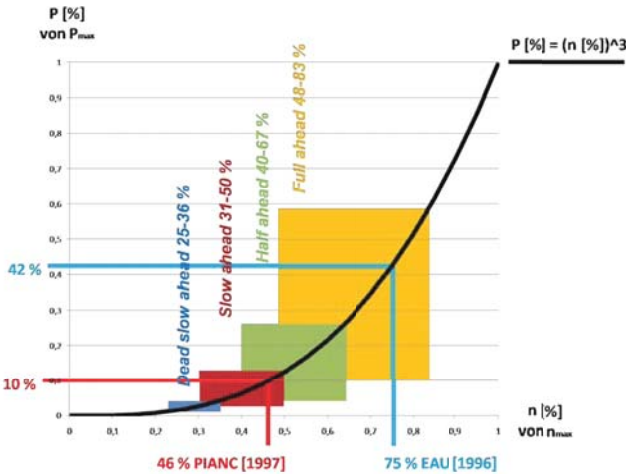


Abbildung 4: Überblick über die Analyseergebnisse für die einzelnen Manöver

Für die Ansätze der PIANC [2008]* liegt ein anderer Zusammenhang vor. Die Spanne des Exponenten i zur Beziehung der prozentualen Leistungen (Tab. 2) aus den prozentualen Umdrehungen (Tab. 1) reicht von $i=1,0$ bis $i=2,5$.

Das allgemeine Propellergesetz nach Gleichung 3 gilt für einen sich frei drehenden Propeller, der nicht beeinflusst wird (Idealbedingungen) [BUNDE, 2010]. Für den Einsatz in der Praxis ist der Exponent i anzupassen. Bei nahezu idealen Bedingungen ist Gleichung 3 mit $i=3$ ansetzbar. Wird $i=1$ gesetzt, so repräsentiert dies besonders

erschwerende Bedingungen, wie beispielsweise das Fahren durch Eis [BUNDE, 2008]. Für den Bereich dazwischen ist der Exponent den entsprechenden Bedingungen, beispielsweise resultierend aus den vorherrschenden Wind- und Strömungsbedingungen, anzupassen.

Der allgemeine Zusammenhang zwischen Leistung und Umdrehung lautet demnach:

$$P_{max}/P=(n_{max}/n)^i \quad \text{Gl. 4}$$

mit

$i = 1,0$ (für Extrembedingungen)

$i = 3,0$ (für Idealbedingungen)

Bei der Umrechnung der prozentualen Ansätze der Umdrehungen aus den PilotCards stellt sich die Frage, welcher Exponent für welches Manöver gewählt wird. Zur Abschätzung wird die Ermittlung der Leistung für die Exponenten $i=1$, $i=2$ und $i=3$ durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3 dargestellt.

Tabelle 3: Analyseergebnisse für unterschiedliche Exponenten $i= 1, 2, 3$ im Vergleich zu den Leistungsansätzen nach den EAU [1996] der PIANC [1997] und der PIANC [2008]*

	Analyseergebnis (Ermittlung der Leistungen nach Gl. 4)			EAU [1996]	PIANC [1997]	PIANC [2008]
	mit $i = 3$	mit $i = 2$	mit $i = 1$			
Manöver	Leistung in [%] von P_{max}	Leistung in [%] von P_{max}	Leistung in [%] von P_{max}	Leistung in [%] von P_{max}	Leistung in [%] von P_{max}	Leistung in [%] von P_{max}
<i>Full Ahead</i>	11,3-61,2	23,3-72,1	48,3-84,9		18-25	50
<i>Half Ahead</i>	6,5-30,5	16,1-45,3	40,2-67,3	55-65	8-11	40
<i>Slow Ahead</i>	3,1-12,5	9,8-25,0	31,3-50,0	6-12,5	2-3	30
<i>Dead Slow Ahead</i>	1,4-3,8	5,8-11,3	24,0-33,7	3-4,3	0,3-0,4	10
<i>Empfehlung für Hafenmanöver</i>				42	10	10-20

In Bezug auf die Ansätze der Leistung, wird empfohlen den Exponenten i , den vorherrschenden Bedingungen anzupassen. Für eine Berechnung mit einem mittleren Wert von $i=2$, zeigt Tabelle 3 eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse mit den Empfehlungen des Entwurfes der PIANC [2008]. Die Empfehlungen liegen außer für das Manöver *Slow ahead* in einem mittleren Bereich der Ergebnisse.

Eine Übersicht über die Ermittlung der jeweiligen Leistungen aus den Umdrehungen nach unterschiedlichen Exponenten $i=1,2,3$ am Beispiel der Empfehlungen für *Hafenmanöver* ist in Abbildung 5 aufgezeigt.

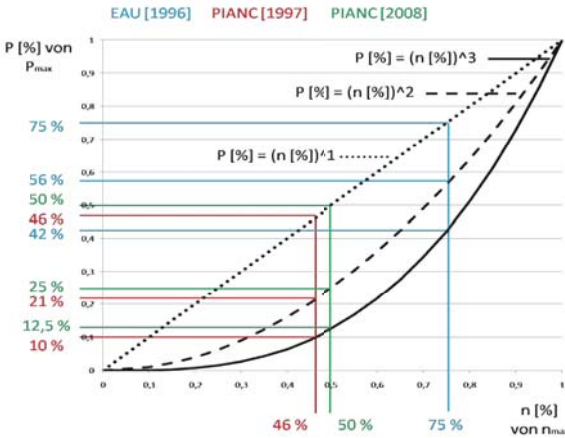


Abbildung 5: Übersicht über die Ermittlung der jeweiligen Leistungen aus den Umdrehungen nach unterschiedlichen Exponenten $i=1,2,3$ am Beispiel der Empfehlungen für Hafenmanöver

Ausblick

Die Analyse basiert auf den Daten von 23 Containerschiffen, der Baujahre 1996 bis 2007. Die PilotCards stammen aus dem Hamburger Hafen und dem Bremerhaven und sind dem laufenden Schiffsbetrieb zwischen 2002 und 2007 entnommen. Um die Ergebnisse zu unterstützen könnte eine größere Anzahl von Schiffen in weiteren Häfen untersucht werden. Da eine repräsentative Auswahl von Containerschiffen getroffen wurde, wird davon angenommen, dass sich die Ergebnisse im Wesentlichen bestätigen werden und übertragbar sind.

Es ist möglich, die Ergebnisse mit denen von Containerschiffen der vorherigen Generationen zu vergleichen und zu ermitteln, ob ein Trend erkennbar ist.

Im Rahmen der Diplomarbeit ist eine Möglichkeit aufgezeigt worden, einen Zusammenhang zwischen Umdrehungen und Leistungen herzustellen, der sich anhand der Empfehlungen von den EAU [1996] und der PIANC [1997] bestätigt hat. Dieser Zusammenhang zwischen Leistung und Umdrehung wurde differenzierter untersucht und mit Einführung eines Exponenten i allgemeiner gefasst. Der Bereich, in dem sich i bewegt, konnte in dieser Arbeit eingegrenzt werden. Die Frage, ob und wann wie sich der Exponent i optimal an die Bedingungen anpassen lässt, bleibt bestehen und könnte beispielsweise anhand von Modelversuchen detaillierter betrachtet werden.

Weiterführende Bearbeitung auf Basis der Diplomarbeit

Die Ergebnisse der Diplomarbeit zeigen auf, dass für die Umdrehungen der einzelnen Manöver eine große Bandbreite besteht. Aus diesem Grund wurde auf Basis der Diplomarbeit in HANSA [2011] eine Häufigkeitsanalyse durchgeführt. Die Daten wurden auf Normalverteilung geprüft.

Desweiteren sind Vertrauensgrenzen eingeführt worden. Hierbei sollte dem Aspekt des Instandsetzungsaufwandes entsprochen werden. Die 2. Vertrauensgrenze stellt die prozentualen Umdrehungen für Sohlsicherung mit mäßigem Instandsetzungsaufwand dar (z. B. lose Steinschüttungen) und für den Fall des erhöhten Instandsetzungsaufwandes (z. B. vergossene Systemen) wird die 3. Vertrauensgrenze eingeführt [HANSA, 2011].

Desweiteren wird zwischen günstigen und ungünstigen Anlegebedingungen unterschieden. Hierbei wird sich an den Manöverstufen orientiert. Das günstige Anlegemanöver mit geringen Einflüssen durch Wind und Strömung, orientiert sich am Manöver *Slow Ahead*. Das Manöver *Half Ahead* wird bei ungünstigen Anlegebedingungen angesetzt, dieses ist durch starke Einflüsse von Wind und Strömung gesteuert [HANSA, 2011].

Die Ergebnisse dieser Betrachtungen sind in nachfolgender Tabelle 4 zusammengefasst:

Tabelle 4: Empfohlene Propellerdrehzahlen, prozentual zur Nenndrehzahl [HANSA 2011]

Manöver	Bedingungen, unter denen die Manöver auszuführen sind	Manöverstufe	Umdrehungen[%]	
			(1)	(2)
moderat	Günstige Anlegebedingungen, geringe Einflüsse durch Wind und Strömung	<i>Slow Ahead</i>	50	55
energisch (günstig)	Günstige Anlegebedingungen, starke Einflüsse durch Wind und Strömung	<i>Slow bis Half Ahead</i>	60	65
energisch (ungünstig)	Ungünstige Anlegebedingungen, starke Einflüsse durch Wind und Strömung	<i>Half Ahead</i>	65	72

in Tabelle 4 bedeuten:

- (1) für Sohlsicherung mit mäßigem Instandsetzungsaufwand (2. Vertrauensgrenze) z. B. lose Steinschüttungen
- (2) für Sohlsicherung mit erhöhten Instandsetzungsaufwandes (3. Vertrauensgrenze) z. B. vergossene Systeme

Weiterhin ist auf Grundlage der Diplomarbeit und der statistischen Analyse in der HANSA [2011] eine Bachelorarbeit verfasst worden [SIEVERS, 2011]. Im Rahmen dieser Arbeit ist die Datenmenge von 23 auf 67 Schiffe erweitert worden.

Diese 67 Schiffe sind in Anlehnung an die Diplomarbeit analysiert und ebenfalls nach HANSA [2011] statistisch untersucht und aufbereitet worden. Im Ergebnis zeigt sich, dass sich die Daten in der gleichen Größenordnung bewegen und die Ergebnisse aus der Diplomarbeit bzw. in HANSA [2011] bestätigen.

Die Ergebnisse aus SIEVERS [2011] sind in Abbildung 6 dargestellt.

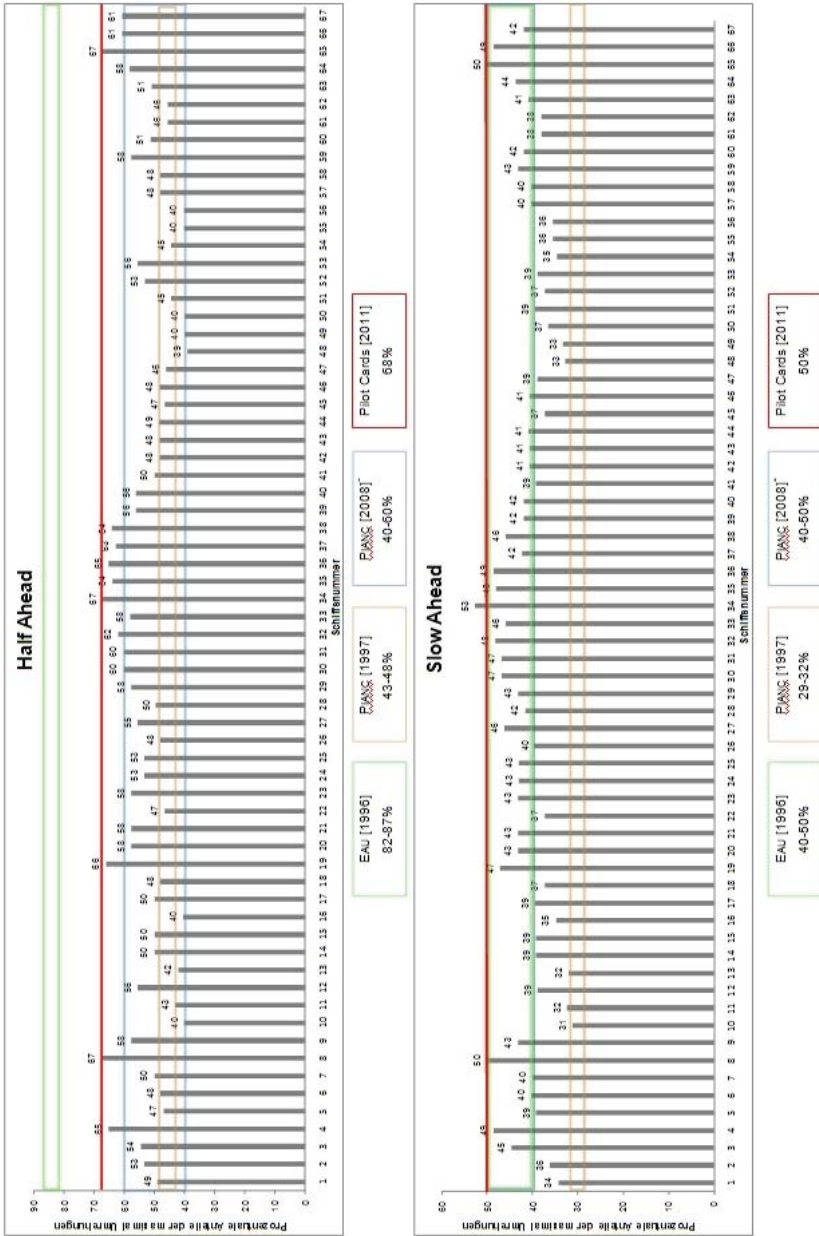


Abbildung 6: Gegenüberstellung der Werte aus den Pilot Cards für das Manöver Slow Ahead bzw. Half Ahead und den Ansätzen für die Umdrehungen nach EAU [1996], PIANC [1997] und PIANC [2008]* aus

* Der Ansatz nach PIANC [2008] befindet sich noch im Entwurfsstadium und wurde auf Basis der beiden Ansätze von den EAU [1996] und der PIANC [1997] entwickelt.

Literaturangaben

[BLAAUW und VAN DE KAA, 1978] Erosion of bottom and sloping banks caused by the screw race of manoeuvring ships, H. G. Blaauw, und E. J. Van de Kaa, paper presented at the 7th International Harbour Congress (May 22-26, 1978) Antwerp, pp.1-9

[BUNDE, 2010] Interview, Dipl.-Ing Jürgen Bunde, Senior Consultant, PrimeServ Hamburg, MAN Diesel SE, Rossweg 9, 20457 Hamburg

[EAU, 1996] Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen", EAU 1996 und 2004, Verlag Ernst & Sohn, Berlin (1996 und 2004)

[EAU, 2004] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, 10. Auflage, pp. 261-271

[GGB, 2004] Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen, Mitteilungsblatt Nr. 87, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe, pp. 59-69, 87-88, 93

[HANSA, 2011] Kritische Propellerdrehzahl bei Hafenmanövern als Basis zur Bemessung von Sohlensicherungen, L. Bruderreck, K. Römisch, E. Schmidt, HANSA, Schifffahrt- und Schiffbau- Hafen 148. Jahrgang, Nr.5, pp. 85.88

[HERING ET AL., 2000] Lastannahme für Kolkenschutzbemessungen, W. Hering, Prof. Dr.-Ing. habil. K. Römisch, in Hansa- Schifffahrt – Hafen – 137 Jahrgang – 2000 – Nr .10

[MAN, 2009] MAN B&W S50MC-C7, Project Guide Camshaft Controlled Two stroke Engines, MAN Diesel, Tegholmegade 41, 2450 Kopenhagen SV, Denmark

[PIANC, 1997] Guidelines for the design of armoured slopes under open quay walls. Report of Working Group 22 of the PIANC, Supplement to Bulletin No. 96 of the PIANC (1997)

[RÖMISCH und HERING, 2002] Römisch, K. / Hering, W.: Input data of propeller induced velocities for dimensioning of bed protection near quay walls; PIANC Bulletin 109, Brussels, January 2002

[PIANC, 2008] Guidelines for Berthing Structures, Related to Thrusters, Working Group 48 of the PIANC, Report under preparation, Second Draft (2008)

[SIEVERS, 2011] Auswertung und statistische Analyse von Pilot Cards zur Ermittlung von Fahrtstufen bei An- und Ablegemanövern, M. Sievers, Bachelorarbeit der Hafen City Universität Hamburg, Department Bauingenieurwesen, Fachbereich Grundbau und Wasserbau (2011)

[VORWERK, 2010] PilotCards aus dem Hamburger Hafen (Anhang 1), sowie Interview, Kapt. Klaus Vorwerk, Chairman der Hafentotsenbürgerschaft, Hamburg, Bubendeyweg 33, Seemannshöft, 21129 Hamburg

Zur Sattelbildung von Flachgründungen unter zyklischen Lasten

Studienarbeit am Institut für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg

Frau Katja Reimann

Katja Reimann

1. Einleitung

Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) haben in den letzten Jahren einen enormen Zuwachs erfahren, nachdem der Ausbau der Landanlagen nun zunehmend an seine Grenzen stößt und sich weitestgehend auf die Aufrüstung vorhandener Anlagen beschränkt. In der deutschen Ausschließlichen Wirtschaftzone kommen vorwiegend Standorte außerhalb der 12-Seemeilen-Zone mit Wassertiefen von bis zu 45 m in Betracht. Erfahrungswerte bezüglich des Strukturverhaltens der Gründungsstrukturen wie Monopiles, Jackets, Tripods und Tripiles sind praktisch nicht vorhanden. Diese Stahlstrukturen besitzen neben vielen Vorteilen auch die Nachteile hoher Materialkosten sowie erheblicher Schallemissionen während des Rammvorgangs. Hindernisse im Untergrund können zu erheblichen Problemen bei der Installation führen. Daher bietet es sich an, auf die Alternative der Flachgründung zurückzugreifen.

Die Dimensionierung der OWEA und deren Gründung erfolgt meist für ein Extremereignis mit einer Wiederkehrwahrscheinlichkeit von 50 Jahren durch eine quasi-statische Berechnung der Ersatzlasten, welche als eher konservativ einzustufen ist. Diese Vorgehensweise berücksichtigt beispielsweise nicht das Bodenverhalten infolge zyklischer Belastung unterhalb des Grenzlasterniveaus. Die Kenntnis der Belastung und deren Einfluss auf das Systemverhalten ist die Voraussetzung für eine zuverlässige Prognose der Langzeitstabilität.

Die Randbedingungen im Offshore-Bereich werden im Wesentlichen durch wechselnde Wasserstände, Gezeitenströmungen, Seegang und extremen Wind bestimmt, alles lateral angreifende Belastungen von wechselnder Richtung und Stärke. Diese zyklische Belastung ruft Setzungen und Setzungsdifferenzen hervor. Die hauptsächlich laterale Belastung der Gründung durch zyklische Wechsellasten wirft einige Fragen bezüglich des Tragverhaltens von Schwergewichtsgründungen (*Gravity Base Structure* (GBS)) unter Gebrauchslasten auf. Kennzeichnend für das Verhalten von nichtbindigen Böden unter zyklischer Beanspruchung ist das Auftreten von Verformungsakkumulationen (*Ratcheting*), die mit irreversiblen Dehnungen einhergehen. In Folge von Druckspannungsspitzen in den Randzonen der Sohlfläche treten Setzungsdifferenzen zwischen Rand und Mittelpunkt auf, was zu einer so genannten Sattellage führen kann. Diese konvexe Oberfläche kann, so die Theorie, zu einem "Kippen" (*Rocking*) der GBS auf dem Sattel führen und so die Gebrauchstauglichkeit der gesamten OWEA beeinträchtigen.

Bei behinderter Drainage kommt es zu einem Porenwasserdruckaufbau, der anstatt zu einer Verdichtung des Baugrundes zu einer Verflüssigung und damit zu einem Verlust der Tragfähigkeit führen kann.

2. Überlegungen zur Sattelbildung

Die Frage ist, ob sich durch eine Langzeitbelastung der Flachgründung infolge horizontal angreifender Kräfte wechselnder Intensität und Richtung der Meeresboden dahingehend verändern kann, dass sich eine konvexe Oberfläche ausbildet. Durch irreversible plastische Scherdehnungen in der Sohlfuge verdichtet sich das nichtbindige Bodenmaterial. Anfangs mitteldicht gelagerte Sande weisen unter Scherungen ein kontraktantes Verhalten auf, das durch Kornumlagerungen zustande kommt.

Bei dränierten oder wassergesättigten Böden ohne behinderte Drainage können die Porenwasserdrücke infolge Spannungsänderungen bei einem Wellendurchgang abgebaut werden. Herrschen jedoch undrännierte Bedingungen vor, können sich die Porenwasserdrücke akkumulieren, wobei gleichzeitig die Scherfestigkeit des gesättigten Sandes abnimmt, bis es zu einer Verflüssigung des Bodenmaterials kommt.

2.1 Verteilung der Sohlspannung

Bei einer ausschließlich vertikalen statischen Belastung des Fundamentes stellt sich unter idealen Bedingungen eine gleichmäßig verteilte Sohlspannung ein (Abbildung 1). Bei einer zusätzlich lateralen Belastung ist die Sohlspannung nicht mehr gleichmäßig verteilt. Im Allgemeinen wird unter diesen Umständen eine dreieckige oder trapezförmige Verteilung angenommen. Unter der Voraussetzung, dass in der Sohlfuge keine Zugspannungen übertragen werden können und dass keine klaffende Fuge auftreten darf, kann minimal eine keilförmige Verteilung angenommen werden. Dabei sind die Spannungen an der äußeren Fundamentkante maximal. Demnach werden auch in diesem Fall die maximalen Setzungen auftreten, sofern die GBS auf homogenem, ungeschichtetem Baugrund gegründet ist.

Ändert sich die Richtung der horizontal angreifenden Kraft in die entgegengesetzte Richtung, ändert sich auch die keilförmige Verteilung der Sohlspannung mit einer maximalen Setzung an der gegenüberliegenden

Fundamentkante. Tritt ein mehrmaliger Wechsel der Horizontalkraft von gleichem Betrag auf, kann sich theoretisch durch die akkumulierten Setzungen eine konvexe Oberfläche einstellen, was als Sattellage bezeichnet wird (Abbildung 2).

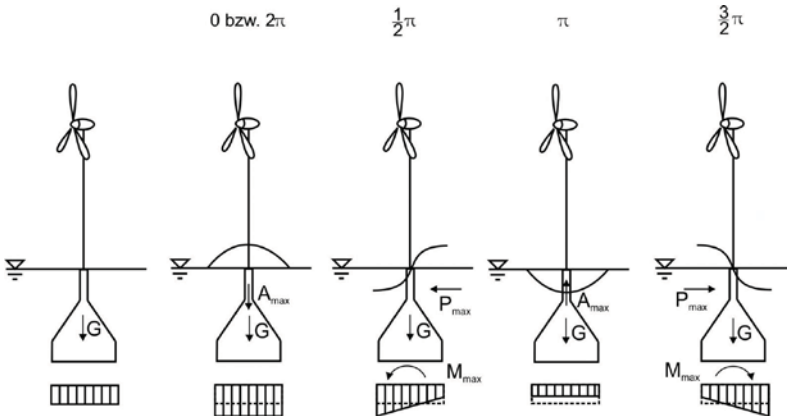


Abbildung 1: Durchgang einer Welle und daraus resultierende Spannungsverteilung.

2.2 Materialverhalten

Bei diesen Überlegungen wurden jedoch einige Aspekte nicht berücksichtigt. Der Prozess der Sattellage ist in großem Maße von den Steifigkeiten der beteiligten Materialien abhängig. Wird von einem steifen Fundament ausgegangen, ist der beschriebene Vorgang durchaus plausibel. Das Fundament könnte durch die konvexe Oberfläche in eine instabile Lage gebracht werden (Abbildung 2). Wird jedoch von einem schlaffen Körper ausgegangen, wird sich die Aufstandsfläche verformen und der konvexen Oberfläche anpassen. Damit kann eine keilförmige Sohlspannung nicht mehr vorausgesetzt werden. Es muss eine ungleichmäßige Verteilung mit Spannungsspitzen in den peripheren Zonen angenommen werden. In der Realität wird sich ein Zustand zwischen diesen beiden Extremen einstellen, der jedoch nicht im Voraus bestimmt werden kann.

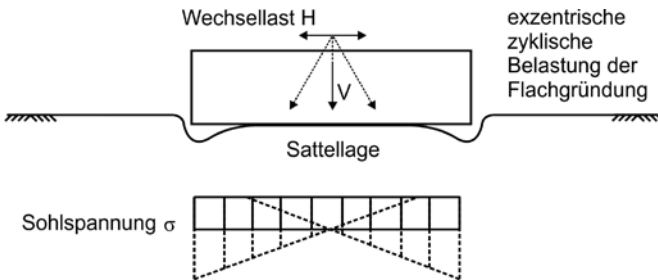


Abbildung 2: Sattellage unterhalb eines exzentrisch belasteten Flachfundaments.

2.3 Porenwasserdruckeinfluss

Bei zyklischer Belastung unterhalb des Grenzlastniveaus durch bestimmte Lastamplituden wird der kritische Spannungszustand im Boden nicht erreicht. Durch wiederholten Aufbau von Porenwasserdrücken, zum Beispiel während eines Sturms, kommt es zu einer Veränderung des Korngerüsts und damit auch zu einer Veränderung der Steifigkeit und anderer Zustandsvariablen. Die zyklische Belastung ist somit als permanente Änderung des Spannungszustandes im Boden zu verstehen.

Die Wellenbelastung auf eine GBS mit großem Durchmesser kann zudem mit einem dynamischen Ansatz betrachtet werden. In Bezug auf eine Sattellage wäre dann der Fragestellung nach der hydraulischen Dämpfungseigenschaft der Porenwasserdrücke nachzugehen.

Eine gleichmäßige oder keilförmige Sohlspannungsverteilung wie zuvor beschrieben ist lediglich eine vereinfachte Annahme. In der Wirklichkeit wird sich eine ungleichförmige Verteilung, resultierend aus der exzentrischen Belastung und dem inhomogenen und anisotropen Meeresgrund, einstellen. Daher wird auch die Drainageeigenschaft des Bodens ungleichmäßig sein ebenso wie die Porenwasserdruckverteilung. Das Zusammenwirken von effektiven Spannungen und Porenwasserdrücken führt zu einer nicht quantifizierbaren Auswirkung auf die kumulative Formänderung. Die mechanisch-hydraulisch gekoppelte Problematik der Sattelbildung ist daher sehr kompliziert. Es ist nicht erwiesen, dass sich der Effekt tatsächlich einstellt. Unter rein physikalischer Betrachtung ist die Theorie der Sattelbildung gerechtfertigt, doch konnte bisher nichts dergleichen durch Messungen, z. B. an Condeep-Plattformen der Erdölindustrie, bestätigt werden.

2.4 Selbstheilung

Eine weitere Theorie bezüglich des Trag- und Verformungsverhaltens von GBS ist die These der Selbstheilung: Schiefstellungen infolge schwerer Stürme können hierbei durch Selbstheilungseffekte infolge kleiner Zyklen verringert werden. Die Auflockerung des Bodens infolge extremer Belastungen könnte sich im anschließenden Regelbetrieb durch erneute Verfestigung des Bodens abbauen (Wichtmann et al. 2005).

2.5 Einfluss des Auftriebs

Ein weiterer Aspekt ist der Einfluss des Auftriebs. Bei ruhiger See bleibt die Auftriebskraft konstant. Während der Zeitpunkte eines sinusförmigen Wellentals oder Wellenberges kann die Auftriebskraft unter einem hydrostatischen Ansatz als bekannt vorausgesetzt werden. Doch während der Zeitpunkte $\pi/2$ und $3\pi/2$ (Abbildung 1) ist ihre Größe beziehungsweise ihre Wirkung auf das Korngefüge nicht klar. So müsste auf der Seite des Wellenberges eine aufwärts gerichtete Kraft in der Sohlfluge und auf der Seite des Wellentals eine abwärts gerichtete Kraft auftreten. Unter idealen Umständen und bei einem kleinen Fundamentdurchmesser ist die Annahme, dass sich beide Kräfte gegenseitig aufheben, sicher gerechtfertigt, doch bei großen Durchmessern wie bei OWEA oder anderen Offshore-Plattformen ist diese Annahme nicht unbedingt zutreffend.

Bei einem Durchgang einer sinusförmigen Einzelwelle, wie in Abbildung 1 dargestellt, ändert die horizontale Belastung ihre Richtung um 180° . Es ist daher sinnvoll eine Wechsellast für die zu untersuchende Problemstellung anzunehmen. So können Verformungsakkumulationen gleichmäßig in den Randzonen auftreten.

Der durchaus wichtige Anteil des Porenwasserdruckaufbaus wird in der nachfolgenden numerischen Simulation vernachlässigt, so dass im Weiteren von einer ungehinderten Drainage ausgegangen wird.

3. Numerische Modellierung der Flachgründung

3.1 Modellbildung und Lastannahmen

Der Einfluss einer kreisförmigen Sohlfläche auf den Baugrund wird mittels einer FE-Analyse untersucht. Dafür wird die GBS einer 5-MW-Anlage mit einem Durchmesser von 30 m an einem fiktiven Nordseestandort mit einer Wassertiefe von 45 m modelliert. Hierzu wird das Programm ABAQUS/Standard 6.9-3 verwendet. Der Boden wird mit dem hypoplastischen Stoffmodell nach von Wolffersdorff (1996) mit der Erweiterung der intergranularen Dehnungen nach Niemunis und Herle (1997) beschrieben. Die räumliche Natur der Problemstellung durch die Tatsache, dass Wind und Wellen aus allen möglichen Richtungen auf die OWEA einwirken können, erfordert ein dreidimensionales Modell. Die zyklische unsymmetrische Wechsellast wird mit einem Lastniveau von 50 % der Grenzlast modelliert angenommen, wobei ein harmonischer Ansatz für die Wellenbelastung gewählt wird und die Windkomponente konstant in Richtung und Stärke bleibt. Daher ergibt sich eine unsymmetrische zyklische Horizontallast (Abbildung 3). Strömung und wechselnde Wasserstände werden nicht berücksichtigt. Es wird von drainierten Bedingungen und einem homogenen Bodenkörper aus Karlsruher Sand ausgegangen. Die horizontale Wechsellast aus Wind und Wellen wird harmonisch, aber unsymmetrisch angesetzt, wobei ein Lastrichtungswinkel von 90° innerhalb von 20 Zyklen zweimal überstrichen wird (Abbildung 4).

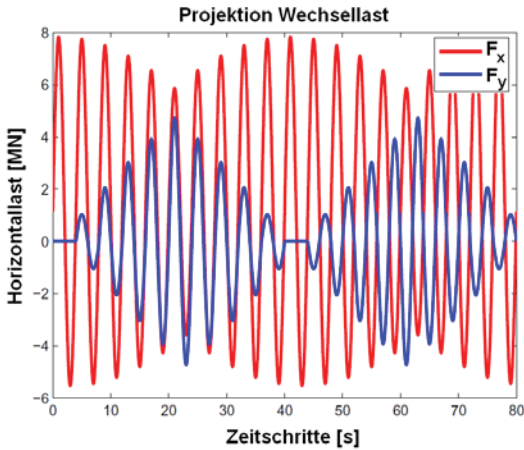


Abbildung 3: 20 Zyklen der projizierten, unsymmetrischen Wechsellast auf die X- und Y-Komponenten.

Die Schwimmkastengründung aus Spannbeton, die mit Sandmaterial ballastiert werden soll, wird durch ein Sand-Beton-Gemisch mit elastischem Materialverhalten approximiert. Eine kinematische Kontaktformulierung zwischen Boden und GBS erlaubt tangentielle Relativbewegungen. Ein Auftreten von Zugspannungen in der Kontaktfläche wird unterbunden. Wenn Oberflächen in Kontakt stehen, kann jegliche Druckspannung übertragen werden. Es werden eine wiederholte Trennung nach Eintreten des Kontaktes sowie eine erneute Berührung zugelassen. Dies ist für die mögliche Ausbildung einer Sattellinie oder eines Sattelpunktes durch wiederholte Biegemomente notwendig.

Es wird eine Studie zur Möglichkeit der Reduktion der Sattelbildung durchgeführt. Bei dieser Untersuchung wird die Geometrie der ursprünglich kreisförmigen Sohlfläche in einen Ring mit einem Innendurchmesser von 10 m geändert (Abbildung 4). Die dadurch veränderte Verteilung der Sohlspannungen verringert die Unterschiede der Druckspannungsspitzen zwischen den Randzonen und dem mittleren Bereich, da die Verteilung sich auf den kleineren Ringbereich konzentriert und die mittlere Aussparung keine Kontaktpressung erfährt. Die gesteigerten Spannungen im Ringbereich führen zu einem tieferen Eindringen des Fundamentes in den Meeresboden und somit zu erhöhten Setzungen.

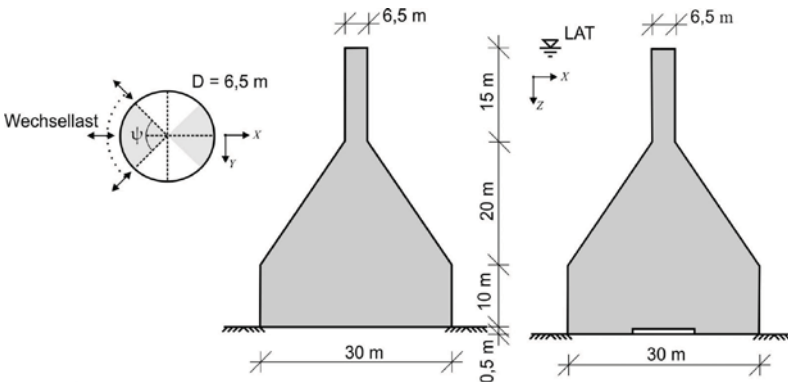


Abbildung 4: Geometrie des kreis- und ringförmigen Flachfundamentes und Angriffsrichtung der zyklischen Wechsellast.

3.2 Ergebnisse der Berechnung mit Kreisfundament

Die Berechnung am Kreisfundament zeigt eine erhöhte vertikale Dehnung in den Randzonen infolge der größeren Druckspannungen. Eine Verformung der Bodenoberfläche hin zu einer konvexen Form kann nach einer Simulation von 20 Zyklen jedoch nicht beobachtet werden. In Hauptbelastungsrichtung (X-Richtung) wird eine Setzungsdifferenz von 2,8 cm im Endzustand festgestellt, wodurch sich eine maximale Neigung der gesamten Anlage von circa 0,08° einstellt, sofern sich die GBS und der Turm starr verhalten (Abbildung 5). Die Verformungen pflanzen sich bis in eine Tiefe von circa 25 m fort. Normal zur Hauptbelastungsrichtung (Y-Richtung) treten gleichmäßige Setzungen der Meeresbodenoberfläche von circa 12,5 cm auf, die allerdings schon infolge der vollen vertikalen Belastung zu 86 % entstanden sind. Über die plastischen Dehnungsinckremente lässt sich eine Verformungsakkumulation nachweisen, d.h. eine irreversible Verformung (Abbildung 6). Jedoch müsste eine höhere Anzahl von Lastzyklen abgebildet werden, um ein Stabilitätsverlust nachzuweisen. Die konstante Belastung aus Wind und die zugehörige Momentenbelastung tragen maßgeblich zur Setzungsdifferenz in X-Richtung bei. Bei einer zusätzlichen Variation der Hauptbelastungsrichtung um 360° könnten sich Setzungsdifferenzen und damit Neigungen in andere Richtungen ausbilden. Dies könnte zu einer konvexen Oberfläche und somit zu einer Sattelbildung führen.

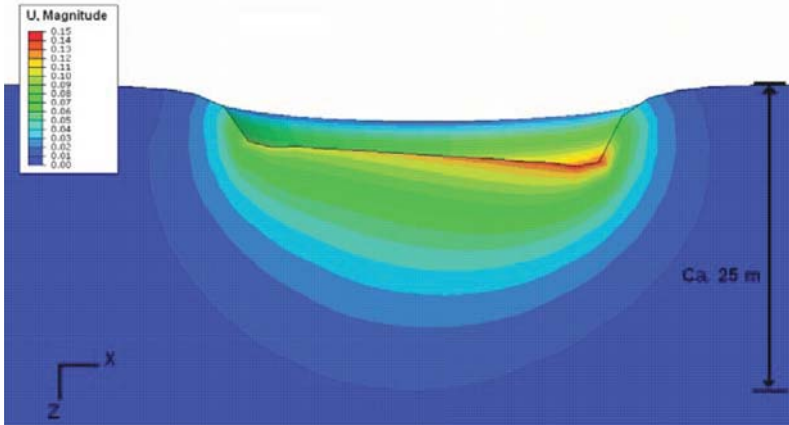


Abbildung 5: Verformungen des Bodens [m] unterhalb des Kreisfundaments nach 20 Zyklen (50-fach skaliert).

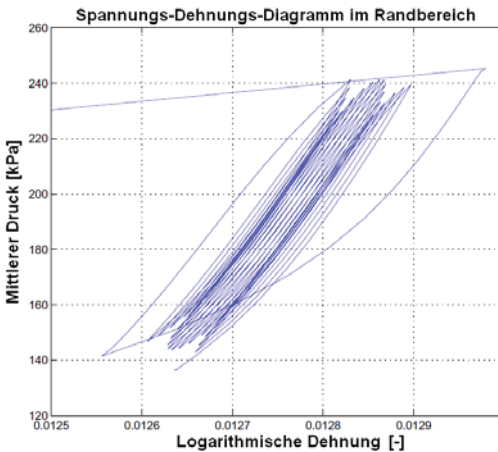


Abbildung 6: Spannungs-Dehnungs-Diagramm im Randbereich des Kreisfundaments über 20 Zyklen.

3.3 Ergebnisse der Berechnung mit Ringfundament

Die ursprünglich kreisförmige Sohlfläche wird zu einer ringförmigen modifiziert. Es wird untersucht welchen Einfluss die Änderung der Geometrie auf die Deformation des nichtbindigen Materials in der Sohlfuge hat. Die Ausbildung einer konvexen Oberfläche kann unter Umständen nicht verhindert werden, jedoch eine Kompensation der Sattellage erzielt werden. Der fehlende Bodenkontakt im Fundamentzentrum verhindert, dass das Fundament auf seinem Zentralbereich reiten kann und dadurch wackelig wird (Smolczyk et al. 2010).

Die Verformung der Sohlfläche ist aufgrund der Form des Rings vorherbestimmt (Abbildung 7). Durch die Druckübertragung in der ringförmigen Kontaktfläche setzen sich diese Bereiche wesentlich mehr als der innere Bereich ohne direkte Bodenpressung. Durch die Geometrie ergibt sich eine Bodenverformung, die dem Prinzip von Nut und Feder ähnelt. Ob sie die gleichen Eigenschaften besitzt, darf bezweifelt werden, da der innere Bereich geringer bis gar nicht verfestigt ist, da dort kaum Scherzyklen auftreten. Bei der Berechnung mit einer ringförmigen Aufstandsfläche treten zwar größere absolute Setzungen auf als bei dem vollen Querschnitt. Das Zusammenspiel zwischen Innen- und Außenkante beeinflusst die Verteilung des mittleren Drucks maßgeblich. Dadurch dass nun vier Kanten anstatt zwei in der Schnittfläche eine Kerbwirkung erzielen, setzt sich die GBS stärker. Die Setzungsdifferenz zwischen den diametralen Randbereichen ist jedoch geringer, was zu einer geringeren Schiefstellung der Sohlfläche von circa $0,06^\circ$ führt. Die Bodenpressung wird ungleichmäßiger, konzentriert sich jedoch nicht mehr vornehmlich auf die Randbereiche.

Die vertikale Dehnung ist an den Außen- und Innenkanten am größten, wobei sie an der Außenkante in Hauptbelastungsrichtung maximal wird. Dies liegt, wie zuvor schon erwähnt, an der kontinuierlichen Belastung aus Wind, welche nicht variiert wird. Die kumulative Formänderung tritt nur in den Kontaktbereichen auf, wobei sie an den Kanten verstärkt wird. Zu beachten ist dabei, dass in diesem Fall zwei Kanten vorhanden sind, und nicht, wie im Falle der kreisförmigen Aufstandsfläche, nur eine Außenkante.

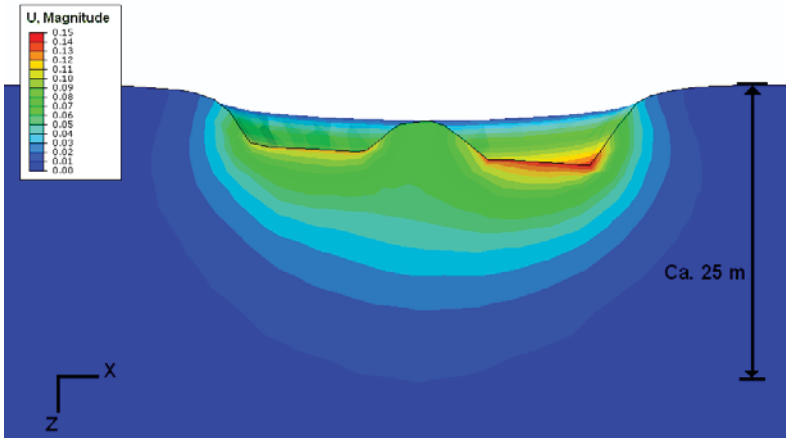


Abbildung 7: Verformungen des Bodens [m] unterhalb des Ringfundaments nach 20 Zyklen (50-fach skaliert).

3.4 Vergleich der beiden Fundamente

Die Spannungs-Dehnungs-Kurven nahe der Außenkante der beiden Fundamente zeigen ein ausgeprägtes zyklisches Kriechen (Abbildung 8). Die plastischen Dehnungszunahmen weisen eine Größe von 10^{-4} bei einer Spannungsamplitude von ungefähr 120 kPa auf. Sobald die Dehnungsamplituden größer als 10^{-5} werden kommt es bei zyklischer Beanspruchung von nichtbindigen Böden zu plastischen Dehnungsanteilen (Vrettos 2010). Die gesteigerte Bodenpressung (Abbildung 8) infolge der verringerten Aufstandsfläche ruft größere Setzungen im Boden hervor. Im Vergleich zum Mittelpunkt weist der Randbereich, insbesondere beim Kreisquerschnitt ein ausgeprägt kontraktantes Verhalten auf (Abbildung 9).

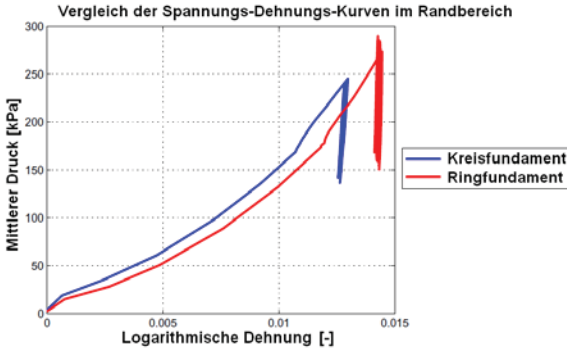


Abbildung 8: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Kurven im Randbereich über 20 Zyklen.

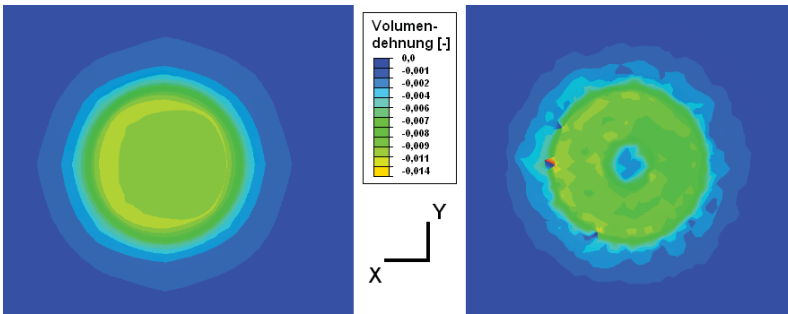


Abbildung 9: Vergleich der Volumendehnung [-] in der Sohlfläche unterhalb des Kreisquerschnitts (links) und unterhalb des Ringquerschnitts (rechts) nach 20 Zyklen.

Es ist möglich, dass auf lange Sicht gesehen eine Plastifizierung der Randzonen auftritt. Dies ist das einzige Indiz für die Ausbildung eines Sattelpunktes. Durch die Druckspannungsspitzen im Randbereich treten dort in erhöhtem Maße vertikale Dehnungen auf, die eine Verfestigung der Randzonen im Zusammenhang mit Scherzyklen hervorrufen. Eventuell stellt sich dadurch bei einer deutlich höheren Zyklenzahl eine sattelförmige Deformation ein. Der Vergleich der Verformungen von kreisförmiger und ringförmiger Sohlfläche zeigt, dass im Allgemeinen das Ringfundament tiefer in den Boden eindringt (Abbildung 10). In X-Richtung ist die Neigung der Sohlfläche des Ringfundaments reduziert gegenüber der des Kreisfundaments.

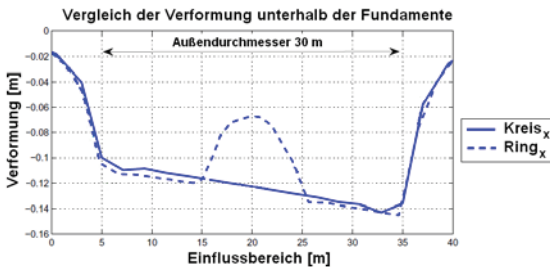


Abbildung 10: Vergleich der Verformungen [m] in X-Richtung unterhalb der Fundamentkörper nach 20 Zyklen.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Das zyklische Bodenverhalten weist eine Beruhigung der plastischen Dehnungsincremente bei einem Lastniveau von 50 % der Grenzlaster auf. Eine Verformungsakkumulation kann aufgrund einer zu geringen Zyklenanzahl nicht abschließend berechnet werden, sondern lediglich Setzungsdifferenzen. Eine Verfestigung der Randzonen unterhalb des vollflächigen Fundamentes infolge erhöhter Kantenpressung kann nachgewiesen werden. Ob sich bei einer Steigerung der Zyklenanzahl und einer Variation der Hauptbelastungsrichtung eine konvexe Oberfläche einstellt, kann nur vermutet werden. Folglich kann eine Reduktionswirkung hinsichtlich einer Sattelbildung durch einen Ring weder nachgewiesen noch widerlegt werden. Es wird jedoch festgestellt, dass die zusätzliche Innenkante eine Kerbwirkung erzeugt, die im Zusammenhang mit erhöhter Bodenpressung durch eine verringerte Aufstandsfläche eine größere Setzung hervorruft. Setzungsdifferenzen werden hingegen durch eine geminderte Konzentration der Druckspannungsspitzen auf die Außenkanten verringert. Damit führt ein Ringfundament zumindest zu einer geringeren Schiefstellung der OWEA unter Gebrauchslasten.

Zukünftig sollte die Beschreibung des Bodenkörpers als Zweiphasenstoff und somit die Berücksichtigung von Porenwasserdrücken weiter untersucht werden. Eine Ausstattung einer vergleichbaren Offshore-Gründung mit Messinstrumenten wäre wünschenswert, da nur durch in-situ Messungen auf das reale Tragverhalten von Schwergewichtsgründungen geschlossen werden kann. Derartige Messungen an Prototypen sind unverzichtbar, sollen künftig zuverlässige Prognosen bezüglich des Systemverhaltens und des bodenmechanischen Langzeitverhaltens einer OWEA gegeben werden.

Literatur

- Niemunis, A.; Herle, I. (1997): *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. In: Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, Nr. 2, S. 279-299
- Smolczyk, U.; Vogt, N. (2010): *Flachgründungen*. In: Grundbau-Taschenbuch Bd. 3, 7. Auflage
- Von Wolffersdorff, P.-A. (1996): *A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface*. In: Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, Nr. 1, S. 251-271
- Vrettos, C. (2010): *Bodendynamik*. In: Grundbau-Taschenbuch Bd. 1, 7. Auflage
- Wichtmann, T.; Niemunis, A.; Triantafyllidis, T. (2005): *FE-Prognose der Setzung von Flachgründungen auf Sand unter zyklischer Belastung*. In: Bautechnik, Vol. 82, Nr. 12, S. 902-911

Neustrukturierung des Mittleren Freihafens zum Central Terminal Steinwerder (CTS)

Vorstellung eines prämierten Konzepts

Frau Prof. Dr.-Ing. Birgitt Brinkmann

Frau Prof. Dr.-Ing. Birgitt Brinkmann, Stefanie Basener

Neustrukturierung des Mittleren Freihafens zum Central Terminal Steinwerder (CTS) Markterkundungsverfahren + Vorstellung eines prämierten Konzepts

Birgitt Brinkmann / Stefanie Basener

1 Einführung

Der Hamburger Hafen steht vor großen Herausforderungen. Die Weltwirtschaftskrise hat die Märkte erschüttert; globale Trends in Wirtschaft, Umwelt und Gesellschaft verlangen nach neuen Lösungen. Um die Bedeutung des Wirtschafts- und Hafenstandorts Hamburg international zu sichern, entwickelt die Hamburg Port Authority (HPA) unter dem Namen „CTS Central Terminal Steinwerder“ den Hafen der Zukunft. Mitten im Hamburger Hafen (s. Abb. 1) schafft sie dazu eine 125 Hektar große zusammenhängende Fläche. Für das Central Terminal Steinwerder erwägt die HPA, neben dem Umschlag auch zukunftsfähige Geschäftsfelder mit einer hohen Wertschöpfung anzusiedeln, die von der Nähe zum Wasser und der guten Landanbindung profitieren. So könnten sich hier weitere Wirtschaftszweige wie Produktion, Leichtmontage und Logistik etablieren und sich gegenseitig unterstützen. Ziel ist es sicherzustellen, dass der Hamburger Hafen international wettbewerbsfähig bleibt.

Um bei der Entwicklung des CTS die Bedürfnisse des Marktes bestmöglich berücksichtigen zu können und potenzielle Betreiber frühzeitig einzubinden, hat die HPA von August 2009 bis März 2010 erstmalig ein Markterkundungsverfahren durchgeführt. Im Rahmen dieses Verfahrens haben sich 35 interessierte Unternehmen aus der ganzen Welt beworben, 19 davon wurden aufgefordert, ein Konzept für das CTS zu erstellen. Anfang 2010 wurden 12 Konzepte von einer unabhängigen Jury bewertet und die besten prämiert. Das hier vorgestellte prämierte Konzept wurde von der BUSS Group gemeinsam mit der Sellhorn Ingenieurgesellschaft u.a. Partnern entwickelt. Dabei wird das Gesamtareal des Central Terminals Steinwerder sowohl im Hinblick auf die Flächenherrichtung als auch den Betrieb bedarfsgerecht in drei Phasen von Norden nach Süden entwickelt.

2 Projektgebiet

Das Planungsgebiet Central Terminal Steinwerder liegt im Zentrum des Hamburger Hafens und ist heute gekennzeichnet durch zahlreiche Hafenbecken älterer Struktur (Abb. 1). Nach der vorhergesehenen Umstrukturierung wird ein modernes, leistungsstarkes Terminal entstehen.



Abb. 1: Lage des CTS im Hamburger Hafen [HPA, 2009]

Das neue CTS umfasst eine Fläche von 125 ha. Auf einer Länge von 1.500 Metern würde die Hauptkaimauer des geplanten Central Terminals Steinwerder Platz für bis zu vier Großschiffe bieten. Die Nebenkaimauer könnte von Schiffen bis 300 Meter Länge genutzt werden. Die Tiefe der Liegewannen richtet sich nach den Anforderungen der Betreiber, wobei die Liegewanne der Hauptkaimauer auf bis zu 17,40 Meter unter Normalnull ausgebaut werden könnte. Das Central Terminal Steinwerder sieht einen Drehbereich mit einem Durchmesser von 600 Metern vor (Abb. 2).



Abb. 2: Layout des geplanten Terminals CTS [HPA, 2011]

Das CTS verfügt über eine optimale Verkehrsanbindung (Abb. 3). Die heutige Straßenanbindung über die Buchheisterstraße wird für das CTS-Projekt aufgegriffen und ausgebaut. Zu diesem Zweck wird das Terminal nach den gegenwärtigen Planungen im Norden an den Knotenpunkt Reiherdamm/Ellerholzdamm angebunden. Eine weitere Anbindungsmöglichkeit des CTS an das vorhandene Straßennetz besteht im Süden am Knotenpunkt Rossdamm/Rampe Köhlbrandbrücke. Vom Projektgebiet aus ist eine schnelle Anbindung an die Bundesautobahnen A1 und A7 gewährleistet. Die BAB A7 im Westen des Terminalareals ist über die Köhlbrandbrücke, die BAB A1 im Osten über den Veddeler Damm und den Anschluss HH-Veddel zu erreichen. Für das CTS kann eine ausreichende Schienenanbindung gewährleistet werden. Die Terminfläche bietet die Möglichkeit zur Abfertigung von Ganzzügen mit einer Länge von 700 m. Für die Vorstaufunktion kann der unmittelbar in östlicher Richtung anschließende Bahnhof Hamburg Süd genutzt werden.

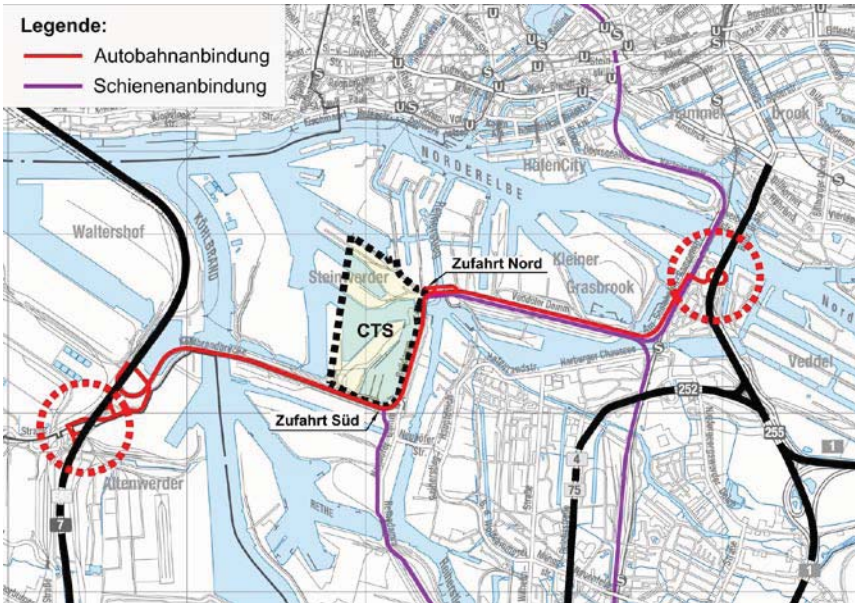


Abb. 3: Schienen- und Straßenanbindung des Projektgebiets [HPA, 2009]

3 Markterkundungsverfahren

3.1 Intention und wichtigste Vorgaben

Im August 2009 lud die HPA interessierte Unternehmen, wie Terminalbetreiber, Reedereien, Bauunternehmer, Banken, Investoren und Berater ein, Konzepte für das 125 ha umfassende Gebiet des Central Terminal Steinwerder zu entwerfen. Die Intention des internationalen Ideenwettbewerbs, genannt "Markterkundungsverfahren", war, potenzielle Entwickler und Betreiber in einem frühen Stadium der Konzipierung des Central Terminal Steinwerders einzubinden, um die Bedürfnisse des Marktes bestmöglich zu berücksichtigen. Von der HPA wurden während des Markterkundungsverfahrens zwei grundlegende Varianten für die Entwicklung des Projektgebiets in Betracht gezogen:

- Realisierungsvariante 1: Nutzung der CTS-Flächen als Containerterminal
- Realisierungsvariante 2: Alternative Nutzung des CTS-Projektgebiets. Berücksichtigungsfähig waren nur solche Nutzungskonzepte, die im Einklang mit den nach dem hamburgischen Hafen-entwicklungsgesetz (HafenEG) und sonstigen Rechtsvorschriften zulässigen Nutzungen stehen.

Die Fläche im Zentrum des Hamburger Hafens sollte effizient genutzt werden, wobei die Teilnehmer im Sinne des Hafens der Zukunft verstärkt ökologische, ökonomische und hafen-/städtebauliche Aspekte zu berücksichtigen hatten. Die zu entwickelnden Konzepte mussten technisch und wirtschaftlich umsetzbar sein sowie die Schnittstelle zum wasserseitigen Umschlag berücksichtigen. Sie sollten zudem im Einklang mit den im Hamburger Hafen geltenden Gesetzen stehen und dürfen nur rechtlich zulässige Nutzungen enthalten. Hinsichtlich des Verkehrs forderte die HPA die Teilnehmer auf, die Verkehrsträger Schiff, Schiene und Straße bestmöglich einzusetzen, den Modal Split (Verteilung des Transportaufkommens auf die Verkehrsträger) zu prognostizieren und die Transportwege zwischen den Terminals und ins Hinterland anzugeben. Eine weitere Vorgabe war, dass sich die Nutzungskonzepte positiv auf die Gesamtwirtschaft der Freien und Hansestadt Hamburg auswirken und dauerhafte, qualifizierte Arbeitsplätze schaffen würden. Die HPA war schließlich an Ideen interessiert, wie das Areal öffentlich zugänglich gemacht werden könnte.

3.2 Ablauf des Markterkundungsverfahrens

In der Abb. 4 sind der zeitliche Ablauf sowie die Inhalte der einzelnen Phasen des Markterkundungsverfahrens dargestellt.

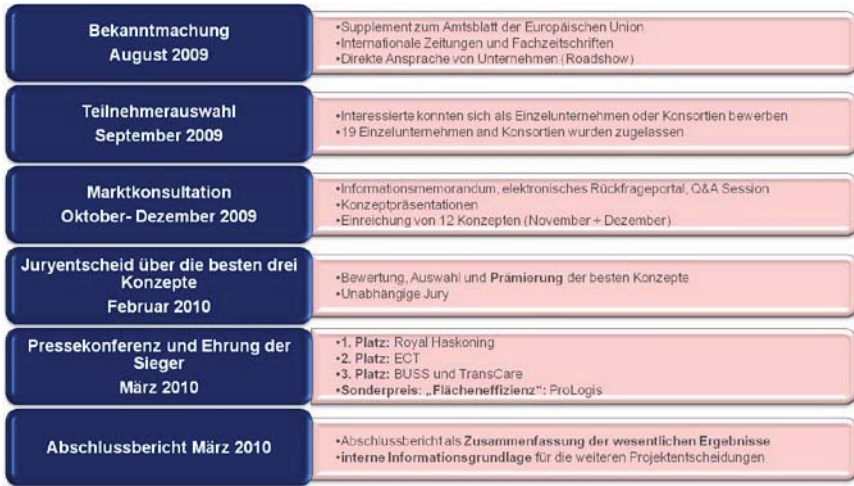


Abb. 4: Ablauf des Markterkundungsverfahrens [HPA, 2009]

Im folgenden Kapitel soll das prämierte Konzept näher vorgestellt werden, welches gemeinsam von der BUSS Group mit der Sellhorn Ingenieurgesellschaft u.a. Partnern entwickelt wurde.

4 Mehrstufiger Ausbau des CTS zum Multi-Purpose-Terminal

4.1 Einführung

Das Gesamtareal wird in drei Phasen von Norden nach Süden als Multi-Purpose-Terminal entwickelt. Die phasenweise Erschließung bietet den Vorteil, dass der Umschlagbetrieb auf dem südlichen Projektareal der tatsächlichen Marktentwicklung angepasst werden kann.

Auf der nördlichen Hälfte des neuen Terminals werden

- Forstprodukte
 - konventionelles Stückgut
 - Projektladung
 - Ro-Ro-Güter und
 - Schwergut
- umgeschlagen sowie Spotgeschäfte abgewickelt.

Im östlichen Terminalbereich ist auf einer Fläche von 15 ha der Bau von besonders Wert schöpfenden Logistikimmobilien vorgesehen. Im Konzept ist geplant, den südlichen Bereich für den Containerumschlag herzurichten.

Durch das phasenweise Vorgehen kann auf Veränderungen des Markts während der Bauphase reagiert werden, die womöglich eine verstärkte oder verringerte Ausrichtung auf den Containerbereich notwendig machen könnten.

Neben den rein technischen und wirtschaftlichen Aspekten war es das dringende Anliegen der Partner, auch ökologische und städtebauliche Aspekte in das Konzept einfließen zu lassen. Hierzu finden sich in der Planung

innovative Lösungen, wie z.B. die Terminal-Stromversorgung über ein zu errichtendes Holz hackschnitzelkraftwerk und eine alternative Stromversorgung von Schiffen. Dazu zählen aber auch die bevorzugte Abfertigung von Binnenschiffen und die stringente Planung zur Verkehrsvermeidung auf den Straßen des Hafengebiets sowie die Schaffung von insgesamt 13 ha Grünflächen mit einheimischen Gehölzen.

4.2 Ausbauplanung CTS in drei Phasen

4.2.1 Phase 1

Mit Herrichtung einer Terminfläche von insgesamt rd. 40,5 ha ist gewährleistet, dass genügend Fläche für den Umschlag von Stückgut, Forstprodukten, Projektladung sowie die Abwicklung von Short-Sea Containerdiensten und Spotgeschäften zur Verfügung steht. Zur Verschiffung von Trailern und Fahrzeugen sind zwei Ro-Ro-Anlagen vorgesehen.

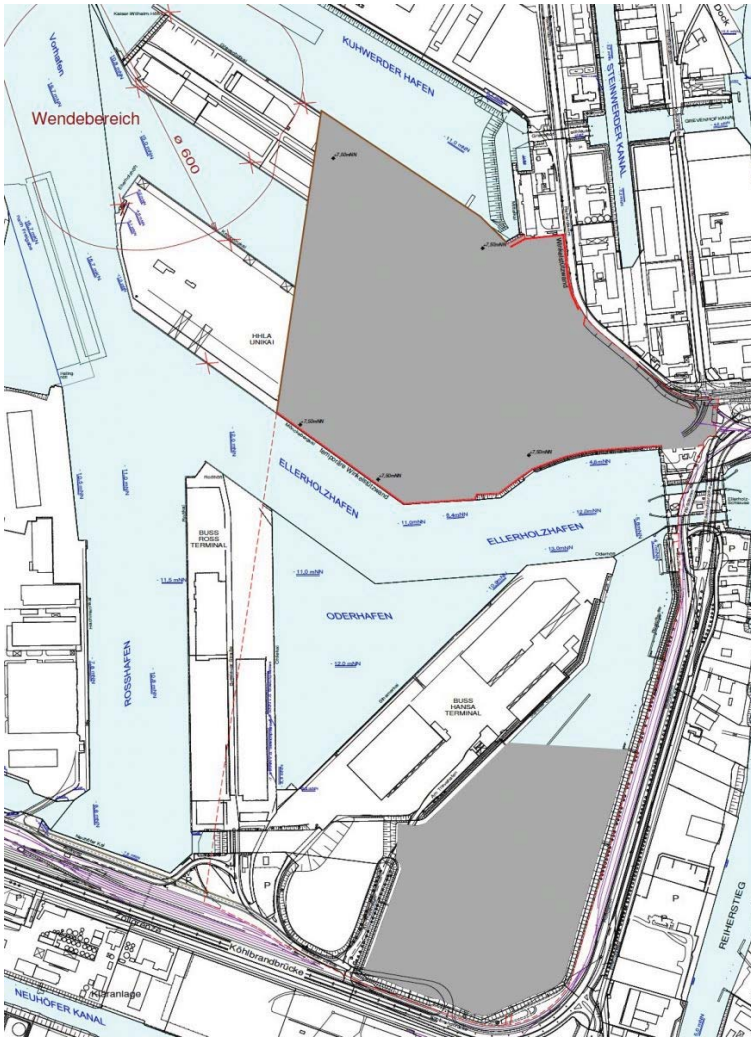
Nachfolgend zusammengefasste Infra- und Suprastrukturmaßnahmen sind in dieser Phase geplant:

1. Infrastruktur (Abb. 5, linkes Bild)

- Abbruch der westlichen Teile des Kuhwerder Terminals und des Unikai Terminals
- Bau der neuen Kaianlagen am Grevenhofkai und entlang des westlichen Ufers bis zum südlichen Ende des heutigen Unikai Terminals (3 Liegeplätze mit einer Kailänge von insgesamt 956 m)
- Verfüllung des Kaiser-Wilhelm-Hafens sowie des Travehafens und Auffüllung des Geländes des Kuhwerder Terminals und des Unikai Terminals auf ein hochwassersicheres Niveau von NN +7,50 m, Verfüllung und Auffüllung von insgesamt rd. 67 ha

2. Hinterlandanbindung und Suprastruktur (Abb. 5, rechtes Bild)

- Herstellung der Infrastruktur für die Anbindung an den Hinterlandverkehr (Schiene und Strasse)
- Bau der Ro-Ro-Anlagen
- Bau von Schuppen und Hallen, die in dieser Ausbauphase eine Gesamtfläche von 115.240 m² aufweisen
- Bau des Betriebsgebäudes mit einer Grundfläche von 3.500 m² sowie eines Parkhauses
- Bau einer Werkstatt von 4.950 m²
- Bau eines Holz hackschnitzelkraftwerks
- Herstellung der Oberflächenbefestigung
- Errichtung der Gateanlage
- Anlegen der Grünflächen mit einheimischen Gehölzen



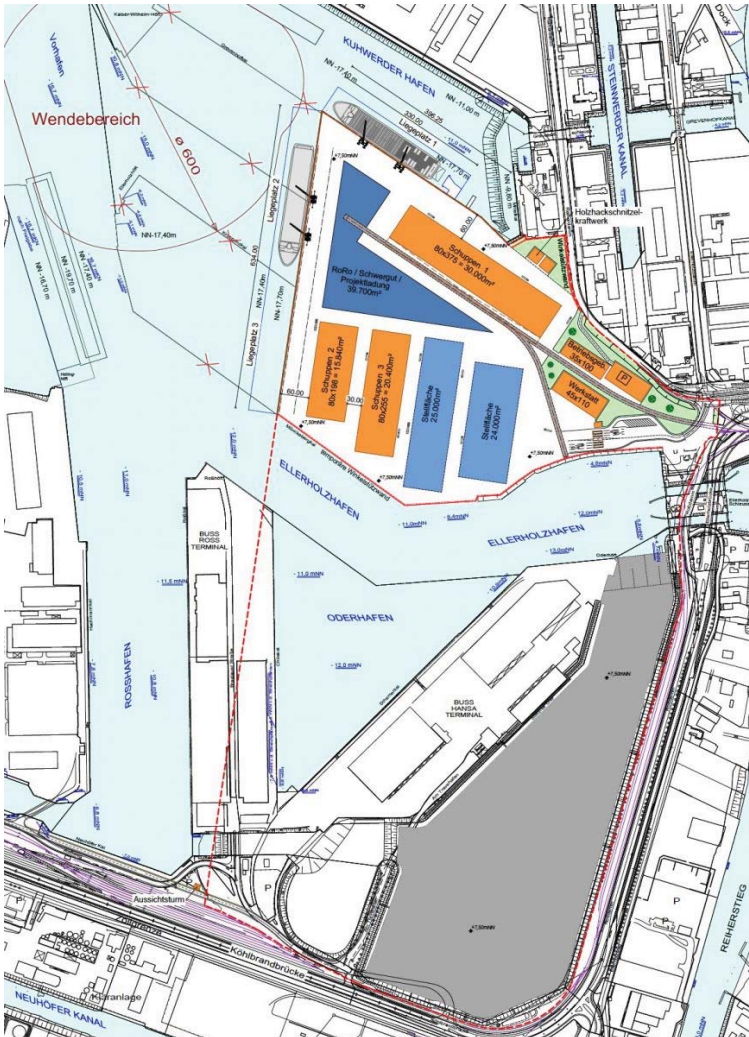


Abb. 5: Terminalentwicklung Phase 1 des BUSS / Sellhorn Konzeptlinks: Flächenverfüllung und –auffüllung, rechts: Betrieb

Die Kostenschätzung für die Phase 1 ergab:

- 236 Mio. € für die Infrastruktur
- 105 Mio. € für die Suprastruktur

4.2.2 Phase 2

Die Verfüllung des Ellerholzhafens ermöglicht die südliche Ausdehnung der in Phase 1 geschaffenen Umschlag- und Lagerflächen und damit die Ansiedlung weiterer Betriebe z.B. für den Umschlag von Stückgut und Projektladung.

In dieser Phase sind folgende Infra- und Suprastrukturmaßnahmen vorgesehen:

1. Infrastruktur

- Bau der neuen Kaianlage im Ellerholzhafen von rd. 190 m
- Verfüllung des Oder- und des Ellerholzhafens und Erhöhung des Geländes Hansa Terminal auf NN +7,50 m, Verfüllung und Auffüllung von insgesamt rd. 82 ha

2. Hinterlandanbindungen und Suprastruktur (Abb. 6, linkes Bild)

- Herstellung der Gleisanlagen für die Abfertigung von 700 m langen Ganzzügen und südliche Anbindung an das Netz der Hafebahn
- Südliche Anbindung des Terminals an das Straßennetz
- Herrichtung der Logistikfläche und Bau der ersten Logistikkimmobilien: 4 Hallen von insgesamt 31.050 m² Grundfläche
- Erweiterung der Schuppen
- Herstellung der Oberflächenbefestigung
- Bau der nördlichen und südlichen Aussichtsplattform
- Anlegen der Grünflächen

Die Logistikzone im östlichen Umfeld des KV-Terminals umfasst insgesamt eine Fläche von ca. 15 ha. Es sollen Logistikunternehmen angesiedelt werden, die nicht unmittelbar auf dem Terminalgelände sitzen müssen, jedoch die Vernetzung der Verkehrsträger Straße, Schiene und Schiff zu schätzen wissen. Die potentielle Nutzergruppe umfasst ein breites Spektrum von Containerpackern bis Kontraktlogistiker, die sich allesamt über eine hohe Warenumschlagsgeschwindigkeit auszeichnen und über einen volatilen Flächenbedarf verfügen.

Die geschätzten Kosten der Phase 2 belaufen sich auf:

- 88 Mio. € für die Infrastruktur
- 132 Mio. € für die Suprastruktur (einschließlich Logistikkimmobilien)

4.2.3 Phase 3

In der dritten Ausbauphase wird nach Einstellung des Schrotturnschlags auf dem Ross Terminal zu-nächst der westliche Bereich dieses Terminals abgerissen, die Kaimauer nach Süden für die Aufnahme von 2 Großcontainerschiffen verlängert und die Auffüllung des östlichen Bereichs des Ross Terminals auf ein hochwasserfreies Niveau vorgenommen. Anschließend werden die Anlagen für den Umschlag von 1,2 Mio. TEU/a errichtet und in Betrieb genommen.

Die wesentlichen Infra- und Suprastrukturmaßnahmen sind:

1. Infrastruktur

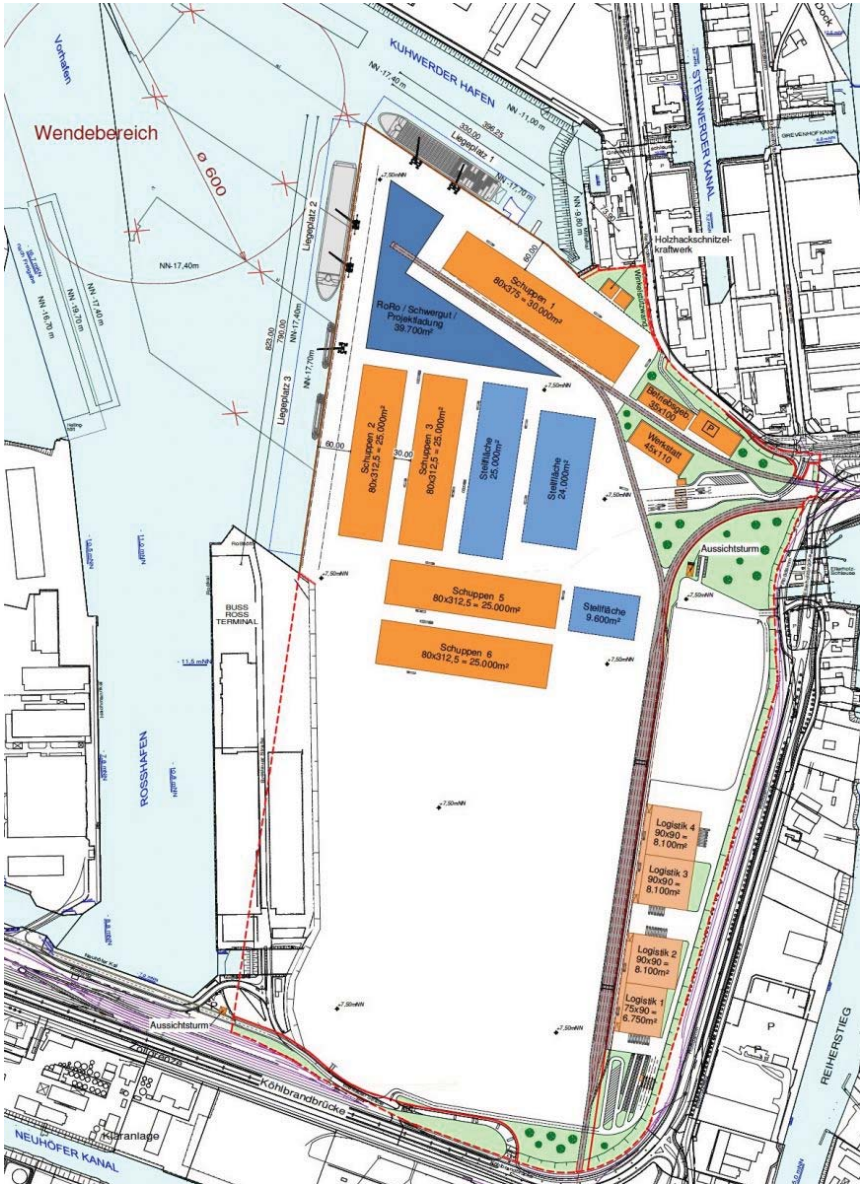
- Abbruch des westlichen Teils des Ross Terminals
- Bau der südlichen Kaianlage am Rosshafen für zwei Großcontainerschiffe
- Erhöhung des Geländes auf dem ehemaligen Ross Terminal auf NN +7,50 m

2. Suprastruktur (Abb. 6, rechtes Bild)

- Aufstellung von 7 Containerbrücken
- Herstellung des Containerlagers: 11 Blöcke mit jeweils 2 ASC (Automatic Stacking Cranes)
- Errichtung der 2 Bahnverladekrane
- Errichtung der südlichen Gateanlage
- Bau der Werkstatt mit einer Fläche von 9.800 m²
- Bau des Sozialgebäudes mit einer Grundfläche von 4.500 m²
- Herstellung der Oberflächenbefestigung mit dem Parkplatz am Sozialgebäude
- Erweiterung der Logistikkimmobilien um die Hallen 5 bis 9 mit einer Gesamtgrundfläche von 36.450 m²
- Anlegen der Grünflächen

Die Kosten der Phase 3 betragen:

- 89 Mio. € für die Infrastruktur
- 150 Mio. € für die Suprastruktur (einschließlich Containerbetriebssystem)



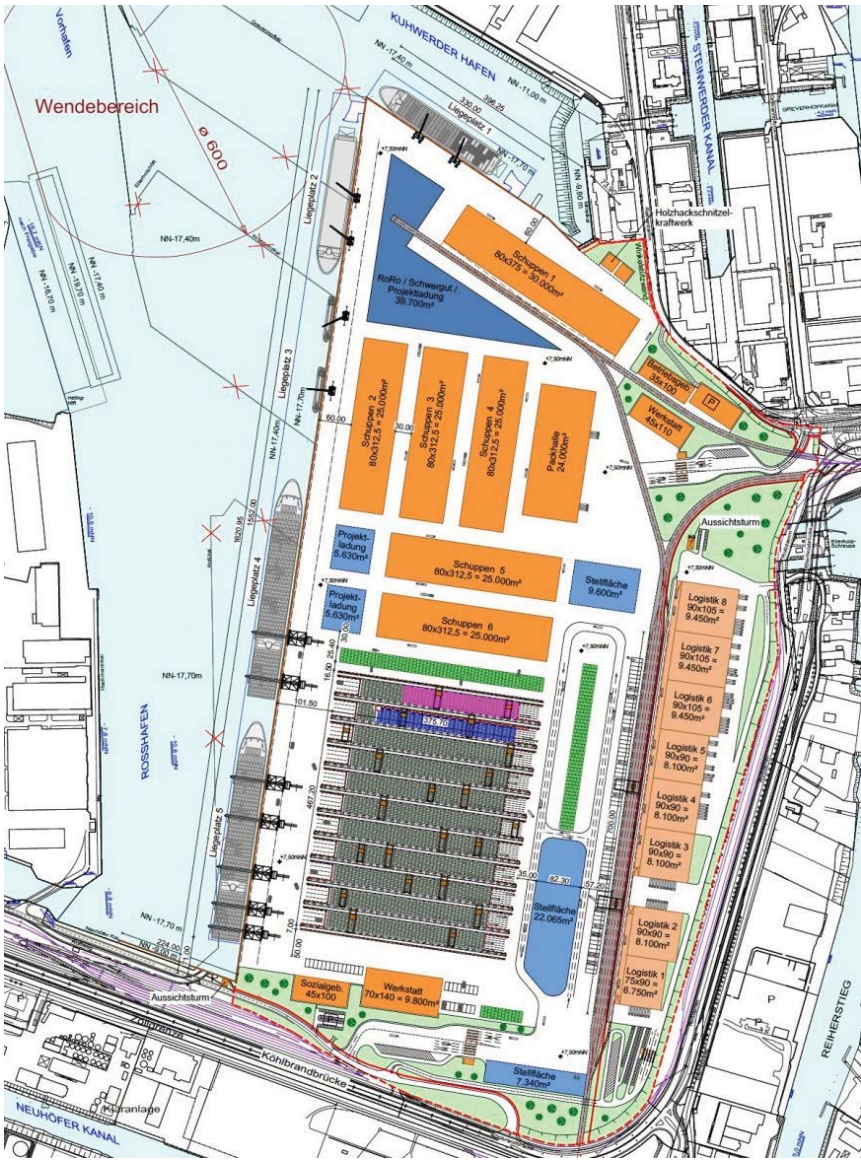


Abb. 6: Terminalentwicklung Phase 2 und Phase 3 des BUSS / Sellhorn Konzepts

Um bei der Entwicklung des CTS die Bedürfnisse des Marktes bestmöglich berücksichtigen zu können und potenzielle Betreiber frühzeitig einzubinden, hat die HPA von August 2009 bis März 2010 erstmalig ein Markterkundungsverfahren durchgeführt. Im Rahmen dieses Verfahrens haben sich 35 interessierte Unternehmen aus der ganzen Welt beworben, 19 davon wurden aufgefordert, ein Konzept für das CTS zu erstellen. Anfang 2010 wurden 12 Konzepte von einer unabhängigen Jury bewertet und die besten prämiert.

In allen eingereichten Konzepten stecken ausgezeichnete Ideen für den Hafen der Zukunft. Aus dieser Fülle an Ideen und derzeit laufenden Konzeptstudien erarbeitet die HPA in den kommenden Monaten das spätere Nutzungskonzept.

Ein Ansatz aus dem Markterkundungsverfahren ist das hier vorgestellte Konzept, das gemeinsam von der BUSS Group mit der Sellhorn Ingenieurgesellschaft erarbeitet wurde. Hiernach wird das Gesamtareal des Central Terminals Steinwerder in drei Phasen von Norden nach Süden als Multi-Purpose-Terminal entwickelt. Die phasenweise Erschließung bietet den Vorteil, dass der Umschlagbetrieb auf dem südlichen Projektareal der tatsächlichen Marktentwicklung angepasst werden kann.

Auf der nördlichen Hälfte des neuen Terminals werden

- Forstprodukte
- konventionelles Stückgut
- Projektladung
- Ro-Ro-Güter und
- Schwergut

umgeschlagen sowie Spotgeschäfte abgewickelt.

Im östlichen Terminalbereich ist auf einer Fläche von 15 ha der Bau von Logistikimmobilien vorgesehen. Derzeit ist geplant, den südlichen Bereich für den Containerumschlag herzurichten. Sollte sich in den kommenden Jahren herausstellen, dass die Kapazität des Hamburger Hafens für den Umschlag von Containern langfristig ausreicht, kann das südliche Projektareal anderen Umschlagarten zugewiesen oder in seinem Bestand belassen werden.

Unter dem Aspekt einer möglichst frühzeitigen Inbetriebnahme einzelner Terminalabschnitte wird folgende Vorgehensweise zur Entwicklung des Areals als Multi-Purpose-Terminal vorgeschlagen (Abb. 5 und Abb. 6):

Phase 1: Aus- und Umbau des Kuhwerder Terminals sowie des Unikai Terminals und Verfüllung des Kaiser-Wilhelm-Hafens und des Travehafens.

Schaffung einer Gesamtterminalfläche von rd. 40,5 ha für die Verlagerung und die Erweiterung der Betriebe vom Hansa Terminal sowie für die Ansiedlung neuer Umschlagbetriebe.

Phase 2: Verfüllung des Oder- und des Ellerholzhafens, Auffüllung des Geländes Hansa Terminal.

Erweiterung des in Phase 1 auf dem nördlichen Projektareal eingerichteten Umschlagbetriebs und Bau der ersten Logistikimmobilien im östlichen Projektgebiet

Phase 3: Abbruch des westlichen Bereichs des Ross Terminals, Auffüllung des verbleibenden Ross Terminalgeländes

Errichtung des Containerterminals und Bau weiterer Logistikimmobilien

Der Bau und der Betrieb des Terminals erfolgen unter Berücksichtigung der Aspekte der Nachhaltigkeit und des Umweltschutzes. Neben einer Vielzahl von Einzelmaßnahmen (Errichtung eines Holz-hackschnitzelkraftwerks, Wahl des umweltfreundlichsten Containerbetriebsystems etc.) werden insgesamt 13 ha Grünflächen mit einheimischen Gehölzen geschaffen.

Compact Port

Effektive Ressourcen Nutzung durch optimiertes Layout und optimierte Technologie

Herr Dipl.-Ing. Volker Grapengiesser
Volker Grapengiesser, -

Dipl. Ing. Volker Grapengiesser

COMPACT PORT

1. Prinzip der effizienten Nutzung von Ressourcen

Kaianlagen und Flächen für die Abfertigung großer Containerschiffe sind knapp. Die Bereitstellung zusätzlicher Kais und Flächen erfordert immense Planungszeiten und Investitionen. Auch die Realisierung neuer Umschlaganlagen für kleine Umschlagmengen erweist sich in der Praxis als problematisch. Außerhalb der großen Binnen- und Seehäfen bleiben Güter auf der Straße, weil Umschlaganlagen für geringe Umschlagmengen nur mit Subventionen realisierbar sind. Platz ist knapp, weil die Kommunen für geeignete Flächen andere Nutzungen ausweisen. Oft gibt es bei Anliegern und Umweltschützern keine Akzeptanz für neue Hafeninfrastuktur. Mit dem Beitrag COMPACT PORT sollen einige Ansätze vorgestellt werden, die Ressourcen optimal zu nutzen und den Bedarf an Flächen und Kaianlagen zu minimieren. Mit den Konzepten des COMPACT PORT wird es möglich, auf bestehenden Terminalflächen zusätzliche Umschlagmengen abzuwickeln und auf neuen kleinen Umschlagstellen Güter von der Straße auf das Schiff zu verlagern. Ein COMPACT PORT kann nicht durch eine isolierte Maßnahme erreicht werden, sondern nur durch die Optimierung jedes einzelnen Teilsystems.

2. Fahrwerke und Stützen

Früher waren die Kaianlagen kompakter. Kranfahrwerke und -stützen benötigten nur sehr wenig Platz. Der Fahrwerksantrieb mit offenem Vorgelege führte fast zwangsläufig zu sehr schmalen Fahrwerken. Die heutigen Fahrwerke mit den Schwingen werden zunächst ohne Berücksichtigung von Anbauten konstruiert. Handelsübliche Getriebe, Bremsen und Motoren werden so angebaut, wie es gerade passt. Dazu kommt noch ein davor gesetzter Aufstieg. Alles zusammen ist bis zu 4 m breit und blockiert die wertvollste Fläche eines Containerterminals.



Bild 1: Wasserseitige Stütze eines Containerkrans mit Aufstieg.

Neben dem Platzverbrauch im wertvollsten Bereich des Terminals gibt es einen weiteren Aspekt. Bei einer Katzfahrgeschwindigkeit von 180 m/min verlängern 1,5 m zusätzliche Fahrwerksbreite jedes Umschlagspiel potenziell um 1 sec. Umgekehrt kann ein durch konstruktive Maßnahmen um 1,5 m schmäler gestaltetes Fahrwerk zu einer um ca. 1% erhöhten Umschlagleistung führen. Um ein Maximum an Fahrspuren unter der Brücke und möglichst kurze Arbeitsspiele zu erreichen, müssen die Bereiche um die Fahrwerke optimal gestaltet werden.

Bei den Fahrwerksschwingen sollte man primär das Rad mit Getriebe, Bremse, Motor und Sensoren platzoptimal gestalten und dann den Radkasten und die Schwingen um diese Komponenten herumführen. Das folgende Foto zeigt ein Beispiel, bei dem die Schwinge im Bereich des Motors etwas schmäler ausgeführt ist.



Bild 2: RMG Schwinge mit Wespentaille

Der Zugang sollte nicht von der Seite in den Portalträger geführt werden, sondern von unten. Die Treppensteigung folgt dabei der Abstufung der Schwingen. Die Lagerung des Sturmbolzens kann dabei in die untere Aufstiegsplattform integriert werden. Mit diesen Maßnahmen ist eine Brutto-Stützenbreite von weniger als 2 m erreichbar.

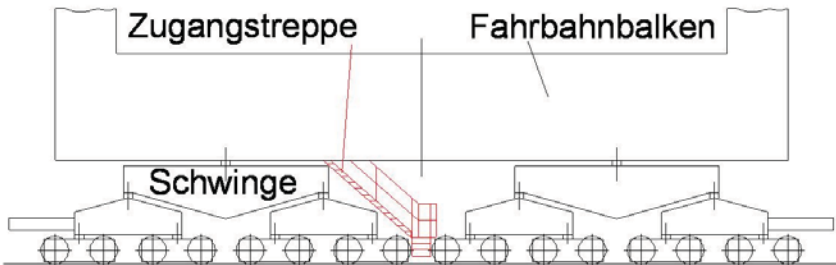


Bild 3: Skizze Aufstieg in den Fahrbahnträger von unten

Wenn der Aufstieg auf den Kran nicht auf der Wasserseite, sondern auf der Landseite erfolgt, gilt hier Ähnliches. Häufig wird die landseitige Stütze durch einen außen angebauten Aufzug und die dazu erforderlichen Laufstege noch zusätzlich verbreitert. Schmale Fahrwerke machen natürlich nur dann Sinn, wenn auch die Stützen und andere Anbauten schmal gestaltet werden.

3. Aufgeständerte landseitige Kranbahn

Bei einem Containerschiff stehen oft mehrere Containerbrücken Puffer an Puffer und bilden für die Terminalfahrzeuge einen Tunnel, der den Verkehrsfluss zwischen der Wasser- und Landseite behindert. Um die Auswirkungen des Tunneleffekts zu minimieren, werden die Container auf der Landseite teilweise außerhalb des Kranportals abgesetzt. Das führt allerdings zu längeren Umschlagspielen.



Bild 4: Kran mit aufgeständerter Kranbahn

Wie das Bild 4 zeigt, waren frühere Generationen schon weiter. Die landseitige Kranschiene war aufgeständert, um einen ungestörten Verkehrsfluss von der Wasserseite zur Landseite zu ermöglichen.

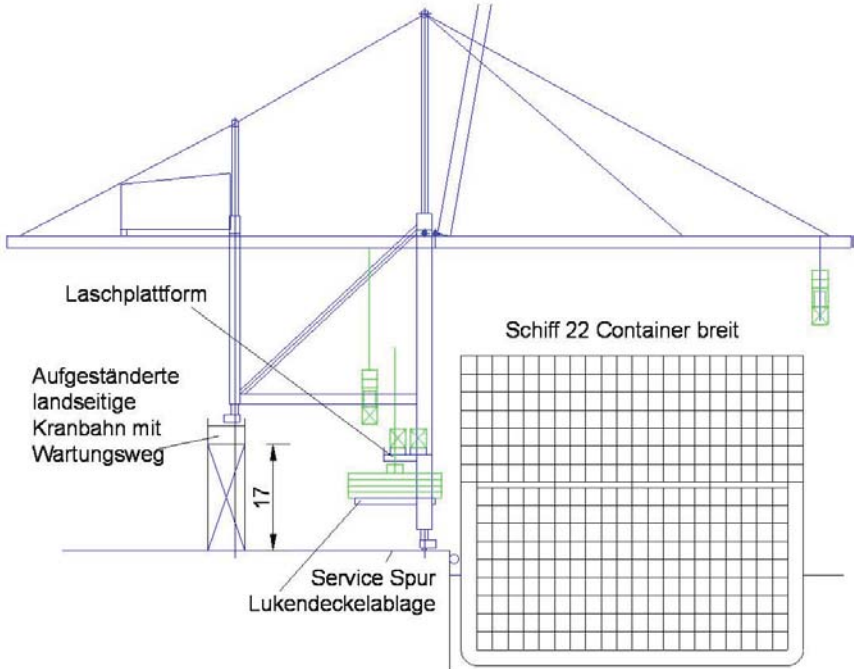


Bild 5: Skizze einer platzoptimalen Containerbrücke

Bild 5 zeigt eine Containerbrücke mit aufgeständerter landseitiger Schiene und einer Lukendeckelablage über der wasserseitigen Servicespur. Über der Lukendeckelablage befindet sich eine Laschplattform. Damit die Lukendeckelablage bedient werden kann, hat die Laschplattform Schlitze für die Hubwerksseile. Bei einem Stützenabstand der landseitigen Kranbahn von 30 m ergibt sich ein ungehinderter Verkehrsfluss zur Landseite bei nur mäßig erhöhten Investitionskosten für die landseitige Kranbahn. Diese Lösungen ermöglichen einen merklich kleineren Abstand zwischen Kaikante und Lagerblock und damit eine bessere Ausnutzung der knappen Hafentflächen bei verbessertem Verkehrsfluss.

4. Schmale Containerbrücken

Die beschriebenen Maßnahmen bewirken einen verminderten Bedarf an Fläche, nicht jedoch an Kaimauerlänge. Die Kaimauerlänge kann nur durch schnellere Schiffsabfertigung effektiver genutzt und dadurch verkürzt werden. Eine Lösung dazu ist der Einsatz von mehr Kranen pro Schiff. Heutige Containerbrücken sind mit 27 m zu breit, um nebeneinander liegende Bays eines Containerschiffes parallel abfertigen zu können. Große Schiffe liegen deshalb zwei Tage.

Ein Grund für die enorme Breite über Puffer von 27 m mit einem Eckabstand von ca. 13 – 14 m ist das große Kippmoment durch Seitenwind. Zudem besteht bei schmaleren Brücken das Problem, Lukendeckel und 45 ft (13,72 m)-Container bei Wind und unbeabsichtigtem Skew (Drehschwingung um die senkrechte Achse) durch das Portal zu führen. Für Container gäbe es die triviale Lösung einer Drehkatze, sodass nur die schmale Seite des Containers das Portal passieren müsste. Das wäre aber keine Lösung für den annähernd quadratischen Lukendeckel.

Die Brücken könnten ohne größere Probleme etwas schmaler gebaut werden. Vor 20 Jahren waren Panamax-Krane mit ca. 22,5 m Breite über Puffer üblich. Eine Einsparung von einigen Metern würde jedoch nichts am grundsätzlichen Problem ändern. Erst eine Halbierung der Brückenbreite ermöglicht den lückenlosen Einsatz an

jeder Bay eines Containerschiffes.
Erforderlich sind Krane mit einer Breite von ca. 13,5 m über Puffer.

Die doppelte Anzahl schmalere Brücken pro Strecke würden den Tunneffekt für die Terminalfahrzeuge gravierend verstärken. Deshalb sind 13,5 m breite Krane nur mit hoch liegender landseitiger Kranbahn sinnvoll.

5. FastNet

Die Forderung nach größerer Produktivität am Schiff stellte sich vermehrt seit der Inbetriebnahme der Emma Maersk. Die Antwort von APM Terminals ist das FastNet-System, das am 13. Oktober 2010 auf einer Konferenz öffentlich vorgestellt wurde. Bei der gewählten Spurweite von 55 m liegen die landseitigen Stützen so weit hinten, dass der Kran hinter dieser Stütze nicht arbeiten muss, eine Durchfahrt also nicht erforderlich ist. Die hoch liegende landseitige Kranbahn ermöglicht einen optimalen Verkehrsfluss für Terminalfahrzeuge. Das Problem der Durchfahrt durch die wasserseitigen Kranstützen stellt sich nicht, da es keine wasserseitigen Kranstützen gibt. Dazu liegt die Unterkante des wasserseitigen Kranbahnbalkens ca. 50 m über Kaihöhe. Zum Vergleich: Die Durchfahrthöhe der Brücken über den Nord-Ostsee-Kanal beträgt 42 m.

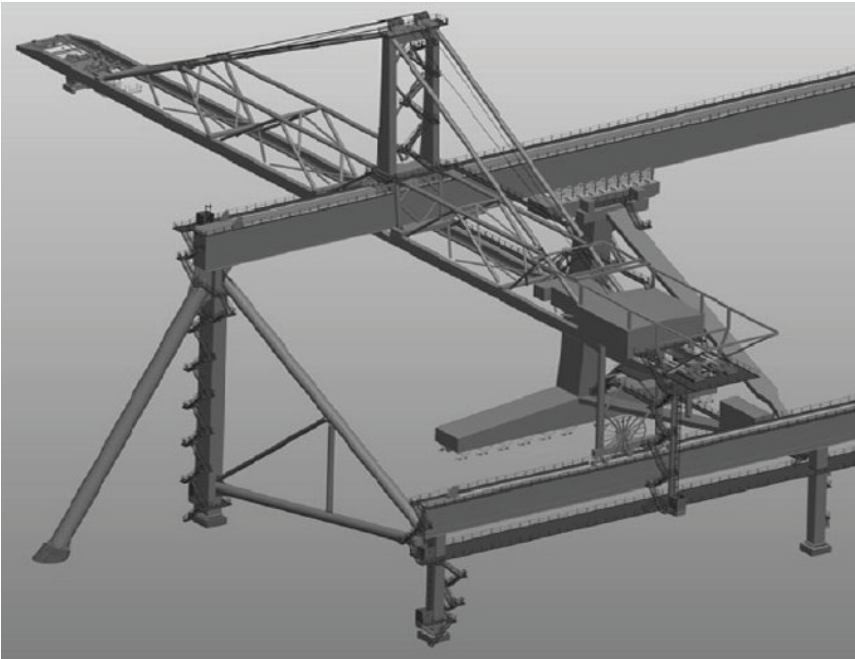


Bild 6: Feststütze für FastNet-System (mit freundlicher Genehmigung von APM Terminals)

Bild 6 zeigt, wie der wasserseitige Kranbahnbalken am Ende des Kais auf einer Feststütze ruht, die auch Windkräfte und andere Kräfte in Schienenlängsrichtung überträgt. Im Gegensatz zur Brücke über den Nord-Ostsee-Kanal sind die anderen Stützen fahrbar. Sie müssen jeweils vor eine Bay gefahren werden, wo kein Umschlag stattfindet. Der hoch liegende Kranbahnbalken und die fahrbaren Stützen tragen die wasserseitigen Lasten mehrerer Krane. Die Krane haben in etwa die Form von Oberteilen konventioneller STS. Der Katzfahrbalken ist jedoch unterhalb des Kranbahnbalkens angeordnet. Das Oberteil eines konventionellen STS wiegt ca. 1200 t. Daraus kann man in etwa die Anforderung an die Kranbahnbalken und die fahrbaren Stützen, so genannte Frames, ableiten.

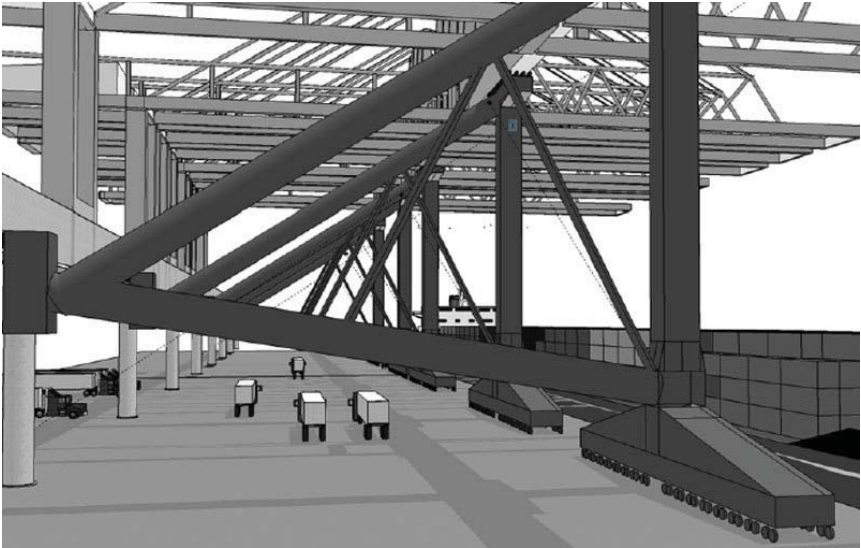


Bild 7: Frames des FastNet-Systems (mit freundlicher Genehmigung von APM Terminals)

Die Frames auf Bild 7 haben auf der Wasserseite eine Vielzahl von Rädern, um die Gewichtslasten mehrerer Krane, des hoch liegenden Kranbahnbalkens und der Frames selbst in die Kaikonstruktion abzuleiten. Um die optimale Standsicherheit zu erreichen, erfolgt auch eine Abstützung am landseitigen Kranbahnbalken. Der Abstand der Frames ist abhängig von der Anzahl der zwischen den Frames arbeitenden Krane und beträgt mehr als 60 m. Krane und Frames können nur aneinander vorbeifahren, wenn der Kranausleger hochgeklappt ist.

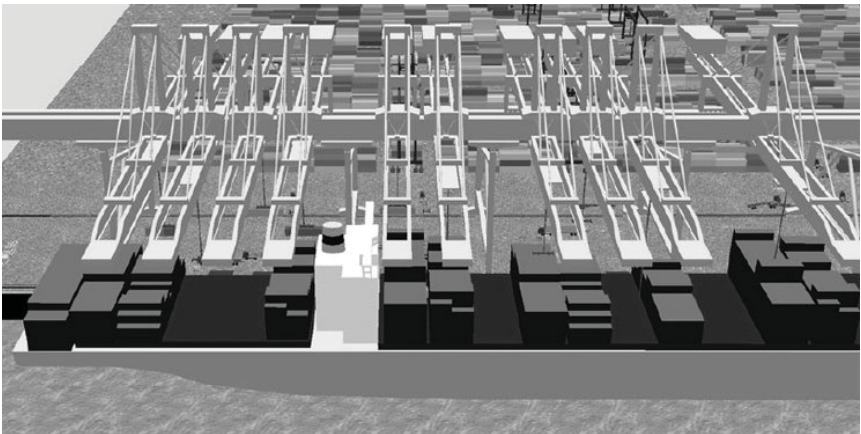


Bild 8: FastNet-System am Schiff (mit freundlicher Genehmigung von APM Terminals)

Bild 8 zeigt die nur ca. 13,5 m breiten FastNet-Krane am Schiff. Wegen der großen Zahl der Krane am Schiff gibt APM Terminals eine Liegeplatzproduktivität von mehr als 270 Umschlagspielen/h gegenüber heutigen ca. 130 Umschlagspielen/h an. Gemäß Simulationen sind maximal 450 Umschlagspiele/h möglich. APM Terminals

bezeichnet das als Quantensprung. Die hohe Zahl der Moves führt zu einem großen Verkehrsaufkommen auf dem Kai. Die hoch liegende Kranbahn gewährleistet einen reibungslosen Zu- und Ablauf der Terminalfahrzeuge.

Das System ermöglicht sehr hohe Leistungen. Die dafür erforderlichen sehr hohen Investitionskosten setzen allerdings eine sehr gute Auslastung voraus. Ein gemischter Betrieb mit herkömmlichen Kranen ist nicht möglich, da der hoch liegende wasserseitige Kranbahnbalken einen Betrieb herkömmlicher Krane verhindert.

6. SlimCrane Konzept

Um einen gemischten Betrieb mit herkömmlichen Kranen und moderaten Investitionskosten zu ermöglichen, hat der Verfasser ein anderes Konzept für 13,2 m breite Containerbrücken entwickelt und dabei die folgenden Entwurfsprinzipien genutzt:

- Bewegung der Last zwischen den wasserseitigen Kranstützen:

Die Last passiert die wasserseitigen Kranstützen in einer anderen Höhe als beim Nachbarkran. Dort wo die Last die Stützen passiert, ist der Stützenabstand sehr groß, dort wo keine Last passieren muss, sehr schmal.

- Landseitige Stütze:

Die Kranschiene liegt so weit hinten, dass eine Passage der Last nicht erforderlich ist.

- Wind-Stabilität:

Auf der Landseite und der Wasserseite werden doppelte Kranschiene angeordnet (insgesamt 4). Ein Kran steht jeweils auf der vorderen, der nächste auf der zurückliegenden Schiene. So kann das Fahrwerk jedes Krans 26,4 m über Puffer breit sein, obwohl der Achsabstand benachbarter Krane 13,2 m beträgt. Das reicht für die Windstabilität aus. - Bild 8 zeigt dieses Prinzip bei den Bananenelevatoren am früheren Hamburger Schuppen 42.



Bild 9: Bananenelevatoren mit doppelter Kranschiene und überlappenden Fahrwerken

Die folgenden Skizzen zeigen das Konzept des SlimCrane für eine Rotterdamer Kaisituation. In Rotterdam liegt die Service-Spur vor der wasserseitigen Kranschiene. In der Seitenansicht Bild 10 erkennt man 2 etwas unterschiedliche Krane. Kran 1 (blau) fährt auf der vorderen Kranschiene, Kran 2 auf der zurückliegenden. Die Durchfahrthöhe unter der landseitigen Kranbahn beträgt 17 m, der Stützenabstand des Kranbahnbalkens 30 m. Somit ist ein optimaler Verkehrsfluss für AGV, Straddle Carrier und Zugmaschinen mit Chassis ohne Tunneleffekt möglich. Auf dem Kranbahnbalken gibt es eine 4 m breite Servicespur, um eine vom Umschlagverkehr unabhängige Zufahrt für Wartungsfahrzeuge zu ermöglichen. Die wasserseitigen Stützen sind als Pendelstützen ausgebildet.

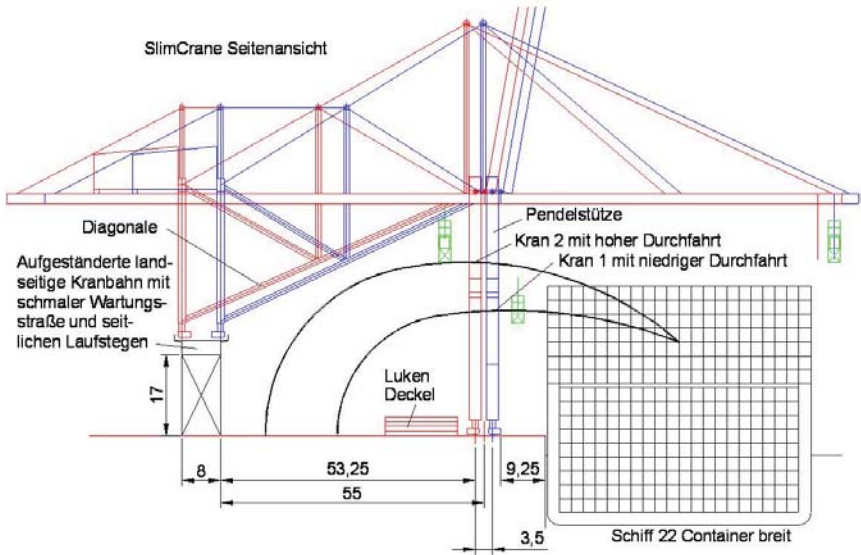


Bild 10: Seitenansicht von SlimCrane 1 und SlimCrane 2

Bild 10 zeigt auch den Lastweg beider Krane. Die Stütze von Kran 1 (blau) hat in der Mitte, die von Kran 2 (rot) oben eine weite Öffnung. Bei einem Achsabstand von 13,2 m können die Stützen keine durchgehende weite Öffnung haben. Die Container bei Kran 1 müssen immer sehr hoch gehoben werden. Die Container bei Kran 2 folgen weitgehend dem optimalen Pfad. Weil der Lastweg in einigen Fällen etwas länger als bei einem konventionellen Kran ist, erhöht sich auch die durchschnittliche Spielzeit geringfügig.

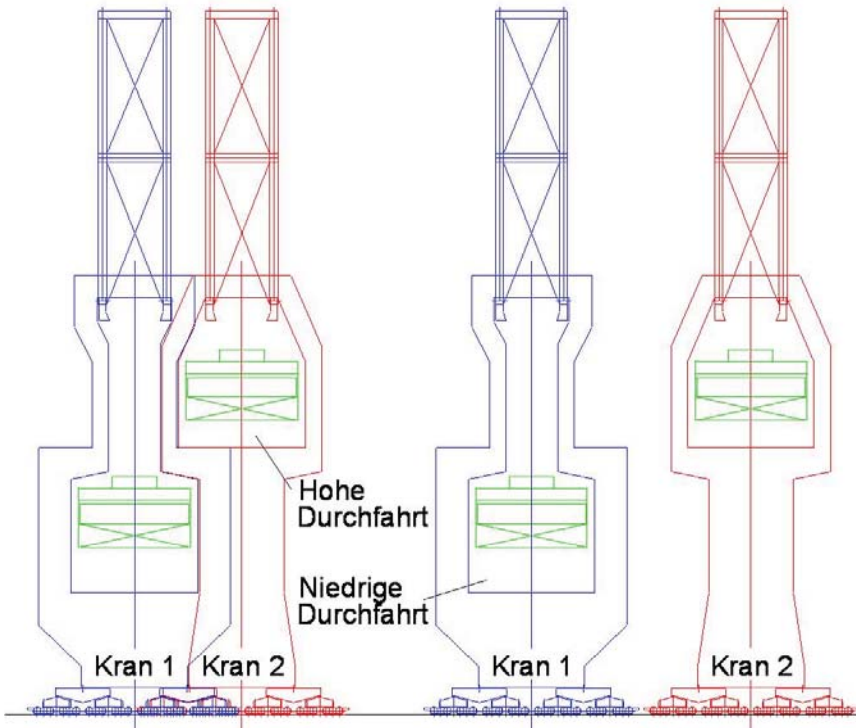


Bild 11: Vorderansicht mit Headblock, Spreader, Überhöhenrahmen und Highcube Container

Bild 11 zeigt die Vorderansicht der wasserseitigen Stützen beider Krane. Da die Kranschiene für Kran 2 (blau) zurückgesetzt ist, kann die Stütze von Kran 2 ähnlich wie bei den Bananenelevatoren teilweise hinter die von Kran 1 (rot) fahren. Mit eingedrückten Puffern haben die Fahrwerke eine Breite von 26,4 m. Die maximale Breite über den Fahrwerken beträgt bei Kran 1 (rot) 23,6 m und bei Kran 2 (blau) 19,6 m. Die Durchfahrtsbreite für Container und Lukendeckel beträgt 15,6 m. Der Eckabstand ist mit 12,8 m ungefähr genauso groß wie bei konventionellen Kranen.

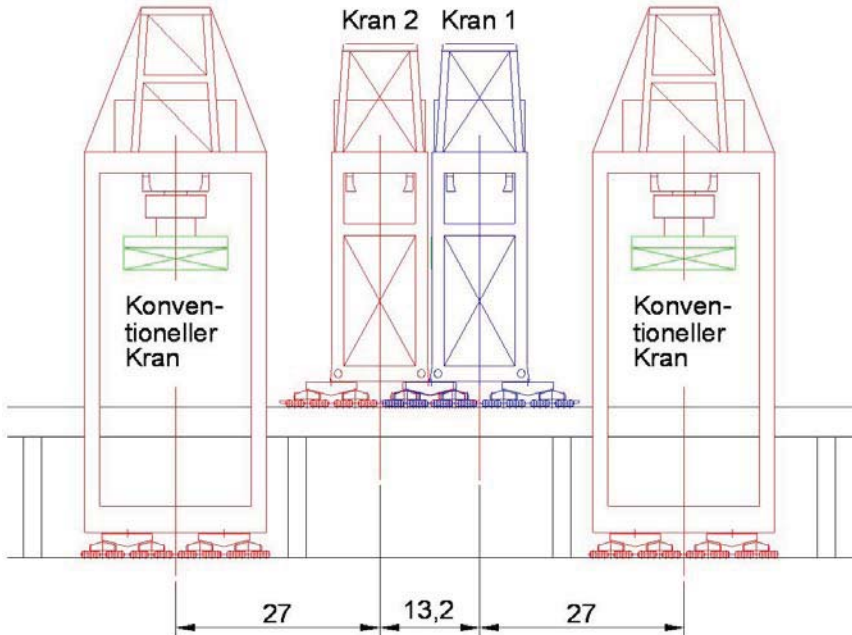


Bild 12: Landseite mit Mix aus konventionellen Kranen und SlimCranes

Bild 12 zeigt die landseitigen Fahrwerke und Stützen auf einer aufgeständerten Kranbahn. Konventionelle Krane können mit dem SlimCrane zusammenarbeiten, wenn zusätzlich die übliche 30,48 m-Kranbahn vorhanden ist. Der Achsabstand vom SlimCrane zum konventionellen Kran beträgt 27 m.

7. Kosten und weitere Entwicklung des SlimCrane

Der SlimCrane hat ein konventionelles Oberteil. Die wasserseitige Stütze ist etwas schwerer als die eines konventionellen Krans. Das Portal und die landseitige Stütze sind erheblich leichter. Gewichtsmäßig gleicht sich das weitgehend aus. Für den Stahlbau und Maschinenbau wird es keinen großen Preisunterschied zum konventionellen Kran geben.

Die Elektrik wird teurer. Eine besondere Antisway-Steuerung ist erforderlich, um Kollisionen zwischen Spreader und Flippern mit den wasserseitigen Stützen sowie 45 ft-Containern, Flippern und Spreadern von Nachbarkranen fehlersicher zu verhindern.

Die aufgeständerte landseitige Kranschiene ist teurer als die ebenerdige. Die Zahl der Krane auf einer vorgegebenen Kaistrecke und damit auch die maximale Last auf den Kranbahnbalcken verdoppelt sich. Dadurch erhöhen sich die Baukosten pro m Kailänge. Da sich jedoch für eine gegebene Umschlagmenge die Länge der Kranbahn drastisch verkürzt, ergibt sich eine erhebliche Minderung der Baukosten für eine vorgegebene Umschlagmenge.

Um einen Einsatz an einer bestehenden Kaianlage zu ermöglichen, wird derzeit ein SlimCrane mit Gegengewicht auf der Landseite und integrierter Lasch- und Lukendeckelplattform mit darunter liegender Servicespur entwickelt. Ein bestehender Kranbahnbalcken könnte verwendet werden. Die wasserseitige Kranschiene müsste jedoch durch eine Doppelschiene wie auf Bild 13 ersetzt werden. Der Kran wird schwerer, wenn die Kranschiene dicht an der Kaikante verläuft, da die wasserseitige Stütze dann nicht durchgehend als Pendelstütze gestaltet werden kann.



Bild 13: Doppelschiene für Containerkrane

8. RMG und deren Kranschiene

Bei Stapelkränen auf Schienen (RMG = Rail Mounted Gantries) werden die Container im Abstand von nur ca. 450 mm gestapelt. Die Stellplatzdichte ist sehr viel größer als bei einem Betrieb mit Straddle Carriern und Reachstackern. Trotzdem gibt es noch Möglichkeiten einer besseren Flächenausnutzung. Üblicherweise werden RMG-Kranbahnen rechtwinklig zum Kai angeordnet. Um eine möglichst große Zahl von Containern zwischen 2 Kranschiene lagern und umschlagen zu können, arbeiten mindestens 2 RMG an einem Block. Bild 14 zeigt eine typische Anordnung.

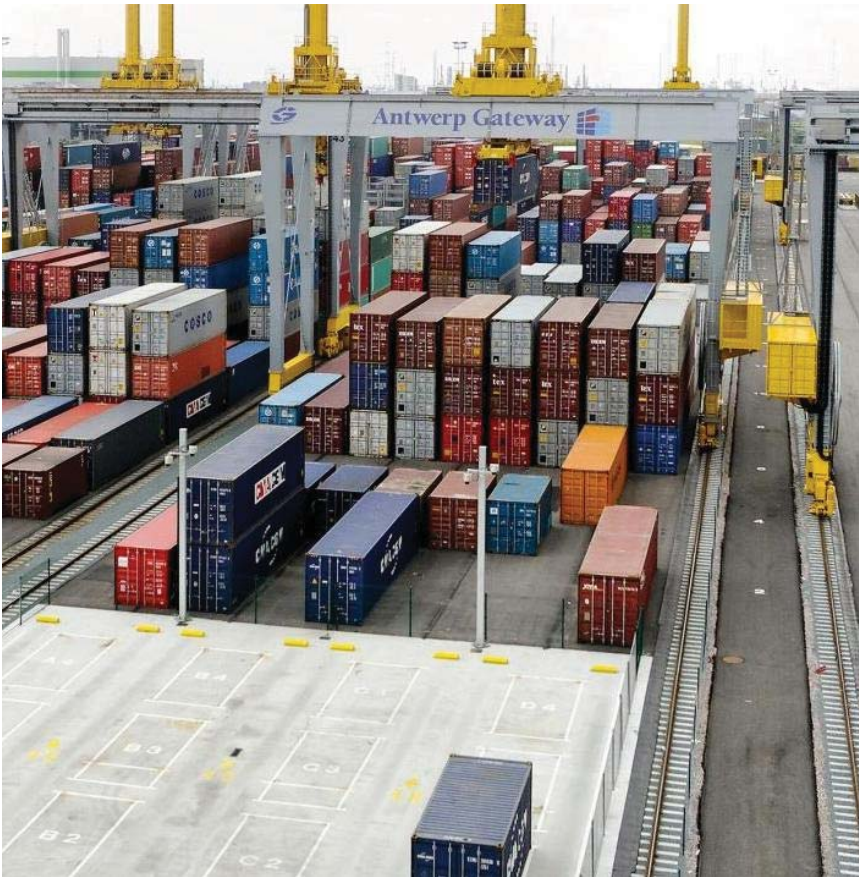


Bild 14: RMG mit Servicespur außerhalb des Portals (mit freundlicher Genehmigung von Gottwald Port Technology GmbH, Düsseldorf)

Ein RMG bedient primär die Wasserseite und das andere primär die Landseite. Ohne Feederschiffe sind beide RMG durchschnittlich in erster Näherung gleich ausgelastet. Auf der Landseite würden genauso viele Container ein- und ausgelagert wie auf der Wasserseite. Da bei der LKW-Auslieferung nicht so gut vorgeplant werden kann wie auf der Wasserseite, müssen dort unten liegende Container häufiger freigestapelt werden. Das führt sogar zu einer etwas stärkeren Auslastung der Landseite. Container von und zu Feederschiffen müssen jedoch zweifach auf der Wasserseite und nicht auf der Landseite abgefertigt werden. Ein hoher Feederschiffanteil führt zu einer gravierend stärkeren Auslastung des wasserseitigen RMG und einer nicht ausreichenden Auslastung des landseitigen Krans. Im HHLA-Konzern sind die RMG so konstruiert, dass ein RMG über das andere hinweg fahren kann und die RMG somit frei arbeiten können. Das führt zu einer sehr komplexen Steuerung, sehr teuren Kranen, zusätzlichen Kranbahnen und einem sehr hohen Platzbedarf. In anderen Terminals wird der landseitige Kran bei mangelnder Auslastung zu Housekeeping Moves (Kranspiele zum Sortieren) genutzt. Er optimiert die Container-Stapelung, sodass der wasserseitige Kran möglichst kurze Wege fahren und nicht umstauen muss. Das Konzept nach Bild 15 ermöglicht eine erhebliche Einsparung des spezifischen Platzbedarfs bei der üblichen und der bei HHLA-Lösung.

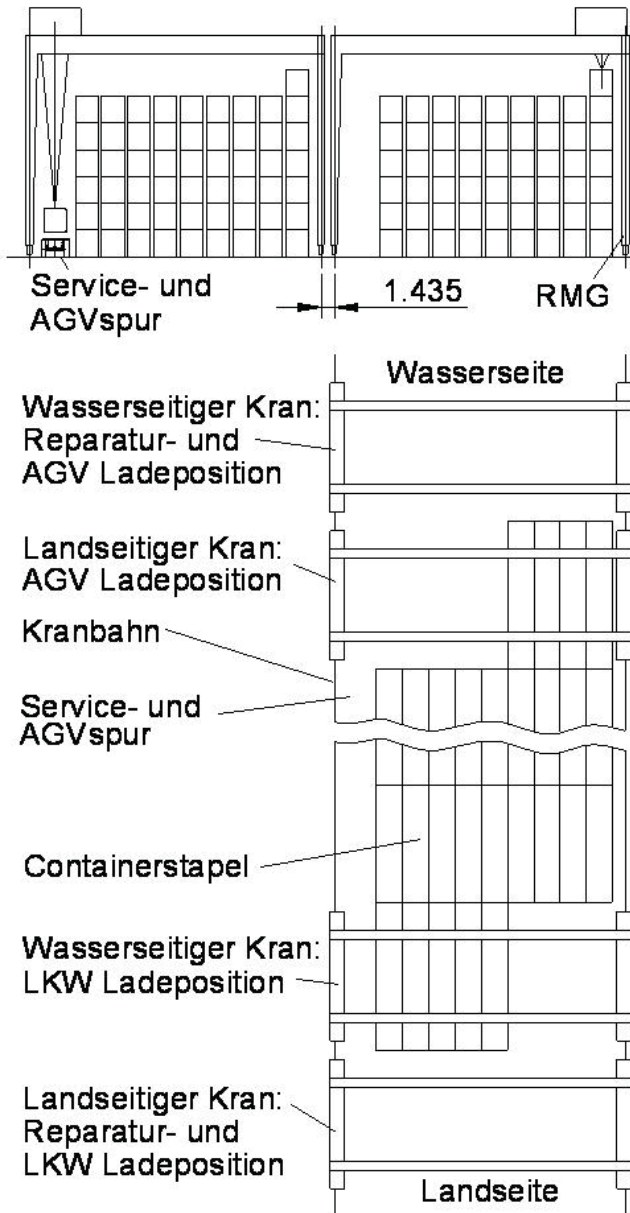


Bild 15: RMG mit 1,435 mm Spurbestand zum Nachbarkran und innen liegender Servicespur

Die Service-Spur liegt innerhalb des Portals und kann deshalb auch von AGV (Automatic guided Vehicles) befahren werden. Ein Teil der AGV fährt auf der Servicespur in die Nähe des umzuschlagenden Containers. So werden die durchschnittlichen Transportwege für das RMG und damit die Spielzeiten kürzer. Längere Blöcke mit besserer Platzausnutzung sind möglich. Das wasserseitige RMG benötigt einen Reparaturplatz auf der Wasserseite, das landseitige einen auf der Landseite. Der Übergabebereich wird so gestaltet, dass das jeweils andere RMG weiterarbeiten kann. Durch die versetzte Anordnung der Übergabeplätze können die RMG im Takt parallel arbeiten. Somit kann auch das landseitige RMG auf der Wasserseite arbeiten. Die RMG-Fahrwerke müssen so konstruiert werden, dass während einer Störungsbehebung am Fahrwerk eines RMG nicht auch die RMG aus dem Nachbarblock stillgelegt werden müssen.

Die RMG erfordern eine sehr gut ausgerichtete Kranbahn. Die Lagerplätze liegen häufig auf aufgeschüttetem Gelände mit starken und ungleichmäßigen Setzungen. Die Folge ist häufiges Nachstopfen des Schotters unter den Schwellen der Kranbahn. Für Kranschienen gibt es dafür keine vollautomatischen Stopfgeräte. Die an einem Bagger angebrachten Stopfwerkzeuge wie auf Bild 16 benötigen dafür mehrere Tage. So lange muss der Lagerblock stillgelegt werden. Alle Container sind vorher auszulagern. Bild 15 zeigt eine Lageranordnung, bei der die Außenkanten der Kranschienen benachbarter Krane einen Abstand von 1435 mm haben. Unter dieser Voraussetzung können vollautomatische Gleisausricht- und Stopfmaschinen mit einer Leistung von 200 m/h die Ausrichtung der Kranschienen übernehmen. Derartige Maschinen gibt es auch als Zweibein-Fahrzeug, d.h. sie können den Einsatzort ohne Gleis erreichen. Das Nachstopfen geht mit diesen Automaten so schnell, dass die Lagerblöcke nicht leerräumt werden müssen. Neben der sehr kosten- und platzsparenden Bauweise gibt es somit erhebliche betriebliche Vorteile.



Bild 16: Stopfwerkzeug an einem Bagger



Bild 17: Vollautomatische Gleisausricht- und Stopfmaschine

9. Hafensbahn

Wie in anderen Häfen sind bei der Hamburger Hafensbahn geeignete, ausreichend lange Abstellgleise mit Zugang für E-Lokomotiven knapp. Dabei gibt es E-Lokomotiven und Güterzüge von 700 m Länge seit mehr als 40 Jahren. Heute experimentiert die Bahn mit Zügen von 835 m Länge. Die Lösung der Hafensbahn sind Gleiskategorien mit gestaffelten Nutzungsgebühren, die die Nutzer motivieren, die für E-Loks geeigneten langen Gleise mit guter Netzanbindung möglichst schnell wieder frei zu machen. Das Ergebnis sind zusätzliche Zugfahrten mit Rangierlokomotiven. Für den Nutzer bedeutet das Aufwand. Gleisangel und teure, komplizierte Gleisnutzung im Seehafen provozieren beim Nutzer die komplizierte Verlagerung der Waggonvorhaltung ins Hinterland. Bei den im Güterverkehr üblichen Verspätungen ist das eine schwierige Angelegenheit.

Die technisch operationelle Lösung wäre ein bedarfsgerechter Ausbau. Was ist bedarfsgerecht? - Derzeit erfolgt die Planung weitgehend immer noch wie zu Zeiten, als es weder Rangierfunk noch Funksteuerung gab. Die Lokomotive fährt immer vorne. Damit die Lokomotive wieder aus dem Gleis herauskommt, wird das Abstellgleis an beiden Seiten angeschlossen.

Es geht wesentlich einfacher! Wenn sich im Einfahrtbereich der Abstellgleise ein Gleisdreieck oder ein Wendebogen zum Wenden der Züge befindet, können die Abstellgleise als Sackgleis angelegt werden. Wenn man die 2 zusätzlichen Weichen für das Gleisdreieck oder den Wendebogen außer Acht lässt, halbiert sich dadurch die

Zahl der Weichen. Die Gleissicherungstechnik und Steuerung ist gravierend einfacher und billiger. Für Elektrolokomotiven reicht eine Spitzenüberspannung der ersten 30 m jedes Abstellgleises. Die Gleisgruppe Altenwerder Ost wäre z.B. ca. 600 m kürzer.

Wie Bild 18 zeigt, gibt es in Altenwerder sogar schon ein Gleisdreieck. Nur ein kurzes zusätzliches Ausziehgleis wäre erforderlich.

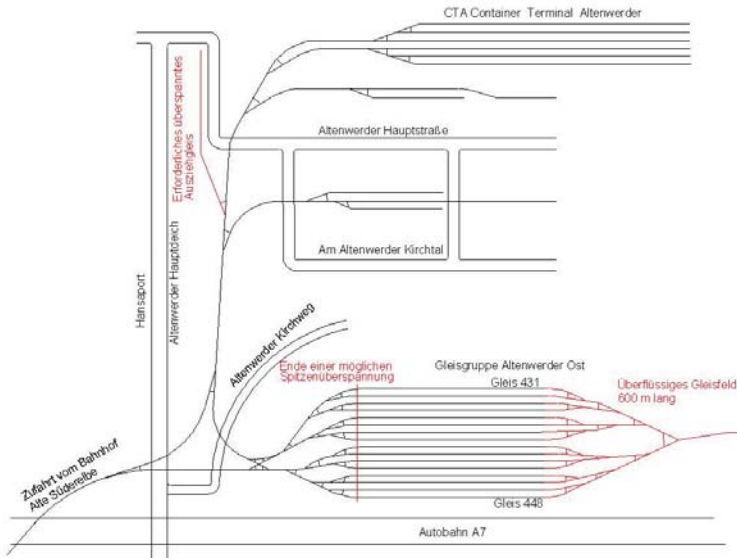


Bild 18: Skizze der Gleisanlagen Altenwerder

Um den Bahntransport effektiver und kostengünstiger zu gestalten, müssen in direkter Nähe der Containerterminals Abstellgleise geschaffen werden, die als Sackgleise gestaltet und von Streckenloks direkt erreichbar sind. Je nach Fahrplanteure des jeweiligen Zuges würde die Streckenlok den Zug direkt ins Umschlaggleis oder aufs Abstellgleis schieben. Das vorgestellte Konzept mit Sackgleisen zeigt, wie das platzsparend und kostengünstig möglich ist. Sackgleise können später sehr einfach für 835-m-Züge verlängert werden.

10. Stationäre Schiffsbelader und Krane

Bild 19 zeigt einen auf Schienen verfahrenen Schiffsbelader auf massiver Kaikonstruktion. Damit der Schiffsbelader das Ladegut an jeder beliebigen Stelle aufnehmen kann, ist im Falle feuchtigkeitsempfindlichen Ladeguts eine aufwändige Galerie erforderlich, in der ein Bandschleifenwagen das Ladegut vom Förderband auf den Schiffsbelader fördert. Bei großen Schiffen ist dies die einzig sinnvolle Lösung.



Bild 19: Verfahrbarer Schiffsbelader



Bild 20: Stationärer Schiffsbelader

Für Schiffe bis zu einer Länge von ca. 150 m ist es jedoch möglich, das Schiff zu verholen, statt den Schiffsbelader zu verfahren. Dann benötigt der Schiffsbelader keine Kaimauer. Wie Bild 20 zeigt, reicht ein Pfahlrost mit einer davor liegenden Dalbenreihe.

Damit jede Luke des Schiffs erreicht werden kann, ist eine Uferlänge von ca. 1,8 Schiffslängen erforderlich. Verglichen mit einer Kaimauer-Lösung sind die Investitionskosten für die Dalben und die Fundamente des Beladers minimal. Das Gleiche gilt für die Investitionskosten des Beladers und der Förderanlagen. Die Instandhaltungskosten für die stationäre Anlage sind wesentlich geringer als die für eine fahrbare Anlage.

Das Ufer kann weitgehend naturbelassen bleiben. Wichtig für die einwandfreie Funktion sind neben einer ausreichenden Anzahl von Dalben einige Poller - an Land zum Festmachen des Schiffs und auf der Beladerplattform, um die Leinen zum Verholen des Schiffs aufzulegen. Es ist auch möglich, Verholwinden auf der Beladerplattform zu installieren. Dann kann der Bediener der Förderanlage das Verholen durchführen.

Ähnliches gilt für den Kranumschlag. Bei Schiffen bis zu einer Länge von ca. 150 m kann ein ortsfester Drehkran wie auf Bild 21 Schüttgut und Break Bulk umschlagen. Für den Containerumschlag ist ein ortsfester Kran mindestens genauso schnell wie ein Hafemobilkran.

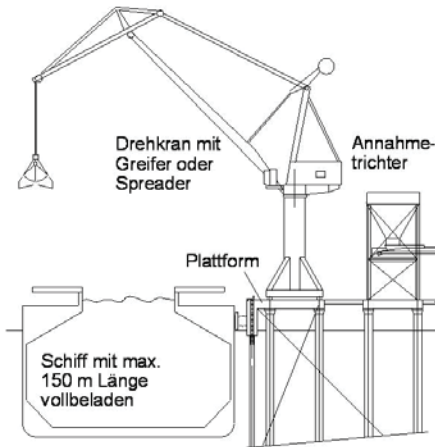


Bild 21: Ortsfester Drehkran

In vielen Fällen findet ein Transport mit Küstenmotorschiffen oder Binnenschiffen nicht statt, weil kein Hafen verfügbar ist. Das Verholen von Schiffen zur Be- und Entladung ist nicht neu. Es sollte bei kleinen Umschlagmengen vermehrt genutzt werden. Ortsfeste Beladeanlagen bieten die Möglichkeit, bei minimalem landseitigen Flächenbedarf und geringen Investitionskosten Straßentransport durch Schiffstransport zu ersetzen. Fast jedes Ufer ist geeignet. Die Eingriffe in die Natur sind verglichen mit einer Kaianlage sehr gering.

11. Ergebnis

Für einige Bereiche wurde aufgezeigt, wie Kaimauerlänge, Hafensfläche und Ressourcen erheblich besser genutzt werden können. Statt neue Kaimauern zu bauen, können schmalere Krane eingesetzt werden. Statt neuer Flächen können Container auf vorhandenen Flächen kompakter gelagert werden. Für weitere Bereiche müssen ressourcensparende Lösungen entwickelt werden. Wenn man die Lösungen kombiniert, werden die Hafenanlagen kompakter. Ziel ist ein COMPACT PORT, in dem auf kleinerer Fläche mehr umgeschlagen werden kann. Damit können Flächenengpässe teilweise beseitigt und Zuwächse bei den Umschlagmengen realisiert werden. Für einige Ladungsströme ist nur mit einem COMPACT PORT eine Verlagerung auf das Schiff wirtschaftlich darstellbar.

Die Umstrukturierung des Warnow-Fährterminals

Rostocks weitere Entwicklung als einer der wichtigsten Logistikstandorte im Fährverkehr

133

Herr Dipl.-Ing. Tobias Günzl

Herr Dipl.-Ing. Tobias Günzl

Inhaltsverzeichnis

- 1 Zusammenfassung
- 2 Die Umstrukturierung des Warnow-Fährterminals in Rostock
 - 2.1 Bedeutung des Fährverkehrs im Universalhafen Rostock
 - 2.2 Bautechnische Gliederung des Warnow – Terminals
 - 2.3 Neubau des Anlegers am Liegeplatz 54
 - 2.4 Neubau des Anlegers am Liegeplatz 65
 - 2.5 Umbau des Anlegers Liegeplatz 53 für die Finnstar - Klasse
 - 2.6 Umbau der Gatelinie
- 3 Liegeplatz 54: Fotos aus der Projektrealisierung 2011
- 4 Schrifttum

1 Zusammenfassung

Der Warnowterminal auf dem Pier I des Seehafens Rostock stellt den wichtigsten Terminalbereich im Universalhafen Rostock dar. Über den RoRo Verkehr werden ca. 50% des Gesamtumschlags des Seehafens Rostock abgewickelt. Im Zuge der Umstrukturierungen und Neuentwicklungen im RoRo- Verkehr wird aktuell der gesamte Terminalbereich umgestaltet. Kernstück der Umgestaltung sind die Anlegerneubauten an den Liegeplätzen 54 und 65. Darüber hinaus werden die Vorstellflächen neu strukturiert sowie die Gatelinie verlegt. Mit dem aktuell laufenden Neubau des Liegeplatzes 54 wurde bereits der Startschuss für dem Umbau des Warnowterminals mit einem geplanten Gesamtinvestitionsvolumen von ca. 60 Mio EUR gegeben. Speziell die am zukünftigen Liegeplatz 54 abzufertigende Fähroute Rostock – Gedser wurde dem EU - Förderprojekt ‚Motorways of the Seas‘ zugeordnet. Mit der Indienststellung von 2 Scandlines - Schiffsneubauten ist – beginnend ab der Indienststellung 2012 - eine Verdoppelung der derzeit vorhandenen Fährkapazität geplant. Darüber hinaus ist ein weiterer Anlegerneubau mit heckseitigen Doppeldeckkrampen, Oberdeckseitenbeladung sowie Gangwayanbindung am Liegeplatz 65 geplant. Der Vortrag stellt die umfangreiche Gesamtbaumaßnahme im Seehafen Rostock dar.

2 Die Umstrukturierung des Warnow-Fährterminals in Rostock

2.1 Bedeutung des Fährverkehrs im Universalhafen Rostock

Deutschlandweit ist der Seehafen Rostock der größte Universalhafen und gleichzeitig neben Lübeck – Skandinavienkai der bedeutendste Fährhafen. Alleine hieraus wird ersichtlich, dass der Fährverkehr im Universalhafen Rostock die wichtigste Umschlagskomponente im Seehafen Rostock ist. Aktuell entspricht der Anteil des Fährverkehrs ca. 50% des Gesamtumsatzes. Mit Fährlinien in den gesamten Ostseebereich, deutlich dominiert von den Dänemark – und Schwedenverkehren (Scandlines und TT- Line) bedient der Seehafen Rostock die gesamte Ostsee. Wachsendes Potential bietet neben den genannten traditionellen Verkehren die von Finnlines operierten Linien in Richtung Polen und Finnland. Eine stabile Rolle spielen zusätzlich die Russland- und Baltikumsverkehre.

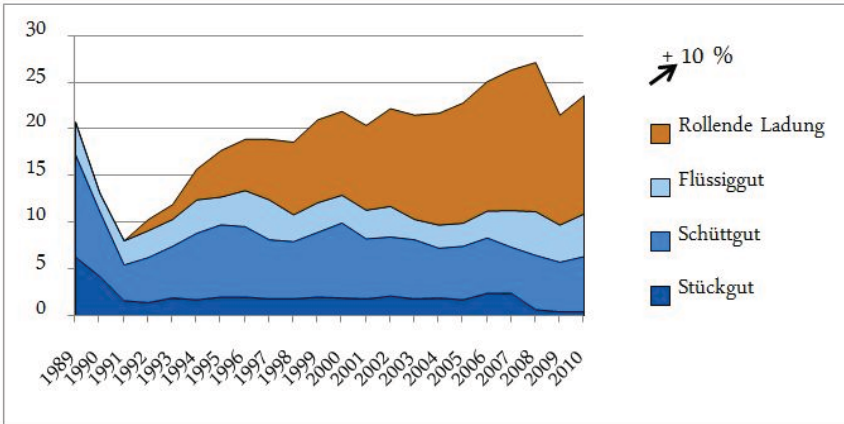


Abb. 1: Darstellung der Umschlagsanteile im Seehafen Rostock

Dabei konzentriert der Warnowterminal auf der Pier I aufgrund seiner unmittelbaren Nähe zum Fahrwasser sämtliche Fährverkehre und hat entsprechend eine Herausragende Stellung in den Kaianlagen im Seehafen Rostock.

2.2 Bautechnische Gliederung des Warnow – Terminals

Wie aus dem Luftbild der Abb. 2 ersichtlich bietet der Warnow – Fährterminal den direkten Zugang zum Seekanals Rostock und ist daher insbesondere für den Fährverkehr geeignet. Während sich im nördlichen Bereich die RoRo Verkehre mit begleiteten Fahrzeugen konzentrieren werden im südlichen Bereich die unbegleiteten Verkehre abgefertigt. Hier spielt die Nähe zum KLV Terminal und zu den Lagerhallen eine erhebliche Rolle.

Der hier betrachtete Teil des Warnowterminals konzentriert sich auf den nördlichen Bereich. Hier sind die Liegeplätze mit den beweglichen Fährbrücken eingeordnet, welche durch das zentrale Gate bedient werden.



Abb. 2: Lageübersicht und Luftbild des Warnow-Terminals

An den vorhandenen Liegeplätzen 64 – 67 sowie Liegeplatz 53 konzentrieren sich die Schweden, Finnland und Dänemarkverkehre. Besonders hervorzuheben ist dabei der Liegeplatz 67, welcher über eine Hauptdeckbelastung die Abfertigung der Fährlinie Rostock – Gedser nach Dänemark ermöglicht. Dieser Anleger, ursprünglich errichtet

in den 1990-er Jahren, wurde ca. 2006 so adaptiert, dass erstmals in Rostock eine Abfertigung der Fährschiffe innerhalb von 15 Minuten, d.h. das An- und Ablegemanöver sowie die komplette Be- und Entladung stattfinden kann.

Aktuell werden erhebliche Umbaumaßnahmen auf dem gesamten Warnowterminal umgesetzt, welche eine Anpassung an neue Verkehrsströme und Kapazitätserhöhungen erfordern. Die Abb. 3 zeigt einen Überblick über mehrere Einzelmaßnahmen.

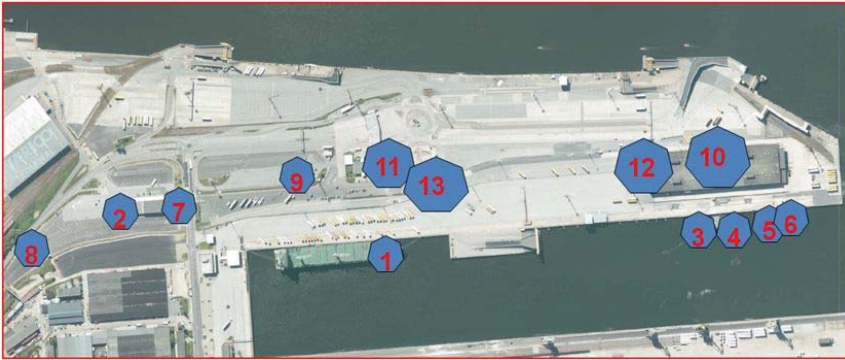


Abb. 3: Einzelmaßnahmen zur Umstrukturierung Warnow-Fährterminal

2.3 Neubau des Anlegers am Liegeplatz 54

Ein wesentlicher Schub für die Weiterentwicklung des Gesamtterminals und den Umsatz des Hafens insgesamt wird durch den Neubau am Liegeplatz 54 mit einer Kapazitätserhöhung des Scandlines – Fährverkehrs stattfinden. Ab dem II. Quartal 2012 wird Scandlines seine Schiffsneubauten, welche speziell für die Verkehre Rostock – Gedser konzipiert wurden, in Betrieb nehmen. Die Schiffe werden derzeit auf den P+S WERFTEN GmbH in Stralsund hergestellt. Auf den Schiffen beträgt die Aufstelllänge der Fahrspuren ca. 1.600 m. Dabei können LKW – Verkehre sowohl im Haupt- als auch im Oberdeck abgefertigt werden.



Abb. 4: Visualisierung der Schiffsneubauten für die Linie Rostock - Gedser

Für diese Neubauten sind sowohl im Hafen Gedser als auch im Hafen Rostock Neubaumaßnahmen der Anleger erforderlich. Das geschätzte Investitionsvolumen im Hafen Gedser beträgt ca. 50 Mio. Euro.

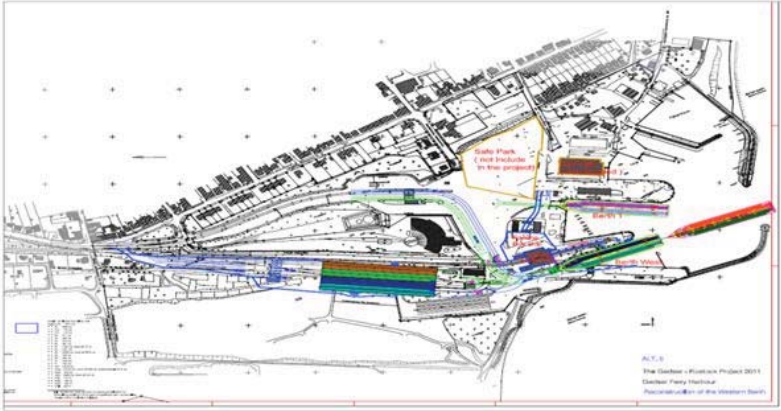


Abb. 5: Lageübersichtsplan der Umbaumaßnahmen in Gedser

Im Hafen Rostock sind am Liegeplatz 54 umfangreiche Eingriffe in den Bestand erforderlich. Abb. 6 zeigt den Liegeplatz noch vor Beginn der Neubaumaßnahmen. Im Hintergrund der Abb. 5 sind die laufenden Dänemark – Verkehre über den Liegeplatz 67 zu erkennen. Weiterhin ist deutlich die Kaihalle 8 zu erkennen, welche im Zuge der Neubaumaßnahmen abgerissen und an anderer Stelle neu zu errichten ist, um entsprechende Vorstellflächen zu schaffen.



Abb. 6: Ansicht des Liegeplatzes 54 vor Beginn der Neubaumaßnahmen

Der Neubau des Anlegers am Liegeplatz 54 beinhaltet unter anderem eine speziell angepasste Doppeldeck – Fährbrücke, welche in Kombination mit den Automoorings – Anlagen und der speziellen Rampengeometrie eine Abfertigung der Schiffe innerhalb von 15 Minuten ermöglichen wird. Dies ermöglicht einen 2-stündigen Fahrplan im Fährverkehr und eine hohe Akzeptanz der Route.

Aus diesen Anforderungen wird deutlich, dass der Fähranleger auf die Geometrie der Fährschiffe ‚maßgeschneitert‘ zu errichten ist, d.h. der Anleger ist so konstruiert, dass ausschließlich diese Schiffe angefertigt werden können.

Um eine Abfertigung innerhalb der 15 Minuten mit – neu – LKW Verkehren im Oberdeck (innerhalb der Abfertigungszeit) realisieren zu können ist eine 4 – spurige Be- und Entladung, eine vollautomatische Schiffsverzurrung, eine knickwinkeloptimierte Fährbrücke sowie eine entsprechend eingeordnete Gangwayanlage erforderlich. Abb. 7 zeigt den Gesamtübersichtsplan der wasserbaulichen Anlagen und der Vorstellflächen.

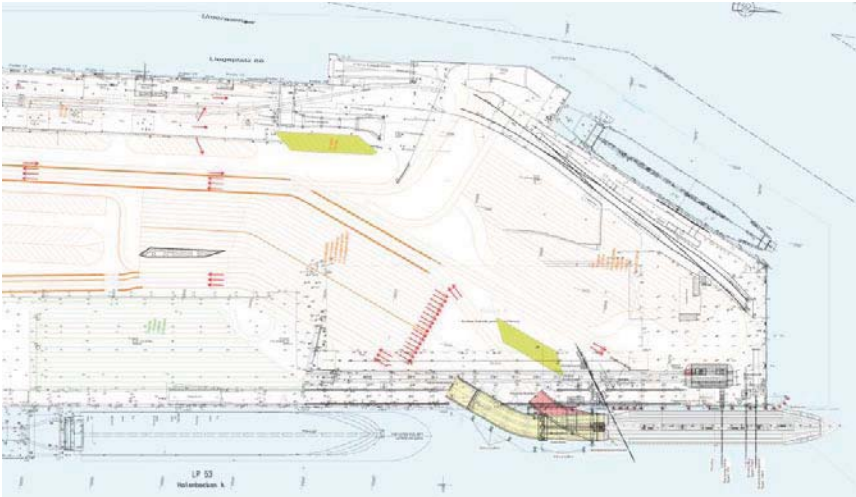


Abb. 7: Gesamtübersichtsplan Neubau Liegeplatz 54

Hervorzuheben ist, dass mit der optimierten Planung erhöhte Anforderungen an die Brückengeometrie der Fährbrücken realisiert wurden. Hierbei wurde eine durch uns entwickelte Patentlösung eingesetzt, die darauf zielt, die Länge der Fährbrücke zu beschränken und gleichzeitig optimale Überfahrtsbedingungen zu gewährleisten.

Neben den eigentlichen Haupt- und Oberdeckbrücken wird ein Gangwaygebäude für den Passagierverkehr von bis zu 400 Personen errichtet. Insbesondere die Vorgaben des Nutzers des Fähranlegers zur Planungs- und Bauzeit bis zur Indienststellung des Anlegers erforderten höchste Ansprüche an die Planung sowie eine losweise Vergabe der Bauleistung einschl. auftraggeberseitiger Vorbestellung zeitkritischer Bauteile.

Entsprechende Umbaumaßnahmen sind im Bereich der Vorstellflächen erforderlich. Grundvoraussetzung ist der Abriss der Kaihalle 8. Zusätzlich sind die laufenden Verkehre am Liegeplatz 67 und 53 nicht zu behindern und einzuordnen.

Das Vorstellflächenkonzept ist derart aufgebaut, dass die Fahrspuren auf dem Terminal 1 : 1 die Fahrspuren auf dem Schiff abbilden, d.h. gleich das gesamte Verkehrsband auf das Schiff gezogen wird. Um entsprechendem Platz zu schaffen und einen Rückstau aus dem südgehenden Verkehr zu vermeiden ist die Gatelinie umzuverlegen. Dies ist eine gesonderte Maßnahme der HERO (Hafenentwicklungsgesellschaft Rostock mbH). Parallel hierzu müssen die gesamten Vorstellflächen und Medienversorgung angepasst werden. Abbildung 8 zeigt hierzu eine Übersicht für den gesamten Terminal.

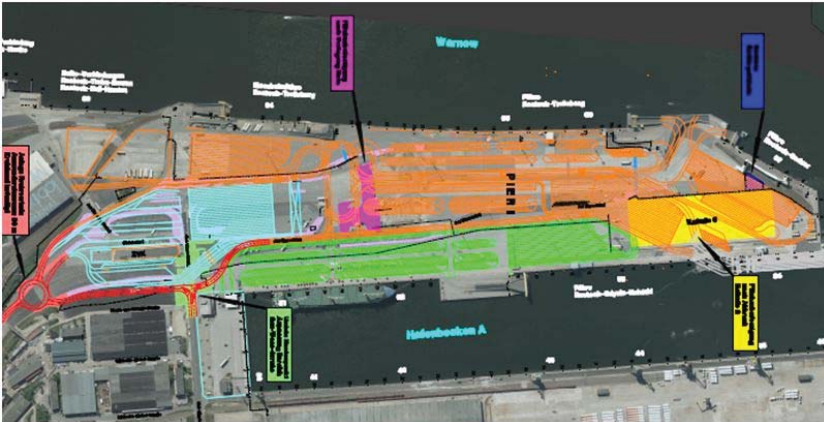


Abb. 8: Gesamtübersicht Neugestaltung Vorstellflächen auf dem Warnowterminal Pier I

Insgesamt zeichnet sich der Liegeplatz 54 durch seine spezielle Anpassung an die neue Fährschiffgeneration aus, die ab 2012 in Dienst gestellt wird. Damit wird im Vergleich zur bisherigen Kapazität der Fährlinie Rostock – Gedser eine Kapazitätsverdoppelung erreicht und die positive Entwicklung der Fährlinie aus den letzten Jahren fortgesetzt. Insofern ist der Neubau des Liegeplatzes 54 ein Schlüsselprojekt für die weitere Entwicklung des Seehafens Rostock.

2.4 Neubau des Anlegers am Liegeplatz 65

Im Rahmen des Gesamtumbaus der Fähranleger am Pier I im Seehafen Rostock ist die Neuordnung der Schweden – Verkehre geplant. Hierzu ist geplant den Anleger Liegeplatz 65 als Doppeldeck – Fähranleger neu errichtet. Dabei ist der Fähranleger für allgemeinen Ostseefährverkehr mit Schiffslängen von max. 250 m und 32 m Schiffsbreite entwickelt, so dass unterschiedlichste Fährschiffgenerationen durch diesen Anleger bedient werden können. Abb. 9 zeigt die Gesamtübersicht zum Anleger.

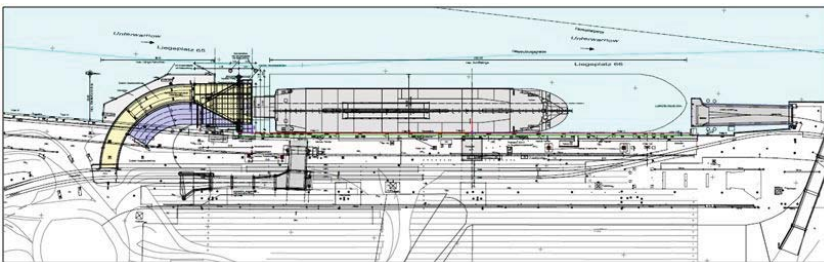


Abb. 9: Gesamtübersicht Neubau Anleger Liegeplatz 65

Durch den Anleger können jeweils 2-spurig im Ober- und Hauptdeck Verkehre abgezogen bzw. zugeführt werden. Weiterhin ist sowohl eine Oberdeck – Seitenbeladung als auch eine Gangwayanlage in das Gesamtkonzept des Anlegers integriert.

Als Kernstück des Anlegers wurde ein ca. 22 m breite Hauptdeckbrücke sowie eine durchgängig ca. 18 m breite Oberdeckbrücke konzipiert. Aufgrund der erhöhten Anforderungen an die Überfahrwinkel der Anlage infolge tiefliegender Fahrzeuge wurde auch hier im Hauptdeckbereich eine von uns entwickelte Patentlösung in das Gesamtkonzept integriert. Durch die Lösung wurde erreicht, dass die erforderliche Brückenlänge ca. halbiert wurde. Das Brückenkonzept ist in Abb. 10 dargestellt.

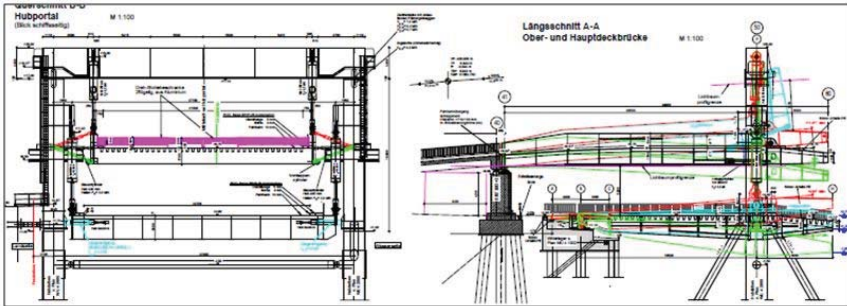


Abb. 10: Fährbrückenkonzept am Liegeplatz 65

Als Nutzer der neuen Anlage ist geplant, dass TT- Linie mittelfristig Schiffe mit Oberdeckheckbelastung auf der Schweden – Linie installiert. Durch diese Maßnahme, deren Voraussetzung die hafenseitigen Investitionen der Hafentwicklungsgesellschaft mbH Rostock geschaffen werden, wird mittelfristig die Wettbewerbsfähigkeit der Rostock – Trelleborg – Verkehre gestärkt. Die Projektrealisierung ist ab 2012 geplant.

2.5 Umbau des Anlegers Liegeplatz 53 für die Finnstar - Klasse

Der Fähranleger am Liegeplatz 53 wurde als Doppeldeck – Fähranleger im Jahr 2001 errichtet. Der Anleger ist für allgemeinen Ostseeverkehr ausgelegt, jedoch war bisher im Oberdeck ein Spezialadapter für die Tallink Schiffe vorhanden.

Im Zuge der Einordnung der Finnlines – Fährdienste im Jahr 2010 war ein Umbau des Anlegers erforderlich. Insbesondere mussten die Spezialadapter für Tallink im Oberdeck zurückgebaut und die Gangwayanlage an die Finnlines Schiffe angepasst werden.

Finnlines nutzt den Anleger am Liegeplatz 53 zur Abfertigung der Finnlandverkehre über Haupt- und Oberdeck. Eingesetzt werden Schiffe der Finnstar – Klasse mit einer Länge von ca. 220 m. Die Maximallänge am Liegeplatz 53 beträgt 250 m.



Abb. 11: Finnlines an Liegeplatz 53 mit Abfertigung im Haupt- und Oberdeck

Neben den Umbauarbeiten am eigentlichen Anleger ist ein Umbau der Gangway erforderlich gewesen, um die Abfertigung in die korrekte Schiffsebene zu erhalten.

2.6 Umbau der Gatelinie

Wesentlicher Bestandteil der Gesamtmaßnahme ist u.a. die völlige Neuorganisation der Verkehrsführungen auf dem Gelände. Dies hat auch die Verlagerung der bisherigen Gatelinie zur Folge. Da sich die Umsetzung der derzeit genutzten Gateüberdachung als wirtschaftlich nicht sinnvoll erwies, erfolgt nunmehr eine völlige Neukonstruktion des Daches, welche optimal dem gegenwärtigen und dem langfristig zu erwartenden Bedarf angepasst ist.

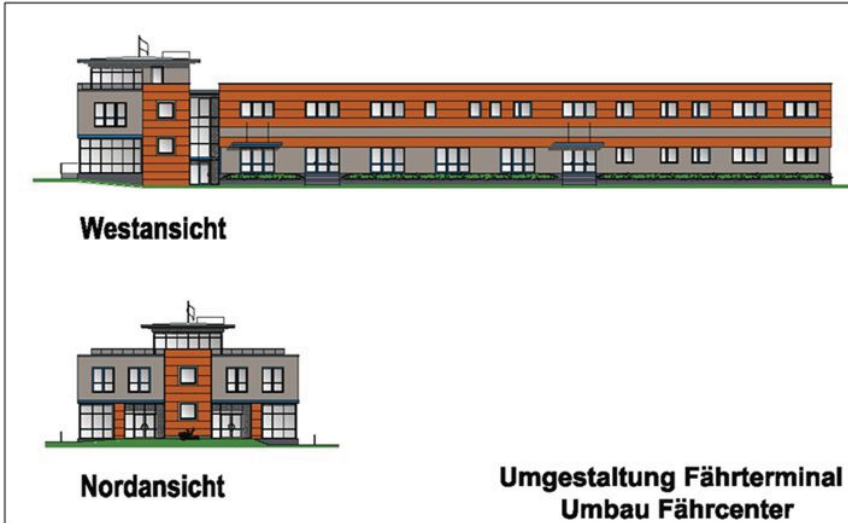


Abb. 12: Visualisierung Neubau Gate

Im Rahmen der Umgestaltung des Fährterminals auf dem Pier 1 im Rostocker Seehafen ist die neu zu errichtende Überdachung der Gatelinie das bestimmende bauliche Element. Die Stahlkonstruktion wird in zwei Bauabschnitten errichtet. Der erste Abschnitt überdacht die östlich gelegenen Fahrspuren fünf bis neun mit den dazugehörigen Abfertigungscontainern. Die Systemcontainer werden zwischen den Spuren auf zur Fahrbahn erhöhten Verkehrsinseln platziert. Zu einem späteren Zeitpunkt wird das Dach im direkten Anschluss in westlicher Richtung zum Schutz weiterer vier Abfertigungsspuren erweitert. Insgesamt erstreckt sich die Konstruktion über 63,65 Meter in ihrer Ost-West-Ausrichtung und über 14,00 Meter in ihrer Nord-Süd-Ausrichtung.

3 Liegeplatz 54: Fotos aus der Projektrealisierung 2011

Die Baumaßnahmen am Anleger Liegeplatz 54 begannen im April 2011. In parallel 5 Vergabeeinheiten / Hauptauftragnehmern wird der Anleger bis Februar 2012 erstellt.



Abb. 13: Liegeplatz 54 in der Bauphase

Dabei werden die Fährbrücken komplett in einer Werft vorgefertigt und im 4. Quartal 2011 eingebaut. Der Vortrag zeigt weitere Bilder aus der Bauphase.

4 Schrifttum

Als Literaturnachweis wurden interne Projektunterlagen sowie vom Auftraggeber bzw. Investor zur Verfügung gestellte Unterlagen genutzt.

Wilhelmshaven als Massenguthafen und Standort für Großkraftwerke

Ausbau der Niedersachsenbrücke und hafenindustrielle Entwicklung im Rüstersieler Groden Nord

*Herr Dipl.-Ing. **Martin Janßen***

Dipl.-Ing. Martin Janßen

Wilhelmshaven als Massenguthafen und Standort für Großkraftwerke

Ausbau der Niedersachsenbrücke und hafenindustrielle Entwicklung
im Rüstersieler Groden Nord

Dipl.-Ing. Martin Janßen
Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG

Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG (NPorts) baut derzeit unter Fortführung des laufenden Hafenbetriebes die Umschlagsanlage Niedersachsenbrücke für die Abfertigung voll abgeladener Capesize-Schiffe mit einem Tiefgang von 18,50 m und einer Tragfähigkeit von über 200.000 tdw aus. Diese Investition in die Infrastruktur ist das Ergebnis frühzeitiger Planungen im Zusammenhang mit dem ebenfalls kurz vor der Fertigstellung stehenden Containerhafen JadeWeserPort (JWP). Die Niedersachsenbrücke wird damit das einzige Terminal für trockene Massengüter in Deutschland sein, das Schiffe mit einem Tiefgang von über 16 m abfertigen kann. Mit der Vertiefung der Liegewanne verringern sich die Transportkosten von Steinkohle aus Übersee erheblich, da das Leichtern von Capesize-Schiffen in anderen Häfen vor dem Anlaufen in Wilhelmshaven zukünftig entfällt.



Bild 1: Kraftwerksbaustelle mit verlagertem Massenschüttgutlager im Jahr 2009
(Luftbild: Falcon Crest)

Bereits seit Mitte der 70er Jahre wird an der Niedersachsenbrücke überwiegend Steinkohle zur Versorgung des nahe gelegenen E.ON-Kraftwerks umgeschlagen.

Auf der Basis unserer Ausbauplanungen konnte Ende 2005 ein weiteres Energieversorgungsunternehmen erfolgreich angesiedelt werden. Das neue Steinkohlekraftwerk mit einer elektrischen Leistung von 800 MW und einem Wirkungsgrad von 46 Prozent wird voraussichtlich im nächsten Jahr den Betrieb aufnehmen.

Im Zuge dieser Neuansiedlung erlebte NPorts eine standortübergreifende Nachfrage von Energieversorgungsunternehmen nach hafennahen Flächen. Wesentliche politische Rahmenbedingungen für diese Nachfrage sind der sogenannte Atomkonsens vom 14. Juni 2000 sowie der kontinuierliche Abbau der Subventionen für den deutschen Steinkohlebergbau.

Seit dem Jahr 2008 werden über die örtliche Versorgung des bestehenden Kraftwerkes hinaus weitere rund 600.000 t/a Steinkohle für die Versorgung von im Hinterland liegenden Kraftwerken importiert und per Bahn transportiert. Parallel dazu befindet sich das erste automatisierte Massenschüttgutlager auf einer Fläche von rund 80.000 m² und einer Lagerkapazität von 450.000 m³ im Aufbau. Insgesamt ist auf dem Rüstersieler Groden Nord ein Flächenangebot für sieben Massenschüttgutlager gegeben. Der derzeitige BImSchG-Genehmigungsantrag sieht einen Jahresdurchsatz von 8,0 Mio. t über vier Lagerstreifen vor.

Bestehende und künftige Terminal- und Lagerkapazitäten sowie die Rahmenbedingungen des Standortes schaffen die besten Voraussetzungen, um Wilhelmshaven zu einem zentralen Umschlagplatz für Massenschüttgüter zu entwickeln.

1. Der Seehafen Wilhelmshaven

Wilhelmshaven erhielt seinen Namen im Juni 1869 durch König Wilhelm I. von Preußen, den späteren Deutschen Kaiser. Wenige Jahre zuvor war auf dem etwa 313 Hektar großen, vom Großherzogtum Oldenburg im Jahr 1853 erworbenen Gelände am tiefen Tidestrom der Jade-Bucht, mit dem Bau eines preußischen „Marine-Etablissements“ begonnen worden. Nachfolgend entwickelte sich Wilhelmshaven zu einem der bedeutendsten deutschen Marinehäfen.

Die Handelsschifffahrt war aus Gründen der militärischen Sicherheit, des bestehenden wirtschaftlichen und infrastrukturellen Umfeldes und aufgrund der Nähe zu den traditionellen Handelshäfen entlang der Ems, Weser und Elbe in seiner Entwicklung gehemmt. Erst im Jahr 1958 wurde auf dem Heppenser Groden mit der Inbetriebnahme des Anlegers der Nord-West Oelleitung GmbH und des zugehörigen Rohöllagers mit Pipelineanbindung die zivile Hafentwicklung eingeleitet. War die Aufspülung des Rüstersieler Watts und dessen Eindeichung (1960 - 1963) noch vom Bund aus militärischen Erwägungen initiiert, so diente die Schaffung des Voslapper Grodens (1971 - 1974) durch das Land Niedersachsen von vorneherein der Gewinnung von Industrie- und Gewerbeflächen.

Die Fertigstellung der Niedersachsenbrücke im Jahr 1972 für Massenschüttgutimporte und deren Nutzung zur Belieferung des E.ON-Kraftwerkes mit Importkohle, die Errichtung der Umschlaganlagen im Jahr 1975 für die Wilhelmshavener Raffineriegesellschaft mbH und im Jahr 1981 für die INEOS Vinyls Deutschland GmbH sowie die Deutsche Flüssigerdgas Terminal GmbH haben Wilhelmshaven zu Deutschlands größtem Imпорthafen für Rohöl und zu einem bedeutenden Umschlagplatz für Mineralölprodukte, Steinkohle, Salz und Chemikalien werden lassen und somit der Stadt neben der Bundesmarine ein weiteres wirtschaftliches Standbein gegeben.

Seinen Ruf als einzigen deutschen Tiefwasserhafen verdankt Wilhelmshaven jedoch der Vertiefung des Jadedehwassers in der Zeit von 1958 bis 1974. Dieses wurde mit Kostenbeteiligung der Mineralölwirtschaft realisiert. Das Ziel der Ansiedlung von Großbetrieben konnte allerdings nur zum Teil verwirklicht werden. Zeugnis dafür ist das große Potenzial an unbebauten Gewerbe- und Industrieflächen.

Neben den Hafenanlagen am tiefen Fahrwasser der Jade ist der Innere Hafen ein wichtiger Bestandteil Wilhelmshavens. Dieser ist über die große Seeschleuse zu erreichen. Die Liegenschaften, Wasserflächen, Uferanlagen und Brücken der früheren Reichsmarine wurden mit dem Hafenauseinandersetzungsvertrag von 1975 zwischen Bund, Land und Stadt aufgeteilt. Der Innere Hafen ist in den vergangenen 35 Jahren mit modernen Kaianlagen für den Umschlag von Stückgütern, Kühlladungen, Lebensmitteln, verschiedenen Massengütern und Containern ausgerüstet worden. Angesiedelt sind hier leistungsfähige Umschlagbetriebe, Werften und andere Servicebetriebe für die Schifffahrt.

1.1. Standortvorteile

Der Standort Wilhelmshaven verfügt über erhebliche hafenwirtschaftliche und industrielle Entwicklungspotenziale. Zu den Standortvorteilen zählen:

- Deutschlands einziger Tiefwasserhafen verfügt über ein Fahrwasser mit einer

Ausbautiefe von SKN -18,5 m,

- nautisch sichere, sehr kurze Revierfahrt von nur 23 Seemeilen,
- optimale Anbindung des Seehafens über die Autobahn A 29,
- leistungsfähige Bahnstrecke Wilhelmshaven - Oldenburg (derzeit Ausbau: Zweigleisigkeit - in Planung; Elektrifizierung),
- Pipelineanbindungen für den Transport und die Einlagerung von Rohöl,
- über mehrere 100 Hektar große industriell und gewerblich nutzbare Freiflächen,
- Potenzial für weitere Ausbaustufen des Containerhafens und der Umschlagbrücken,
- gut aufgestellte Hafenunternehmen und gegebene Expansionsräume im Inneren Hafen.



Bild 2: Lageplan des Seehafens Wilhelmshaven (Grafik: NPorts)

1.2. Regionalwirtschaftliche Beschäftigungseffekte

Der Fachbereich Seefahrt der Jade Hochschule hat eine Studie zur Untersuchung der Beschäftigungseffekte der niedersächsischen Häfen erstellt [1]. Das Ergebnis zeigt, dass in 2009 von den Seehäfen rund 41.000 Beschäftigte abhängen:

- Hafensabhängige Beschäftigte laut Primärdatenerhebung: 23.038
- Hochrechnung hafensabhängige Beschäftigte: 8.886

- Hafenabhängige Beschäftigte Marinestützpunkt Wilhelmshaven und Niedersächsisches Ministerium für Arbeit, Wirtschaft und Verkehr: 9.152
- Gesamt: 41.076

Hafenabhängig Beschäftigte bezeichnet diejenigen, deren Tätigkeit wegfiel, wenn es den Hafen nicht gäbe bzw. wenn wesentliche Teile des Hafens stillgelegt würden. Vor dem Hintergrund der Primärdatenerfassung sind diese Beschäftigten als direkt hafengebunden zu betrachten. Die Datenerhebung resultiert aus einer Fragebogenaktion, an der 935 Unternehmen beteiligt wurden. Die Rücklaufquote lag mit 683 Teilnehmern bei rund 72 %.

Für die Hafenregion Wilhelmshaven werden unter Einschluss des Landkreises Friesland insgesamt 4.212 Beschäftigte bei 43 hafengebundenen Unternehmen ermittelt, davon sind 3.864 Personen hafengebunden beschäftigt. Dies entspricht einem Anteil von 92 %. Der größte Anteil der hafengebundenen Beschäftigten ist bei Logistikunternehmen tätig. Auf diese Branche entfallen 52 %. Daneben wird die seehafenbezogene Wirtschaft durch Unternehmen im Bereich des Im- und Exports von Rohstoffen geprägt, die 10 % der hafengebundenen Beschäftigten entsprechen.

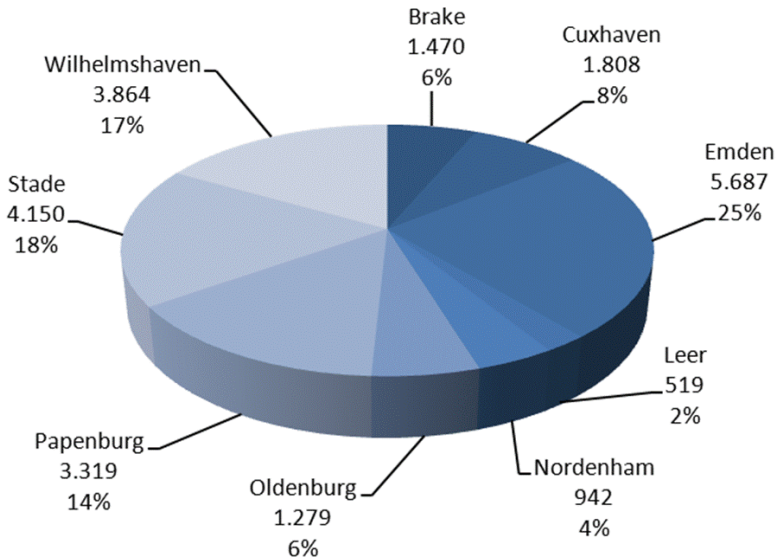


Bild 3: Hafengebunden Beschäftigte je Hafenregion aus Primärdatenerhebung (Grafik: Jade Hochschule)

Nach Angabe des Bundeswehr-Dienstleistungszentrums Wilhelmshaven umfasst der Marinekomplex Wilhelmshaven in den Bereichen Deutsche Marine und Bundeswehrverwaltung insgesamt 9.148 hafengebunden Beschäftigte. Die Gesamtbeschäftigung unterteilt sich in 5.859 militärische und 3.289 zivile Beschäftigte. Diese Angaben unterstreichen die wirtschaftliche Bedeutung der historisch gewachsenen Strukturen der Marine für diese Hafenregion.

Die aufgezeigten Beschäftigungseffekte verdeutlichen die regionalwirtschaftliche Relevanz und die Beschäftigungsschwerpunkte der niedersächsischen Seehäfen und zeigen unter Berücksichtigung der im Jahr 2009 zu verzeichnenden wirtschaftlichen Entwicklungen außerordentlich gute Ergebnisse.

1.3. Hafenumschlag

Wilhelmshaven ist mit dem Umschlag von Rohstoffen zur Energieversorgung ein besonders bedeutender Hafenstandort in Deutschland. Der Umschlag von Rohöl, Mineralölprodukten und Steinkohle an den Umschlagbrücken der Jade macht mehr als 90 % des Gesamtumschlages aus. Ca. 2,0 Mio. Jahrestonnen entfallen auf den Umschlag von Baustoffen, chemischen Erzeugnissen, Projektladungen und Nahrungsmitteln. Das nachfolgende Bild zeigt die Entwicklung des Gesamtumschlages der letzten 10 Jahre.

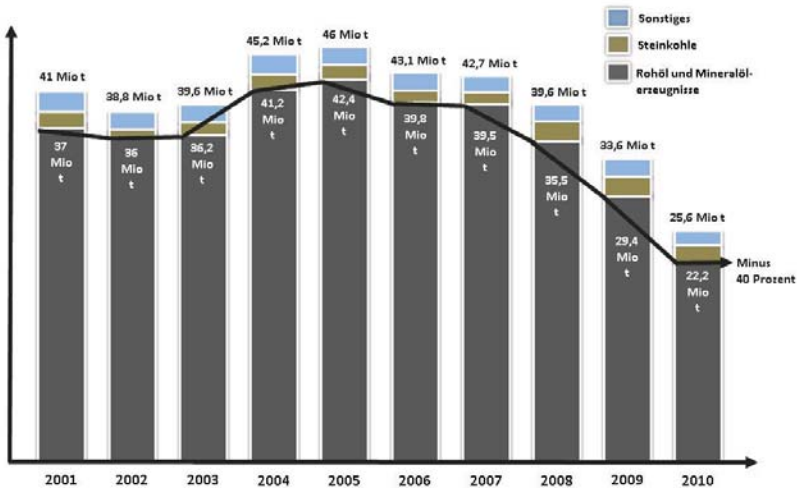


Bild 4: Umschlagsentwicklung im Seehafen Wilhelmshaven (Grafik: NPorts)

Der Steinkohleumschlag lag bis zum Jahr 2007 im Durchschnitt bei rund 1,6 Mio. t/a. Mit Inbetriebnahme des Massenschüttgutlagers im Jahr 2008 zur Versorgung im Hinterland liegender Kraftwerksstandorte wuchs der jährliche Umschlag auf etwas 2,2 Mio. t.

Rund 20 Mio. t der jährlichen Umschläge entfallen auf den Rohölimport der Nord-West Oelleitung. Die sukzessive Einstellung des Wilhelmshavener Raffineriebetriebes durch Conoco Phillips ab dem Jahr 2009 prägt die Entwicklung der Gesamtumschläge. Zukünftig soll die Anlage als Tankfarm ohne eigene Produktionskapazitäten betrieben werden.

Mit Abschluss der aktuellen Ausbaumaßnahmen werden zukünftig bedeutende Umschlagszuwächse für Wilhelmshaven über den JWP und die Niedersachsenbrücke zu verzeichnen sein.

2. Die Niedersachsenbrücke

Die Niedersachsenbrücke vor dem Rüstersieler Groden wurde zwischen 1970 und 1972 im Auftrag des Landes Niedersachsen vom Wasser- und Schifffahrtsamt Wilhelmshaven errichtet. Die Umschlaganlage besteht aus einer 1.380 m langen Zufahrts- und Transportbrücke und einer unter einem Winkel von ca. 77 Grad anschließenden 300 m langen Umschlagbrücke. Tragende Elemente der Transportbrücke sind einzelne 30 m breite Jochbalken, über die eine 9,0 Meter breite Straßenbrücke sowie beiderseits eine Förderband- und Pipelinetrasse hinwegführt. Die Umschlagbrücke hat eine Länge von 300 m und eine Breite von 30 m.

Betrieben wird die Niedersachsenbrücke durch die Rhenus Midgard Wilhelmshaven GmbH & Co. KG. Über einen Schiffsentlader werden im Greiferbetrieb (Tragkraft 40 t) jährlich ca. 2,2 Mio. t Steinkohle umgeschlagen und über eine Förderbandanlage zum E.ON-Kraftwerk sowie zum betriebseigenen Massenschüttgutlager transportiert. Darüber hinaus wird am landseitigen Liegeplatz der Umschlagbrücke Natronlauge aus dem Chloralkali-Elektrolysewerk der INEOS verladen.

Die seeseitige Liegewanne ist ursprünglich für die Abfertigung von voll abgeladenen Schiffen mit einer Tragfähigkeit von 80.000 tdw konzipiert. Durch die Errichtung eines zusätzlichen Pollerdalbens Ende der 1980er Jahre und ergänzender Vertäueinrichtungen zu Beginn der 1990er Jahre können seither Massengutfrachter der 190.000 tdw-Klasse (Capesize-Klasse) mit einem Tiefgang von maximal 14,33 m abgefertigt werden. In der landseitigen Liegewanne können Wassertiefen von maximal SKN -11,60 m hergestellt werden.

Die IVG Caverns GmbH betreibt unmittelbar nördlich der Umschlagbrücke eine Seewasserpumpstation. Diese hat die Aufgabe, das für verschiedene Betriebsarten benötigte Seewasser für die 20 km südwestlich von Wilhelmshaven gelegenen Kavernenanlage Etzel zu entnehmen. Die Rückführung der Sole in die Jade erfolgt ebenfalls per Fernleitung mit einem Durchmesser von NW 1000 mm.

2.1. Ausbaukonzepte

Zur Schaffung von Umschlaganlagen für Großschiffe mit einem Tiefgang von bis zu 20 m wurden bereits mit der Herstellung der Niedersachsenbrücke Konzeptionen für eine zweite Ausbaustufe entworfen. Diese standen in Zusammenhang mit den Ansiedlungsvorhaben eines Tonerdewerkes des schweizerischen Aluminiumkonzerns Alusuisse und des im Jahr 1976 in Betrieb genommenen Steinkohlekraftwerkes der Nordwestdeutschen Kraftwerke AG (heute: E.ON Kraftwerke GmbH). In Folge der ungünstigen weltwirtschaftlichen Entwicklung konnte das Tonerdewerk nicht realisiert werden.

Für die zweite Ausbaustufe war eine Verlängerung der Transportbrücke um ca. 530 m vorgesehen. Die sich nördlich anschließende, fahrwassernehe Umschlagbrücke für Massenschüttgutumschläge sollte mit bis zu drei Liegeplätzen ausgestattet sein. Ebenfalls war eine Verlängerung der fahrwassernehen Stromkaje nach Süden für den Umschlag flüssiger Güter in Verbindung mit vier Löschköpfen in die Planungen einbezogen[2].

In den Jahren 1973 bis 1975 wurden erste Studien von der Bundesanstalt für Wasserbau für einen Ausbau der Niedersachsenbrücke aufgestellt. Im Zuge dieser Vorplanung wurden vorwiegend Baugrunduntersuchungen zur Bestimmung der optimalen Lage durchgeführt und die Empfehlung gegeben, die Erweiterungen ebenfalls in offener Pfahlbauweise zu erstellen.

Der sich ab Ende der 1980er Jahre anschließende und seither maßgeblich durch Herrn Dipl.-Ing. Albrecht von CES Consulting Engineers Salzgitter GmbH begleitete Planungsprozess verfolgte ebenfalls die Zielsetzung, die Umschlagkapazitäten zu erhöhen und Massengutfrachter bis max. 275.000 tdw abzufertigen. Diese Planungen resultierten aus den Überlegungen, die Niedersachsenbrücke vor dem Hintergrund des Subventionsabbaus für den heimischen Steinkohlebergbau für große Capesizer auszubauen und den Rüstersieler Groden als Steinkohle- und Erzimporthafen zu entwickeln.

Aus wirtschaftlichen Erwägungen musste jedoch die Realisierung der betrachteten Varianten verworfen werden. Sowohl die Investitionskosten für die Verlängerung der Niedersachsenbrücke als auch die durch die Unterhaltungsbaggerungen bedingten Betriebskosten zur baulichen Ertüchtigung des Bestandes hielten den notwendigen betriebs- und auch volkswirtschaftlichen Betrachtungen nicht stand. Neuansiedlungen und nachhaltige Umschlagssteigerungen konnten seinerzeit nicht akquiriert werden. Ebenfalls war ein zeitverzögerter Abbau der Steinkohlesubventionen zu verzeichnen.

2.2. Synergieeffekte des JadeWeserPorts (JWP)

Im Zuge der sich ab dem Jahr 2000 konkretisierenden Planungen zum JWP wurden die Ausbauplanungen von NPorts neu aufgegriffen und vor dem Hintergrund der gegebenen Synergien eng mit der JadeWeserPort Realisierungs GmbH & Co. KG abgestimmt.

Die betrachteten Standortalternativen im Bereich der Umschlaganlagen der Inneren Jade führten unter Berücksichtigung weiterer Ausbaustufen des Containerhafens zum Ergebnis, dass der JWP in direkter Nachbarschaft zur Niedersachsenbrücke errichtet werden soll. Bei der Standortwahl zu bewertende Aspekte betrafen darüber hinaus die potenziellen Betriebseinflüsse auf benachbarte Anlagen, die resultierenden Umwelteinflüsse sowie die verkehrliche Erschließung.

Das Fahrwasser der Jade musste aufgrund hydraulisch-morphologischer Betrachtungen sowie nautischer Belange zur Ausgestaltung der neuen Hafenzufahrt parallel zur konzipierten Kaiflucht des JWP geplant werden. Ebenfalls wurde mit dem Ziel, die zukünftigen Instandsetzungs- und Instandhaltungskosten der Niedersachsenbrücke zu

minimieren, die Transportbrücken Gründungsstruktur der Niedersachsenbrücke bautechnisch direkt in die Südböschung des JWP integriert.

Die resultierende Planung stellte im Ergebnis die Basis für eine wirtschaftlich tragbare Bau- und Betriebskonzeption dar. Waren bis dato die Ausbauplanungen über Jahrzehnte an den enormen Investitions- und Betriebskosten für Unterhaltungsbaggerungen gescheitert, wurde nunmehr unter Nutzung der Synergien durch den Bau des JWP ein marktfähiges Angebot für die Hafenkunden aufgestellt.

Trendanalysen zur Schiffsgrößenentwicklung sowie der in den Ausgangshäfen gegebenen Randbedingungen empfahlen, für eine optimale Transportauslastung die seeseitige Liegewanne der Niedersachsenbrücke für Schiffe mit einem Tiefgang von bis zu 18,50 m auszubauen. Das zugehörige Ausbauvorhaben besteht im Wesentlichen aus den nachfolgenden konstruktiven Maßnahmen:

- Demontage der vorhandenen Fendertafeln und des Pollerdalbens P1 am Außenanleger,
- Bau einer ca. 377 m langen kombinierten Spundwand mit einem massiven Stahlbetonholm,
- Abbruch der seeseitigen Auskragung des bestehenden Stahlbetonüberbaus,
- Abbau der Festmachereinrichtungen am Außenanleger,
- Installation von neuen Festmachvorrichtungen seeseitig der neuen Kranschiene,
- Herstellung von neuen Fenderkonstruktionen am Außenanleger,
- Herstellung des neuen Pollerdalbens P1.

Über diese baulichen Maßnahmen hinaus muss durch Initialbaggerungen der südliche Zufahrtbereich des JWP erweitert und die seeseitige Liegeposition für voll abgeladene Capesizer ausgebaut werden.

2.3. Genehmigung und Umsetzung des Ausbaus der Niedersachsenbrücke

Für die Realisierung des JWP waren im Wesentlichen je ein Planfeststellungsverfahren nach dem Bundeswasserstraßen- und dem Bundesberggesetz erforderlich. Der Vorhabenträgerschaft entsprechend, wurde unter Einschluss strategischer und genehmigungsrechtlicher Beratungen entschieden, den Ausbau der Niedersachsenbrücke getrennt und zeitlich nachgeordnet zum Planfeststellungsbeschluss des JWP zu beantragen.

In der Folge wurden in den Antragsunterlagen zum JWP die Auswirkungen auf die Niedersachsenbrücke und den dortigen Hafenbetrieb bewertet. Besonders betrachtet wurden die aus der Ebbeströmung resultierenden Belastungen auf die an der Seeseite liegenden Bulkcarrier. Mit der Aufspülung der Hafenumflutungen des JWP konnte aus den hydronumerischen Untersuchungen der Bundesanstalt für Wasserbau abgeleitet werden, dass die ursprünglich annähernd parallel verlaufende Ebbeströmung nunmehr quer zur Umschlagbrücke mit einem Winkel von bis zu 60 Grad verlaufen würde. Basierend auf nachfolgenden detaillierteren Modellversuchen von HR Wallingford Ltd, UK im Maßstab von 1:50 und numerischen Rechenmodellen von WL/Delft Hydraulics, NL wurden die Strömungsveränderungen und die daraus resultierenden Kräfte auf ein an der Umschlagbrücke vertäutes Schiff untersucht. Auf der Basis dieser Ergebnisse wurde von der JWP Realisierungs GmbH eine landseitig angeordnete, 233 m lange, unverankerte Spundwand konzipiert und mit begleitenden Trossenzugmessungen zur Planfeststellung beantragt.

Im Juli 2007 und im Juni 2009 reichte NPorts beim Niedersächsischen Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz die Antragsunterlagen zum Ausbau der Niedersachsenbrücke ein. Die Plangenehmigung für die infrastrukturellen Maßnahmen zur baulichen Ertüchtigung der Niedersachsenbrücke konnte im April 2008 und die Plangenehmigung zur Vertiefung der Liegewanne und der Zufahrt konnte im März 2010 erteilt werden. Weiterhin waren strom- und schiffahrtspolizeiliche Genehmigungen sowie eine wasserrechtliche Erlaubnis für das Einbringen des bei der Vertiefung anfallenden Bodenmaterials erforderlich.

Die separate und vorgezogene Beantragung der infrastrukturellen Maßnahmen verfolgte die Zielsetzung, den vom JWP zu realisierenden temporären landseitigen Verbau frühzeitig zu ersetzen. Zudem war dem Hafentreiber eine kurzfristige Fertigstellung der kranbahntragenden Spundwand zur Errichtung von zusätzlichen Umschlaggeräten und damit zur Erhöhung der Löschleistungen in Aussicht gestellt worden.

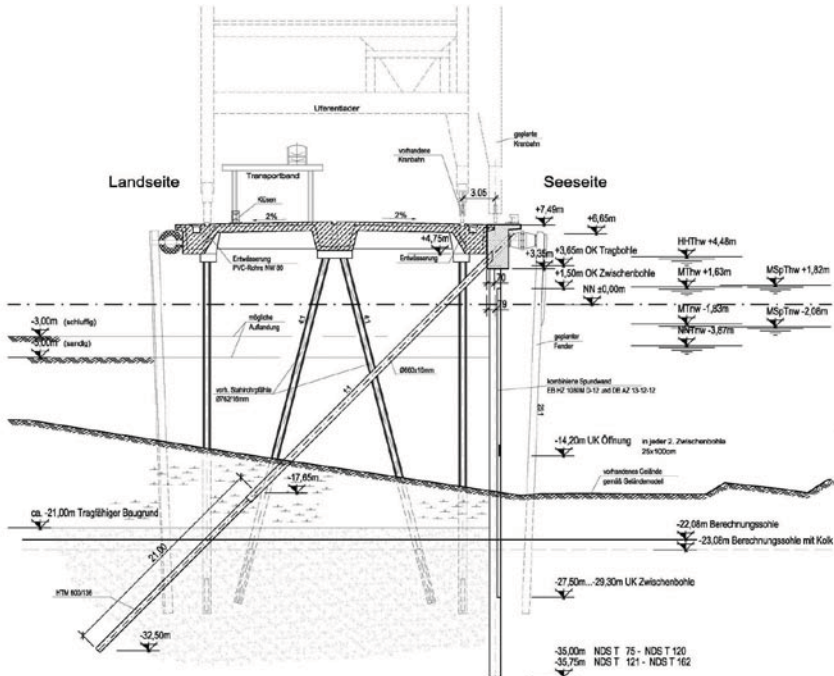


Bild 5: Ausbaquerschnitt Niedersachsenbrücke (Grafik: ARGE JWP)

Die konstruktiven Maßnahmen zum Ausbau der Niedersachsenbrücke sind Bestandteil des Bauauftrages JadeWeserPort. Auftragnehmer ist die aus den Baufirmen Johann Bunte GmbH & Co. KG, Josef Möbius Bau-AG, Heinrich Hecker GmbH & Co. KG und Ludwig Voss GmbH & Co. KG bestehende Arbeitsgemeinschaft. Diese Konstellation wurde gewählt, um die baubetrieblichen Abläufe zu optimieren und letztlich ein wirtschaftliches Angebot zu erhalten. Die separate Beauftragung des Ausbaus wäre mit enormen Vorhaltekosten verbunden gewesen, da die Aufrechterhaltung des Hafenbetriebes mit entsprechenden Schiffsbelegungszeiten zu gewährleisten war. Die Bieter wurden mithin in die Lage versetzt, den Baubetrieb auf die parallele Realisierung beider Ausbauprojekte abzustimmen und zu kalkulieren. Während der schiffsbelegungsfreien Zeiten wurde ein Abrücken von der Baustelle des JWP möglich, um den Ausbau der Niedersachsenbrücke voranzutreiben. Die Zusammenarbeit mit der JWP Realisierungs GmbH als Auftraggeber der Baumaßnahmen von NPorts ist durch eine Vereinbarung geregelt.

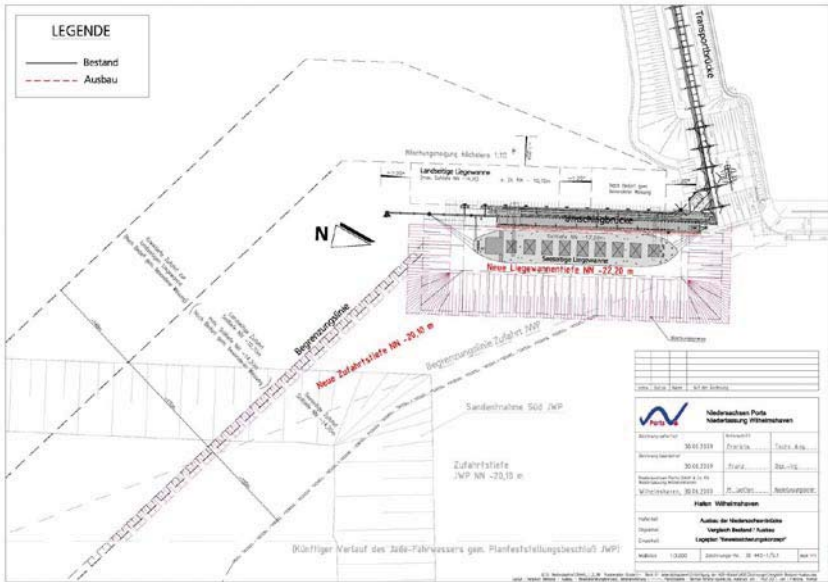


Bild 6: Lageplan Niedersachsenbrücke (Grafik: NPPorts)

Eine der wesentlichen Herausforderungen des Ausbaus der Niedersachsenbrücke lag darin, die Abläufe im Baubetrieb auf den fortlaufenden Hafenbetrieb abzustimmen. Hafenbetrieblich war eine weitgehend verlässliche Schiffsanmeldung und -abfertigung notwendig und bautechnisch musste unter Einschluss der nautischen und sicherheitstechnischen Belange ein Bauphasenplan entwickelt werden, der die zwischenzeitige Annahme und Entladung der Capesizer ermöglichte. Diesbezüglich wurde mit strom- und schiffahrtspolizeilicher Genehmigung die Anforderung gestellt, dass für das sichere Annehmen und Liegen der Schiffe mindestens vier Fenderpositionen zur Verfügung stehen. Der von der ARGE JWP entwickelte Bauphasenplan entsprach diesen Anforderungen in vorbildlicher Weise.

3. Städtebauliche Entwicklung der Grodenflächen

Die Realisierung des JWP sowie die seinerzeit geplanten industriellen und gewerblichen Vorhaben machten eine großräumige städtebauliche Beordnung erforderlich. Im Vorfeld einzelner Bauleitplanungen wurde daher im Jahr 2004 durch den Rat der Stadt Wilhelmshaven ein abgestimmtes Strukturkonzept über die zukünftige Entwicklung der Grodenflächen beschlossen. Als weitere informelle und damit in den Aufstellungsverfahren der Bauleitpläne zu berücksichtigende Planung wurde für den Rüstereieler Groden Nord eine Rahmenplanung aufgestellt. Diese Flächen stehen im Eigentum von NPPorts.

Bereits im Zuge dieser Planungen waren vor dem Hintergrund der anstehenden Änderungen des Flächennutzungsplanes umfangreiche und diverse Machbarkeitsuntersuchungen erforderlich. Neben Verkehrsprognosen für Schiene und Straße, schalltechnischen Studien, faunistischen und floristischen Bestandsfassungen und Bewertungen wurden hinsichtlich des geplanten Ausbaus als Kraftwerkstandort bereits wasserbauliche Potenzialanalysen zur Kühlwassereinleitung in die Jade erstellt und mögliche Auswirkungen auf die Gewässerökologie gutachterlich untersucht.

Im Ergebnis entstand ein abgestimmtes Gesamtkonzept für den Voslapper und Rüstereieler Groden, das die hafenwirtschaftlichen und -industriellen Belange und Entwicklungen absichert und den Grundsätzen der Bauleitplanung gemäß Baugesetzbuch entspricht. Vor dem Hintergrund der bereits bestätigten Machbarkeit sämtlicher auf den Grodenflächen geplanten Vorhaben konnten die nachfolgenden Aufstellungsverfahren für die verbindlichen Bebauungspläne nebst zugehörigen Flächennutzungsplanänderungen zügig abgeschlossen werden.

Für den Bereich des Bebauungsplanes Nr. 212 wurden mit dem Ziel der größeren Planungsfreiheit nur wesentliche und erforderliche Festsetzungen getroffen.

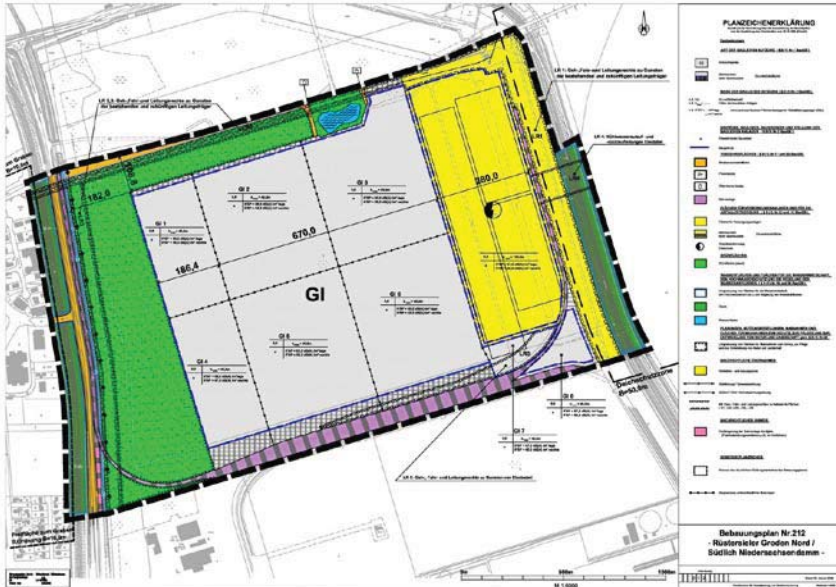


Bild 7: Bebauungsplan Nr. 212 ohne textliche Festsetzungen und Verfahrensleiste (Grafik: Stadt Wilhelmshaven)

Im Rahmen der Bauleitplanung wurden bereits Flächen für die externe Kompensation ausgewiesen. Diesbezüglich konnte NPorts in Zusammenarbeit mit dem koordinierend tätigen Umweltamt der Stadt Wilhelmshaven auf ein frühzeitig gesichertes Flächenpool für die Kompensation der insgesamt auf dem Rüstersieler Groden befindlichen Waldflächen zurückgreifen. Insofern stand NPorts bezüglich des Erwerbs von Kompensationsmöglichkeiten nicht im Wettbewerb mit Dritten, die im selben Zeitraum als Vorhabenträger ein Aufstellungsverfahren über die Stadt verfolgten. Des Weiteren war die Eignungsprüfung der in Frage kommenden Flächen so direkt beim Umweltamt angesiedelt.

4. Energiewirtschaftliche Rahmenbedingungen

Die sich ab ca. 2005 verstärkende Standortsuche für neue Steinkohlekraftwerke ist durch die Vereinbarung zwischen der Bundesregierung und den Energieversorgungsunternehmen vom 14. Juni 2000 zum Abbau der Kapazitäten im Kernenergiebereich und die dadurch bedingte Notwendigkeit des Zubaus neuer Kapazitäten beeinflusst. Der sogenannte Atomkonsens wurde im Jahr 2002 durch die Novellierung des Atomgesetzes rechtlich abgesichert.

In Deutschland gingen sehr viele Kraftwerke in den 1960er und 1970er Jahren in Betrieb. Von den derzeit rund 80 in Betrieb befindlichen Steinkohlekraftwerken sind etwa 50 Anlagen über 40 Jahre alt. Von diesen 50 Anlagen wurden bisher 20 modernisiert, zehn davon in den letzten zehn Jahren[3]. Es besteht mithin ein nennenswerter Modernisierungs- und Erneuerungsbedarf.

Die Absicherung der nationalen Energieversorgung gewinnt vor dem Hintergrund der aktuellen Bestätigung des forcierten deutschen Kernenergieausstiegs an Bedeutung. In der Folge müssen die nach Abschluss des Kyoto-Protokolls (Dezember 1997) bereits intensivierten Anstrengungen zum Ausbau der erneuerbaren Energien verstärkt und weiterhin durch politische Rahmenbedingungen flankiert werden.

Unter Berücksichtigung der aktuell geplanten Kraftwerksneubauten wird mittelfristig ein erheblicher Bedarf an zusätzlicher Erzeugungsleistung erwartet. Der geplante, verstärkte Ausbau der Stromerzeugung aus Windkraft und Photovoltaik wird dazu führen, dass zunehmend volatil Strom ins Netz eingespeist wird. In der Folge werden zur sicheren Abdeckung der Jahresspitzen auch zukünftig konventionelle Kraftwerke benötigt. Vor dem Hintergrund der vorrangigen Einspeisung von Strom aus erneuerbaren Energien und der verlässlich nicht vorhersehbaren Entwicklung dieser Energiesparte, ist der zukünftige Bedarf und die Auslastung der konventionellen Kraftwerksparkts derzeit kaum quantifizier- und kalkulierbar.

Es ist zu erwarten, dass sich der Anteil der installierten Erdgas-Kraftwerkskapazitäten in Deutschland zukünftig stärker entwickeln wird. Diese Entwicklung resultiert aus den Reduktionsverpflichtungen zum Ausstoß von Treibhausgasen des Kyoto-Protokolls und der dort verankerten Regelungen zum Emissionsrechtehandel. Allerdings werden ebenfalls die Steinkohle-Kraftwerkskapazitäten weiterhin eine bedeutende Rolle für die Versorgungssicherheit einnehmen.

Von wesentlicher Bedeutung ist ebenfalls der deutsche Steinkohlebergbau, der bereits seit Jahrzehnten umstrukturiert wird. Die Zahl der Steinkohlezechen und der Beschäftigten sowie die Förderung von Steinkohle verringerten sich erheblich:

Jahr	Zahl der fördernden Bergwerke	Förderung (Mio. t verwertbare Förderung)	Beschäftigte
1960	146	142,3	490.190
1970	69	111,3	252.742
1980	39	86,6	186.822
1990	27	69,8	130.255
2000	12	33,3	92.578
2005	9	24,7	38.528
2009	6	13,8	27.317

Bild 8: Entwicklung des deutschen Steinkohlebergbaus
(Tabelle: <http://www.kohlenstatistik.de/home.htm>, Stand: Juli 2011)

Aktuell fördern noch fünf deutsche Bergwerke Steinkohle. Vier davon befinden sich in Nordrhein-Westfalen, eines im Saarland. Angesichts der kontinuierlich sinkenden Inlanderzeugung haben die Einfuhren in wachsendem Maße zur Versorgung des deutschen Marktes mit Steinkohle beigetragen. Seit dem Jahr 1990 haben sich die deutschen Steinkohlenimporte etwa vervierfacht.

Im Jahr 2009 betrug der deutsche Marktbedarf 50,3 Mio. t SKE (Steinkohleneinheit, Äquivalent zum mittleren Heizwert der Steinkohle). Rund 74 % des Steinkohleverbrauchs entfiel auf die Strom- und Wärmeerzeugung der Kraftwirtschaft. Der Anteil des inländischen Aufkommens an der Marktversorgung mit Steinkohle in Deutschland lag im Jahr 2009 bei rund 28 %. Gut 36,2 Mio. t SKE wurden importiert. Hauptbezugsquelle war Russland mit einem Anteil von mehr als 25 %. Weitere wichtige Lieferanten sind Kolumbien, Südafrika, Polen, die USA und Australien[4].

Mit Beschluss des EU-Ministerrates vom 10.12.2010 über die staatlichen Beihilfen zur Erleichterung der Stilllegung nicht wettbewerbsfähiger Steinkohlebergwerke liegt nunmehr ein endverhandelter, europäischer Fahrplan zum Abbau der deutschen Subventionierung vor. Die neue Regelung erlaubt die Gewährung von Altlasten- und Schließungsbeihilfen. Für die Schließungsbeihilfen ist bis Ende 2018 eine stufenweise Kürzung der zuletzt für 2011 gewährten Beihilfen einzuhalten. Gemäß Steinkohlefinanzierungsgesetz belaufen sich die im Jahr 2011 durch den Bund und das Land Nordrhein-Westfalen bereitzustellenden Absatz- und Stilllegungsbeihilfen auf einen Höchstbetrag von annähernd zwei Milliarden Euro.

Der zukünftige Steinkohlebedarf Deutschlands muss durch die Einstellung der heimischen Steinkohleförderung vollständig durch Importe gedeckt werden. Auf Grund ihrer günstigen logistischen Lage werden die Küstenstandorte mit ihren Seehäfen daher eine wesentliche Bedeutung für diesen Marktbereich darstellen.

5. Entwicklungen auf dem Rüstersieler Groden

Der ca. 460 ha große Rüstersieler Groden entstand Anfang der 1960er Jahre durch Aufspülung des Rüstersieler Watts. Die Fläche ist mit der direkten Autobahnanbindung, dem Gleisanschluss an das Industriestammgleis Nord und der Niedersachsenbrücke optimal erschlossen. Eigentümer dieser Flächen sind E.ON, INEOS und NPorts. Seit den 1970er Jahren werden ein Kraftwerk mit einer Leistung von 756 MW und ein Chloralkalie-Elektrolysewerk zur Herstellung von Natronlauge betrieben. Anfang der 1990er Jahre wurde ein ca. 80.000 m² großes Massenschüttgutlager mit Gleisanschluss realisiert. Die ungenutzten Areale bildeten sich zu Waldflächen aus. Mit den nunmehr eingeleiteten Entwicklungen auf dem Rüstersieler Groden Nord ist eine weitere, erhebliche Steigerung der Wertschöpfung verbunden.

5.1. Ansiedlung von GDF Suez

GDF Suez Energie Deutschland AG (bis Anfang 2009: Electrabel Deutschland AG) trat mit dem Vertrieb von Strom, Erdgas und Energiedienstleistungen sowie dem Stromhandel im Jahr 1998 in den deutschen Markt ein. Seither hat das Unternehmen vor dem Hintergrund der Liberalisierung des europäischen Energiemarktes seine Geschäftsfelder in Deutschland kontinuierlich ausgebaut und erweitert. Aktuell betreibt das Unternehmen zum Teil in Kooperation mit örtlichen Stadtwerken Kraftwerkskapazitäten mit einer installierten Netto-Leistung von 2.100 MW.

Mit der Grundsteinlegung des Steinkohlekraftwerkes am 19. September 2008 konnte sich Wilhelmshaven letztendlich als einer der besten europäischen Standorte behaupten. Als Standortvorteile gelten die effiziente Kohlelogistik über die Niedersachsenbrücke und die über die umweltverträgliche Durchlaufkühlung erreichbaren höheren Wirkungsgrade. Der Standort auf dem Rüstersieler Groden ermöglicht es zudem, Anlagen zur CO₂-Abtrennung und -Speicherung nachzurüsten, sobald die Technologie ausgereift ist und die rechtlichen und wirtschaftlichen Rahmenbedingungen gegeben sind.

Die wesentlichen Kraftwerksdaten sind:

- Bruttoleistung: 800 Megawatt
- Nettowirkungsgrad: 46 %
- Investition: über eine Milliarde Euro
- Inbetriebnahme: voraussichtlich im Jahr 2012
- Arbeitsplätze: 110 direkte
190 indirekte
- Kooperationspartner: BKW FMP Energie AG (33 %ige Beteiligung)
WSW Energie & Wasser AG (15 %ige Beteiligung)

5.2. Erweiterung der Logistikdienstleistungen von Rhenus Midgard Wilhelmshaven

Die Rhenus Midgard Wilhelmshaven GmbH & Co. KG ist ein bedeutender, langjähriger Partner von NPorts und seit der Inbetriebnahme des Kraftwerkes des Energieunternehmens E.ON mit der Kohlelogistik vertraut. Am Standort umfassen die Dienstleistung den Seehafenumschlag und die Lagerung der Importkohle, die Werkslogistik und die Waggonbeladung.

In den letzten fünf Jahren konnte sich Rhenus Midgard den Umschlag von bis zu 4,4 Mio. t/a Importkohle zur Versorgung der nordwestdeutschen E.ON Kraftwerke sowie die zusätzliche Versorgung und Werkslogistik für das Kraftwerk der GDF Suez vertraglich sichern. Die voraussichtlich 2012 fertiggestellten Ausbaumaßnahmen mit einem Investitionsvolumen von ca. 85 Millionen Euro beinhalten:

- Erhöhung der Löschleistung von 1.200 auf 4.000 t/h durch Inbetriebnahme von zwei zusätzlichen Schiffsentladern,
- Errichtung der landseitigen Förderbandstrukturen zur Erschließung des ersten automatisierten Massenschüttgutlagers,
- Errichtung eines Stacker/Reclaimers im Massenschüttgutlager mit einer Kapazität von 4.000 t/h Kohle (Abgabe von der Niedersachsenbrücke in das Lager) bzw. 2.000 t/h (Entnahme aus dem Lager zur Bahnverladung),
- Errichtung einer neuen Bahnverladestation zur Verladung von Kohle auf Waggons mit bis zu 4.000 t/h.

Mit der mittelfristig geplanten Inbetriebnahme von vorerst vier Lagerstreifen wird sich die jährliche Umschlagsleistung im Lagerbereich, unter Hinzurechnung der Versorgung des örtlichen E.ON Kraftwerkes, auf 8,0 Mio. t/a erhöhen. Rhenus Midgard umschreibt diese weitreichenden Ausbaupläne mit dem Namen „Projekt -

Wilhelmshaven 2010“ wie folgt:

- Ausbau Wilhelmshaven als nationaler und europäischer Importhafen,
- Erhöhung der Umschlagmenge von derzeit 2,2 auf ca. 8,0 Mio. t Kohle im Jahr 2014/15,
- Vertiefung für Schiffe mit einem Tiefgang bis 18,50 m und einer Tragfähigkeit bis zu 200.000 t,
- Mittelfristig entstehen 20 bis 30 neue Arbeitsplätze und damit werden insgesamt ca. 60 bis 70 Rhenus Midgard-Mitarbeiter terminalübergreifend am Standort Wilhelmshaven tätig sein,
- Ausbau des Lagerplatzes auf dem Rüstersieler Groden für über 3,0 Mio. t Kohle mit sieben Lagerstreifen,
- Langfristiges Ziel: Energiedrehscheibe Wilhelmshaven -
eine der wichtigsten Massengut-Drehscheiben Europas.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Die Ausführungen verdeutlichen, dass der Weg von der ersten Planungsidee bis zur Realisierung eines Projektes, und dies gilt insbesondere auch für Hafenplanungen, größere Zeiträume in Anspruch nimmt.

Im Vorfeld einer sich konkretisierenden Projektrealisierung sind die raumordnungsrechtlichen, bauleitplanerischen, genehmigungsrechtlichen und vergaberechtlichen als auch die vertraglichen, zuwendungsrechtlichen und finanztechnischen Voraussetzungen zu erfüllen und umzusetzen. Die Herausforderungen sind äußerst komplex und binden vielfältiges Fachwissen. Die leitende Koordinierung und verantwortungsbewusste Gestaltung der Projektabläufe ist eine anspruchsvolle Managementaufgabe.

Vor dem Hintergrund knapper werdender Ressourcen müssen Hafenumflächen mit viel Bedacht und nur bei abgesichertem Bedarf zur Bewirtschaftung an die Hafenwirtschaft und Industrie freigegeben werden.

Die maßgebenden Impulse für die Umsetzung strategischer Hafenplanungen werden letztlich durch den Marktbedarf bestimmt, welcher wiederum von den wirtschaftlichen und gesellschaftspolitischen Rahmenbedingungen beeinflusst wird. Diesbezüglich prägen sowohl die weltwirtschaftlichen Entwicklungen als auch die europapolitischen Einflüsse zunehmend die Entwicklungen vor Ort.

Für die zukünftige Entwicklung des deutschen Kraftwerkparcs sind derzeit keine verlässlichen Prognosen möglich. Wesentliche beeinflussende Faktoren für die zukünftigen Stromerzeugungsstrukturen liegen in den weiteren Ausbaufschritten der erneuerbaren Energien, der Übertragungsnetze sowie der Entwicklungen im Emissionshandelsrecht. Dabei ist dem Aufbau verlässlicher politischer Rahmenbedingungen eine besondere Bedeutung beizumessen.

Der Standort Wilhelmshaven verfügt mit den ausgelösten Investitionen im Bereich des Rüstersieler Groden Nord alle Vorzüge, um sich in den nächsten Jahren als einer der bedeutendsten Massengut-Drehscheiben Nordwesteuropas zu etablieren und als Energieerzeugungsstandort zu expandieren. Über die bereits abgesicherten Entwicklungen hinaus bestehen große Potenziale, den Bereich der Steinkohlelogistik weiter auszubauen und neue Marktgebiete des Massenschüttgutsektors zu erschließen. Die Flächenverfügbarkeit, die verkehrliche Erschließung sowie die Erweiterungsmöglichkeiten an der Niedersachsenbrücke eröffnen vor dem Hintergrund der Wettbewerbssituation in den nordwesteuropäischen Seehäfen vielversprechende wirtschaftliche Perspektiven.

[1] Holoher, K. H.; Wengelowski, P.; Grimmelykhuizen, N.; Pape, J.; Schepp, C.; Schubach, S. (2010): Untersuchung über die Beschäftigungseffekte der niedersächsischen Häfen erstellt im Rahmen des Projektstudiums am Fachbereich Seefahrt der Jade Hochschule (FH Wilhelmshaven/Oldenburg/Elsfleth).

[2] Ohling, J.; Dirksen, J. (1975): Die Tiefwasserhafenregion Wilhelmshaven, Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 34. Band 1974/75. Springer Verlag Berlin, Heidelberg, New York.

[3] Umweltbundesamt (2011): Datenbank "Kraftwerke in Deutschland". Liste der sich in Betrieb befindlichen Kraftwerke bzw. Kraftwerksblöcke ab einer elektrischen Bruttoleistung von 100 Megawatt. Stand: 08.04.2011. Herausgeber: Umweltbundesamt, Dessau-Roßlau.

[4] Kohlenwirtschaft e.V. (2010): Der Kohlenbergbau in der Energiewirtschaft der Bundesrepublik Deutschland im Jahre 2009. Herne und Köln, im November 2010. Herausgeber: Statistik der Kohlenwirtschaft e.V.. Produktion Haarfeld GmbH, Essen.

Technische Assistenz bei der Auswahl von "Public-Private Partnership" (PPP)-Optionen im Hafen von Bissau

Abstrakt einer durchgeführten Weltbank-Studie

Herr Dipl.-Nautiker Dipl.-Kaufmann Franz Hörberg

Hafen-Ökonom für PPP-Optionen, wirtschaftliche und finanzielle Analysen in u.e. Studie

Franz Hörberg, Dipl.-Ing. Niels Kröger, Technical Assistance for the Choice of Options of and colleagues of Inros Lackner AG: a Public- Private Partnership for the Port of Bissau

1 Background

Guinea-Bissau, with its direct access to the Atlantic Ocean and its proximity to the American and European continent, has everything a country needs to benefit from growing international logistics. Despite these geographical advantages and the Port of Bissau being the country's main port with a cargo handling volume exceeding 80 % of the country's foreign trade volume, Guinea-Bissau lacks the necessary conditions to satisfy the demands imposed on the supply chain. It therefore suffers from numerous negative consequences on its economy that strongly influence the final price of goods exported from Guinea-Bissau. The percentage of logistic costs as part of the final price of imported goods is considerably higher than in other countries where the ports are better prepared to receive, store and ship goods.

The shortcomings of the Port of Bissau are not only in infrastructure, but also in the administrative, organizational and financial sector which is currently being managed by the Administração Portuária da Guiné-Bissau (APGB). A lack of autonomy that has been generated due to the influence of the different political phases and a conflict of interest between the administrative and service bodies are the major obstacles APGB is confronted with, thus affecting the port management. In order to face the strong competition of the neighboring ports, these obstacles will have to be eliminated.

Due to the current situation, the World Bank - in cooperation with the Republic of Guinea-Bissau - had charged the German engineering firm INROS LACKNER AG, Consulting Engineers and Architects, with the elaboration of a basically French language study along with a full Portuguese translation and an English language executive summary for the reform of the Port of Bissau. The study should help the Guinea-Bissauan government to improve the effectiveness of port operations and identify the most appropriate option for private sector participation (PSP). Therefore, the study suggests feasible options on Public-Private Partnership and recommends a legal and regulatory framework.

According to the Terms of Reference, the services consisted of 4 phases:

- Orientation of the Mission
- Diagnostic
- Conceptualization and choice of options for a Public-Private Partnership for the port of Bissau
- Preparation of Basic Documents.

The Orientation Phase included the definition of issues to be investigated and the presentation of a schedule according to the methodology and based on the project-related timetable. With the Diagnostic, not only all available documents on costs and receipts, but also on staff, infrastructure, equipment etc. related to the Port of Bissau have been studied and analyzed.

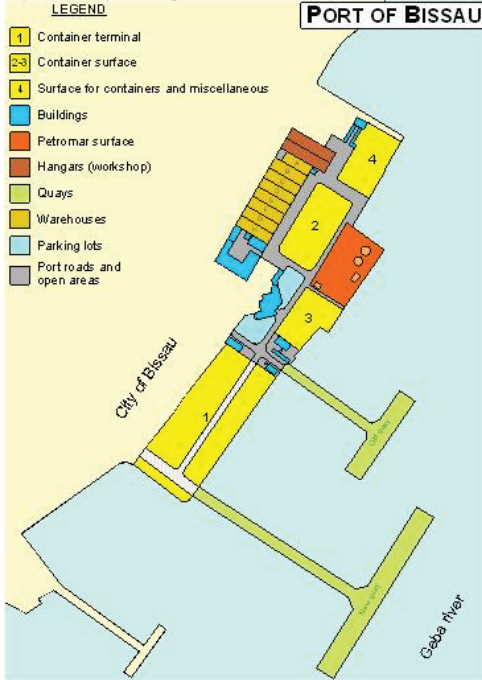
Different suitable solutions have been taken into account for the PPP options, one of which has been developed as a financial model for the Port of Bissau, including those services considered appropriate to be part of a partnership or to be executed under competition. The Basic Documents that shall enable the authorities to continue their decisions and activities to modernize, commercialize and / or privatize parts of its business, include a legal framework, draft model contracts, and a system of rules defining the access to the activities.

2 The Port of Bissau

The Port of Bissau is located on the Northern estuary of the Geba River. On one side it is well protected against the heavy swell of the Atlantic Ocean by the Arquipélago dos Bijagós. On the opposite side, the Port is surrounded by the densely built neighborhood of the City of Bissau, which hinders the implementation of any extension

measure of the Port or the adjacent areas. The Port had originally been designed for liners and conventional freighters but is now mainly being frequented by container vessels. This is one of the reasons for a lack of storage surfaces. Although the Port of Bissau is classified 'small port' it is the country's most important economic factor as the major part of imported and exported cargo is being handled there. For port development, see Figure 1 below.

Figure 1 - Port development



Source: Consultant

There are three quays (two of which in the Port) with the following dimensions:

Table 2.1 – Berthing facilities

Designation	New quay	Old quay
Year of construction*	1989	1963
Length of quay	257 m	130 m
Width of quay	27 m	25 m
Design depth at low tide	not available	not available
Actual depth at low tide	seaside 9-12 m	seaside 5-8 m
Actual depth at low tide	landside 6-10 m	landside 0-1 m
Length of calcrak	206 m	142 m
Width of calcrak	15 m	14 m
Facilities	none	Nozzle for diesel fuel discharge

Source: APGB / *Consultant

There are eight (8) hangars for transit cargo with a total surface of 6,160 sqm and four (4) storage surfaces for containers and vehicles (Table 2.2):

Table 2.2 – Open areas

No.	Description	Utilisation	Surfaces (ha)
1	Container terminal	Containers with imported and exported cargo	1.45
2	Container surfaces	General cargo	0.80
3	Container surfaces	Unstuffed containers	0.35
4	Surfaces for containers and other	Containers, damaged equipment, debris, waste, etc.	0.50
Total (without roads (0.35 ha) on the container terminal)			2.90

Source: Consultant

3 Port traffic and competition from neighboring ports

Table 3.1 shows the major types and volumes of commodities imported and exported through the Port of Bissau, with rice, cement and containers being the main types of cargo.

Table 3.1 - Cargo in 2008

Cargo / Transport method		Quantity [t]
1.	Import	364,200
1.1	Diesel fuel (liquid bulk)	40,800
1.2	Cement (mainly utilized)	86,700
1.3	Rice (in bags)	77,700
1.4	Other cargo	131,800
1.5	Container tare weight	27,200
2.	Export	151,200
2.1	Cashew nuts (mainly containerized)	111,300
2.2	Other cargo	11,600
2.3	Container tare weight	28,300
Total		515,400

Source: APGB

The Port of Bissau not only has to compete with the ports of Dakar and Ziguinchor in Senegal, but also with Banjul in Gambia. According to information obtained from the Chamber of Commerce, Industry and Agriculture, it seems that export by sea through the neighboring ports will increase. The main reason is seen in the high operating costs at the Port of Bissau, mainly due to excessive labor and low performance of the Port. Port costs in Bissau are considerably higher than in Banjul or Dakar, as can be seen from the following table:

Table 3.2 – Comparison of terminal handling charges (THC)

Containers	Terminal handling charges			
	Bissau	Banjul	Dakar	compared with SEAPA (a)
Import				
20' stuffed	\$330	\$28	\$183	\$72
20' unstuffed	\$70	\$28	\$82	\$72
40' stuffed	\$510	\$58	\$325	\$111
40' unstuffed	\$140	\$58	\$183	\$111
Export				
20' stuffed	\$330	\$28	\$183	\$72
20' unstuffed	\$70	\$28	\$82	\$72
40' stuffed	\$510	\$58	\$325	\$111
40' unstuffed	\$140	\$58	\$183	\$111

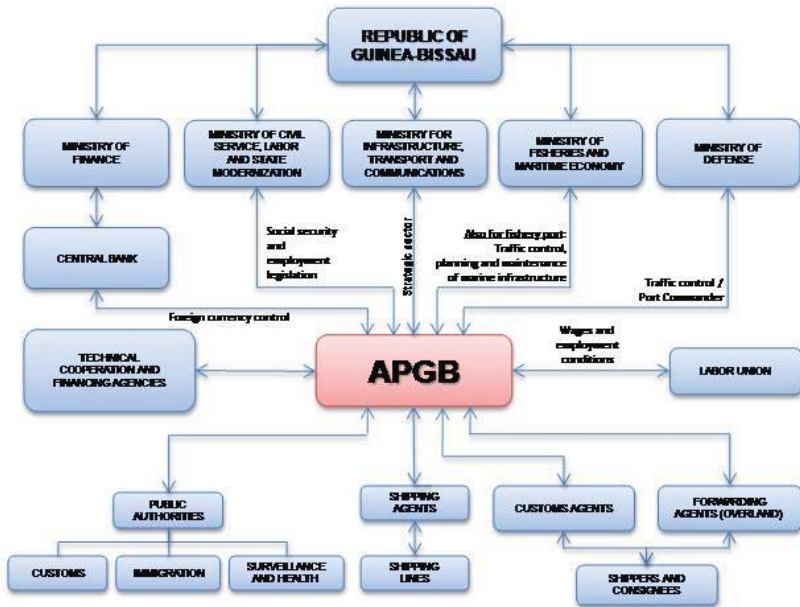
Sources: APGB websites

and (a) Saudi Arabia Port Authority, Banjul and Dakar Port Authorities

4 Institutional framework, organization and staff

For APGB's institutional framework, see Figure 2 below.

Figure 2 - Institutional framework



APGB / update by Consultant

Source:

As regards the relations between the Ministry of Finance and APGB, the establishment of APGB as a financially sound and creditworthy firm qualified to file applications for soft loans from the government for bankable projects will be of particular importance.

In order to facilitate the institutional framework under which APGB has to work, the different port sector functions have been identified and allocated to the following levels:

- Guinea-Bissauan government
- APGB
- Private sector.

The main objective of the staff analysis is to exploit the potential for staff and manpower cost reduction as an important input for APGB's financial projection as a landlord and conceding authority on the one hand, and to concessionaires or private partners on the other hand.

For the total number of staff required, see the table below (general management of the new companies not included):

Table 4.1 – Estimate of required staff

Tables	Department / Division	Total
5.7	Management staff	34
5.11	Cargo handling operations	203
5.12	Other services	47
-	Contingency	26
Total		310

Source: Consultant (estimate)

The aforementioned figure may be a target figure for a private operating company (i.e. a concessionaire). The number of estimated staff is compared to the current number of staff (i.e. 799), or 509 after implementation of an early retirement program. The number of redundant staff is thus 489 or 199, respectively.

5 Port operations

For the number and type of vessels calling at the port in the past five years, i.e. from 2004 to 2008, see Table 5.1. Table 5.2 shows the cargo throughput for the same period.

In 2008, the average berth occupation rate of two berths was 10,050 hours / (2 berths x 24 hours x 365 days) = 57.4 %. With two berths, the habitual congestion limit is 50 %. For the Port of Bissau, the congestion level may thus be defined as average medium.

Table 5.1 – Number and types of vessels (2004 to 2008); gross tonnage in '000 GT

Vessel type	2004	2005	2006	2007	2008
Container vessel	?	?	17	95	80
Conventional	93	107	126	138	43
Tanker	34	13	27	23	29
Fishing vessel	128	169	141	131	147
Total	?	?	381	387	299
Total gross tons	910	881	983	1,051	895

Source: APGB

Table 5.2 – Cargo throughput in tons (2004 to 2008)

Main commodities	2004	2005	2006	2007	2008
Import	317,300	193,200	223,300	363,400	319,400
Rice	35,800	47,200	80,600	122,400	77,700
Cement	37,900	42,400	36,300	65,800	86,700
Other cargo	243,600	103,600	106,400	175,200	155,000
Export	93,400	108,900	96,500	114,300	111,300
Cashew nuts	93,400	108,900	96,500	114,300	111,300
Total - Export and import	410,700	302,100	319,800	477,700	430,700
Imported vehicles (number)	464	513	501	408	369

Source: APGB

Table 5.3 - Container throughput (2004 to 2008)

Main commodities	2004	2005	2006	2007	2008
Import					
20'	3,699	7,414	6,245	10,367	8,446
40'	257	398	481	809	1,951
Total number	3,956	7,812	6,726	11,176	10,397
Total TEU	4,213	8,210	7,207	11,985	12,348
Export					
20'	7,095	7,855	5,678	8,587	8,508
40'	138	454	349	527	2,178
Total number	7,233	8,309	6,027	9,114	10,686
Total TEU	7,371	8,763	6,376	9,641	12,864
Total number - Import and export	11,189	16,121	12,753	20,290	21,083
Total TEU - Import and export	11,584	16,973	13,583	21,626	25,212

Source: APGB

Table 5.4 below shows the berth throughput capacities of the new quay.

Table 5.4 – Potential berth throughput capacity

Berth No.	Type of cargo	WWD (a)	t / gang - hour (b)	Working hrs / day	Average n° of gangs	Berth occupation rate (c)	Berth throughput capacity in t
1	Containers	300	100	21	2	50 %	630,000 (d)
2	Non-containerized cargo (break-bulk)	300	40	21	3	50 %	378,000
Total							1,008,000

Source

Consultant

(a) WWD = Weather working days; holidays excluded

50 days derating for seasonal fluctuations and heavy rain for container handling

50 days non-operational for conventional vessels (rain, holidays, etc.)

(b) Estimated output 10 TEU x 10 t average tons per gang hour

(c) Maximum practical berth occupancy rate (BOR)

Rates between 50 % for random and 60 % for semi-scheduled arrivals

(d) Equivalent to about 54,000 TEU or about 45,000 containers

6 Finance and assets

The table below shows the calculation of average container dwell times in the Port of Bissau.

Table 6.1 – Stored containers on 02-Nov-2009 at the Port of Bissau

Dwell time in days	Average dwell time (days)	Stuffed containers		Unstuffed containers		Total containers	
		Number	Containers-days	Number	Containers-days	Number	Containers-days
Up to 10 days	10	172	1,720	80	800	252	2,520
10-20 days	15	1	15	0	0	1	15
20-30 days	25	410	10,250	0	0	410	10,250
30-60 days	45	59	2,655	0	0	59	2,655
60-90 days	75	30	2,250	0	0	30	2,250
90-120 days	105	28	2,940	220	23,100	248	26,040
120-270 days	195	5	975	240	46,800	245	47,775
270-300 days	295	2	590	0	0	2	590
more than 300 days	365	6	2,190	0	0	6	2,190
Total		713	23,585	540	70,700	1,253	94,285
Average dwell time (days) :			33		131		75

Source: Consultant (comments and calculation)

The above figures, port statistics and the average APGB tariff were used for the calculation of potential port revenues compared with published revenues. Results are not exhibited here for reasons of confidentiality.

Estimate of asset value

1. Land

It is being understood that Petromar, a tenant, pays an annual rent of 18 USD / sqm for the fuel tank surface. Assuming that this price corresponds to a fictitious interest rate of 7 %, the purchase price of the land would be 257.14 USD / sqm. The fictitious total value of the surface (8.5 ha) would thus be .

2. Structures and buildings

In absence of any information on the effective value or the actual construction costs, the values of the structures and buildings of the port of Bissau have been estimated applying construction costs on the basis of theoretical values for 2009. Due to a lack of plans for quays, buildings, facilities, etc., the di-mensions of the preferentially accessible structures and buildings had to be estimated and from that, volumes had to be determined.

The information inherent in the structures and the non accessible components, such as steel reinforcement, surface structures, walls and facilities inside the buildings, underground cabling, etc., have also been estimated considering conventional construction works and common dimensions.

Based on volumes and unit prices, the construction costs have been determined, using unit prices of similar projects in West Africa of the same field. Construction costs have then been adjusted to an imaginary construction value assumed for the time of construction. With regard to the durability of each structure and building, the values have been gradually amortized such that the actual value of each item could be calculated.

The construction date of the two quays could be identified, whereas it had to be estimated for all other structures and buildings. Due to the current condition of each structure and building, damage and de-gradation had been deducted from the actual value.

Total present and residual value of structures and buildings was thus calculated as **US\$ 11,170,000**.

3. Port equipment

The values for mobile port equipment were likewise evaluated. With an estimate of the durability of every piece of equipment and tracking (or estimate) of the purchase date, the residual value could be defined.

4. Total of assets

Estimated total of assets	
Land value:	US\$ 21,856,900
Value of buildings	US\$ 11,170,000
Value of mobile port equipment	US\$ - 192,000
Total	US\$ 33,834,900

7 Infrastructure and port equipment

The current condition of the port infrastructure and equipment does not meet the requirements imposed on the Port of Bissau. The following problems have been identified:

- Access to the Port is very difficult due to the **limited water depth** of the approach channel (partly - 8.0 m) and the port basin (partly - 7.0 m).
- **Navigation aids**, i.e. beacons and buoys, in the approach channel between Caio Island and the Port are either completely lacking or are in a very poor condition. Maritime traffic thus only occurs during the day-time and with rising tide.
- The **approach channel** only allows one-way traffic and the passage takes about four hours.
- Berthing maneuvers in the Port are being impeded by numerous **shipwrecks**.
- The **water depth in front of the old quay** varies between - 5.0 m and - 8.0 m (seaside) and hardly more than - 1.0 m (landside).
- The **water depth in front of the new quay** varies between - 9.0 m and - 12.0 m (seaside) and - 5.0 m and - 10.0 m (landside).

Surfaces: A surface of 1.5 ha is currently being used as main container storage surface, the major part of which has not yet been paved. The paved part of this surface, however, already shows damages. Two additional surfaces for container storage (5,500 sqm and 6,600 sqm) have also been left unpaved.

- The **sewage system** - together with the lack of paved surfaces - is the biggest problem for the current port infrastructure. As most gutters, i.e. those that are visible and accessible, are congested, there is no water flow-off. The source of this problem can most probably be found in the underground piping system.
- The major problem with the **electrical network** is the non functioning lighting that prevents any night work. Maintenance works are thus not very efficient.
- Eight **warehouses**, i.e. warehouses A to H, with a surface of approx. 780 sqm each are being used for the storage of rice and other bagged goods. All of the warehouses are in a poor state of repair, showing signs of advanced degradation.
- The major part of the buildings and structures shows **damages** that are partly to be classified as 'severe'.
- The problems related to **handling operations and cargo transport** are as follows:
 - o Lack of modern handling and transport equipment both for containers and conventional commodities

- o Insufficient number and capacity of rentable transport equipment
- o Lack of control system and of a terminal operating system (TOS)
- o Inadequate facilities, equipment and workshop tools
- o Lack of spare parts, consumables, and of a technical maintenance system.

8 Concept of a PPP model for the port of Bissau

Table 8.1 shows different models for port privatization.

Table 8.1 – Comparison of PPP models

No.	Type	Ownership	Management / Operation	Financial risks	Contract period / yrs
1	Port Management Contract (PMC) with profits or share of revenue	Public	Private	Public	2-5
2	Leasing contract	Public	Private	Private	10-15
3	Landlord Model (without construction)	Public	Private	Private	15-30
	EOT Model (with construction)	Public (o)	Private	Private	20-30
4	Joint Operation Contract (JOC)	Public / Private	Private	Private	In most cases permanent
5	Service Contract (outsourcing)	Public	Public / Private	Public	2-5
6	EOT Model (greenfield project or privat sale)	Private	Private	Private	permanent
7	Public Solution	Public / Private	Private	Private	permanent

Source: Consultant

(a) *Infrastructure: public*

Superstructure: private

Two main conditions will be essential for the implementation of a PPP model:

1. Increase of competitiveness
2. A public monopoly should not be replaced by a private one.

For the choice of a model for the Port of Bissau, the following criteria have been considered relevant:

- Maintain the public ownership of strategic infrastructure
- Motivate investments by the private sector into the superstructure
- Motivate the private sector for short term and long term increase of its efficiency
- Motivate the private sector to use latest management methods.

The most preferable models for the Port of Bissau – i.e. the Port Management Contract (PMC) and the Landlord Model Concession Contract – have been compared in Table 8.2. Both models fulfill the indispensable condition that strategic infrastructure of the Port of Bissau will remain in public ownership.

The first alternative, the Port Management Contract, seems to be a less optimal solution because it is a measure of relatively short duration, i.e. only three (3) to five (5) years. Under these conditions, the concessionaire will not be sufficiently motivated to invest into the port superstructure. In contrast, the Landlord Model Concession Contract – which is recommended because of its optimal duration of thirty (30) years – provides sufficient motivation for investments.

Table 8.2 – Comparison of terminal management options (concept)

Item	Criteria	Management Contract	Concession Agreement
1	Typical period	3-6 years and more	16-30 years (a)
2	Ownership	public	public
3	Management and operation	public/ private (b)	private
4	Financial risk	public	private
5	Required investments for port facilities and equipment	public	private
6	PPP (joint-venture may be possible)	no	yes
7	Transfer of know-how and staff training	yes, but not sustained (language problems may occur)	yes, on a sustained basis
8	Freedom to set own tariffs	no	yes (c)
9	Safeguard public interest	easy	difficult
10	Commitment to high performance	high	highest possible
11	Opportunity to boost performance and productivity	limited	yes
12	Opportunity to increase availability of equipment and reduce down times and number of equipment	limited	yes
13	Perspective on acceptance by trade	not very likely	likely
14	Perspective on acceptance by trade union (d)	very likely	not very likely
15	Perspective on financial implications (to be investigated)	a) Investment costs will remain with APGB b) Additional costs (in foreign currency) for the managers c) Certain savings in operating and maintenance costs	a) Investments by terminal operator b) Increase of productivity, cost effectiveness and financial performance by resource optimization c) Tariff increase to finance most likely investments (e)

Source: Consultant

- (a) In line with depreciation of investments
- (b) Private management contractor works on behalf and according to the directives by the public sector
- (c) May be within a defined framework or with a ceiling
- (d) Port labor reform will be required in any case, notwithstanding the selected option
- (e) The current port tariff is not cost-based and should in any case have been recalculated together with the commercialization of APGB

9 Development of a Master Plan

According to projections of traffic volume and required storage surfaces (see also Table 9.1), the Consultant split the port evolution of the Port of Bissau in four phases:

- Short-term measures
- Intermediate measures
- Medium-term measures
- Long-term measures.

The major objective was the creation of sufficient surface for the storage and handling of the forecasted cargo volumes, especially containers, but also conventional cargo. A secondary objective was the adaptation and improvement of facilities for the most optimal cargo handling and dispatch of operational restrictions. An increase of the number of berths has not been projected, due to the current number of vessels. The horizon was fixed for the years 2015, 2022, 2027 and 2034 and appropriate measures related thereto have been proposed. The aforementioned phases comprise the following important activities:

• Phase 1:

- o Rehabilitation of quays and deepening in front of the quays and in the approach channel
- o Rehabilitation of the currently used container terminal surface for container import and export
- o Rehabilitation of infrastructure facilities, such as sewage system, pressure booster station for potable water (including the water tank or the water tower), electric power station
- o Development of the storage surface for reefers, unstuffed containers and hazardous goods
- o Development of security walls and a security gate system according to ISPS standards

• Phase 2: New container terminal projected for import activities

• Phase 3: Storage surface for conventional cargo, including warehouses

• Phase 4: Port extension with the new container terminal, projected for export activities

Table 9.1 – Surface required

Phase	Horizon	Net surface (ha) for containers		
		stuffed	un stuffed	total
Phase 1	until 2015	1.43	1.95	3.38
Phase 2	2016 - 2022	2.15	2.93	5.08
Phase 3	2023 - 2027	2.88	3.92	6.80
Phase 4	2028 - 2034	4.33	5.89	10.22

Source: Consultant

Table 9.2 shows the summarized costs resulting from the aforesaid measures. The costs have been divided between APGB and the concessionaire subject to the tasks required.

Table 9.2 – Summary of capital construction cost estimates - Phases 1 to 4 (in '000 US\$)

Proposed measures for	Total	Landlord APGB	Concessionaire
Phase 1	34,550	20,315	14,235
Phase 2	3,740	150	3,590
Phase 3	8,380	625	7,755
Phase 4	11,420	3,970	7,450
Measures Phases 1 - 4	58,090	25,060	33,030

Source: Consultant (calculation)

Cost estimate breakdown details are not exhibited here for reasons of confidentiality. With the implementation of Phase 4, the Port of Bissau will obtain a total container storage surface of approx. 13.2 ha, i.e. a surface which is 4.5 times bigger than the surface currently being used.

Sketches of the four phases are exhibited at the end of this presentation as annexes.

10 Development of financial simulation models

Two different models have been established for the simulation: one for APGB as the landlord for the container terminal and one for the (main) concessionaire.

For the projection of cargo and vessels, three different scenarios have been developed: pessimistic, optimistic, realistic. For containerized cargo, the multiplier 2.0 for a pessimistic scenario, 3.5 for a realistic scenario and 5.0 for an optimistic scenario have been applied. The multipliers for non containerized cargo were 0.4 for a pessimistic scenario, 0.5 for a realistic scenario and 0.6 for an optimistic scenario as there is almost no correlation between the increase of the GDP and the increase of bagged cargo and general cargo transport.

These factors have been multiplied with the anticipated annual GDP growth rate projected by the World Bank in the case of containerized cargo, and with the past average growth rate of each type of conventional cargo respectively.

Projections for cargo and traffic of major vessel types have been made on the basis of these hypotheses, whereas cash flow projections for the concessionaire and APGB have been obtained by multiplying cargo and traffic projections with the port tariff. Due to a lack of data, costs have been determined on the basis of hypotheses for

- fixed rental costs for a port surface of 4.5 ha, annual rent 18 USD / sqm, for a total of USD 810,000 / p.a.
- costs for construction measures
- costs for APGB staff and staff of the major concessionaire
- investment costs for infrastructure and new equipment
- energy costs for APGB and the concessionaire.

Financial analysis for the concessionaire

At estimated capital investments of USD 14.2 million (26.2 million total) for the concessionaire during Phase 1, the projected net cash flow shows the following results:

Concessionaire's Internal Rate of Return (IRR)	=	24.58 %
Net Present Value (NPV)	at 4 % discount rate	= USD 163,572,000
	at 5 % discount rate	= USD 135,297,000
Amortization in years	=	7 years (early 2010 – 2016)

Financial analysis for APGB

At estimated capital investments of USD 20.3 million (24.1 million total) for APGB during Phase 1, reserves included, without taxes and customs duties, the projected net cash flow shows the following results:

APGB's Internal Rate of Return (IRR)	=	14.50 %
Net Present Value (NPV)	at 4 % discount rate	= USD 57,498,000
	at 5 % discount rate	= USD 45,751,000
Amortization in years	=	9 years (early 2010 – 2018)

Additional investments of approx. USD 20 million by the concessionaire and approx. USD 5 million by APGB during Phases 2, 3 and 4 until 2027 may completely be financed by the cash-flow related thereto.

It has to be considered that the IRR value for the concessionaire (24.58 %) is rather high. With the growing competition from the neighboring ports Banjul and Dakar, both the port tariff and the IRR will decrease. Although the IRR for APGB (14.5 %) is rather low in comparison to the concessionaire's one, it is still sufficiently high (i.e. at least 12 % in order to meet the requirements stipulated by the banks) to obtain low interest financing by international investors.

11 APGB restructuring plan

The main objective of the restructuring measure is not only the improvement of port service quality in the Port of Bissau, but also a reduction of user costs for the Port's national clients. With regard to the two competing neighboring ports of Banjul and Dakar, it is being recommended to establish a participation of the private sector in the commercial operations of the Port of Bissau. The current conflict of interest for APGB as a regulator and surveyor on the one hand, and as an operator on the other hand, will be resolved with the establishment of a private operator. APGB, thus being released from its function as an operator, will then be able to concentrate on activities such as price surveillance, service quality, etc.

That contributed significantly to the reasons why the Consultant proposed the Landlord Model.

APGB will remain landlord of the Port and will be responsible for the infrastructure (investments, maintenance).

All of these tasks and responsibilities will remain with APGB, who will be the public port authority and representative of the state sovereignty. They will rent a precisely defined piece of land to a concessionaire and private investor / commercial operator for a substantial period, 25 to 30 years, for example.

The concessionaire will thus obtain the right to use the defined port surface, but will be responsible for the entire superstructure, including all investments, operations and maintenance works related thereto. In return, the concessionaire will pay rental charges to APGB for the rented land, the buildings and the existing equipment as well as a revenue based concession fee that has been negotiated in advance.

After introduction of the Landlord Model and subsequent to a distribution of personnel, a staff of 200 will remain (retired persons excluded). The concessionaire will, however, have to employ a number of 465 persons in order to meet the requirements of four (4) work-shifts, one (1) of which will be a reserve in case of vacation, public holidays, weekends, sick leave, etc. The maximum required staff is thus 665. Assuming the participation of the private sector and regular retirements, there will be no surplus staff with APGB to be laid off and, thus, no need for a compensation scheme.

Two diagrams on the next page show an updated proposal for APGB tasks and an organizational chart related thereto.

Figures 3 and 4 - APGB task chart and proposed organigramme

Port Functions and Duties with/without PSP

General Objectives	
- Juridical Authority	- Financial Independence
- Institutional Integrity	- Operational Efficiency
- Social/ Political Integrity	

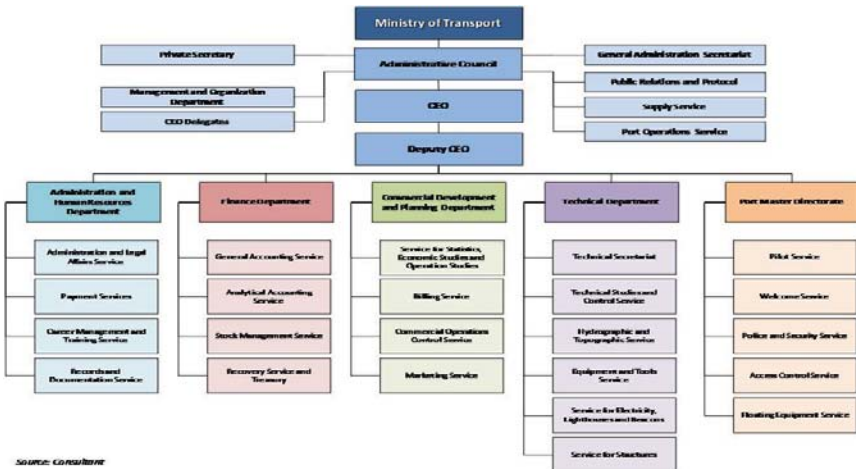
Major Tasks:			
Governmental Tasks	Technical Tasks	Administrative Tasks	Commercial Tasks
Individual Functions:			
<p>Safety and Security</p> <ul style="list-style-type: none"> - Marine Traffic Control - Working / labour Safety - Protection of Ships, Cargo, Port - Piracies and Port Users' Property - Fire Protection and Fighting - SAR, Search and Rescue - PSPs: designated authority <p>Ship Inspection</p> <ul style="list-style-type: none"> - Certificates and Standards - Compliance with International Maritime Legislation and Conventions (safety, crewing, health, drugs, narcotics, arms, certificates, etc.) <p>Port Health Sanitation</p> <ul style="list-style-type: none"> - Avoidance of Contagious Diseases - Prevent Storing of Rats and Rodents - Medical Assistance and Vaccination - Provide De-Ratization / Fumigation <p>Immigration</p> <ul style="list-style-type: none"> - Check Crew Lists and Details - Avoid Unlawful Immigration - Provide Shore Permits 	<p>Manning of Ports for:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rehabilitation - Expansion - New Building - Re-Allocation - Infrastructure - Facilities - Installations - Equipment - Floating Craft <p>Nature of Work</p> <ul style="list-style-type: none"> - Specification of Requirements - Tendering/Contracting/Purchasing - Operations - Restoring - Prevention Maintenance - Repair/Replacement - Spare Parts Management - Safety Inspection & Control 	<p>Administration</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tariffs - Collection of Fees - Procurement - Real Estate - Statistics - Management Information System - Public Relations - Support Services <p>Finance</p> <ul style="list-style-type: none"> - Costing - Budgeting - Accounting - Auditing <p>Legal</p> <ul style="list-style-type: none"> - R & R - Fines - Contracts - Claims - Insurance <p>Personnel</p> <ul style="list-style-type: none"> - Manpower Development - Recruitment - Wages, Salaries - Social Welfare 	<p>SCENARIO A</p> <ul style="list-style-type: none"> - Ship Planning - Equipment Pool - Storage Operations - Handling - Storage - Reception - Delivery - Documentation <p>Services</p> <ul style="list-style-type: none"> - Shipping Agency - Tallying - Ships Services - Claims Management - Others <p>SCENARIO B</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rental of Structures - Rental of Equipment - Supervision and Control

LEGEND

APG tasks with and without PPP
 APG tasks without PPP / Private tasks with PPP
 APG tasks without PPP / Private tasks with PPP



Source: "Consultant"



Source: Consultant

12 Analysis of costs, benefits and risks

An analysis of costs, benefits and risks has been made for the sake of potential partners and key actors, notably the state, private partners, companies, consumers and the national economy.

State

The state expenses are, in particular, the original investments of USD 25 million (see Table 9.2) that could be financed by a soft interest rate credit granted by the World Bank or other development fund investors.

The financial benefit for the state includes the long-term realization of the respective IRR of approx. 14.5 % (see Chapter 10). What is more, the state could collect more taxes and customs duties if other companies in the field of trading and consumer goods import gain a position requiring increased tax and duties payment. There may, however, be the risk of a coup d'état conducted by established interest groups fearing a loss of ancient privileges. Furthermore, opposition by trade unions will have to be considered, should these not be sufficiently integrated into the process from the early beginning. General risks and force majeure will remain.

Private partners

The private concessionaire will have to invest a total of approx. USD 33 million from commercial credits at an approximate interest rate of 10 % (see Chapter 10). Although the benefit will be a calculated IRR of 24.6 %, this may be reduced by the effects of competition. Other private participants may obtain a similar benefit. The risks for the concessionaire will be similar to the risks already described above, and will comprise a risk for the superstructure, a commercial risk, a financial risk, an exchange rate risk and a fast-moving market risk for products such as cashew nuts and other products.

National economy, companies and consumers

Investment costs for APGB and the concessionaire will be the only relevant costs. Thus, unlike for APGB, costs will not be expected to occur for the national economy, companies or the consumers. Im- and export firms will not only obtain benefits from a modernized port system, but there will also be pres-sure on tariffs due to increasing competition. With a reduction of costs for transport to the Port of Bissau, competitiveness of exports will increase, while prices for imported goods will decrease at the same time. If prices for imported goods may be reduced due to an improved port system and increased competition, the consumer will profit directly from the advantages. With national competition being intensified by considerably improved port services and costs, an important national economic growth may be expected and even accelerated by better international competition along with reasonable domestic prices. During the change process, the national economy may face the risk for strikes because APGB staff may fear unfavorable conditions in the course of this process. A major additional risk may occur in case a public monopoly should be replaced by a private one.

13 Summary

Due to the current situation, the World Bank requested the elaboration of a study for the development of reforms for the port of Bissau and the improvement of the port's general situation, both of which have been a key issue for the well-being of the country.

The Concept Report proposes an appropriate model for a Public-Private Partnership for the port of Bissau, allowing for the implementation of reforms and the establishment of an adequate structure. The detailed concept of the Public-Private Partnership model that has been adapted to the port of Bissau, i.e. the Lan-dlord Model, serves as a basis as this model represents the optimal solution.

Then, a Master Plan in four phases has been elaborated, describing the required extensions and modifications that will have to accompany the organizational port reforms.

In order to point out the effect of organizational and physical modifications, two separate financial models, one for each key player, were established and used for a simulation of the changes. An analysis of costs, benefits and risks has been shown for each actor, i.e. for the state, the private partners, companies, consumers and the national economy.

The result thereof shows that an acceptable level will only be obtained by the port of Bissau with the participation of the private sector, as has been proposed in the report. Otherwise, the port will never be on the same level as the neighboring ports and continue to fall short of its targets in the long term.

The Concept Report tries to present tools to help avoiding this ongoing negative process and trigger an economic evolution for the benefit of the port and of the country itself.

Outline views of the 4 master plan phases are shown hereinafter as annex.

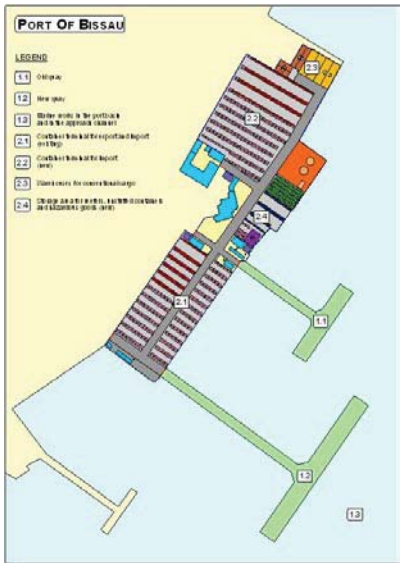
Annex: Figures 5 - 8:

Port extension - Phase 1 (until 2015) Port extension

Phase 2 (2016 to 2022)



Port extension – Phase 3 (2023 to 2027) Port extension – Phase 4 (2028 to 2034)



Erweiterung des Containerterminals im Hafen Beirut

Planung und Errichtung einer Kaimauer als Piled Deck in fugenlose Bauweise

Herr Dr.-Ing. Uwe Pfeiffer

Dr.-Ing. Uwe Pfeiffer

Einleitung

Ungeachtet der weltweit auftretenden wirtschaftlichen Probleme seit 2008 gehört die Hafen- und Hauptstadt Beirut zu den aufstrebenden Metropolen der östlichen Mittelmeerregion. Eine Anpassung und Erweiterung der Infrastruktur war damit eine logische Konsequenz dieser Entwicklung - ein Baustein davon ist der Hafen in Beirut. Um die Erweiterung des bestehenden Containerterminals durchzuführen, wurde die Sellhorn Ingenieurgesellschaft im Jahre 2007 mit der Planung der Terminalfläche sowie einer 500 m langen Kaimauer beauftragt. Aufbauend auf einem bereits bestehenden Masterplan wurden weitere Untersuchungen vorgenommen, um die Machbarkeit der Erweiterung zu belegen. Unter anderem gehörten dazu:

- Wellenstudie zum Einfluss von Schlechtwetterphasen und des Wellenklimas auf den äußersten Liegeplatz, da der bestehende Wellenbrecher auf Grund der hohen Wassertiefen nicht wirtschaftlich vertretbar verlängert werden konnte.
- Nautische Studie zu Schiffsbewegungen im Hafen Beirut
- Überarbeitung Terminallayout
- Beurteilung und Interpretation der Ergebnisse der Baugrunderkundungen
- Entwicklung von Kaimauerkonzepten

Im Rahmen des Vorentwurfes wurde die Kaimauer als Piled Deck (überbaute Böschung) konzipiert, im Entwurf weiter detailliert und ausgeschrieben. Seit Sommer 2009 wurden durch die ausgewählte Baufirma vorbereitende Arbeiten wie zusätzliche Baugrunderkundungen, Rammversuche und Pfahlbelastungstests durchgeführt, so dass im Anschluss mit genaueren Angaben zum Baugrund die Ausführungsstatik sowie ein Teil der Ausführungsunterlagen von Sellhorn erstellt werden konnten.

Seit Herbst 2010 finden Baumaßnahmen für die neue Terminalfläche sowie für die Kaimauer statt. Dazu gehören unter anderem Reclamation Works (Aufspülen der Terminalfläche) und baugrundverbessernde Maßnahmen wie der Einbau von Vertical Drains oder die Dynamische Intensivverdichtung. Seit Frühjahr 2011 wird die Rammung der Stahlrohre sowie einer rückwärtigen Spundwand durchgeführt. Die Fertigstellung der Terminalfläche inklusive Kaimauer ist für 2013 geplant.

Für die Dauer der Baumaßnahme ist Sellhorn mit der Bauüberwachung beauftragt und stellt im Rahmen des Red Books auch den FIDIC-Ingenieur. Zur Wahrnehmung dieser Aufgabe sind durchgehend ca. 3 Mitarbeiter vor Ort, die durch ein lokales Partnerbüro verstärkt werden.

Das Bauvolumen beträgt in etwa 140 Mio. USD. Durch die Erweiterung wird die Umschlagskapazität von derzeit ca. 0,95 Mio. TEU auf ca. 1,8 Mio. TEU pro Jahr in etwa verdoppelt.



Bild 1: Zustand zu Beginn der Bauarbeiten, März 2010, rechts mit neuer Terminalfläche



Bild 2: Baufeld Mai 2011

Beschreibung des Kaimauersystems

Als maßgebende Randbedingung für den Kaimauerentwurf ist der über die Kaimauerlänge stark variierende Baugrund zu nennen. Während im Bereich der vorhandenen Kaimauer der felsige Untergrund bis kurz unter Geländeoberfläche ansteht und daher eine Schwergewichtsmauer für den alten Terminal gewählt wurde, taucht der Felschizont im Bereich der neuen Kaimauer stetig bis auf Tiefen von ca. NGL -80 m und mehr ab und wird durch mächtige Weichschichten und bindige Böden überlagert. Demzufolge ist ein Kaimauerentwurf erforderlich, der sich grundlegend diesen stark wechselnden Randbedingungen anpassen kann. Weitere wesentliche Entwurfsparameter sind die sehr hohe Einwirkung aus Erdbeben sowie die hohe Korrosionsbeanspruchung auf Grund der klimatischen Verhältnisse in Beirut. Gemäß Entwurf und Ausführungsstatik wurde ein Kaimauersystem als Piled Deck mit folgenden Parametern entworfen:

- Länge 500 m, Breite ca. 36 m zzgl. Schleppplatte
- Stahlpfähle im Raster von 5,20 m x 7,40 m, Pfahldurchmesser 1,32 m
- Überbau als fugenlose Stahlbetonkonstruktion, als Platte mit Unterzügen über den Pfählen sowie land- und wasserseitigem Kranbahnbalken
- Auslegung für STS-Krane bis ca. 900 kN/m Lasten aus dem Fahrwerk
- Böschung unterhalb der Kaiplatte 1 : 3
- Rückverankerte Spundwand (mit Rundstahlanker und Ankerwand) für verbleibenden Geländesprung landseitig

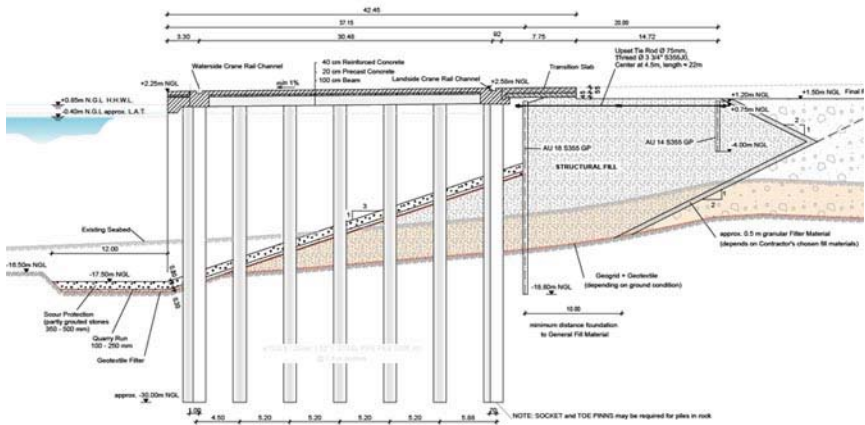


Bild 3 – Schnitt durch das Kaimauersystem, Abschnitt 1, felsiger Untergrund

Durch die Gründung mittels Stahlpfählen ist es vergleichsweise einfach, eine Anpassung an die unterschiedlichen Absetztiefen zu erreichen. Auch bei lokalen Inhomogenitäten des Baugrunds kann die Absetztiefe der Pfähle noch während der Bauarbeiten durch Verlängern oder Abbrennen der Rohre angepasst werden. Auf Grund der Einbindung in den zerklüfteten Fels bei den kurzen Pfählen bzw. auf Grund der summierten Mantelreibung bei den langen Pfählen sind sehr hohe Pfahllasten und ein gleichmäßiges Pfahlraster über die gesamte Kaimauerlänge möglich.

Durch die fugenlose Bauweise ergeben sich Vorteile bei der Bemessung des Kaimauersystems für Erdbeben, da sich lokale Beanspruchungen (z.B. Kranlasten, Inhomogenitäten im Baugrund o.ä.) gleichmäßig auf eine Vielzahl von Pfählen verteilen können. Durch die sehr hohe Redundanz hat das Versagen eines einzelnen Pfahles keinerlei Auswirkungen auf die Gesamtstabilität der Kaimauer. Im Vergleich dazu hätte bei einer räumverankerten Spundwand das Versagen eines einzelnen Ankers im Erdbebenfall das Versagen der gesamten Kaimauer zur Folge, da die jeweils benachbarten Anker durch die Lastumlagerung ebenfalls versagen würden. Andererseits sind bei der fugenlosen Bauweise Zwangsbeanspruchungen zu berücksichtigen, die aus der behinderten Dehnung (Temperatur, Schwinden) resultieren. Mit realitätsnahen nichtlinearen Berechnungsansätzen konnten diese Einflüsse rechnerisch erfasst und in der Konstruktion umgesetzt werden.

Als Herausforderungen an den Kaimauerentwurf lassen sich folgende Punkte nennen, die im Weiteren detaillierter erläutert werden:

- Erdbebenbeanspruchung
- Hohe Korrosionsraten Stahl
- Betonrezeptur zur Minimierung der Hydratationswärme (fugenlose Bauweise)
- Hohe Pfahltragfähigkeiten erforderlich bei gleichzeitig stark veränderlichem Baugrund

Bemessung für Erdbeben

In der näheren Umgebung von Beirut liegen mehrere Verwerfungslinien (Yammouneh Fault und Mount Lebanon Thrust Fault), die bereits in der Vergangenheit zu schweren Erdbeben geführt haben. Das schwerste überlieferte Erdbeben mit einem anschließenden verheerenden Tsunami ereignete sich im Jahre 551 und hatte eine geschätzte Magnitude von 7,5. 1759 und 1956 traten weitere schwere Beben auf mit einer geschätzten Magnitude von 7,4 bzw. 5,7 sowie erheblichen Opferzahlen und wirtschaftlichen Schäden.

Aus diesem Grund ist es zwingend erforderlich, die Kaimauer erdbebensicher auszulegen, wobei gemäß Global Seismic Hazard Map eine Peak Ground Acceleration von $PGA = 2,4$ bis $3,2 \text{ m/s}^2$ für Beirut zu benutzen ist.

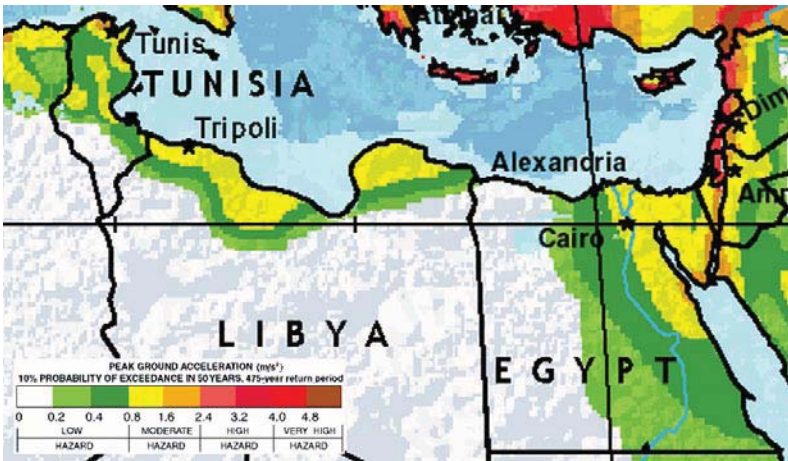


Bild 4: Global Seismic Hazard Map, aus <http://www.seismo.ethz.ch/GSHAP/>

Für die Analyse einer Struktur im Erdbebenfall können grundlegend folgende Methoden benutzt werden, wobei die Qualität der Berechnung prinzipiell mit den in der Liste weiter unten stehenden Methoden ansteigt.

- Statische Ersatzkraft (Quasi Static Method)
- Antwort-Spektren-Verfahren (Response Spectra Method)
- Lineare dynamische Berechnung (bei Vorliegen eines geeigneten Einwirkungsspektrums, gegebenenfalls Spektrum eines realen gemessenen Erdbebens)
- Nichtlineare Berechnung mit statischer Ersatzkraft
- Nichtlineare dynamische Analyse

In Eurocode 8, Teil 5, in dem das Erdbeben-Design von Stützwänden, Kaimauern und anderen mit Boden hinterfüllten Strukturen geregelt ist, werden die ersten beiden Methoden behandelt. Dabei ist anzumerken, dass diese beiden Methoden bei Bauwerken, die näherungsweise einem Einmassenschwinger entsprechen, in etwa gleiche Ergebnisse liefern. Für das vorliegende Piled Deck der neuen Kaimauer ist dies der Fall, da der Betonüberbau (inkl. Verkehr) eine konzentrierte Masse am oberen Ende der Pfähle darstellt. Die erste Eigenfrequenz dominiert das Schwingungsverhalten, Eigenmoden höherer Ordnung sind vernachlässigbar. Besondere Bedeutung kommt der Interaktion der Pfähle mit dem Boden zu, da der passive Erdwiderstand vor den Pfählen einerseits durch die Erdbebenwirkung vermindert wird und andererseits eine nichtlineare Bettungsreaktion auftritt. Grundlegend wurden daher nichtlineare p-y-Kurven für die Berechnung benutzt (siehe DNV OS-J101), die auf Grund der Minderung der Scherfestigkeit durch Erdbebenwirkung über verschiedene Faktoren angepasst wurden. Weiterhin sollten die realen Baustoffeigenschaften (z.B. mit Rissbildung für Stahlbeton) und das daraus resultierende Verformungsverhalten berücksichtigt werden. Damit entspricht das Vorgehen prinzipiell einer „Nichtlinearen Berechnung mit statischer Ersatzkraft“, so dass effektiv ein qualitativ sehr hochwertiger Ansatz für die Berechnung der Schnittgrößen aus Erdbebeeinwirkung gewählt wurde.

Bei Berechnung der statischen Ersatzkraft werden alle Massen der Kaimauer mit einem Erdbebenfaktor k_h multipliziert und das statische System mit diesen Kräften beaufschlagt. Für eine optimale Bemessung resultiert daraus die Forderung, die Massen der Kaimauer soweit wie möglich zu reduzieren. Außerdem sind Systeme mit größeren ertragbaren Verformungen im Vorteil, also zum Beispiel Schwergewichtsmauern, die ohne Stabilitätsverlust und ohne Verlust der strukturellen Integrität eine größere Verschiebung oder Verdrehung aufnehmen können. Durch diese Verformung erfolgt eine Dissipation von Energie, so dass die statische Ersatzlast aus Erdbebenbeanspruchung kleiner gewählt werden kann.

Aus diesem Grund kann es bei Erdbebenbeanspruchung von Vorteil sein, auf geneigte Pfähle bzw. Pfahlböcke zu verzichten und ausschließlich vertikale Pfähle anzuordnen, die die Belastung über Biegung weiter leiten und über horizontale Bettung in den Baugrund abtragen. Beim vorliegenden Kaimauerentwurf konnte dies effektiv umgesetzt werden, wobei insbesondere die landseitigen Stahlpfähle Biegung erhalten und für ein sehr hohes Einspannmoment im Kopfbereich zu bemessen sind. Anzumerken ist weiterhin, dass die seitliche Bettung der Pfähle im Boden vor allem innerhalb der obersten Bodenschichten aktiviert wird, die zumeist aus aufgefüllten

Sanden bestehen und daher eine hohe Tragfähigkeit aufweisen im Vergleich zu den tiefer liegenden Weichschichten mit geringeren Scherfestigkeiten.

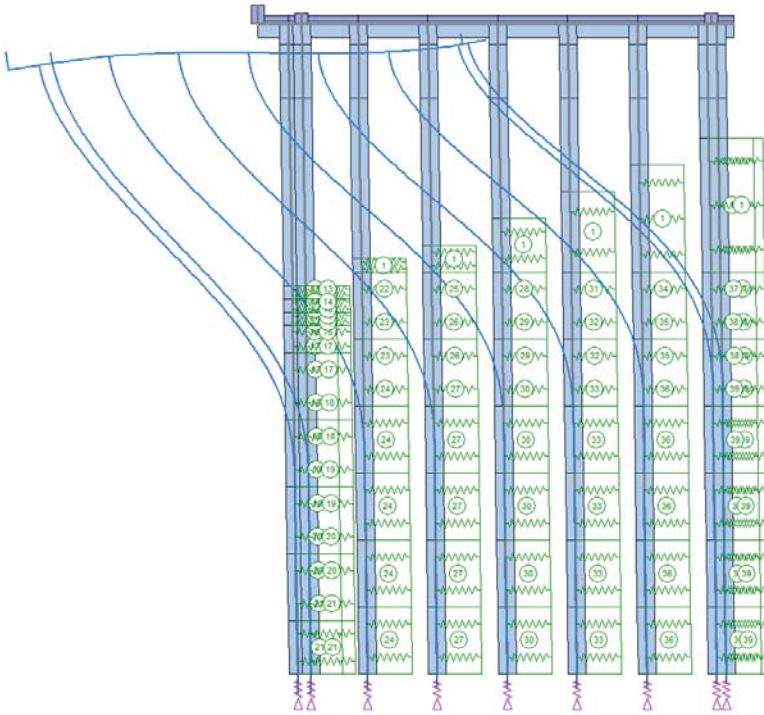


Bild 5: Statisches System für Analyse in Querrichtung, Verformungsfigur (100 fach überhöht)

Berücksichtigung der Korrosion

Ein bereits im Vorentwurf zu berücksichtigendes Thema waren die sehr hohen Korrosionsraten, die in allen Häfen am Mittelmeer, im arabischen Raum oder ganz allgemein in Gewässern mit hohen Temperaturen und hohem Salzgehalt auftreten. Aus diesem Grund stand der Bauherr berechtigterweise jeder Lösung in Stahl sehr kritisch gegenüber und forderte eine detaillierte Betrachtung der auftretenden Korrosion und der möglichen Maßnahmen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit. Da aus statisch konstruktiven Gründen unter Berücksichtigung der schwierigen Baugrundverhältnisse ausschließlich ein Piled Deck wirtschaftlich realisierbar war, kam der Wahl des Pfahlsystems eine besondere Bedeutung zu. Prinzipiell sind folgende Pfahlssysteme möglich:

- Bohrpfahl (oder Schlitzwand-Panel)
- Schleuderbetonrohre
- Stahlpfähle

Bohrpfähle sind bei den vorliegenden Randbedingungen nicht wirtschaftlich realisierbar und stoßen auch technologisch an die Grenzen der Herstellbarkeit. Auf Grund des abtauchenden Felshorizontes und der darüber lagernden Weichschichten sind Pfahllängen bis ca. 80 m erforderlich. Außerdem müsste zur Herstellung der Bereich aufgeschüttet und nach dem Einbringen der Pfähle wieder gebaggert werden, was deutliche zusätzliche Kosten verursachen würde.

Auch Schleuderbetonrohre stoßen an technologische Grenzen, da die Biegetragfähigkeit bei weitem nicht ausreichend und die biegesteife Kopplung mehrerer Teilstücke zu Gesamtlängen von 80 m vergleichsweise schwierig ist.

Bezüglich der Kosten, der Herstellung sowie der Anpassung an wechselnde Baugrundverhältnisse weisen Stahlpfähle deutliche Vorteile auf, jedoch mit Nachteilen bezüglich der Korrosion. Aus diesem Grund werden die Rohre (\varnothing 1,32 m) innerhalb der freien Länge im Wasser mit einer mehrlagigen Beschichtung versehen, die eine Lebensdauer zwischen 10 und 20 Jahren aufweisen wird. Im Bereich der Wasserwechselzone kann das Rohr im Anschluss vollständig korrodieren, da hier ein Concrete Pile-Plugin angeordnet wurde, der die vollständige Belastung (MSd + NSd) übernimmt. Für den Bereich ab ca. 3 m unter der Wasserwechselzone wird eine ausreichend gewählte Abrostungsrate für die restliche Lebensdauer angesetzt.

Betonrezeptur für fugenlose Bauweise

Hohe Anforderungen an die Betonrezeptur ergeben sich aus den Umweltbedingungen sowie aus der fugenlosen Bauweise der Kaimauer. Folgende Aspekte sind zu nennen:

- Niedrige Hydratationstemperatur (massige Bauteile, Reduktion der Zwangsbeanspruchungen)
- Hoher Sulfatwiderstand sowie hoher Widerstand gegen das Eindringen von Chloriden (Bewehrungskorrosion)
- Sicheres Erreichen der erforderlichen Betondruckfestigkeit unter Baustellenbedingungen
- Einfach zu verarbeitender Beton (hohes Ausbreitmaß), keine Entmischung

Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, wurden bereits im Dezember 2010, lange vor Durchführung der Baumaßnahme, umfangreiche Versuche zur Betonrezeptur durchgeführt. Neben den üblichen Probekörpern zur Bestimmung der Druckfestigkeit bzw. zur Bestimmung der Festigkeitsentwicklung nach 2, 7, 14, 28 und 56 Tagen wurden jeweils zwei Würfel mit einer Kantenlänge von ca. 1,0 m hergestellt und die Temperatur an der Oberfläche, im Kern sowie an mehreren Zwischenstationen gemessen. Ein Würfel war dabei allseitig isoliert, um massige Bauteile, wie den Kaimauerkopf oder die Pfahlkopfbalken zu simulieren, der andere Würfel wurde ohne weitere Isolierung in der Schalung belassen.

Erste Betonrezepturen wurden seitens der Baufirma mit einem Portlandzement (P 42,5) und einem Zementgehalt von 400 kg durchgeführt. Damit wurde zwar sehr zielsicher die erforderliche Druckfestigkeit erreicht, die Temperaturen beim Abbinden lagen jedoch bei über 70°C , was bei den hier vorherrschenden massigen Bauteilen und im Hinblick auf eine fugenlose Kaimauer mit Reduzierung der Zwangsbeanspruchungen nicht akzeptabel war. Aus diesem Grund wurde für weitere Versuche ein Hochhofenzement (CEM III 32,5) mit niedriger Hydratationswärme sowie hohem Sulfatwiderstand gewählt. Die maximale Temperatur lag für den voll isolierten Probekörper im Inneren bei ca. 49°C bei einer Frischbetontemperatur von ca. 23°C . Durch den Zusatz hochwirksamer Fließmittel konnte der Wasseranspruch reduziert werden, so dass bei einem w/z-Wert von nur 0,40 die Druckfestigkeit zielsicher erreicht wird und auch die Verarbeitbarkeit sehr gut gegeben war. Unter Berücksichtigung einer Kühlung der Zuschlagstoffe im Sommer (Abschattung und Sprinklerung) sowie unter Nutzung des Pilgerschrittverfahrens bei der Anordnung der Betonierabschnitte ist es damit möglich, die Zwangsbeanspruchungen aus dem Abfließen der Hydratationswärme auf ein Mindestmaß zu reduzieren.

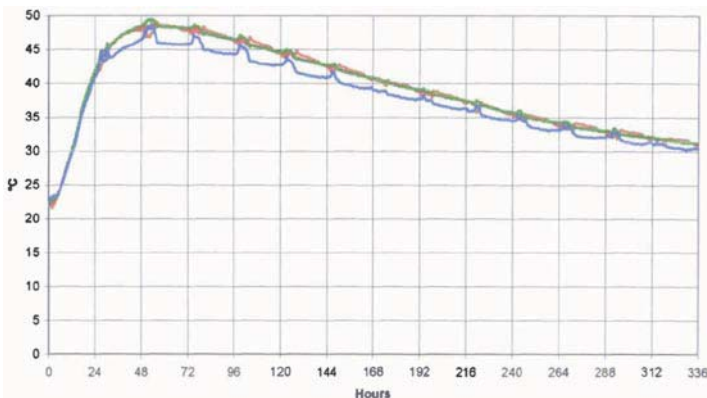


Bild 6: Temperaturkurve für einen voll isolierten Probekörper (1 m³)

Pfahltragfähigkeit und Pfahlbelastungsversuche

Durch den Einsatz moderner Containerkrane mit resultierenden Linienlasten unter dem Fahrwerk von ca. 900 kN/m ergeben sich für die maßgebende Lastfallkombination Pfahlkräfte im Bereich von $N_{Sd} = 8000$ kN. Um diese sehr hohen Belastungen zielsicher und dennoch wirtschaftlich in den Untergrund einbringen zu können, wurden bereits in der Ausschreibung statische und dynamische Pfahlbelastungsversuche vorgesehen.

Die Ermittlung der Pfahllänge im Final Design erfolgte gemäß vorliegendem Baugrundgutachten sowie unter Anwendung der „EA Pfähle“. Die Pfahlbelastungstests dienten daher in erster Linie dazu, die Annahmen der Bemessung zu verifizieren und bei nicht ausreichender Tragfähigkeit Gegenmaßnahmen zu ergreifen (z.B. Verlängerung der Pfähle). Aus Kostengründen wurden die Versuche zur Ermittlung bzw. zum Abschätzen der Pfahltragfähigkeit wie folgt unterteilt:

- Statische Probelastung mit Auflast
- Dynamische Probelastung
- Rammformeln, Auswertung Rammprotokolle (Bärgewicht, Fallhöhe, Schlagzahl, Eindringtiefe)

Für die statische Probelastung wurden mehrere Pfähle ausgewählt, von denen einige gemäß Rammprotokoll und Rammformel eine mittlere Pfahltragfähigkeit erwarten ließen, andere Pfähle eine geringe Tragfähigkeit. Die Durchführung der Probelastung erfolgte mittels einer Auflast aus Stahlbetonbalken (ca. 1000 t = 10.000 kN), die zu Beginn auf den benachbarten Pfählen aufgelagert waren und durch geeichte Pressen auf dem Testpfahl angehoben wurden. Der Pressendruck wurde für die Ermittlung der Auflast aufgezeichnet, ebenso die Vertikalverformung des Pfahlkopfes gegenüber einem unbeweglichen Referenzpunkt. Die Belastung erfolgte schrittweise unter Berücksichtigung von Haltezeiten zur Aufzeichnung sich einstellender Setzungen. Bei allen bisher durchgeführten Versuchen konnte die Pfahltragfähigkeit erreicht werden, bei Setzungen (ohne elastische Pfahlstauchung), die im Bereich zwischen ca. 30 mm und 90 mm lagen. Damit wurden die Annahmen aus dem Final Design bestätigt, sowie die Anwendung des Teilsicherheitsbeiwertes für die Pfahltragfähigkeit von $\gamma = 1,2$ gerechtfertigt.

Mit Hilfe der statischen Probelastung war es im Anschluss möglich, die dynamische Probelastung sowie die Rammformeln zu kalibrieren und somit bereits beim Rammen des Rohres einen Hinweis auf die voraussichtlich zu erwartende Pfahltragfähigkeit zu erhalten.

Die bereits in den vorlaufenden geotechnischen Erkundungen festgestellten Inhomogenitäten des Baugrundes traten beim Einbringen der Pfähle vermehrt zu Tage. Während einige Pfähle bereits auf Grund ihres Eigengewichtes oder nach dem Aufsetzen des Rammhäres 10 bis 15 m in den Baugrund eindringen und erst im Bereich der Endtiefe eine spürbare Zunahme der Rammschläge zu verzeichnen war, stieg bei direkt benachbarten Pfählen bereits etliche Meter vor Erreichen der geplanten Absetztiefe die Schlagzahl deutlich an, so dass die Rammung abgebrochen werden musste. Im Übrigen erwiesen sich die gewählten Stahlrohre in diesen Fällen als sehr flexibel, da sowohl Pfahlverlängerungen als auch Pfahlkürzungen einfach vorgenommen werden konnten.



Bild 7: Durchführung statischer Pfahlbelastungstest

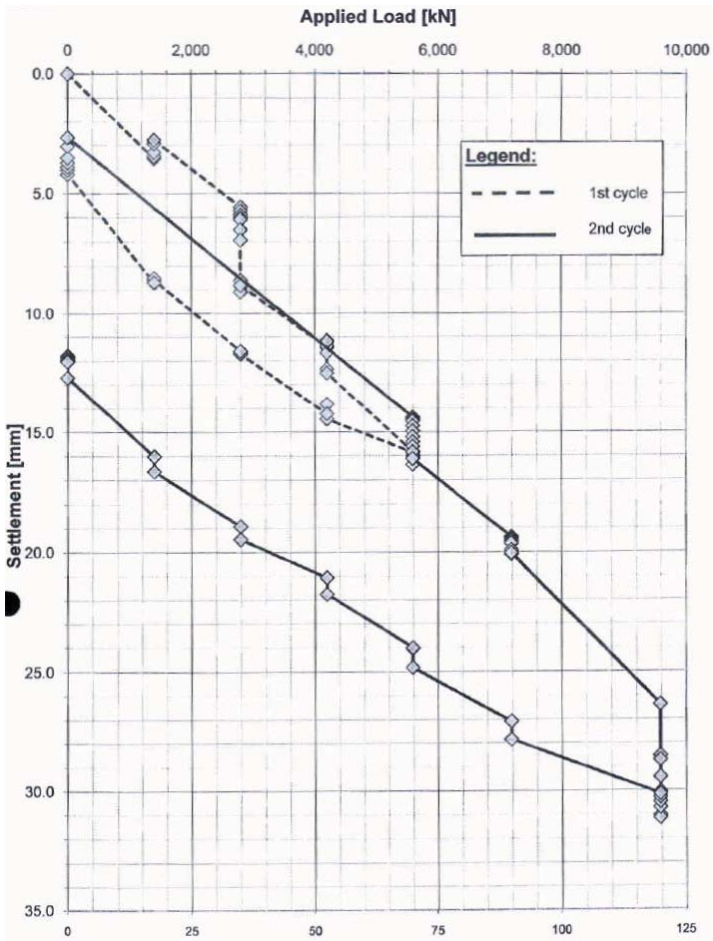


Bild 8: Last-Setzung-Linie (ohne elastische Pfahlstauchung)

Literatur

- [1] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects (EN 1998-5)
- [2] Seismic Design Guidelines for Port Structures, PIANC, International Navigation Association
- [3] Design of Offshore Wind Turbine Structures, DNV-OS-J101, Det Norske Veritas

75 JAHRE IN DIE ZUKUNFT GEDACHT

WTM^o
ENGINEERS

Kompetenz im Wasserbau.

Verkehrswasserbau · Hafenanlagen · Schleusen · Konstruktiver Wasserbau · Offshoreanlagen · Küstenschutz



Frankenbach Container Terminal Mainz



JadeWeserPort Wilhelmshaven



Schleuse Bolzum



Schleuse Dörverden

WTM ENGINEERS Beratende Ingenieure im Bauwesen Hamburg · Berlin · München www.wtm-engineers.de

Neubau des Frankenbach Container Terminals in Mainz

*Herr Dipl.-Ing. **Norbert Carstensen***
Dipl.-Ing. Norbert Carstensen

179

Der Beitrag lag zum Redaktionsschluss nicht vor

Sanierung der historischen Ufermauer Donauwörth

Ehemaliger Hafen der Donaudampfschiffahrt

Frau Dr. Tanja Ganz

Dr. Tanja Ganz, Andreas Gorbauch, Andrea Zimmer

1 Beschreibung des bestehenden Bauwerks

Die Donaudampfschiffahrt hatte in den Jahren zwischen 1853 und 1874 ihre „Anfangsstation“ in Donauwörth. Nach der Errichtung der Eisenbahnbrücke über die Donau im Jahre 1841 forderte die Donau-Dampfschiffahrts-Gesellschaft mit Sitz in Regensburg die Stadt Donauwörth auf, Grund im Anschluss an die Eisenbahnbrücke zu erwerben, damit in diesem Bereich des Donauufers Schiffe anlanden können. Nach Abschluss der Grundstücksverhandlungen wurde 1853 das Baumaterial für den Anleger vom königlichen Oberpost- und Bahnamt von Schwaben über Submission beschafft.

Neben dem Anleger entstanden weitere Hafenanbauten für die Lagerung und den Umschlag von Gütern. Der Anleger diente u.a. der Verladung von Gütern zwischen Schiff und Eisenbahn. Dazu führte vom Anleger ein 1861 errichtetes Anschlussgleis direkt zum Bahnhof, der damals am linken Ufer lag. Ein weiterer Anschluss bestand an die Ludwig-Süd-Nord-Bahn über eine Eisenbahnbrücke, welche die Donau im Bereich des Hafens querte. Nach Errichtung des heutigen Bahnhofs im Südwesten der Stadt wurde der Betrieb des Hafens im Jahre 1874 schließlich eingestellt.

Der damalige Anleger ist heute noch als Ufermauer erhalten und erstreckt sich am linken Donau-Ufer von Fluss-km 2509+340 bis 2509+659 im Stadtbereich von Donauwörth. Die Ufermauer ist seit 1888 in der Unterhaltungslast des Freistaates Bayern und steht unter Denkmalschutz. Gleise und Eisenbahnbrücke sind heute nicht mehr existent. Jedoch wurden beim Bau eines nahegelegenen Regenrückhaltebeckens Reste eines Widerlagers der Eisenbahnbrücke sichtbar und im Bereich der Ufermauer finden sich noch Reste alter Kranfundamente. Ende der 50er Jahre wurde im Zuge der damaligen B16 eine neue Straßenbrücke errichtet, die bei Fluss-km 2509+659 den heutigen westlichen Abschluss der Ufermauer bildet.



Abbildung 1: Historische Darstellung der Eisenbahnbrücke über die Donau [9]

Es liegen keine Ausführungs- oder Bestandsunterlagen zur Ufermauer vor. Daher wurden die relevanten Daten in mehreren Schritten und nach Bedarf ermittelt. Dazu wurde die Ufermauer land- und wasserseitig an einigen Stellen freigelegt und in mehreren Querschnitten vermessen.

Aufgrund der Schurferkundungen wird angenommen, dass die Mauer flach auf dem anstehenden Boden gegründet ist.

Es handelt sich somit um ein Trockenmauerwerk aus Natursteinquadern in Schwergewichtsbauweise, deren Geometrie sich in allen landseitigen Schürfen unterscheidet. So fanden sich Bereiche mit variablen und konstanten

Mauerstärken sowie Bereiche mit und ohne rückwertige Rippen (Rippen vgl. Abbildung 2 links).

Auf der Wasserseite der Mauer wurde eine stark verwitterte Holzspundwand (vgl. Abbildung 2 rechts) angetroffen, von der angenommen wird, dass sie nachträglich als Kolkschutz eingebracht wurde. Ob und wie weit Kolke unter die Gründungsebene der Mauer reichen ist nicht bekannt. Im Bereich der o.g. Schürfe, die bis zur Gründungssohle ausgeführt wurden, gibt es keine Anzeichen auf weit reichende Unterspülungen. Eine wasserseitige Erkundung des Mauerfußes zeigte, dass sich die Geometrie der Ufermauer wasserseitig ohne Querschnittsänderung bis zur Gründungssohle fortsetzt.

Abschnittsweise wurde auf der Wasserseite der Wand auf der Flusssohle eine Betonplatte angetroffen, die in weiten Bereichen unterspült ist. Die Vermessung zeigte, dass die Vorderseite der Ufermauer eine Neigung aufweist, woraus sich in der Gründungssohle einen größer Querschnitt ergibt. Die Bauwerksgeometrie ist weiterhin geprägt durch mehrere Treppenniedergänge, die von der Mauerkrone zur Donau führen. Des Weiteren wurden Pegel und Halteringe angetroffen.



Abbildung 2: Bilder der Erkundungen: landseitig (links) (Foto: [2]) und wasserseitig (rechts) (Foto: INROS LACKNER AG)

Als Baumaterial für die Ufermauer ist Bruch- und Blocksteinmauerwerk aus Jurakalk verwendet worden. Jurakalk ist ein hellgelber bis braungrauer fossilreicher Kalkstein aus dem oberen Malm des Treuchtlinger Raums. Der Abbauort des verwendeten Steins konnte nicht festgestellt werden, ebenso ist nicht bekannt, ob das Baumaterial vollständig von einem Abbauort stammt und damit die Materialeigenschaften möglicherweise als einheitlich anzunehmen sind. Die donauseitige Oberfläche kann als stark verwittert beschrieben werden, insbesondere im Bereich der Wasserwechselzone sind erhebliche Schäden zu verzeichnen. Die Ufermauer weist Schäden in Form von Abplatzungen, Absprengungen und Verschiebungen einzelner Blöcke aus dem Mauerverband heraus auf. Der stromabwärts liegende Wandabschnitt weist augenscheinlich erheblich höhere Belastungen / Schädigungen im Wasserwechselbereich auf.



Abbildung 3: Ufermauer vom rechten Donauufer aus fotografiert (Foto: INROS LACKNER AG) – Historischer Kranstellplatz (Foto: WWA Donauwörth)

Zur Klärung der Baugrundeigenschaften wurden im Jahr 2010 im Untersuchungsgebiet zwei Baugrundbohrungen (B) mit durchgehender Gewinnung von gekerneten Bodenproben nach DIN 4021 und vier Rammkernsondierungen (BS) nach DIN 4021 vorgenommen. Weiterhin wurden zur ergänzenden Beurteilung bzw. zum Abgleich der Baugrundsichtung elf Baugrundaufschlüsse im Untersuchungsgebiet herangezogen, die den Unterlagen früherer Untersuchungen für Nachbarbauwerke entnommen wurden. Die Baugrundsichtung stellt sich sehr lebhaft dar und kann wie folgt beschrieben werden:

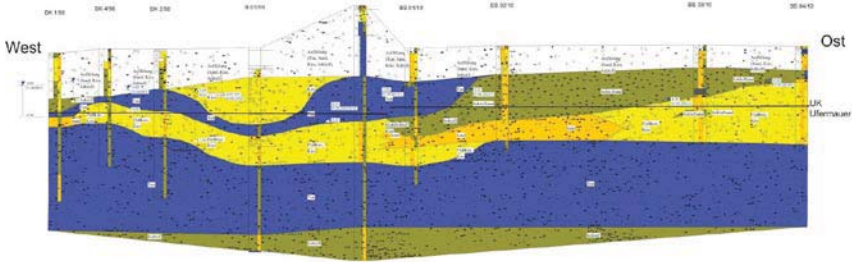


Abbildung 4: Baugrundschnitt entlang der Ufermauer Donauwörth [4]

Auffüllungen wurden in allen Aufschlüssen erkundet. Die Auffüllung variiert aufgrund des ansteigenden Geländes stark in ihrer Mächtigkeit. Die Unterkante der Auffüllung verläuft jedoch relativ eben. Unterlagert wird die Auffüllung durch ein oberes Ton-Schluff-Band, das zwischenzeitlich abtaucht und hier von Geröllen überdeckt ist. Am östlichen Rand des Untersuchungsgebiets geht das Ton-Schluff-Band in ein Schluff-Sand-Gemisch teils mit tonigen Einschlüssen über. Das obere Ton-Schluff-Band ist nur gering wasserdurchlässig, so dass dieses Band als Wasserstauer wirkt. Unterlagert wird das Band durch einen nichtbindigen Horizont aus nicht schluffigen bis schwach schluffigen Sanden und Kies. Im Liegenden dieser nichtbindigen Schicht steht ein ausgeprägt plastischer Ton an, der im Allgemeinen bis zum Bohrende nicht durchteuft wurde. Das Grundwasser korrespondiert mit dem Donauwasserstand und liegt in der Regel über diesem.

2 Veranlassung und Aufgabenstellung

Anfang der 90er Jahre kam die Überlegung auf, die Ufermauer in Teilbereichen rückzubauen und durch Wasserbausteine zu ersetzen. Auch damals wurde von der Wasserwirtschaftsverwaltung bereits in Betracht gezogen, die vorhandene Ufermauer zu sanieren und diesen Bereich an der Donau mit einem Weg für die Bürger aufzuwerten. Notwendige Entscheidungen über den Erhalt oder Neubau der alten Ufermauer, die in den 90er Jahren noch nicht unter Denkmalschutz stand, gaben dem Wasserwirtschaftsamt Donauwörth (WWA DON) den Anlass, zunächst die Standsicherheit überprüfen zu lassen.

Die im Auftrag des Wasserwirtschaftsamtes Donauwörth durchgeführte Standsicherheitsuntersuchung aus dem Jahr 2000 [1] ergab, dass die Ufermauer nicht mehr standsicher ist. Die dabei geführten Nachweise gegen Kippen und Gleiten waren nicht erfüllt. Die Böschungsberechnungen zeigten, dass eine Sanierung mit einer Konstruktion bis in tiefe Bodenschichten erforderlich ist.

Die wesentlichen Planungsrandbedingungen lauten wie folgt:

- Die Standsicherheit der Ufermauer ist nachhaltig wiederherzustellen.
- Die Sicherung der Böschung ist zu gewährleisten.
- Die bestehende Grundwasserdurchlässigkeit der Konstruktion soll erhalten bleiben.
- Die Verkehrsplanung der Stadt Donauwörth (Geh- und Radweg, Verkehrsführungen und Flächen) sind zu berücksichtigen.
- Die Ufermauer ist ein Baudenkmal nach Art. 1 Denkmalschutzgesetz (DSchG). Sie wurde in die bayerische Denkmalliste -Teil A- eingetragen, ihre Erhaltung liegt im Interesse der Allgemeinheit. Daraus folgt, dass die historische Erscheinung der Ufermauer zu erhalten ist.
- Die Forderung der Wasserrahmenrichtlinie [6], mit dem Rückbau des verbauten Ufers die natürliche Gewässerstruktur im Uferbereich wiederherzustellen, kann hier aufgrund der angrenzenden Bebauung im oberen Bereich und aus Gründen des Denkmalschutzes nicht entsprochen werden.

- Die Erholungsfunktion der Donau ist zu erhalten. Daher ist eine Uferausbildung zu vermeiden, welche beispielsweise nicht mit dem Kanusport vereinbar ist.

Die zu sanierende Ufermauer dient nicht dem Hochwasserschutz. Für Baubehelfe wie z.B. eine wasserseitig aufgeschüttete Arbeitsebene ist die Einengung des Abflussquerschnittes der Donau um bis zu fünf Meter vertretbar. Erosionen an der bauzeitlichen Arbeitsebene werden als Geschiebezugabe gesehen und sind unproblematisch. Die Stabilität der Flusssohle soll gewährleistet und eine Unterspülung der Mauer verhindert werden.

Die Planung erfolgte in Abstimmung mit den Vorhaben in Trägerschaft der Großen Kreisstadt Donauwörth. So wurde bei der Planung der landseitigen entlastenden Konstruktion die Gehwegaußenkante und die Gehweghöhen der Planung zum Kreisverkehr am Knoten Augsburgener Straße / Kapellstraße berücksichtigt. Ebenfalls flossen die Landschaftsplanung zum alten Hafen der Stadt Donauwörth aus dem Jahr 2009 [7] und die Baumbestandsaufnahme vom Frühjahr 2010 (WWA DON) in die Planung ein.

3 Variantenuntersuchung

Während der Vorplanung wurden die folgenden sechs Varianten aufgestellt und argumentativ hinsichtlich der gewählten Bewertungskriterien bewertet.

- Variante 1: aufgelöste Bohrpfahlwand
- Variante 2: Spundwand
- Variante 3: aufgelöste Schlitzwand
- Variante 4: Vernagelung
- Variante 5: Ortbetonergrünzung
- Variante 6: Winkelstützwand

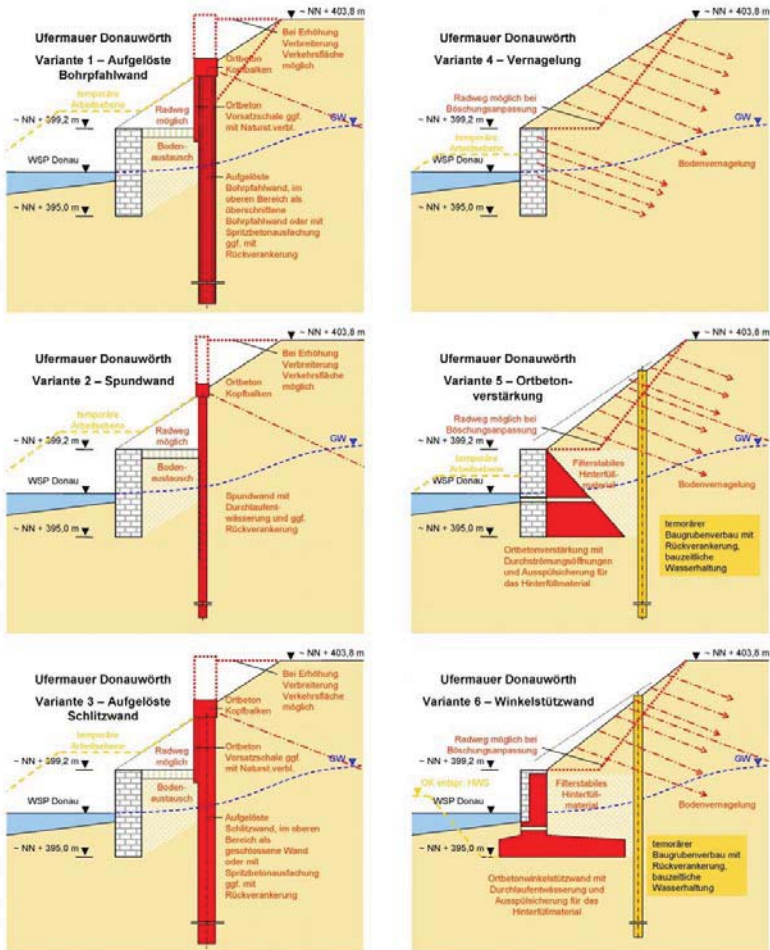


Abbildung 5: Sanierungsvarianten [5]

Diese können bezüglich ihrer Wirkungsweise wie folgt kategorisiert werden:

- Verringerung der äußeren Belastung durch Erddruckabschirmung und Bodenaustausch (Varianten 1 bis 3)
- Erhöhung der Tragfähigkeit durch Verstärkung (Varianten 4 bis 6)

Als Ausschlusskriterium wurde die Nichtvereinbarkeit mit den Belangen des Ladesamtes für Denkmalpflege oder mit der Verkehrsplanung der Stadt Donauwörth definiert. Varianten, die nicht dem Denkmalschutz entsprechen oder bei denen die Fortführung des Geh- und Radweges nicht möglich ist, sind folglich auszuschließen.

Folgende Bewertungskriterien wurden herangezogen (Reihenfolge in abnehmender Wichtigkeit):

- Bewertung des Tragwerks,
- Sanierungskosten,
- Herstellung, erforderliche Baubehelfe, Bauzeit,
- Beeinflussung der Grundwasserströmung,

- Risiken und
- Sanierungsaufwand Jurakalkstein.

4 Ergebnisse

Die Varianten 4 bis 6 (Vernagelung, Ortbetongergänzung, Winkelstützwand) sind gemäß der Bewertung des Landesamts für Denkmalpflege aufgrund des erheblichen Eingriffs in die bestehende Bausubstanz nicht mit den Belangen der Denkmalpflege vereinbar und daher auszuschließen.

Die Varianten 2 und 3 (Spundwand, aufgelöste Schlitzwand) beeinflussen die Grundwasserströmung aufgrund ihrer Bauart mehr als erforderlich. Insbesondere Variante 3 hat erhebliche Nachteile bei den Kosten der Baustelleneinrichtung.

Gemäß dem Ergebnis der Voruntersuchung [5] wird eine aufgelöste Bohrpfehlwand (Variante 1) in der Entwurfsplanung weiterverfolgt, da diese aus denkmalpflegerischer Sicht positiv bewertet wird und die Grundwasserströmung bei dieser Variante nur in sehr geringem Maße beeinflusst wird. Sie ist zudem vibrationsarm in der Herstellung.

In der Fortführung der Planung der Vorzugsvariante konnte die Standsicherheit der Ufermauer gegenüber Böschungsbruch unter Berücksichtigung der geplanten Bohrpfehlwand nachgewiesen werden. Schwierig gestaltete sich der Nachweis der bestehenden Mauer gegenüber Kippen, Gleiten und Grundbruch. Neben der kritischen Abwägung der anzusetzenden Randbedingungen waren zur Erfüllung der Standsicherheit weitere konstruktive Maßnahmen wie der Bodenaustausch mit geotextil-bewehrter Erde zwischen Bohrpfehlwand und Ufermauer zur Verringerung des Erddruckes auf die Ufermauer sowie der Einbau von Wasserbausteinen als Sicherung der wasserseitigen Böschung entlang der Ufermauer erforderlich. Die Maßnahmen wurden so auf die vorhandenen geometrischen und geotechnischen Verhältnisse abgestimmt, dass die Standsicherheit der Ufermauer wiederhergestellt wird ohne in die vorhandene Bausubstanz einzugreifen.

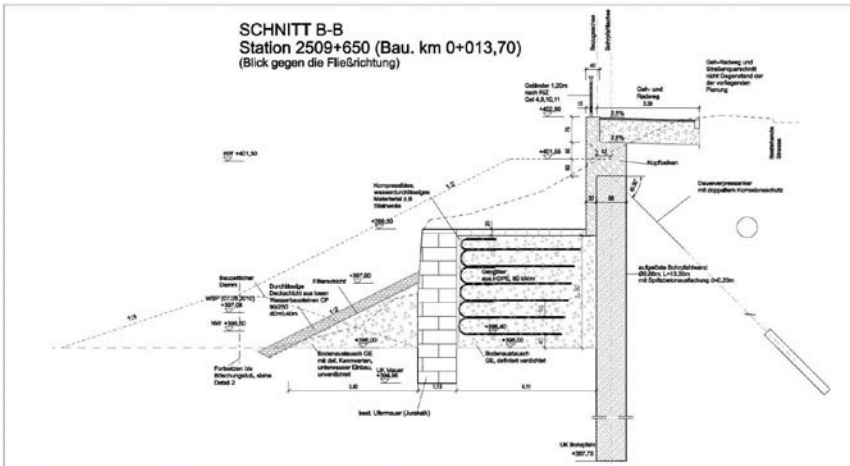


Abbildung 6: Sanierungsquerschnitt [8]

5 Ausblick

Im Winter 2010/2011 wurden im Baubereich Holzungen ausgeführt. Der ursprüngliche Zeitplan sah eine Realisierung im Sommer 2011 vor. Aufgrund der Überschneidung mit Brückenunterhaltungsmaßnahmen musste die Durchführung der Maßnahme in das Jahr 2012 verschoben werden.

Die Bauzeit der Maßnahme wird mit rund sechs Monaten veranschlagt. Im Anschluss an die Sanierungsmaßnahmen werden voraussichtlich Landschaftsbauarbeiten zur Umsetzung des Geh- und Radwegs entlang der Ufermauer durchgeführt.

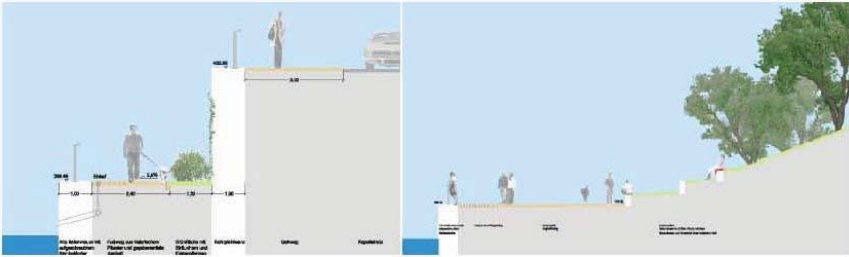


Abbildung 7: Ausschnitt aus der Landschaftsplanung zum alten Hafen der Stadt Donauwörth [7]

6 Literatur

- [1] Untersuchung zur Standsicherheit der Mauer am linken Donauufer in DON, SKI 03/2000
- [2] Aktuelle Zusammenfassung Sanierung Ufermauer Donauwörth sowie zugehörige Kurzbeschreibung der Ufermauer Donauwörth, Wasserwirtschaftsamt Donauwörth, 12.03.2008
- [3] Sanierung/Neubau der Donauufermauer Fluss-km 2509,340 bis 2509,659 Ansicht, Draufsicht von Schurf 1 bis Schurf 3, Wasserwirtschaftsamt Donauwörth, Januar 2000
- [4] Geotechnischer Bericht 16/10, Hauptuntersuchung, „Gew. I, Donau Fl. Km 2509+340 bis 2509+659, Sanierung der Ufermauer Donauwörth“, INROS LACKNER AG, 17.06.2010
- [5] Erläuterungsbericht, Vorplanung, „Gew. I, Donau Fl. Km 2509+340 bis 2509+659, Sanierung der Ufermauer Donauwörth“, INROS LACKNER AG, 09.12.2009
- [6] Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik (Wasserrahmenrichtlinie – WRRL)
- [7] Landschaftsplanung zum alten Hafen, WGF Landschaft, 14.12.2009
- [8] Erläuterungsbericht, Entwurfsplanung „Gew. I, Donau Fl. Km 2509+340 bis 2509+659, Sanierung der Ufermauer Donauwörth“ (Vorabzug) der INROS LACKNER AG, 15.04.2011
- [9] Vermerk zur Sanierung der Ufermauer Donauwörth – Denkmalpflege 27.08.2009

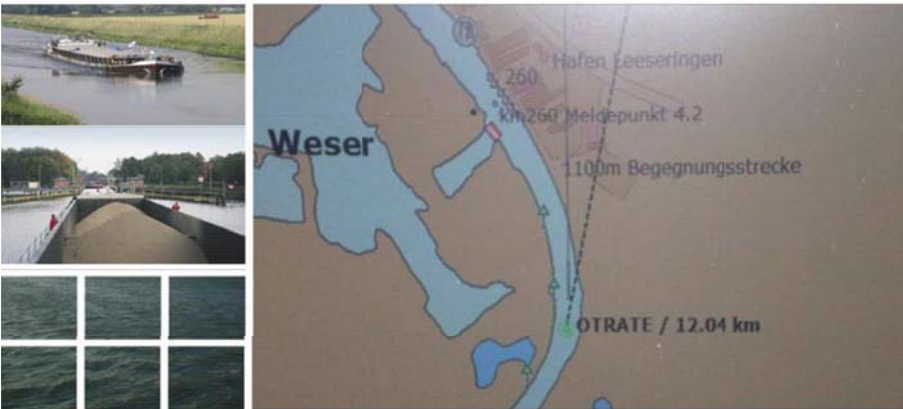
AIS Pilotprojekt Mittelweser

Grundlagen und erste Erfahrungen

Herr **Christoph Weinoldt**
Christoph Weinoldt

AIS Pilotprojekt Mittelweser
Grundlagen und erste Erfahrungen
Christoph Weinoldt, Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mitte

AIS - Pilotprojekt Mittelweser



Inhaltsübersicht

- 1. Hintergründe / Randbedingungen**
- 2. System Inland AIS**
- 3. Ausstattung des Pilotprojektes**
- 4. Zwischenstand / Aussicht**

1. Hintergründe / Randbedingungen

Ausbau der Mittelweser für das GMS (110 m x 11,45 m x 2,50 m) seit Anfang 2009

- Fahrinnenvertiefung (2,80 m)
- Ausbau der Schleusenkanäle
- Kurvenverbreiterungen / Uferrückverlegungen
- Neubau der Schleusen Dörverden und Minden
- ➔ Dauerhafte Restriktionen auch nach dem Ausbau (Planfeststellung)
- Engstellen mit Begegnungsverbot
- Verkehrsregelung (Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs)
- Funkselbstwahrschau, Meldepunkte

➔ Pilotprojekt AIS (nautische Unterstützung)

➔ Start 11 / 2009

Regelungsstrecke
Stauhaltung Langwedel
3 km Länge

Regelungsstrecke
Schleusenoberkanal Dörverden
1,5 km Länge

Regelungsstrecke
Stauhaltung Dörverden
3 km Länge

Regelungsstrecke
Stauhaltung Drakenburg
12,5 km Länge



auf
ca. 150 km
AIS

2. System Inland AIS

- AIS –Transponder
(UKW Sende – und Empfangseinheit)
- Darstellung auf IENC
- Sendung und Empfang von Schiffsdaten (S6)
- Nutzung in engräumigen Inlandrevieren
 - ➔ Blick um die Ecke
- Vorteil gegenüber Radar
 - ➔ Keine vergleichbare Abschattung
- Kompatibilität mit Geräten der Seeschifffahrt
- Zertifizierung der Geräte durch FVT
(Fachstelle für Verkehrstechniken)

Sendung und Empfang von Schiffsdaten

Statische Schiffsinformationen (z.B.)

- Nutzeridentifikation
- Schiffsname
- Gesamtbreite
- Gesamtlänge

Dynamische Schiffsinformationen (z.B.)

- Position
- Geschwindigkeit über Grund
- Blaue Tafel

Reisebezogene Informationen (z.B.)

- Gefahrgutklasse (blaue Kegel)

3. Ausstattung des Pilotprojektes

Ausstattung Schiffe

- Abschluss von Verträgen mit teilnehmenden Reedereien, Partikulieren
- Förderung durch Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (max. 5.000,-- €)
- Ausrüstung von 96 Schiffen mit AIS – Technik
 - ➔ Abdeckung fast 90% Gesamtverkehr Weser
- Ausrüstung von 10 verwaltungseigenen Schiffen
- Bereitstellung von 10 mobilen Transpondern (z.B. Sondererlaubnisse)
(Einrichtung von Übergabestationen in Hemelingen und Minden)
- Kostenlose Bereitstellung der von der WSV erstellten IENC der Mittelweser

- 7 Inland AIS Land – Relaisstationen
- 1 Inland AIS Landstation mit Repeaterfunktionalität (Funkreichweite)
- 1 regionale Inland AIS Zentrale (Basisstation) in Minden.
- Bei den Landstationen werden VHF und GPS Antennen verwendet.

4. Zwischenstand / Aussicht

Auswertung des Pilotbetriebes auf der Mittelweser

- Fragebögen mit fachlichen Schwerpunkten
(z.B. Funktion des Systems, Navigation)
- Telefonische Rückmeldungen (themenbezogene Abfragen, Rückfragen)

Meinungsbild aus der Binnenschifffahrt

- Inland AIS wurde zunächst kritisch betrachtet
- hat sich gewandelt in hohe Akzeptanz
- deutliche Verbesserung der Navigation / Sicherheit des Schiffsverkehrs

Zwischenstand des Pilotprojektes aus Sicht der WSV

196

- AIS optimiert die Navigation (z.B. sehr genaue Begegnungsabsprache)
- Beseitigung anfänglicher technischer Probleme (Einbau, Darstellung)
- Erhöhung der Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs
- Verbesserung der Verkehrsabläufe (Logistik und Telematik)
- Optimierung der Seehafen Hinterlandanbindungen

➔ Wesentlicher Baustein zur Verwirklichung der Ziele aus
Masterplan Güterverkehr
Nationales Hafenkonzep
Aktionsplan Güterverkehr

- Laufzeit des Pilotprojektes bis Ende 2012

- AIS – Ausrüstungspflicht geplant ab 2013

- Anpassung BinSchAufgG zur Regelung der Punkte:
 - Einführung einer AIS – Pflicht (generell oder in einzelnen Revieren)
 - Weitere Funktionalitäten (Schleusen-, Liegestellenmanagement)
 - Datenschutz (Welche Daten, Speicherdauer etc.)

Planung zum Ausbau des Stichkanals nach Hildesheim

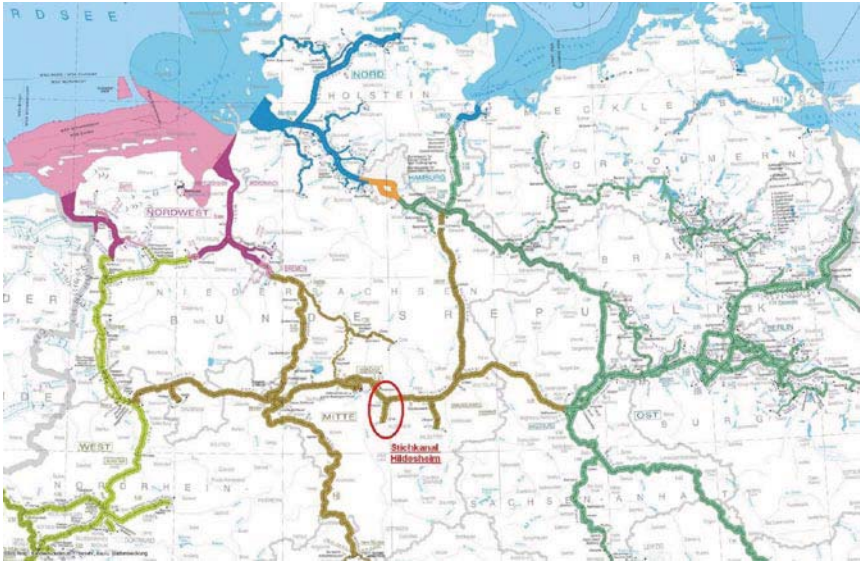
Ausbauplanung im Fokus der Öffentlichkeit

Herr Bauoberrat Dipl.-Ing. Stefan Behrens

Stefan Behrens

Planung zum Ausbau des Stichkanals nach Hildesheim – Ausbauplanung im Fokus der Öffentlichkeit
Einleitung

Die Verkehrsfreigabe des Stichkanals nach Hildesheim (SKH) erfolgte im Juni 1928 mit der Inbetriebnahme der Stichkanaleingangsschleuse in Bolzum bei SKH-km 0,5. Der Stichkanal zweigt hier östlich von Hannover aus dem Mittellandkanal (MLK) bei MLK-Km 183,24 nach Süden ab und endet im Hafen Hildesheim. Er hat eine Gesamtlänge von 15,12 km. Die Bundeswasserstraße endet bereits bei SKH-Km 14,401 am Hafen Hildesheim. Mit der Schleuse Bolzum überwindet die Schifffahrt den Höhenunterschied von 8,0 m zwischen dem MLK und SKH (N.N +73,00 m). Der Kanal ist zu ca. im Einschnitt und ca. als Dammstrecke geführt.



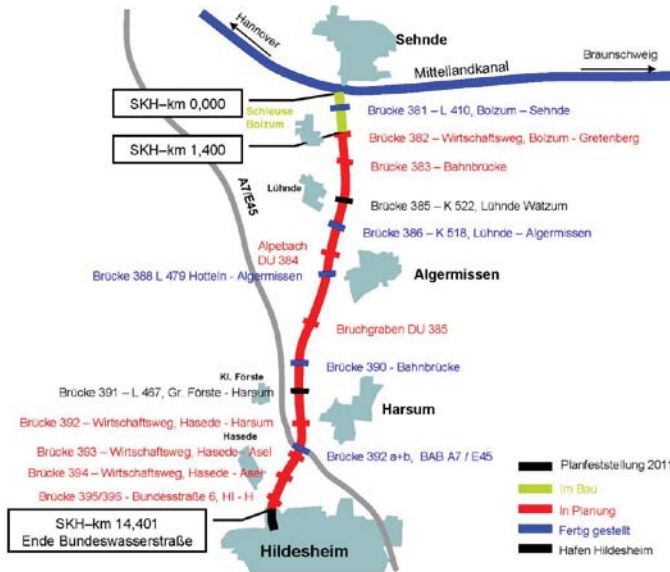


Abbildung 1: Wasserstraßenkarte Norddeutschland und schematische Übersicht über den SKH

Am Stichkanal liegen neben dem Hafen Hildesheim noch zwei weitere Umschlagsstellen, von denen eine erweitert werden soll und die andere derzeit nicht genutzt wird. Die Wiederinbetriebnahme wird zurzeit vom Betreiber in Erwägung gezogen.

Der SKH entspricht mit seinen jetzigen Querschnitten noch immer dem Ausbaustand von 1928. Nur mit dem Europaschiff (max. Länge 82,00 m; Breite 8,50 m, max. Tiefgang 2,20 m) ist der Kanal befahrbar. Vorherrschend sind ein Muldenprofil mit einer Wasserspielbreite von 33,00 m und eine Tiefe von 3,0 m. In kurzen Abschnitten der Dammstrecke ist das Profil aufgeweitet auf 39,90 m und weist eine Wassertiefe von 4,00 m auf. In Einschnittsbereichen sind die Böschungen mit 1:1,5 sehr steil ausgebildet worden. Das lässt die Böschungen instabil werden, da der Stichkanal durch ein Gebiet mit eiszeitlich vorbelasteten Tonen verläuft, die bis in tiefe Schichten reichen.

Über diesen Tonen liegt der Boden der fruchtbaren Hildesheimer Börde, die stark durch Landwirtschaft (Ackerbau) und weniger durch Wiesen und Wälder geprägt ist. Der Verkehrsinfrastruktur Wasserstraße wird als Naherholungsgebiet sehr geschätzt.

Auf Grund der landwirtschaftlichen Prägung der Hildesheimer Börde queren den Kanal vier Wirtschaftswege, die für den motorisierten Individualverkehr gesperrt sind und eigentlich der Landwirtschaft dienen. Diese Brücken können durch den Ausbau nicht erhalten bleiben.

Im folgenden Beitrag wird über die Ausbauplanung, die durch den geplanten Wegfall der Wirtschaftswegebrücken und Abflachung der Böschungen, was die Entfernung des kanalbegleitenden Baumstruktur zu Folge hat, stark im Fokus der Öffentlichkeit steht, berichtet.

Ausbauplanung

Auf Grundlage des Regierungsabkommens zwischen der Bundesrepublik Deutschland und den Bundesländern Niedersachsen und Hamburg werden der MLK und seine Stichkanäle (Salzgitter und Hildesheim) für das überlange Großmotorgüterschiff (üGMS) ausgebaut. Der Ausbau des MLK ist abgeschlossen. Für den Stichkanal Hildesheim ist der Ausbau für das üGMS im Richtungsverkehr geplant. Der SKH erhält dafür, abweichend von den aktuellen Richtlinien für Regelquerschnitte von Binnenschiffahrtskanälen ein Trapezprofil mit einer Wasserspiegelbreite von 37,60 m (Verbreiterung um maximal rund 5,0 m) und einer Tiefe von 4,00 m. Die Fahrspurweite wird rund 18,50 m betragen. Um die erforderliche Wassertiefe zu erreichen, wird der Kanal um 0,5 m vertieft und der Wasserspiegel um 0,5 m angehoben. Auf halber Strecke wird eine Wartestelle für den

Begegnungsverkehr angeordnet. Das Wendebecken am Hafen wird langfristig für 135,00 m Schiffe angepasst. Die aktuelle Richtlinie für Regelquerschnitte von Binnenschiffahrtskanälen basiert u.a. auf einem Fahrversuch, der speziell für die Festlegung des Ausbauquerschnittes des SKH, im Jahr 2007 im Auftrag des NBA durch die Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführt wurde.

Aufgrund der besonderen geologischen Gegebenheit müssen die Einschnittböschungen instand gesetzt werden. Die vorherrschende Tone des Jura und Keuper neigen durch eine Entlastung, z.B. durch Herstellung eines Einschnitts für den Kanal, zur Instabilität. Es kommt, auch nach Ablauf von mehreren Jahrzehnten, zu Rutschungen, wenn die Böschung nicht ausreichend stark geneigt ist. Diese geologische Gegebenheit führte am SKH schon während der Bauzeit und auch heute noch zu Problemen, da die Böschungen oberhalb des Wasserspiegels mit einer Neigung von 1:1,5 bis 1:2 sehr steil ausgebildet sind. Bis zum Ende der 1950er Jahre kam es zu größeren Böschungsbrüchen, die teilweise mehrere aufwendige Sanierungsmaßnahmen zur Folge hatten. Diese Maßnahmen führten allerdings zu keiner dauerhaften Stabilisierung der Einschnittböschungen, denn bis zum heutigen Tag sind Bewegungen in den Böschungen zu beobachten und Rutschungen zu verzeichnen. Um die Böschungen für die Zukunft dauerhaft standsicher zu gestalten ist es notwendig, die Einschnittböschungen auf Neigungen zwischen 1:2,5 und 1:4, in Ausnahmen auch bis 1:10, abzufachen. In einem kurzen Abschnitt des Kanals kann die Standsicherheit der Böschungen auch durch Absenken des Porenwasserdrucks im Ton durch Einbau von Horizontaldrainagen standsicher gestaltet werden.

Mit dem Ausbau verbunden ist die Anpassung der Querungsbauwerke (hier Straßen- und Wegebrücken) an den neuen Kanalquerschnitt. Insgesamt querten den Kanal zur Verkehrsfreigabe im letzten Jahrhundert 16 Brücken. Drei dieser Brücken wurden seitdem (1934, 1957, 2006) ersatzlos abgetragen, hinzu kam 1960 eine neue Brücke. Derzeit queren eine Autobahn, eine Bundesstraße, drei Landstraßen, zwei Kreisstraßen, vier Wirtschaftswege und zwei stillgelegte Eisenbahnstrecken den Kanal. In den letzten 20 Jahren wurden bereits bedingt durch den Ausbau der Autobahn oder den Zustand des Bauwerks 6 Brücken neu gebaut und dabei dem zukünftigen Kanalquerschnitt angepasst. Die verbliebenen 9 Brücken müssten im Zuge des Ausbaus des Kanals neu errichtet werden.

Verkehrsuntersuchung

Brückenbauwerke, die am Ende ihrer Nutzungsdauer oder im Zuge eines Ausbaus einer Wasserstraße erneuert werden müssen, werden von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung in der Regel in den gleichen Querschnittsabmessungen für die Fahrbahn wieder aufgebaut.

Die WSV ist gemäß der Bundeshaushaltsordnung bei jeder Baumaßnahme verpflichtet zu prüfen, welches die (volks-)wirtschaftlichste Variante der Ausführung ist. Deshalb ist bei der Planung die Notwendigkeit eines Neubaus zu prüfen. Dazu muss das objektive Verkehrsbedürfnis für die Brücke ermittelt werden. Es ist also die Frage zu beantworten, ob bzw. wie sich die Verkehrsbelastungen seit dem Bau der Brücke verändert haben und ob diese Veränderungen zu anderen Brückenabmessungen führen müssten. Gerade bei Wirtschaftswegebrücken ist auf Grund der geringen Verkehrsbelastung und vorhandener alternativer Querungsmöglichkeiten ein Neubau der Brücken aus wirtschaftlichen Gründen oft nicht vertretbar.

Das kann zu Folge habe, dass die Brücke im Querschnitt:

1. verbreitert wird (Kostenteilung mit dem Straßenbausträger).
2. unverändert bleibt.
3. verkleinert wird.
4. die Brücke ersatzlos entfallen könnte.
5. oder ggf. zwei Brücken zu einer Brücke zusammengelegt wird.

Für die Wirtschaftswegebrücken am Stichkanal ist deshalb ein Büro für Verkehrsinfrastrukturplanung vom NBA beauftragt worden, eine Verkehrsuntersuchung und darauf aufbauend ein Wirtschaftlichkeitsgutachten für die in Frage stehenden Brücken zu erstellen.

Die Verkehrsbelastungen und –verhältnisse haben sich seit dem Bau des Kanals auf den Straßen und damit auch auf den Brücken über den Stichkanal verändert. Waren zur Bauzeit des Kanal in den 1920er Jahren noch Pferdefuhrwerke an der Tagesordnung, sind diese heute vollständig verschwunden und der motorisierte Individualverkehr hat erheblich zugenommen.



Abbildung 2: Wirtschaftswegbrücke Nr. 394 bei Hildesheim

Vorgehensweise

Ein Ingenieurbüro aus dem Bereich der Verkehrsplanung, erhielt nach einem durchgeführten öffentlichen Vergabeverfahren den Auftrag das Verkehrsgutachten zu erstellen.

In dem Gutachten waren die folgenden Verkehrsszenarien zu untersuchen:

1. Istzustand der Verkehrsbelastung im Bereich des Stichkanals mit allen Querbauwerken
2. Verkehrsbelastung und Verlagerung bei Entfall einer oder mehrerer Brücken
3. Verkehrsbelastung und Verlagerung bei Neubau einer oder mehrerer Brücken (wenn die Querschnittsabmessungen angepasst werden müssen)

Die Szenarien berücksichtigen dabei die Verkehrsentwicklung für das Prognosejahr 2025.

Das Ingenieurbüro stellte dazu ein Straßen- und Wegenetzmodell für den Untersuchungsraum entlang des Stichkanals auf. Das Modell bildet einen Ausschnitt aus dem Verkehrsmodell Niedersachsen ab und basierte damit auf den Zahlen, die der allgemeinen Verkehrsplanung des Landes Niedersachsen zu Grunde liegen. Für die betroffenen Bundes-, Landes- und Kreisstraßen lagen damit die Verkehrsbelastungen vor. Die Verkehrsbelastungen der Wirtschaftswegs sind in dem Netzmodell nicht enthalten und mussten entsprechend selbst ermittelt werden.

Ermittlung der Verkehrsbelastung auf den Wirtschaftswegen

Die Verkehrsbelastung wurde rechnerisch ermittelt. Der rechnerischen Ermittlung lagen die folgenden Randbedingungen zugrunde:

1. Wirtschaftswegs sind für den allgemeinen Fahrzeugverkehr gesperrt.
2. Keine Lastbeschränkungen auf den Brücken
3. Lage der Höfe ist bekannt und im Netzmodell eingebunden
4. Lage der von den Höfen bewirtschafteten Flächen ist bekannt und im Netzmodell eingebunden
5. Fruchtfolge auf den landwirtschaftlichen Flächen wird berücksichtigt
6. Produktionsverfahren und Arbeitsgänge basieren auf der Datensammlung Betriebsplanung Landwirtschaft 2006/2007

Die Anzahl der jährlichen Fahrten zwischen Hof und zugeordnetem Feld wurde - für jedes Feld - wie folgt ermittelt:

1. Ermittlung der Größe des Feldes
2. Ermittlung der angebauten Kulturart mit zugeordnetem Produktionsverfahren und der jeweils zugehörigen Anzahl von Arbeitsgängen
3. Ermittlung der Anzahl der Fahrten zwischen Hof und Feld unter Beachtung der möglichen täglichen Arbeitsleistung bzw. des Fassungsvermögens der eingesetzten Geräte.

Daneben wurden analog auch die Fahrten zum Abtransport des Erntegutes zu den Zuckerfabriken, Getreidemühlen oder Landhandelbetrieben berücksichtigt.

Ermittlung landwirtschaftlicher Verkehr, Bewirtschaftungsverkehr

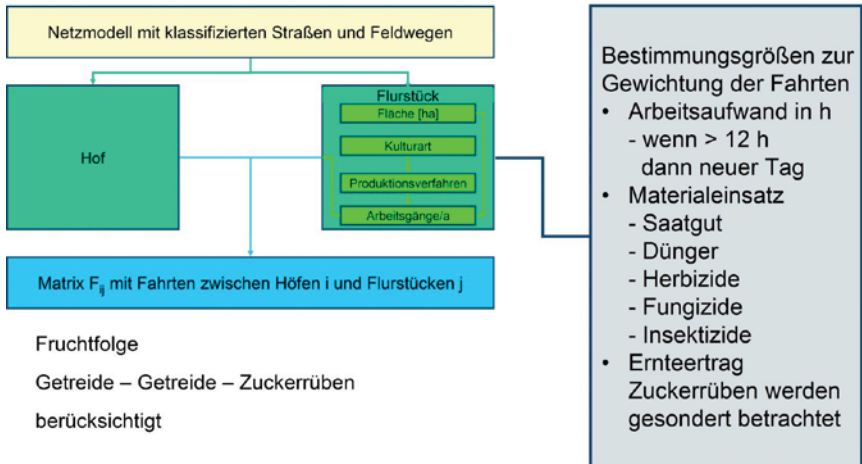


Abbildung 3: Schematische Darstellung Fahrtenermittlung

Die Verkehrsermittlung wurde für einen Zeitraum von drei Jahren gerechnet, da nur dadurch die Fruchtfolge auf den Feldern berücksichtigt werden konnte. Je nach angebauter Frucht variieren die benötigten Arbeitsgänge auf dem Feld und damit die notwendigen Fahrten vom Hof zum Feld über den Kanal recht stark. In der Regel wird die Fruchtfolge Getreide (Winterweizen), Getreide (Sommergerste) und Zuckerrübe eingehalten.

Ergebnis des Verkehrsgutachtens

Die Berechnungsmatrix hat die folgende Anzahl an Landwirtschaftlichen Fahrten pro Jahr [LwF/a] auf den untersuchten Wirtschaftswegebrücken ergeben:

Brücke 382: 480 LwF/a 1,3 2 LwF/d

(480 landwirtschaftliche Fahrten pro Jahr (LwF/a) entsprechen bei einer gleichmäßigen Verteilung pro Jahr etwa 2 landwirtschaftlichen Fahrten pro Tag (LwF/d))

Brücke 392: 2.770 LwF/a 7,5 8 LwF/d

Brücke 393: 190 LwF/a 0,5 1 LwF/d

Brücke 394: 1.640 LwF/a 4,5 5 LwF/d

Im Vergleich dazu liegt auf der am geringsten belasteten Straße über den SKH, der Kreisstraße 522 zwischen Löhnde und Wätzum im Prognosejahr 2025 immerhin eine Belastung von 3090 LwF/a 9 LwF/d und 1000 Kfz/d, was für eine Kreisstraße eine geringe Belastung darstellt.

Die rechnerisch ermittelte Verkehrsbelastung wurde durch eine Verkehrszählung vor Ort über je eine Woche je Brücke verifiziert. Die Zahlen für die landwirtschaftlichen Fahrten wurden dadurch bestätigt. Dabei stellte sich auch heraus, dass auch der Individualverkehr die Wirtschaftswege vielfach nutzt, obwohl dieser dort nicht verkehren darf. Es sind Belastungen je nach Brücke zwischen 10 und 120 Kfz/d aufgetreten.

Die ermittelten Daten sind dann in eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung eingeflossen. Dabei wurde der monetär bewertete Nutzen den Kosten für den Neubau der Brücke gegenüber gestellt. Wenn der Nutzen die Kosten übersteigt – also das Verhältnis aus $N/K \geq 1$ – ist die Maßnahme volkswirtschaftlich sinnvoll.

Als Nutzen gingen in die Berechnung die kürzeren Wege des landwirtschaftlichen Verkehrs und die geringeren zeitlichen Behinderungen auf den übrigen Straßen ein. Dahinter verbergen sich auch die Verkehrssicherheit, die Beförderungskosten und die Auswirkungen auf die Umwelt.

Um den Nutzen zu monetarisieren, standen als Grundlage für die Kosten im landwirtschaftlichen Bereich die Daten des KTBL und im Übrigen die Kosten der Bundesverkehrswegeplanung 2003 zur Verfügung, die in einer gesonderten Methodikbroschüre zum BVWP 2003 veröffentlicht sind.

Bei der Wirtschaftlichkeitsberechnung, wie auch schon bei der Ermittlung des objektiven Verkehrsbedürfnisses, wurde zuerst der Ist-Zustand und anschließend die möglichen Szenarien des Soll-Zustandes berechnet und anschließend dem Ist-Zustand gegenübergestellt.

Es zeigte sich, dass die Gesamtfahrleistung der landwirtschaftlichen Fahrzeuge im Untersuchungsgebiet am geringsten ausfällt, wenn alle Brücken wieder errichtet werden. Das war auch nicht anders zu erwarten, da in diesem Fall keine Umwege über andere Strecken notwendig werden.

Bei der Gegenüberstellung der Nutzen mit den Kosten ergab sich, dass weder die Wiederherstellung einzelner

Brücken noch irgendeine kombinierte Erneuerung der Brücken ein Nutzen-Kosten-Verhältnis von ≥ 1 erreicht. Das beste N/K-Verhältnis wurde an der Brücke Nr. 394 mit einem Wert von 0,14 erreicht. Um hier das minimal erforderliche N/K-Verhältnis von 1 zu erreichen, wäre eine um den Faktor sechzehn höhere landwirtschaftliche Verkehrsbelastung erforderlich. Das würde bedeuten, dass anstatt der zurzeit durchschnittlich vorhandenen 5 Überfahrten pro Tag rund 100 Überfahrten pro Tag notwendig wären.

Auf der Grundlage des Ergebnisses des Verkehrsgutachtens wird das Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals in Hannover in den bevorstehenden öffentlich-rechtlichen Planfeststellungsverfahren gemäß §14 Abs. 1 WaStrG den Entfall der vier vorhandenen Wirtschaftswegebrücken beantragen.

Über den Entfall der Brücken wird dann die Planfeststellungsbehörde auf Grundlage der eingereichten Unterlagen, der Einwendungen der Betroffenen und der Stellungnahmen der Träger öffentlicher Belange (z.B. Kommunen, Landkreis) entscheiden.

Konfliktpotential

Der Ausbau einer Wasserstraße, sofern sie nicht nur vertieft wird, verändert das Landschaftsbild. Eine Veränderung des Landschaftsbildes durch eine Baumaßnahme berührt die betroffenen Menschen, unabhängig von Ihrer Einstellung zu dem Projekt, immer auf der emotionalen Ebene. Das allein kann schon mehr als genug Konfliktpotential sein. Bei dieser Maßnahme kommen jedoch noch zwei weitere Faktoren hinzu.

Der SKH führt durch die fruchtbare Hildesheimer Börde, die von intensiver, landwirtschaftlicher Nutzung geprägt ist. Die Landschaft wird als ausgeräumt bezeichnet und besitzt durch die Vielzahl an Ackerflächen nur einen geringen Naherholungswert. Geschlossene, größere Waldgebiete oder offene, mit Hecken und Sträuchern begrenzte Weidelandschaften sind nicht vorhanden. Die Verkehrsinfrastruktur Wasserstraße wirkt dagegen wie eine langgestreckte Parkanlage und stellt ein beliebtes Naherholungsgebiet sowie einen Lebensraum für Flora und Fauna in der „Rübensteppe“ nördlich von Hildesheim dar. Mit dieser Wasserstraße als Naherholungsgebiet wirkt eine anliegende Gemeinde auch um neue Bürgerinnen und Bürger. Obwohl der Bewuchs am Kanal nur ein schmaler, beidseitiger ca. 5,0 bis 10,0 m breiter Streifen ist, nimmt man diese Begrenzung durch den teilweise sehr tiefen Geländeeinschnitt eigentlich nicht wahr.



Abbildung 4: Stichkanal Hildesheim mit Betriebsweg

Durch die aus Standsicherheitsgründen vorzunehmenden Instandsetzungsarbeiten ist der Bestand des Bewuchses auf den Kanalböschungen gefährdet bzw. muss beim Abflachen der Böschungen entfernt werden. Damit ist der kanalnahe Bewuchs, der ein Alter von ca. 50 Jahren hat, vorübergehend verschwunden und der Naherholungswert, der für die Betroffenen einen höheren Stellenwert hat als die verbesserte Verkehrsfunktion der Wasserstraße, mindestens für die Bauzeit beeinträchtigt. Diese, wenn auch vorübergehende Veränderung des Landschaftsbilds – es werden Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen vor Ort umgesetzt und die Böschungen wieder bepflanzt – führt zu einer ablehnenden Haltung der Betroffenen gegenüber dem Ausbauvorhaben.

Ein weiterer Konfliktpunkt ist der geplante Entfall der Wirtschaftswegebbrücken. Die Verkehrsuntersuchung hat ergeben, dass die vier Wirtschaftswegebbrücken zukünftig entfallen können. Der Entfall der Brücken führt zu längeren Wegen für die Landwirtschaft und für den Radverkehr. Die Erholungssuchenden müssten künftig andere Wege einschlagen. Diese Veränderungen im seit 80 Jahren bekannten Bestand lassen Befürchtungen wach werden, da der zukünftige Zustand unbekannt und deshalb nur schwer vorstellbar ist. Zudem kann die vorliegende Verkehrsuntersuchung in der Nutzen-Kosten-Betrachtung den Freizeitverkehr nicht berücksichtigen und so fühlen sich die Bürgerinnen und Bürger nicht ausreichend mit ihren Interessen an der Kanalquerung berücksichtigt. Die Berücksichtigung deshalb kann nicht erfolgen, da der Nutzen des Freizeitverkehrs nicht monetarisiert werden kann. Es gibt keinen Maßstab, der z.B. einem Kilometer Spaziergang oder Radfahrt einem Nutzwert in Euro zuweist. Diese Konfliktpotentiale haben insbesondere in einer Gemeinde, die vom Ausbau des Kanals nur Nachteile erwartet, zu diversen Protestaktionen geführt. So wurden bei einer Bereisung des Kanals Protestplakate gezeigt und Brücken besetzt, es wurde eine Brückenfest veranstaltet, eine Menschenkette über die Brücke gebildet und zur Unterstützung des Verkehrsgutachten noch eine eigene Verkehrszählung auf einer Brücke durchgeführt. Das Ergebnis der Zählung wurde im Gutachten des Neubauamtes berücksichtigt.



Abbildung 5: Proteste am Stichkanal im August 2009

Öffentliche Beteiligung

Mit der Durchführung des sogenannten Scopingtermins nach § 5 UVPG im April 2007 ist die Planungsmaßnahme zum Ausbau des Stichkanals nach Hildesheim in die Öffentlichkeit getragen worden. Bereits im gleichen Jahr hat das Neubauamt über den geplanten Maßnahmen zum Ausbau des Stichkanals in zwei betroffenen Gemeinden auf öffentlichen Veranstaltungen berichtet, obwohl zu diesem Zeitpunkt im Wesentlichen nur die Planungsrandbedingungen und eine grobe Vorplanung feststanden. Die Entwurfs- und Genehmigungsplanung sowie das Verkehrsgutachten waren zu diesem Zeitpunkt noch an Planungsbüros zu vergeben. Ziel dieser und ähnlicher noch folgender Veranstaltung war und ist es frühzeitig, schon vor Beginn des eigentlichen Planfeststellungsverfahrens, die Maßnahme sowie die Planung transparent zu machen. Eine umfangreiche Information und Kommunikation mit der Öffentlichkeit wird gepflegt, um möglichst viele Interessenskonflikte vorher zu lösen und um eine für alle Beteiligten wünschenswerte „Win-Win-Situation“ zu erreichen. Dies wird nicht immer gelingen und Interessenskonflikte werden bleiben. Dennoch lohnt sich ein transparenter Planungsprozess. Die betroffenen Bürgerinnen und Bürger werden mit sachlichen Fakten über das Projekt informiert. Damit kann man Gerüchten, die unvermeidbar entstehen, wenn keine Fakten bekannt sind, entgegenwirken und die Akzeptanz für das Projekt steigern, wobei bewusst sein muss, dass das nur bei einer

begrenzten Anzahl der Betroffenen gelingen wird. Während dieser Termine und natürlich auch zwischendurch konnten die Bürger ihre Fragen, Befürchtungen, Kritik und Anregungen zur geplanten Maßnahme äußern. Fragen wurden sofort beantwortet, die Kritik aufgenommen und Anregungen versucht in die Planung zu integrieren. Eine letzte öffentliche Podiumsdiskussion vor Einleitung des Planfeststellungsverfahrens fand, bedingt durch die Kommunalwahl in Niedersachsen im September, Anfang Juli 2011 statt.

Dieses Vorgehen geht über das formale Planfeststellungsverfahren gemäß WaStG in Verbindung mit dem VwVfG hinaus, dass lediglich die Beteiligung der Träger öffentlicher Belange sowie Bürgerinnen und Bürger nach Einleitung der Verfahren im Rahmen der Planauslegung und ggf. stattfindenden Erörterungstermin vorsieht. Durch diese Information und Kommunikation konnten auch Konfliktpunkte entschärft werden. So liegt am SKH ein Stützpunkt mit Anlegestelle einer örtlichen DLRG-Gruppe. Auch dieser Standort muss für die Böschungsinstandsetzung weichen. Es entstand im Verein und bei der Bevölkerung der Eindruck, dass die Planer keine Rücksicht auf deren Belange nehmen würden und der Standort ersatzlos für immer entfallen würde. Das führte während einer Informationsveranstaltung zu heftigen Protesten. Hierbei konnte vom NBA erläutert werden, dass der Standort natürlich nach Abschluss der Böschungsinstandsetzung wieder genutzt werden kann und die Wünsche des Vereins soweit möglich berücksichtigt werden könnten. Dazu wurden bilaterale Gespräche vereinbart, die konstruktiv verliefen und die zu einer für beide Seiten sehr zufriedenstellenden Lösung führten. Die Gemeindeverwaltungen wurden in bilateralen Gesprächen aufgefordert, sich konstruktiv in die Planung, insbesondere der notwendigen landschaftspflegerischen Begleitplanung, mit ihren Vorstellungen einzubringen. Vielfach gibt es auf dem Gebiet der landschaftspflegerischen Begleitplanung Maßnahmen, welche die Kommunen gerne zur Verbesserung des Naturschutzes oder Entwicklung der örtlichen Naherholung realisieren wollen, aber bisher die finanziellen Mittel dazu gefehlt haben.

Konkrete Vorschläge wurden eingereicht und konnten weitgehend in der Planung berücksichtigt werden. So sollte der Bruchgraben, der den Stichkanal quert und sich in einem eher naturfernen Ausbauzustand befindet, durch Renaturierungsmaßnahmen auf angrenzenden Grundstücken aufgewertet werden. Diese Vorschläge wurden vom Planungsbüro weitestgehend in die landschaftspflegerische Begleitplanung integriert und damit neben der Begrünung bzw. Wiederaufforstung der abgeflachten Böschungen die notwendigen Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen geschaffen.

Wegen des geplanten Entfalls der Wirtschaftswegebrücken wurde seitens der Betroffenen auch die Vertreter der Landes- und Bundespolitik eingeschaltet, um den Erhalt zweier Brücken zu erreichen. Es kam zu einem Gespräch zwischen drei Bundestagsabgeordneten, Vertretern der Gemeinde und der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung. Der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung wurde dabei transparentes und richtiges Verwaltungshandeln bescheinigt. Der Wiederaufbau der Brücken sei mit den vorliegenden Unterlagen nicht gerechtfertigt und Haushaltsmittel des Bundes könnten dafür nicht verwendet werden. Es müssten also andere Finanzierungsquellen erschlossen werden, wofür die Politiker sich bemühen wollen. Ein Ergebnis, ob Mittel z.B. des EU-Haushaltes zur Verfügung gestellt werden können, lag bis zur Abgabe dieses Beitrages nicht vor.

Ausblick

Trotz aller Schwierigkeiten bei einer transparenten Planung zum Ausbau einer Wasserstraße, erscheint dieser Weg als der einzig sinnvolle für solche Großprojekte, die das Landschaftsbild stark verändern werden, um eine höhere Akzeptanz für die Verwirklichung zu erreichen.

Dadurch werden die Betroffenen eingebunden und können sich vor Abschluss der Planungen mit ihren Anregungen und ihrer Kritik an der Planung beteiligen. Sicherlich geschieht dies auf einem niedrigeren Niveau als das in Stuttgart mit dem Bahnhofsprojekt geschehen ist, aber dafür haben die Gespräche auch deutlich vor dem Planfeststellungsverfahren begonnen.

Seit Mai 2011 befinden sich zwei Straßenbrücken (Brücke Nr. 385 und Nr. 391) in separaten Planfeststellungsverfahren. Sofern der übrige Planungsprozess ohne Verzögerungen abgeschlossen werden kann, wird das Planfeststellungsverfahren für den 1. Streckenabschnitt zwischen der voraussichtlich im Frühjahr 2012 für den Verkehr freigegebenen Schleuse Bolzum und den Autobahnbrücken (rund 10,5 km) im Winter 2011/2012 beantragt. Das Verfahren für die restliche Strecke (rund 2,4 km) folgt dann im Winter 2013.

Neubau der Kanalüberführung Elbe in der Osthaltung des Mittellandkanals bei Magdeburg

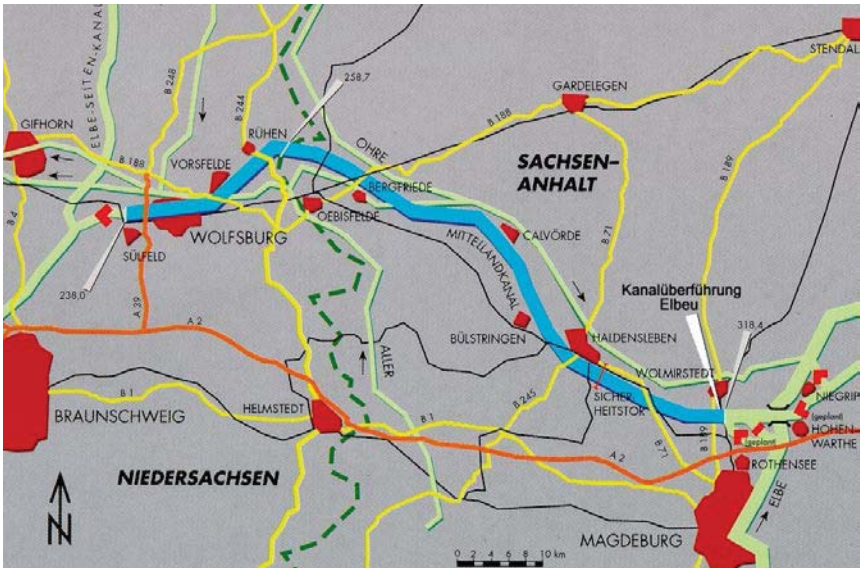
Herr Dipl.-Ing. Karl-Heinz Wiese
Dipl.-Ing. Karl-Heinz Wiese

Grundlagen

Der Ausbau des Mittellandkanals (MLK) stellt den Anschluss der Großräume Magdeburg und Berlin an die wichtigsten Nordseehäfen und die westlichen Industriezentren durch eine leistungsfähige, sichere und umweltfreundliche Wasserstraßenverbindung der Klasse Vb sicher.

Der vorhandene, unzureichende Kanalquerschnitt wird aufgeweitet für leistungsfähige Großmotorgüterschiffe bis 110 m Länge und Schubverbände bis 185 m Länge mit einer Breite von 11,45 m und einem Tiefgang von 2,80 m. Die Schiffe haben eine Tragfähigkeit von 2.100 t bzw. 3.500 t.

Das Wasserstraßen-Neubauamt Helmstedt (WNA) ist für den Ausbau der Osthaltung des MLK zwischen Wolfsburg und Magdeburg verantwortlich.



Osthaltung des Mittellandkanals

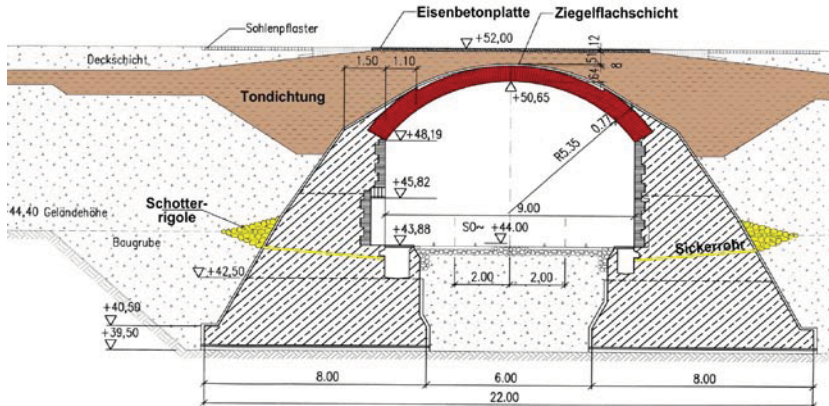
Die vorhandene Situation

Der Ausbau dieser Wasserstraßenverbindung ist hier weit vorangeschritten und steht nun kurz vor seinem Abschluss. Von Westen her ist Haldensleben schon fast optimal angebunden. Es fehlen noch Teile des Bereichs, der sich östlich von Haldensleben rund 15 km bis zum Wasserstraßenkreuz in Magdeburg erstreckt. In diesem Bereich nordwestlich von Magdeburg liegt der Kanal in der Hohen Dammstrecke. Der Kanalwasserspiegel befindet sich ca. 15 m über dem umliegenden Gelände. Die Sohle des Kanals ist mit einer Naturdichtung aus Ton

In der Hohen Dammstrecke nördlich von Magdeburg wird der MLK bei Elbeu über die Hauptstrecke der Deutschen Bahn (DB) von Magdeburg nach Stendal überführt. Das Bauwerk wurde 1928 über die bereits bestehende Bahntrasse errichtet. Um das Lichtraumprofil der Bahnstrecke einzuhalten, stand damals bis zur Kanalsohle (NN + 52,00 m) nur wenig Dezimeter Bauhöhe zur Verfügung. Deshalb wurde ein gemauertes Klinkergewölbe auf Stampfbetonwiderlager erbaut. Das ca. 100 m lange Bauwerk hat eine lichte Weite von 9,60 m. Der Mauerwerksbogen hat im Scheitel eine Stärke von 64 cm, die Widerlager messen an der Basis jeweils 8 m. Das Bauwerk ist zu ersetzen, da es den modernen Regelprofilen des Kanals sowie denen der DB AG nicht mehr gerecht wird. Auch der Streckenabschnitt des MLK in diesem Bereich (Streckenlos Wolmirstedt), der derzeit noch im ursprünglichen Muldenprofil vorhanden ist, muss aufgeweitet werden.



Die Kanalüberführung Elbeu vor Beginn der Bauarbeiten



Querschnitt des bestehenden Bauwerkes

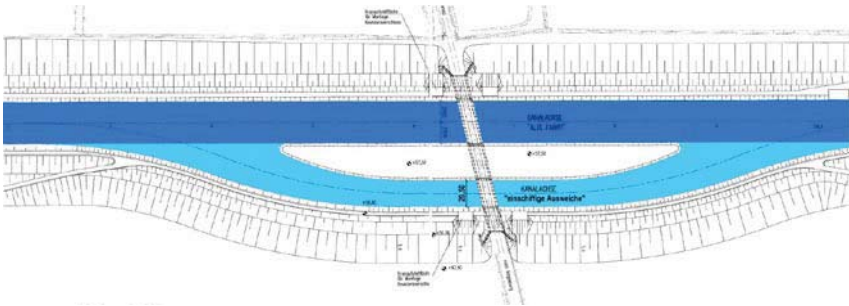


ICE-Durchfahrt durch die vorhandene Kanalüberführung

Planung und Neubau

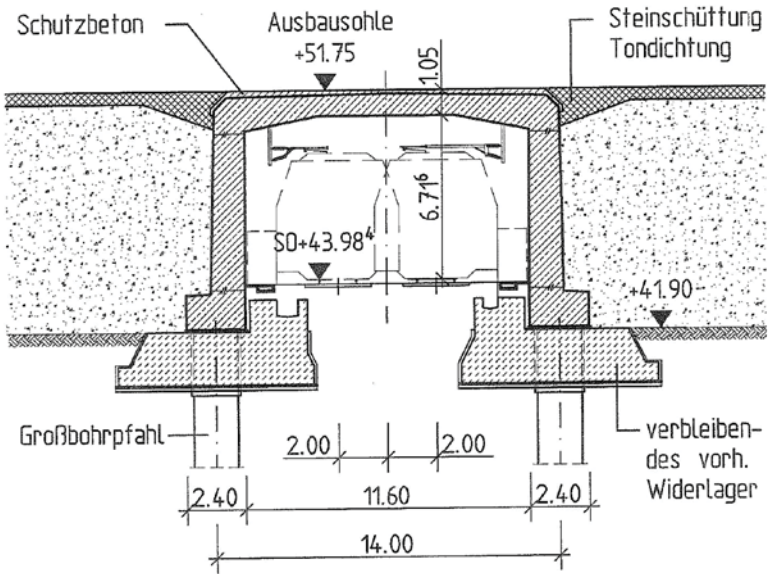
Nach Abwägung aller wirtschaftlichen, sicherheitstechnischen und baulichen Belange wird vom Wasserstraßen-Neubauamt Helmstedt zunächst unmittelbar südlich der vorhandenen Kanalüberführung eine einschiffige Kanalbrücke im Rechteckquerschnitt als Ausweiche erstellt. Nach Fertigstellung dieser wird die alte Kanalüberführung abgebrochen und anschließend an der gleichen Stelle eine zweischiffige Kanalbrücke

(Wasserspiegelbreite 42,00 m) über die Bahntrasse errichtet. Der Betrieb auf dem Kanal kann aufrecht erhalten werden. Der Bodenabbau über dem alten Gewölbe und dessen Abbruch sind in einer zweiwöchigen Vollsperrung der Bahn vorgesehen.



Lageplan: Neubau als Brücke in Standardbreite in Alter Fahrt mit einschiffiger Ausweiche in Neuer Fahrt

Bei der Planung hat sich als wirtschaftlichster Baustoff Stahlbeton erwiesen, der in Form eines nach unten offenen Rahmens ohne Lager ausgebildet wird und damit besonders wartungsarm ist. Der Rahmen wird in gleicher Form auch unter der Mittelinsel zwischen Alter Fahrt und Ausweiche sowie unter den Außenböschungen ausgeführt. Die vollständige Verfüllung der Mittelinsel und der Außenböschungen über den Portalen führt neben einem Sicherheitsgewinn zu einer ökologisch günstigeren und optisch gefälligeren Lösung. Durch die Verbindung der beiden Kanalbrücken entsteht ein insgesamt 164 m langer Bahntunnel.



Querschnitt des Rahmenbauwerks

Nach einer EU-weiten Ausschreibung beauftragte das WNA im Februar 2010 die Fa. Bunte aus Papenburg mit dem Neubau der KÜ und dem Ausbau des zugehörigen Streckenabschnitts Wolmirstedt. Die Auftragssumme beträgt 56,5 Mio €. Die beschriebene Variante wird derzeit ausgeführt.



Bau der Ausweiche unter Aufrechterhaltung des Bahn- und Schiffsverkehrs

Vor Beginn der Bauarbeiten am Kanalquerschnitt wurden die Dammfüße für den Lastfall Durchströmung ertüchtigt. Durch die Ertüchtigung der Dämme, die eine schadlose Durchströmung ermöglicht, wird das Sicherheitsniveau so erhöht, dass ein Versagen der Dichtung nicht zu Schäden im Dammbereich führen kann. Im Schutz einer Baugrubenspundwand wurde zunächst die Kanalbrücke der Ausweiche auf einer Bohrpfahlgründung ($d = 1.800 \text{ mm}$) errichtet und anschließend die Ausweiche auf Kanalsohlniveau geschüttet. An die senkrechten Stahlbetonwände der Kanalbrücke werden die Uferspundwände der Ausweiche angeschlossen und nach deren Verankerung die Außenböschung und Mittelinsel auf Endhöhe hergestellt. Es folgt der Sohlausbau der Ausweiche mit Tondichtung und Schutzschicht. Nach dem Fluten der Ausweiche können die Übergangsbereiche zur Alten Fahrt abgetragen und auch hier die endgültige Sohle des Rechteckprofils hergestellt werden. Nach der Inbetriebnahme der einschiffigen Ausweiche wird die Alte Fahrt mit Querdämmen abgeriegelt und trockengelegt. Danach wird die alte Kanalüberführung unter Vollspannung der Bahn abgebrochen. Die zweischiffige Kanalbrücke wird dann im Bereich der Alten Fahrt errichtet.

In dem zugehörigen Streckenabschnitt Wolmirstedt wird auf einer Länge von 3,3 km das vorhandene Muldenprofil durch ein Rechteckprofil ersetzt. Der Ausbau erfolgt mit einer Breite von 42,00 m zwischen den bereits vorhandenen Spundwänden. Da der Kanalwasserspiegel in diesem gesamten Abschnitt über dem Grundwasser liegt, muss der Kanal mit einer 30 cm dicken Tonschicht, die zwischen den Spundwänden auf der Kanalsohle eingebaut wird, gedichtet werden. Zum Schutz gegen Erosion wird die Tonschicht mit einem geotextilen Filter abgedeckt. Abschließend wird als Schutz gegen Strömung und Wellen sowie gegen Ankerwurf und Schiffsanfahrung eine Deckschicht aus Wasserbausteinen aufgebracht. Der Streckenabschnitt erhält auf den Seitendämmen beidseitig einen Betriebsweg.

Die Bauablaufplanung des Gesamtprojekts ist bestimmt durch die fixen Sperrpausen der DB. Diese Sperrzeiten wurden bereits Anfang 2008 mit der DB verhandelt und abgestimmt auf die nationalen und europäischen Fahrpläne. So wurde beispielsweise das Rahmenbauwerk unter der Ausweiche in verschiedenen Bahnsperrrpausen errichtet. Die seitlichen Rahmenstiele sind in jeweils ca. dreiwöchigen, eingleisigen Sperrpausen gebaut worden. Die Decke wurde im Schutze des Schalwagens bewehrt und anschließend in zwei nächtlichen Totalsperrrungen betoniert. Die Baumaßnahme ist im Zeitplan.



Ausweiche im Bau



Erstellung des Rahmenbauwerkes i. B. der Ausweiche

Die Erdarbeiten für die Ausweiche außerhalb des Bauwerkes sind größtenteils bereits erfolgt, so dass jetzt der Spundwand- und Dichtungseinbau dort durchgeführt werden kann. Parallel ist die Lücke über dem neu errichteten Bauwerk zu schließen.

Zu Beginn des Jahres 2012 soll die Ausweiche geflutet werden und in Betrieb gehen. Im März 2012 wird die vorhandene Überführung in einer zweiwöchigen Vollsperrung der Bahn abgebrochen werden. Die Alte Fahrt des Kanals wird dafür mittels Querdämmen unterbrochen und in diesem Bereich gelenzt. Der Bauablauf nach dem Abbruch der vorhandenen KÜ wird in diesem zweiten Bauabschnitt entsprechend dem ersten sein, d. h. nach dem Herstellen der Baugrubenspundwand werden die Gründungspfähle eingebracht, dann schließt sich der Bau der Seitenwände, der Decke und der Uferwände an.

Die Fertigstellung der Gesamtbaumaßnahme ist für Mitte 2013 vorgesehen.

Der Bau des neuen Schiffshebewerkes Niederfinow

Ein Überblick zu den konstruktiven Hauptelementen und der Steuerung

Herr Dipl.-Ing. Peter Huth

Dipl.-Ing. p. Huth, Dipl.-Ing. F. Ulrich, Dipl.-Ing (FH) T. Müller

Das neue Schiffshebewerk in Niederfinow

Dipl.-Ing. Peter Huth, Dipl.-Ing. Frank Ulrich, Dipl.-Ing(FH) Thomas Müller

1. Notwendigkeit des Bauens

Das bestehende Schiffshebewerk in Niederfinow wurde 1934 eingeweiht. Es liegt in der Havel-Oder-Wasserstraße, die Berlin mit der Ostsee im Raum Stettin verbindet.

Nachdem nun bereits das 75-jährige Bestehen 2009 begangen wurde, ist mit einem Ansteigen der Aufwendungen für die Unterhaltung in den nächsten Jahren zu rechnen. Des Weiteren schränken die Abmessungen des Troges des bestehenden Hebewerkes (85,0 m Länge x 12,0 m Breite x 2,5 m Wassertiefe) den Schiffsverkehr mit der heute verkehrenden Flotte erheblich ein. Fast kritischer ist zu bewerten, dass die Durchfahrthöhe im alten Hebewerk auf Grund der Hubtore und der Tormasken auf 4,10 m begrenzt ist. Damit wird das Hebewerk für einen Containerverkehr, der eine Durchfahrthöhe von 5,25 m benötigt, ein unüberbrückbares Hindernis.

Die hier geschilderten Umstände führten dazu, dass man sich entschloss ein neues Abstiegsbauwerk zu errichten. Umfangreiche Voruntersuchungen ergaben, dass der Neubau eines Senkrechthebwerkes auch heute noch die günstigste Variante darstellt.



Bild 1 Lageplan

2. Die Entwurfsprinzipien des neuen Hebewerkes und die Hauptbaugruppen

Die günstigste Lage für das neue Hebewerk wurde zwischen dem bestehenden Hebewerk und der alten nicht mehr im Betrieb befindlichen Schleusentreppe, die 1910 bis 1914 errichtet wurde, ermittelt. Ausgewertete Erfahrungen

mit den Hebewerken in Niederfinow , in Scharnebeck am Elbeseitenkanal (fertig gestellt 1975) und in Belgien in Strépy Thieu am Kanal du Centre (fertig gestellt 2003) führten zu folgendem technischen Konzept

- Der Gewichtsausgleich erfolgt durch Gegengewichte.
- Das Tragwerk verläuft über die gesamte Länge des Troges, d.h. der Trog wird über seine gesamte Länge an vielen Punkten gehalten.
- Die durch Druck belasteten Tragglieder werden aus Beton hergestellt, die durch Biegung beanspruchten aus Stahl.
- Die Seile, die den Trog mit den Gegengewichten verbinden, werden direkt an den Trog angeschlagen.
- Der Trog wird durch Zahnstangenantrieb, bestehend aus Ritzel und Triebstockleiter, angetrieben.
- Der Trog wird analog zum vorhandenen Hebewerk, durch das System Drehriegel – Mutterbacke gesichert.

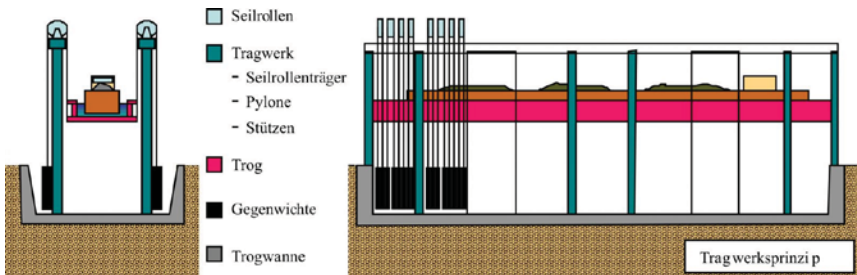


Bild 2 Tragwerksprinzip

Das neue Hebewerk als wasserbauliche Anlage gliedert sich in mehrere Einzelbauwerke. Neben dem Hebewerk selbst sind dies

- Die 65,5 m lange Kanalbrücke mit Widerlager, Sicherheitstor und einem Abschlusstor für die obere Haltung
- der obere 440m lange Vorhafen, der aus der Scheitelhaltung der Havel-Oder-Wasserstraße (HOW) abzweigt und
- der untere Vorhafen mit einem 440 m langen nördlichem Böschungsufer und einem 360 m langem Südufer, dass mit einer Spundwand hergestellt wird

3. Technische Lösung und technische Daten

Der wassergefüllte Trog wiegt ca. 10.000 Tonnen. Er wird über 224 Seile, die über insgesamt 112 Doppelseilrollen in den Seilrollenhallen laufen, mit 220 Gegengewichten und 4 Gegengewichtsausgleichketten am Seilrollenträger aufgehängt. Der Ausgleich des Troges durch Gegengewichte reduziert die notwendige Antriebskraft. Sie muss nur die Reibung, die Anfahwiderstände, die Massenträgheit und geringe Wasserspiegeldifferenzen überwinden. Die Last aus Trog und Gegengewichten wird in das in Längsrichtung symmetrische Tragwerk in den Baugrund abgeleitet. Bedient wird das Hebewerk von einem Bedienstand, der über dem Trog zwischen den östlichen Pylonen angeordnet ist.



Bild 3 Fotomontage mit Ansicht des neuen Hebewerkes

Die Hauptabmessungen des neuen Hebewerkes betragen:

	Hebewerk	Trog	Togwanne (außen)
Höhe	55m	7,5m	11m*
Breite	32,4m	18,3m	36,5m
	46,7m**	27,5m**	48,4m**
Länge	154m	125,5m	133,2m

* Tiefe OK Trogwannensole ** im Bereich der Pylone

*** im westlichen Auflager



Bild 4 Luftbild der Baustelle

Bild 4 zeigt den Zustand der Baustelle im August 2010 mit Blick von Osten. Man erkennt im mittleren oberen Bildteil den oberen Vorhafen. Darunter ist die Baugrube erkennbar. Links das bestehende Hebewerk.

4. Die Steuerung des Hebewerkes -das 3D-Planungsmodell und das Prozesssimulationsprogramm

Für den Bau, den Betrieb und für die Wartung des Steuerungssystems des neuen Hebewerkes Niederfinow werden sehr hohe Anforderungen an den Planer, Programmierer und letztendlich an den Nutzer der Anlage gestellt. Fragen zum Erreichen der Softwaresicherheit und Softwarequalität gewinnen in der heutigen Zeit für alle industriellen Anlagen immer mehr an Bedeutung.

Um diese Fragen im Vorfeld der Inbetriebnahme des Hebewerks und während der Projektentwicklung zu klären, sowie Interpretations- und Herstellungsfehler während der Planung auszuschließen, wurde in Zusammenarbeit zwischen dem WNA Berlin/FVT Koblenz und der Firma Mewes&Partner ein 3D-Planungsmodell erstellt.

Zur Absicherung der Verkehrssicherheit der neuen Schiffshebewerksanlage Niederfinow sowie zur frühzeitigen Detailspezifikation im anlagentechnischen Teil und einzelner durch die Software zu realisierender Anlagen- und Bedienfunktionen sowie zur zukünftigen Softwareprüfung, wurde dieses virtuelle Planungsmodell als Simulationsumgebung der Hebewerksabläufe aufgebaut.

Das Planungsmodell ist auf einem PC installiert und besteht aus dem softwareprüf- und echtzeitfähigen Simulationsprogramm WinMOD mit einer 3D-Hebewerksdarstellung. Die virtuellen Hebewerksabläufe des Planungsmodells sind in einer Forcemaschine als sequentielle Abläufe mit Entscheidungsverzweigungen nach maschinen- und steuerungstechnischen Vorgaben hinterlegt. Hierzu werden im Prüf- und Simulationsprogramm WinMOD Komponenten erstellt, die das Verhalten von Baugruppen (z. B. Drehsegmenttor, Andichtrahmen und Stoßschutzanlage) mit ihren Aktoren und Sensoren der Hebewerksanlage als virtuelles Objekt nachbilden (Verhaltensmodell).

Das Planungsmodell wird für die zukünftige funktionale Softwareprüfung angepasst und mit steuerungstechnischen Komponenten sowie Bedien- und Visualisierungskomponenten erweitert. In der Phase der Softwareerstellung können Softwaremodule so in ihrer Funktionalität überprüft und einzelne Baugruppen und das Gesamtsystem virtuell in Betrieb genommen werden.

Unter Beibehaltung des Systems können nach Fertigstellung des Hebewerks Softwareänderungen, die sich aus dem Betrieb der Anlage ergeben, weiterhin geprüft sowie das Personal zur Bedienung oder für die Wartung geschult werden.

Der Bau des Hebewerkes hat 2008 begonnen. Die Fertigstellung ist bei planmäßigem Bauablauf für 2014 vorgesehen.

Eine der weltweit größten beweglichen Brücken für Hamburg! Der Neubau der Retheklappbrücke

*Herr Dipl.-Ing. **Jürgen Tippenhauer***

Dipl.-Ing. Jörg Kapusta, Dipl.-Ing. Jürgen Tippenhauer

Dieser Beitrag lag zum Redaktionsschluss nicht vor

Herr Christoph Paesler

Dipl.-Ing. Christoph Paesler (KED Ingenieure), Dipl.-Ing. Michael Schöner (KED Ingenieure; Projektleiter), Dipl.-Ing. Hinnerk Sunderdiek (WTM Engineers), Dr.-Ing. Claudia Thormählen (WSA Brunsbüttel)

1 Einleitung

Der Nord-Ostsee-Kanal (NOK) dient seit über 100 Jahren der nationalen und internationalen Schifffahrt als Schifffahrtsstraße und ist das zweite Tor zur Ostsee. Er steht dabei in direkter Konkurrenz zur Skagenroute und ist ein wettbewerbsfähiger und umweltfreundlicher Transportweg, um die wachsenden Handelsströme in Europa zukünftig mit dem verstärkten Einsatz küstenparalleler Kurzstreckenseeverkehre zu bewältigen. Der NOK bringt insbesondere für die deutschen Nordseehäfen einen wichtigen Standortvorteil durch kurze Fahrtzeiten und eine je nach Ziel- und Quellhafen variierende Wegersparnis im Wettbewerb mit den Konkurrenten im Skandinavien- und Osteuropaverkehr.

Die Schleusenanlage liegt im Tideinflussbereich der Nordsee und stellt damit - neben der eigentlichen Zweckbestimmung - ein Bauwerk zum Küstenschutz bei Sturmfluten dar.

Die Große (Neue) Schleuse in Brunsbüttel wurde im Jahre 1914 dem Verkehr übergeben und ist seither durchgehend im Betrieb. Nach über 90 Jahren Nutzungszeit ist eine Grundinstandsetzung des Massivbaus, Stahlwasserbaus sowie der maschinen- und elektrotechnischen Anlagen zur Aufrechterhaltung der Verkehrs- und Betriebssicherheit dringend erforderlich.

Im Zuge der vorbereitenden Planungen zeigte sich, dass eine Grundinstandsetzung der Großen Schleuse mit hohen Sperr- und Wartezeiten für die Berufsschifffahrt verbunden ist. Um die Schifffahrt auch während der Grundinstandsetzung bedienen zu können und somit kurz- und langfristig eine Abwanderung des Schiffsverkehrs zu verhindern, ist eine 5. Schleusenkammer dringend erforderlich. Eine Nutzen-Kosten-Untersuchung ergab das günstigste Verhältnis für den Bau einer 5. Schleusenkammer auf der Schleuseninsel zwischen den beiden bestehenden Schleusenanlagen (s. Abb. 1).

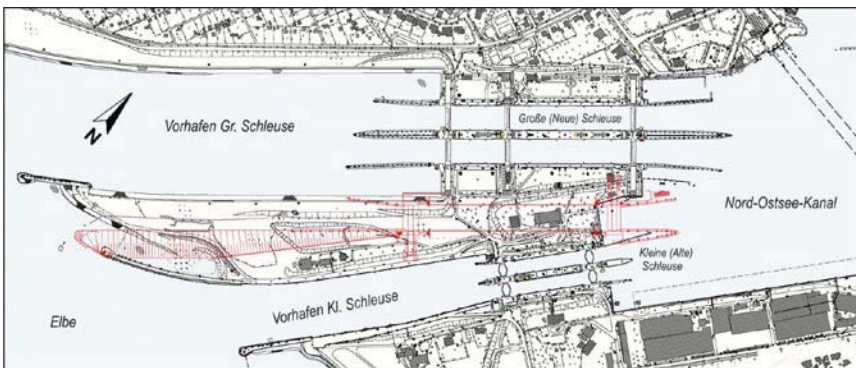


Abb. 1 Übersichtsplan der Gesamtschleusenanlage (in Rot die geplante 5. Schleusenkammer)

Mittels einer nautischen und wasserbaulichen Simulation konnte eine optimierte Vorhafengestaltung gefunden und erarbeitet werden. Die Anpassung der Kammerbreite an die vorhandene Kammerbreite der Großen Schleuse ermöglicht Kostenreduzierungen im späteren Betrieb und die Erhöhung der Anlagensicherheit (Austauschbarkeit der Schiebetore mit der Großen Schleuse).

Das Wasser- und Schifffahrtsamt Brunsbüttel ist zuständig für den Betrieb und Unterhaltung der Schleusenanlage und für den Bau der 5. Schleusenkammer.

Die Planung der 5. Schleusenkammer wird von der Planungsgemeinschaft Brunsbütteler Schleuse, bestehend aus den Ingenieurbüros WTM Engineers GmbH und der Knabe Enders Dührkop Ingenieure GmbH bearbeitet. Die

Planung des Stahlwasserbaus und der Antriebe wird vom Ingenieurbüro Rapsch und Schubert GmbH (IRS, Würzburg) bearbeitet.

2 Projektüberblick

2.1 Allgemeine Anlagenbeschreibung

Planungsgegenstand ist eine Seeschleuse zwischen Elbe und NOK. Derzeit sind in Brunsbüttel zwei Doppelschleusen vorhanden. Im Jahr 2008 wurden ca. 42.800 Schiffe der Berufsschifffahrt und 13.300 Sportboote geschleust. Die geplante Schleuse besteht aus einer Schleusenammer mit einem Außen- und Binnenhaupt. Da die 5. Kammer auf der Schleuseninsel (s. Abb. 1) angeordnet wird, ist die Einfahrt durch den elbseitigen Vorhafen anzupassen. Die Torkammer des Außenhauptes ist südlich der Schleusenammer angeordnet, die Torkammer des Binnenhauptes ist nach Norden ausgerichtet (s. Abb. 2). Die Kammerlänge der Schleuse beträgt insgesamt rund 360 m, die Kammerbreite rund 45 m. Im Normalbetrieb beträgt die nutzbare Kammerlänge ca. 330 m, die Nutzbreite 42 m.

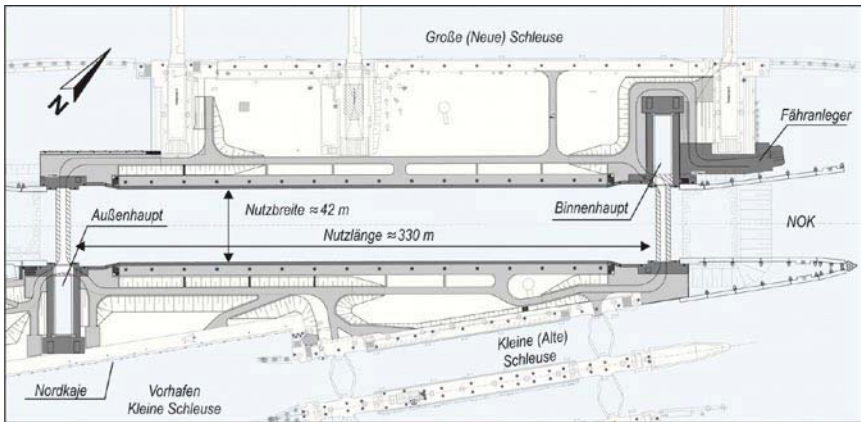


Abb. 2 Übersichtsplan der Schleusenammer und -häupter

2.2 Rahmenterminplan

Im Juli 2008 erhielt die Planungsgemeinschaft den Auftrag zur Planung der 5. Schleusenammer. Im Oktober 2008 waren die wesentlichen Randbedingungen abgestimmt und die Vorplanung abgeschlossen. Im folgenden viertel Jahr wurde die Planfeststellungsunterlage zusammengestellt, so dass im Februar 2009 durch das WSA Brunsbüttel der Antrag auf Planfeststellung gestellt werden konnte. Mit der vorläufigen Anordnung vom 22. Januar 2010 konnte bereits mit den vorbereitenden Teilmaßnahmen zur Baufeldräumung begonnen werden. Seit dem 1. September 2010 liegt der bestandskräftige Planfeststellungsbeschluss vor. Im Januar 2011 wurden die wesentlichen Teile der Entwurfsplanung abgeschlossen und der Entwurf AU bei der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nord vorgelegt.

2.3 Lage des Baufeldes

Das Baufeld der 5. Schleusenammer ist zwischen den bestehenden Schleusen auf der Schleuseninsel angeordnet. Die Schleuseninsel hat eine Länge von ca. 1.000 m und eine Breite (auf Höhe der Verkehrszentrale Brunsbüttel) von ca. 170 m (s. Abb. 1).

Die Lage der 5. Schleusenammer ist geprägt durch die engen Abstände zu den flachgegründeten Häuptionern der Großen Schleuse, sowie der schwimmend im Klei gegründeten Kleinen Schleuse und verschiedenen Uferbefestigungen.

2.4 Randbedingungen

Im Gegensatz zur Planung von Binnenschleusen gibt es für die Schleusenammer in Brunsbüttel kein vorgegebenes Bemessungsschiff, das die Größe der Kammer definiert. Aus nautischer Sicht wird die Schleusenammer für das Bemessungsschiff „NOK-MAX-Neu“ mit den Abmessungen $L / B / T = 280 / 32,50 / 9,50$ m (Verkehrsgruppe 6) dimensioniert. Der Vorhafen wird so ausgebildet, dass Schiffe mit den oben genannten Abmessungen die Schleusenammer mit den bereits heute praktizierten Manövern ansteuern können. Der Baugrund lässt sich aufgrund der vorliegenden Aufschlüsse wie folgt zusammenfassen: Von der Geländeoberkante bis etwa NHN 21,0 m wird Klei, überwiegend weicher Konsistenz, mit Wechsellagerungen von Schluff / Ton und eingelagerten Feinsanden angetroffen. Unterhalb des Kleis befinden sich Sande mit Kies, überwiegend großer bis sehr großer Festigkeit mit einer Mächtigkeit von 10 bis 18 m. Die Sande werden von Geschiebemergel steifer bis halbfester Konsistenz unterlagert. Der Grundwasserstand im Sand unterliegt den tideabhängigen Schwankungen der Elbwasserstände. Die teilweise artesischen Verhältnisse sind insbesondere von bauzeitlicher Bedeutung. Das Grundwasser in den Sanden mit Kies ist stark betonangreifend. In Abhängigkeit des Abstandes zum Altbestand und dessen Gründungskonstruktion sind verschiedene Anforderungen an die mögliche Gerätetechnik und Einbringtechnologie zu berücksichtigen. Die vorgesehene Nutzungsdauer des Schleusenbauwerks beträgt 100 Jahre.

2.5 Hochwasserschutz

Die Schleusenanlage ist Bestandteil der Hauptdeichlinie und schließt an die Landesschutzdeiche an. Die Planungen des Landesbetriebes für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz (LKN) für eine Ertüchtigung der Landesschutzdeiche im Bereich Brunsbüttel sehen eine Erhöhung der Deiche auf NHN +8,0 m vor. Die festen Bauteile der Schleuse haben in der Schutzlinie eine Kronenhöhe von NHN +7,6 m. Hierdurch wird der im Planfeststellungsbeschluss angeordneten Berücksichtigung eines Klimazuschlags von 0,90 m zum Bemessungswasserstand von 6,10 m Rechnung getragen. Neben der Sicherung des Hinterlandes im Sturmflutfall ist eine weitest gehende Bewegungsfreiheit auf der Schleuseninsel (hochwassersichere Wegeverbindungen) ein wesentlicher Planungsgrundsatz.

2.6 Hauptmassen

Es sind insgesamt ca. 1,7 Mio. m³ Böden zu lösen und zu verbringen. Für die Böden ist die Verbringung in der Fläche des ehemaligen Spülfeldes Dyhrsenmoor vorgesehen, welches sich am NOK in ca. 10 – 12 km Entfernung befindet. Der zu verbringende Boden besteht zum großen Teil aus Klei, der als Auffüllung bzw. gewachsener Klei vorliegt. Insgesamt werden ca. 100.000 m³ Stahlbeton und 25.000 t Spundwandstahl verbaut.

3 Beschreibung der wesentlichen Bauteile

3.1 Vorhafen

Der elbseitige Vorhafen (s. Abb. 3) umfasst die südliche Uferbefestigung auf einer Länge von rd. 500 m, den elbseitigen Anleger nördlich des Außenhauptes, die Leitwerke, die Verlängerung der Mole 2 sowie die landseitigen Flächenbefestigungen.



Abb. 3 Lageplan der Ufersicherung im elbseitigen Vorhafen

Die Geometrie des Vorhafens wird hauptsächlich durch die Anforderungen aus der Nautik bestimmt. Im Rahmen einer nautischen Simulation wurden eine zurückversetzte Landbegrenzung und eine geböschten Ufersicherung gewählt. Ausschlaggebend war die Vergrößerung des Manövrierraums für die Schlepper und die weniger massiv wirkende Uferbegrenzung einer vorgelagerten Böschung, verglichen mit einer senkrechten Uferwand unmittelbar an der Einlauflinie. Die Uferwände werden als rückverankerte Spundwände mit vorgelagerter Böschung ausgebildet.

Leitwerke schützen die Schleusen vor möglichen Kollisionsfällen und geben den Schiffen eine Manövrierhilfe für das sichere Einlaufen in die Schleusenkammern. Dieses ist besonders bei schlechten Witterungsverhältnissen und quer zur Schiffsflängsachse auftretendem Wind wichtig. Durch die gewählte Konstruktion der Leitwerke, bestehend aus Stahlrohrdalben, Fendertafel, Cone-Fender und Schwimmfender aus Holz, wird die Anfahrerenergie über mehrere Komponenten abgebaut.

Als elbseitiger Abschluss des Vorhafens wird die bestehende Mole 2 um ca. 70 m verlängert und es wird ein neues Leuchtfeuer errichtet. Die wesentlichen Elemente der Mole sind eine rückverankerte Rohrspundwand, der Molenkopf, der separat gegründete Leuchtfeuerträger und eine umlaufende Reihe von Rohrdalben als Anfahrschutz.

3.2 Häupter

Am westlichen und östlichen Ende der Schleusenkammer befinden sich das Außen- bzw. das Binnenhaupt zur Aufnahme der Schiebetore. Die Häupter werden monolithisch und fugenlos aus Stahlbeton hergestellt.

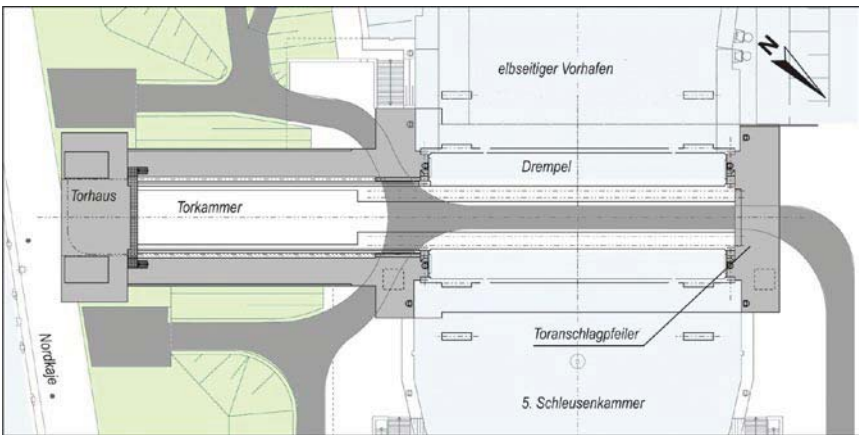


Abb. 4 Massivbau Übersichtsplan Außenhaupt

Das Außenhaupt ist baulich unterteilt in (s. Abb. 4):

- Torkammer zur Aufnahme des Schiebetores bei geöffneter Schleusenkammer
- Drempel im Bereich der Schleusendurchfahrt
- Toranschlagspfeiler am Ende des Drempels zum Dichten und zur Aufnahme der Lasten aus dem Schiebetor in geschlossenem Zustand
- Torhaus mit Notsteuerstand am hinteren Ende der Torkammer

In den Torhäusern (s. Abb. 5) sind die Betriebsräume zur Unterbringung der für den Schleusenbetrieb notwendigen Anlagen- und Maschinentechnik angeordnet.

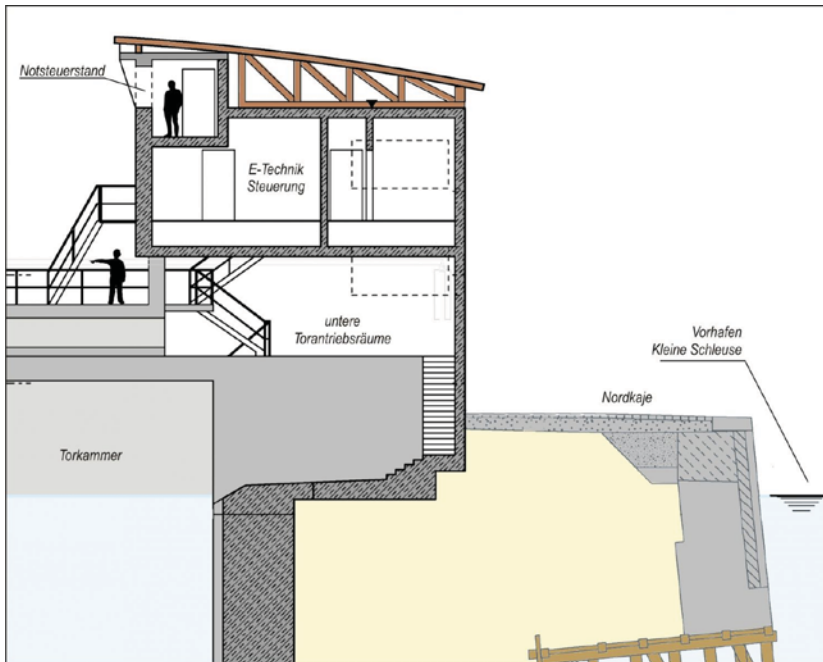


Abb. 5 Schnitt durch das Torhaus des Außenhauptes

Die beiden aktiven Schiebetore und das Reservetor sind in ihrer Form baugleich und somit universell austauschbar. Wegen der gleichen Abmessungen der Schiebetore entspricht die Konstruktion des Außenhauptes im Wesentlichen der des Binnenhauptes.

Bei den Schleusentoren handelt es sich um Schiebetore mit einem vorderen Unterwagen und einem hinteren Oberwagen. Befüll- und Entleervorgänge erfolgen über je 4 Füllkanäle mit doppelten Hubschützen im Tor. Die Tore werden in geschlossener Stellung an den seitlichen vertikalen Anschlägen, sowie vom Drempelanschlag gehalten. Zur Revision der Häupter werden zwei Tore als „Dammtafeln“ verwendet.

Zur leichteren Erreichbarkeit der Schleuseninsel durch Rettungskräfte wird im zukünftigen Wegekonzept die Überfahrbarkeit der Schleusentore vorgesehen. Hierzu werden die Torkörper und die Oberwagen mit einer Fahrbahn versehen.

3.3 Schleusenammer

Die Schleusenammer hat eine Breite von 45 m und eine Länge zwischen den Toren von 360 m. Die Schleusenplanie befindet sich auf NHN +4,50 m.

Kammerwände

Die Kammerwände bilden die seitliche Begrenzung der Schleusenammer und sichern den Geländesprung zwischen Schleusendeck und Kammersohle. Sie bestehen jeweils aus einer einfach rückverankerten Spundwand mit Stahlbetonholm und tiefgegründeter Abschrilmplatte (s. Abb. 6).

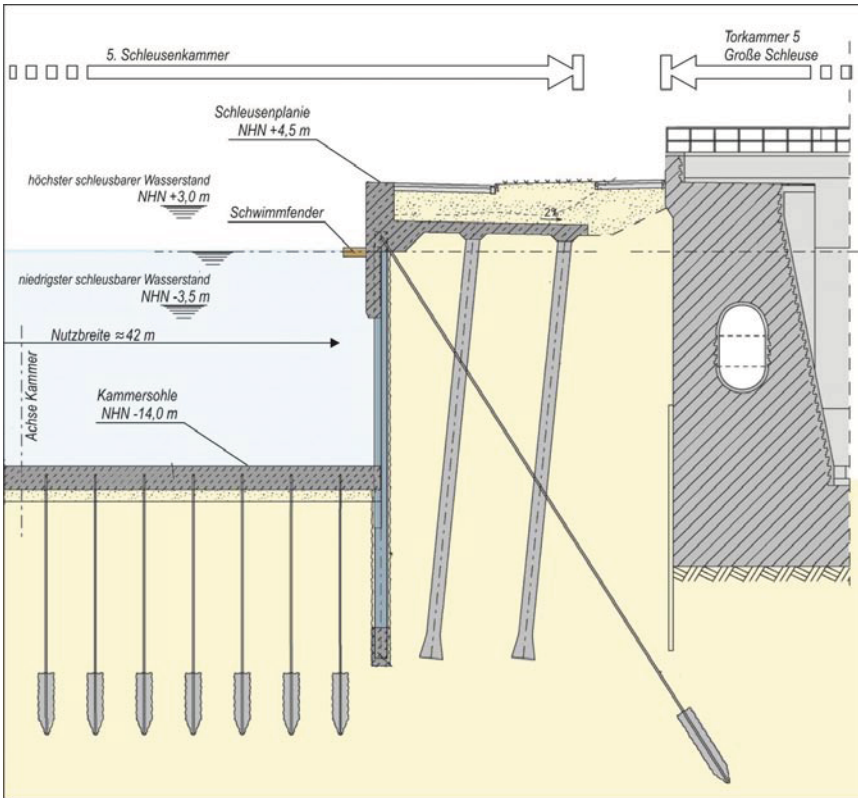


Abb. 6 Querschnitt Kammerwand

Die Kammerwände werden für Anlegedrucke unter Berücksichtigung unterschiedlicher Schleusenwasserstände dimensioniert. Die häufigsten Schleusenwasserstände liegen zwischen den Koten NHN -1,50 m und NHN +1,50 m. Der Anlegedruck der Schiffe wird über die Schwimmfelder als Linienlast in den robusten Stahlbetonüberbau eingeleitet und über die Gründungselemente in den Baugrund abgetragen.

Kammersohle

Eine Sohlsicherung aus loser oder teilvergossener Wasserbausteinschüttung wird hydraulisch für Belastungen infolge Propulsionsströmung bemessen. Ferner ist die Auftriebsicherheit der Sohle nachzuweisen. Die Sohle steht unter Auftrieb wenn die Hohlräume zu sedimentieren und wenn der von der Tide beeinflusste Wasserdruck in den unteren Sanden höher ist als der Kammerwasserstand. Dieser Fall ist regelmäßig gegeben, weil sich beide Wasserstände unabhängig voneinander einstellen. Steinumlagerungen oder Aufbrüche in der Sohle sind zur Vermeidung von Betriebsstörungen zwingend zu vermeiden. Deshalb wurde anstelle einer Sohlsicherung aus Schüttsteinen eine rückerankerte Unterwasserbetonsohle vorgesehen.

Korrosionsschutz

Es sind erhöhte Korrosionsraten für die Stahltragglieder in der Niedrigwasserzone sowie in der Unterwasser-, Wasserwechsel- und Spritzwasserzone zu berücksichtigen.

Es ist vorgesehen, die baulichen Einrichtungen für die nachträgliche Installation einer fremdstrombetriebenen KKS-Anlage herzustellen. Der bauliche Aufwand ist minimal, ermöglicht aber, die Abrostungsraten regelmäßig zu

messen und die KKS-Anlage im Bedarfsfall zuzuschalten.

Infolge der Chloridbelastung aus dem Meerwasser wird darüber hinaus eine KKS-Anlage für den Stahlbeton der Kammerwand vorgesehen.

4 Ausblick

Für den Neubau der 5. Schleusenkammer in Brunsbüttel liegt seit dem 1. September 2010 ein rechtskräftiger Planfeststellungsbeschluss vor.

Als vorbereitende Maßnahmen wurden bereits der Bau einer Rohr- und Kabeltunnelanlage (Ersatzbau Mitteldüker), Baumfäll- und Rodungsarbeiten, diverse Leitungsumlegungen, Abbrucharbeiten, eine Bodensanierung sowie der Neubau einer Spülrohrleitung beauftragt und weitestgehend fertiggestellt. Die Ausführung weiterer vorbereitender Maßnahmen wie die Verlängerung der Mole 2 im elbseitigen Vorhafen und die Herrichtung einer Umschlagstelle im Bodenlager Dyhrsenmoor sind geplant. Im Anschluss ist dann die Hauptmaßnahme, der Bau der 5. Schleusenkammer, vorgesehen, so dass nach einer Bauzeit von ca. 4,5 Jahren der Weg für die dringend erforderliche Grundinstandsetzung der sanierungsbedürftigen Großen Schleuse frei gemacht werden kann.

Objektplanung einer großen Erdbaumaßnahme mit wechselnden Rahmenbedingungen für das Central Terminal Steinwerder in Hamburg

Central Terminal Steinwerder

Herr Dipl.-Ing. Peter Ruppert

Dipl.-Ing. Peter Ruppert, Dipl.-Ing. Dirk Metzko

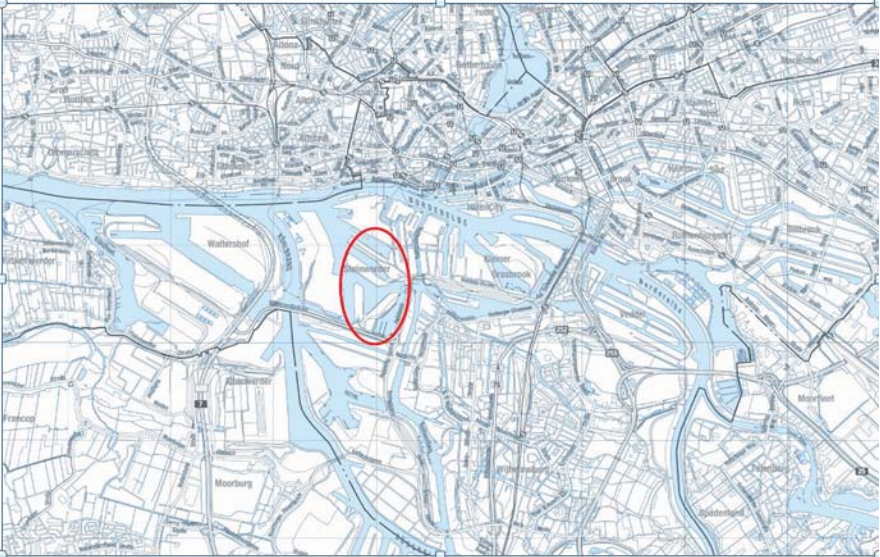
Objektplanung einer großen Erdbaumaßnahme mit wechselnden Rahmenbedingungen für das Central Terminal Steinwerder in Hamburg

Dipl.-Ing. Peter Ruppert, Dipl.-Ing. Dirk Metzko

EINFÜHRUNG

Östlich der Köhlbrandbrücke und südlich der Traditionswerft Blohm + Voss in Hamburg be-findet sich der Stadteil Steinwerder als Kerngebiet des Hamburger Hafens. Steinwerder um-fasst die Terminals Kuhwerder-, Ellerholz-, Hansa- und Roßterminal. Hier befinden sich über 100 Jahre alte Hafengebäude und Kaianlagen mit einer dementsprechend vielfältigen, lang-jährig gewachsenen Nutzungsstruktur. Steinwerder ist geprägt durch Nutzungen, wie Lagerhallen, Leercontainerterminal, Umschlag von Stückgut sowie von Containern und von Schrott in großen Mengen. Daneben gibt es wasserseitige Nutzungen durch Hafenschiffahrts- und Hafentransportunternehmen.

Erschlossen wird das Gebiet wasserseitig über die Norderelbe und den Vorhafen, sowie für die Hafen- und kleinschiffahrt zusätzlich über den Roßkanal und die Ellerholzschleusen. Die landseitige Erschließung ist durch diverse Straßen wie die Köhlbrandbrücke und den Roßdamm sicher gestellt. Die Schienenanbindungen werden durch den Hafenbahnhof Hamburg Süd optimal möglich sein.



Der Hamburger Freihafen

Nachdem im westlichen Hafengebiet die Terminals ausgebaut wurden oder sich noch im Ausbau befinden, wurde nach weiteren Flächen gesucht, auf denen zusätzliche Umschlagskapazitäten für den Hamburger Hafen entwickelt werden können. Daher wurde in 2007 eine Machbarkeitsstudie zur Entwicklung eines neuen Terminals in Auftrag gegeben. Im Ergebnis wurde ein Terminal mit einer Fläche von 125 ha, das mit Schiffen der neuesten Generation mit einer Länge von 400 m angelaufen werden kann. Die Umsetzung ist für den Zeitraum von 2015 bis 2025 vorgesehen.



Das Gelände des CTS zwischen der Kohlbrandbrücke im Westen und Blohm + Voss im Norden

RAHMENBEDINGUNGEN FÜR DIE PLANUNG

Bei einer Maßnahme mit einem Zeithorizont für Planung, Genehmigung und Ausführung von über 15 Jahren gibt es eine unübersehbare Bandbreite an Möglichkeiten für die Ausführung. Eine endgültige Form der Nutzung steht zum heutigen Zeitpunkt für die Fläche noch nicht fest. Dies erschwert zudem eine konkrete Festlegung von wichtigen Randbedingungen für die Planung.

Für den ersten Entwurf der Vorplanung war es das Ziel, einen flexiblen, sich den in der Zukunft aktualisierten Forderungen anpassbaren Bauablauf zu erstellen, wobei insbesondere die Faktoren:

- o Baufortschritt von Süd Nord oder von Nord Süd
 - o Termingerechte Fertigstellung von Teilflächen und schließlich des gesamten Terminals
 - o Beschränkung der Restsetzungen nach Übergabe der Fläche auf 30 cm
 - o Optimale Ausnutzung eigener Bodenressourcen im Hafen
- darzustellen sind.

Für die Planung sind erdbautypische Randbedingungen zu beachten. Sand ist der bevorzugte Baustoff für eine Aufhöhung der Terminalfläche als auch für die Verfüllung von Wasserflächen. Jedoch steht er nur in begrenztem Volumen in dieser Maßnahme zur Verfügung.

Bindige Böden hingegen stehen in großem Umfang zur Verfügung. Jedoch ist der Einbau wegen hoher Setzungen und eingeschränkter Tragfähigkeit immer mit Nachteilen verbunden.

Es ist im höchsten Maße wirtschaftlich, bindigen Boden, der trocken oberhalb des Grundwassers bzw. oberhalb des Elbwasserstandes ausgebaut wird, auch trocken wieder einzubauen. Bindige Böden, die unter Wasser und damit nass ausgebaut werden, sollen möglichst so gewonnen werden, dass bei Baggerung und Transport die geringstmögliche Wassergabe erfolgt. Damit vermeidet man enorme Aufwendungen, um den Boden nach dem Einbau wieder zu entwässern. Insbesondere Primärsetzungen lassen sich auch so minimieren.

Ein wesentlicher Punkt, für den frühzeitig eine Klärung herbeizuführen war, war die Festlegung der Terminalhöhe. Um die sturmflutsichere Ausbauhöhe festzulegen, wird der Bemessungswasserstand mit Wellenauflauf und einem Zuschlag aus Windangriff überlagert. Diese Simulation ergab für unseren Terminal eine Höhe von +7,50 mNN nach den derzeit gültigen Bemessungskriterien. Diese Höhe lässt sich dadurch realisieren, dass das Gelände auf z.B. +5,5 mNN aufgehöhht wird und eine umschließende Hochwasserschutzwand mit einer Höhe von 2,00 m den Hochwasserschutz sicherstellt oder das gesamte Gelände auf eine Höhe von +7,50 mNN aufgehöhht wird, wofür erhebliche Bodenmengen (hier 2,7 Mio. m³) zu beschaffen sind. Hierbei sind u.a. die Kosten für den Bau der Hochwasserschutzanlagen sowie die möglichen Einschränkungen des Terminalbetriebes während eines Hochwassers gegen die Kosten für die zusätzliche Aufhöhung abzuwägen. Nach Abwägung der möglichen Vor- und Nachteile soll eine hochwasserfreie Terminalfläche hergestellt werden.

Als Ergebnis der Vorplanung zeigte sich, dass eine Fertigstellung der Terminalfläche nur von Norden nach Süden sinnvoll ist.

Bei den prognostizierten Setzungen von bis zu 5 m ohne setzungsbeschleunigende Maßnahmen wurde klar, dass umfangreiche Planungsarbeiten notwendig werden, um die Setzungen auf das geforderte Maß zu reduzieren. Dies hat maßgebliche Auswirkungen auf die Wirtschaftlichkeit des Projektes und führt dazu, dass die Ausführungszeiten durch die notwendigen Zeiten zur Konsolidation des Bodens bestimmt werden.

Weiterhin wurde deutlich, dass in der Maßnahme ein erheblicher Bodenbedarf besteht. Für die Aufhöhung der Landflächen und die Verfüllung der Wasserflächen sind 13,0 Mio. m³ Boden notwendig. In der Maßnahme fallen lediglich 8,5 Mio. m³ Boden an, der wieder eingebaut werden kann. Daher besteht ein Bedarf für die Zulieferung an Fremdböden von 4,5 Mio. m³. Zusätzliche Böden sind für die Vorbelastung notwendig. Dieses Volumen liegt bei 1,9 Mio. m³, die nach der Fertigstellung der Maßnahme nicht mehr benötigt wird.

Bei der Beschreibung der Bauabläufe zeigt sich, dass alle Bauverfahren zur Bodengewinnung, Bodentransport und Wiedereinbau angewendet werden müssen, um diese Baumaßnahme durchführen zu können.

Bekanntlich besteht der klassische Erdbau nur aus drei Elementen: Bagger, LKW und einer Dampfwalze. Damit lassen sich große Baumaßnahmen im Erd- und Wasserbau heute nicht mehr realisieren. Um diese Baumaßnahme wirtschaftlich durchführen zu können, werden wir uns des gesamten Repertoires der modernen Erd- und Wasserbautechnik bedienen. Während im Trockenerdbau der Hydraulikbagger das dominierende Gerät ist, sind für den Naßerdbau folgende Erdbaugeräte zu nennen: Hydraulik- und Seilbagger auf einem Stelzenponton, Cutter, Hopper, Dickstoffpumpe und der Umweltgreifer (im englischen Clam Shell). Für den Bodentransport stehen die klassischen LKWs und Dumper zur Verfügung, als auch Schuten, Druckrohrleitungen und Förderbänder. Je nach Bodentart, Transportentfernung und –weg sind die Erdbaugeräte und Bodentransporte miteinander zu kombinieren.

Die Grenze des Trockenerdbaus liegt in Hamburg bei +2,00 mNN. Darunter ist bis zu einer Höhe von -1,50 mNN im Tideeinfluss zu arbeiten. Unterhalb von -1,50 mNN sind alle Arbeiten unter Wasser auszuführen. Die Steuerung der Geräte im Naßerdbau erfolgt heute standardmäßig mit GPS um exakte Bodenprofile herstellen zu können. Bei der Steuerung des Bodenabtrags ist darauf zu achten, die Böden sortenrein zu gewinnen, damit die geforderten Bodeneigenschaften beim Einbau eingehalten werden können.

Der Bodentransport ist auch in dieser Maßnahme klassisch mit LKW, Schute und Spülleitung vorgesehen.

Für den Bodeneinbau ist zwischen den drei Hafenbecken zu unterscheiden. Es sind hier zurzeit verschiedene Varianten in der Prüfung. Ein mögliches Konzept wird hier nachfolgend erläutert.

Im Kaiser-Wilhelm-Hafen werden setzungsarme Böden, vorwiegend Sande eingebaut, da diese Fläche in einer ersten Stufe des Projektes CTS fertiggestellt werden soll. Die Sande werden überwiegend eingespült. Damit der eingespülte Sand in der aufzuhöhenden Fläche bleibt, wird an der Stelle der späteren Kaimauer ein Damm errichtet, der den Sand zurückhält und im folgenden Bauabschnitt das Einbringen der Spundwand erleichtert. Setzungsbeschleunigende Maßnahmen sind hier nicht notwendig, da der vorhandenen Untergrund und der eingebaute Boden Restsetzungen größer als 30 cm erwarten lässt.

In den Ellerholz- und Hansahafen wird ein Gemisch aus Sand und Weichböden im Verhältnis 1 zu 1 eingebaut. Sowohl der vorhandene Untergrund als auch die einzubauenden Böden lassen Setzungen bis zu 5 m erwarten. Hier sind Vertikaldrains zur Setzungsbeschleunigung und eine Vorbelastung mit 2 – 3 m Sand geplant, um die Setzungen zu beschleunigen.

In den Travehafen wird Schlick aus dieser Maßnahme als auch Weichböden anderer Hafengebiete eingebaut. Dadurch wird die Nutzung von bodenmechanisch problematischen Böden auf ein Hafenbecken beschränkt. Da der Travehafen mit einer Wasserohle auf durchschnittlich -4,00 mNN recht flach ist, kann nur im begrenzten Umfang Boden verklappt werden. Daher ist vorgesehene, am nördlichen Ende des Travehafens einen Damm zu errichten, um in das abgeschlossene Hafenbecken Schlick und Weichböden über Druckrohrleitungen einspülen zu können. Der Damm hat die Aufgabe, das zum Transport des Bodens benötigte Spülwasser zurückzuhalten, so dass keine Feinteile in die Elbe gelangen.

Beim Einspülen von Boden in den Travehafen wird der mit Hoppem oder Schuten angelieferte Boden mit Wasser versetzt, um den Boden spülfähig zu machen. Zur Vermeidung oder Minimierung von Transportwasser prüfen wir den Einsatz von Dickstoffpumpen. Diese haben den Vorteil, dass kein Wasser für das Verpumpen zugesetzt werden muss. Bisher kamen klassische Betonpumpen als Dickstoffpumpen mit Erfolg zum Einsatz. Die Zuverlässigkeit und Leistungsfähigkeit solcher Pumpen kann für den Einsatz „Weichbodentransport“ sicherlich durch gezielte Überarbeitung von Einzelementen wie Dichtungen und angepasster Materialwahl verbessert werden.

Auf den eingebrachten Weichböden sollen Sande in einer Schichtmächtigkeit von ca. 5 m eingebaut werden, auf dem später die Bauwerke zum Betrieb des Terminals errichtet werden. Jedoch hat der eingespülte Boden eine weiche bis breiige Konsistenz (Sahnepudding). Würde man Sand direkt auf den weichen Schlick einbauen, würde dieser im Schlick versinken und es wird sich keine homogene Sandschicht auf dem Schlick aufbauen. Daher wurden vier Alternativen untersucht, wie der Übergang von Schlick auf Sand sicher hergestellt werden kann.

Vakuumverfahren: Beim Vakuumverfahren werden Vertikaldrains eingebaut, die anschließend durch Schläuche miteinander verbunden werden. Vakuumpumpen erzeugen im Folgenden einen Unterdruck, durch den das Wasser aus dem Boden herausgesaugt wird. Nach mehrmonatigem Betrieb ist der Boden soweit entwässert, dass die Fläche wieder überflutet werden kann um anschließend Sand in dünnen Schichten zu verrieseln. Alternativ besteht die Möglichkeit, Sand mit Pistebullys, wie sie aus Skigebieten her bekannt sind, vorsichtig Sand in Lagen von 30 – 50 cm vom Rand her in die Fläche hineinzutrimmen. Nachdem die ersten Lagen Sand eingebaut sind und sich das System stabilisiert hat, erfolgt der Sandeinbau in größeren Schichten bis zur geforderten Endhöhe von +7,50 mNN. Dieses Verfahren wurde schon mehrfach auf kleineren Flächen angewandt. Jedoch stellt die Größe des Travehafens eine besondere Herausforderung dar.

Geotextilmantel Sandsäulen: Diese werden in einem Dreiecksraster im Abstand von ca. 2 m angeordnet und in einem bodenverdrängenden Verfahren eingebracht. Nach Bedarf kann auf den Sandsäulen eine Geotextilbewehrung vom Wasser oder landgestützt eingebaut werden, so dass sich beim weiteren Verfüllen ein Gefölbe ausbildet. Danach kann Sand eingespült oder konventionell Boden trocken eingebaut werden.

Geotextilbewehrung: Bei dieser Methode werden Fleece mit Geogittern kombiniert und auf dem Schlick verlegt. Das Geotextil wird in Bahnen mit bis zu 6 m Breite angeliefert. Die einzelnen Bahnen sind miteinander zu vernähen, um den Kraftschluss herzustellen. Anschließend ist das Geotextil vollflächig auf dem Travehafen auszubreiten. Bei einer Fläche von 300.000 m² ist dieses schwer vorstellbar, so dass diese Alternative nur in Teilbereichen oder in Kombination mit anderen Verfahren zum Einsatz kommen könnte.

Teilverfestigung: Für die Teilverfestigung wird dem Boden ein Kalk/Zement-Gemisch beigegeben, so dass der Boden nach dem Abbinden eine Festigkeit aufweist, die ein Befahren der Fläche ermöglicht. Bei den uns zur Verfügung stehenden Böden kann zurzeit nicht gewährleistet werden, dass dieses Verfahren funktioniert. Darüber hinaus werden chemische Zusatzstoffe in das System eingetragen, deren Umweltverträglichkeit zusätzlich nachgewiesen werden müsste.

DISKUSSION DER RAHMENBEDINGUNGEN

Bodenmassen

Die Ergebnisse der Vorplanung zeigen, dass intensiv über die Beschaffung von Böden nachzudenken ist. Bei HPA wurde in den letzten Jahren ein HPA-internes Bodenmanagement aufgebaut, in dem alle größeren Maßnahmen ihren Überschuss an Boden ebenso angeben wie den Fehlbedarf. Dadurch kann maßnahmenübergreifend eine Koordination der Projekte in Bezug auf die Bodenbedarfe erfolgen.

Die Auskunft aus dem HPA-eigenen Bodenmanagement ergab, dass bis 2014 4,6 Mio. m³ Sande und sandige Böden mit einem erhöhten Schluffanteil anfallen, nach 2015 noch einmal 0,6 Mio. m³ Boden. Selbst unter Berücksichtigung der Möglichkeit, dass sich die eine oder andere Maßnahme durch aufwendige Genehmigungsverfahren noch verzögern,

ist der Fehlbedarf an Böden innerhalb der HPA nicht zu decken. Eine Recherche der Großprojekte im Hamburger Umfeld außerhalb der HPA (Autobahnanbindung A26, Rasthof Seevetal) zeigt, dass auch dort ein Bedarf an Boden in einer Größenordnung von mehreren Millionen Kubikmetern besteht. Grundsätzlich sind Zulieferungen von Sand aus dem Hamburger Umland oder aus der Nordsee möglich.

Aber auch Weichböden aus anderen Hafengebieten können in der Maßnahme CTS Verwendung finden. Die negativen bodenmechanischen Eigenschaften müssen allerdings durch den Einbau von V-Dräns, Vakuumentwässerung oder zusätzliche Auflasten ausgeglichen werden. Unter bestimmten Rahmenbedingungen ist der Einsatz von Weichböden in Verbindung mit Bodenverbesserungen dennoch wirtschaftlicher als der Kauf von Sand.

Allein für diese Diskussion war die Erstellung eines einfachen digitalen Geländemodells notwendig. Für die Festlegung der Randbedingungen kommt man sofort auf die Planungsgrenzen zu den benachbarten Projekten.

Setzungen

Würden die Böden eingebaut ohne schon beim Einbau auf geringe Restsetzungen zu achten, würden Setzungen bis zu 5 m auftreten. Bei geforderten Restsetzungen von max. 30 cm sind verschiedene Maßnahmen zur Reduzierung der Setzungen von vornherein einzuplanen.

Setzungen stören insbesondere dann, wenn sie kleinflächig auftreten. Daher ist die Forderung verständlich, dass der Boden mit gleichen bodenmechanischen Eigenschaften großflächig einzubauen ist. Damit erzielt man gleichmäßige Setzungen über große Flächen, die für den späteren Betrieb leichter zu handhaben sind. Daher sind die Hafengebiete lagenweise zu verfüllen. Beim Übergang der Hafengebiete zu den bestehenden Terminals sollen die Betonoberbauten der Kaimauern rückgebaut werden, um einen möglichst sanften Übergang vorhandener Strukturen zu den neuen Flächen zu erhalten.

Wie schon oben geschildert, wird der Einbau so gesteuert, dass die Qualität der einzubauenden Böden in die Hafengebiete von Norden nach Süden abnimmt. Da auch die Landflächen um durchschnittlich 2 m aufgehört werden und sich mächtige Weichschichten unter den Landflächen befinden, sind auch dort setzungsbeschleunigende Maßnahmen in Form von Vertikaldräns und eine Vorbelastung in einer Höhe von 2 – 3 m notwendig.

AUSBLICK

Durch die bisherige Planung konnten die Anforderungen an die Böden spezifiziert werden, die für den lagenweisen Einbau in den Hafengebieten und für die Aufhöhung der Landflächen notwendig sind. Selbsterklärend kann sich der Zeitplan der Maßnahme noch um mehrere Monate verschieben. Da auch andere Projekte, die einen nennenswerten Bodenüberschuss aufweisen, mit einem Vorlauf von mehreren Jahren planen und das Variantenspektrum entsprechend weit gestreut ist, ist eine konkret planbare Koordination der Bodenlieferungen zur Zeit noch nicht möglich.

Für die weitere Planung des Vorhabens müssen deshalb verfahrenstechnische Bausteine für die verschiedenartigen Bodenarten entwickelt werden. Diese können dann in Abhängigkeit der sich konkretisierenden Randbedingungen in weiteren Planungsschritten zusammengefügt werden. Sie müssen den Ansprüchen des Genehmigungsverfahrens genügen, also hinreichend in Art und Umfang und in Hinblick auf Folgewirkungen auf Mensch und Umwelt beschrieben und untersucht sein. Das Ziel ist, dass in der Planfeststellung diese Bausteine genehmigt werden können. Ebenso müssen solche Bausteine in ihrer Qualität beschrieben sein, wichtige Kriterien sind z. B. Kosten oder Zeitsetzungsverhalten. Spätestens mit Erstellung der Ausführungsplanung werden für jeden Ein-, bzw. Ausbaubereich die jeweils optimalen Bausteine so detailliert ausgearbeitet, dass hieraus ein Leistungsverzeichnis entsteht und die Vergabe und Ausführung zeitnah folgen können.

Freeport of Riga

Errichtung eines Kreuzfahrt- und Fährterminals

231

Herr Dr.-Ing. Torsten Retzlaff

Herr Dr.-Ing. Torsten Retzlaff

Freeport of Riga, Lettland

Errichtung eines Kreuzfahrt- und Fährterminals

Dipl.-Ing. Torsten Retzlaff

Inros Lackner AG, Rosa-Luxemburg-Straße 16, 18055 Rostock

Telefon: 0381-4567-941, Fax: 0381-4567-559



Abb. 1: Sicht auf das geplante Terminalgebäude



Abb. 2: Visualisierung der Vorzugsvariante

Das wirtschaftliche Wachstum im Ostseeraum wird signifikant durch die Kreuz- und Fährschiffahrt sowie den Gütertransport mit RoPax- und RoRo-Schiffen beeinflusst. In Hinblick auf die gegenwärtigen Tendenzen kann die Kreuzfahrt- und RoPax-Entwicklung wie folgt zusammengefasst werden:

Tendenzen bei RoPax-Schiffen:

- Nutzung größerer Schiffe (geringere Kosten pro Lademeter)
- mehr Bauaufträge für RoPax-Schiffe als für reine RoRo-Schiffe
- deutliche Effizienzsteigerung – Nutzung neuer Schiffskonzepte

Tendenzen bei Kreuzfahrtschiffen:

- Nutzung größerer Kreuzfahrtschiffe in der Ostsee
- wachsende Konkurrenz zwischen den Häfen, Wettbewerbsvorteil durch das „attraktivste Angebot“,
- die wichtigsten Häfen investieren in neue Kreuzfahrtterminals, um für eine größere Anzahl an Kreuzfahrtschiffen attraktiv zu sein
- Bedarf an zusätzlichen Kreuzfahrtliegeplätzen in ausreichender Länge

Um weiteres Wachstum in diesen Marktsegmenten zu erzielen und somit die wirtschaftliche Entwicklung Lettlands zu steigern, hat der Freihafen Riga entschieden, ein neues RoPax- und Kreuzfahrtterminal zu errichten. Als Beginn des Terminalbetriebs wird 2014 angestrebt, wobei eine schrittweise Weiterentwicklung des Terminals in Hinblick auf das Verkehrswachstum berücksichtigt wird.

1 Einleitung

Laut der gegenwärtigen Situationsanalyse, welche Teil des Nationalen Strategischen Referenzrahmens für die Jahre 2007-2013 ist, stimmt die Entwicklung im Passagierverkehr nicht mit der Terminalkapazität der Stadt Riga, als Metropole und Zentrum der baltischen Staaten, überein. Im Dokument heißt es, „es ist möglich, eine signifikante Steigerung der Passagierzahlen zu erreichen, indem man den Kreuzfahrt- und Passagierfähverkehr weiterentwickelt. Seit 1996 wurden keine Infrastrukturverbesserungen mit dem Ziel wettbewerbsfähige Leistungen anzubieten, die Weiterentwicklung der Passagierverkehre zu fördern, sowie die Attraktivität für neue Kreuzfahrt-

und Fährlinien in Häfen anderer Regionen zusätzlich zu den bereits existierenden, durchgeführt.“

Laut dem Plan zur Entwicklung der Stadt Riga für die Jahre 2006-2018 ist es geplant, die Hafenaktivitäten im historischen Stadtzentrum zu beenden und in Richtung der Daugava-Flussmündung zu verlagern. Somit wird das Hafengebiet des Freihafens Riga wesentlich reduziert. Zudem ist das gegenwärtige Hafengebiet des Passagierterminals von Riga, vom Gebiet des Freihafens abgesondert.

Im Plan zur Stadtentwicklung heißt es, „der Passagierfährverkehr zwischen Riga und anderen Städten soll weiterentwickelt und gefördert werden; hierfür wird die Erweiterung des derzeitigen Passagierkais sowie die Errichtung neuer Kaianlagen auf der rechten Seite des Daugava-Flusses unterstützt.“

Das übergeordnete Ziel des RoPax- und Kreuzfahrtterminals ist es, eine beständige und nachhaltige Entwicklung des Freihafens von Riga zum Nutzen der Hafenbehörde „Freeport of Riga Authority“, der Stadtgemeinde Riga sowie der Wirtschaft Lettlands sicherzustellen. Der Freihafen Riga hat die Planungsarbeiten für die Entwicklung einer Machbarkeitsstudie, die Bauplanungen und für ein Technisches Projekt für den RoPax- und Kreuzfahrtterminal ausgeschrieben.

Die wichtigsten technischen Outputs des RoPax- und Kreuzfahrtterminalprojektes können wie folgt zusammengefasst werden:

- Vorbereitung einer Marktanalyse und Verkehrs- sowie Schiffsprognose,
- Erarbeitung eines Terminal-Layouts, welches höchste operative Effizienz sicherstellt, und geeignet ist, um zukünftige Verkehrsprognosen für spezielle umzuschlagende Rohstoffe zu liefern,
- Erarbeitung einer Finanz- und Wirtschaftsanalyse (Kosten-Nutzen-Analyse) zur Vervollständigung der technischen Studien als Beitrag zur wirtschaftlichen Entwicklung Lettlands,
- Planung von sicheren, ökonomischen und langlebigen Hydraulik- und Terminalgebäudestrukturen
- Bewertung der Umweltbelastung jeder Alternative und Vorbereitung einer Umweltverträglichkeitsstudie für die gewählte Lösung
- Planung und Entwurf der Netzwerk- und Energietechnik,
- Einholung notwendiger Genehmigungen für die Errichtung des Terminals,
- Entwicklung eines Investmentprogramms und notwendiger Förderanträge für die Errichtung und Erhaltung des geplanten Terminals,
- Vorbereitung der Ausschreibungsunterlagen für die Errichtung des Terminals auf Grundlage der Vorschriften der International Federation of Consulting Engineers (FIDIC).

2 Anforderungen des Kreuzfahrt- und RoPax-Verkehrs an den Terminalbetrieb

2-1 Allgemeines

Kreuzfahrtschiffe transportieren immer, und RoPax-Schiffe meistens, Passagiere, die das Stadtzentrum Rigas besichtigen wollen. Deshalb ist es notwendig, das neue RoPax- und Kreuzfahrtterminal möglichst nah am Stadtzentrum zu errichten, mit den Zielen große Kreuzfahrt- und RoPax-Schiffe abzufertigen, einer größeren Anzahl von in- und ausländischen Passagieren Leistungen anzubieten sowie das Fracht- und Passagiervolumen mit den verschiedenen Transportsegmenten LKW, Anhängern, Bussen, PKW und Zügen abfertigen zu können.

2-2 RoPax-Terminal

RoPax-Terminals sind komplexe Transportsysteme für das Be- und Entladen von RoRo-Schiffen mit teilweise großen Kapazitäten für Passagiere (bis zu 2.000 Passagiere) und Platz, normalerweise gemessen in Lademetern (bis zu 2.500 Passagiere) für den Frachttransport.

Normalerweise treffen 80% der LKW 2 bis 3 Stunden vor Schiffsabfahrt und zusätzliche 5% 1 Stunde vor Schiffsabfahrt im Hafen ein. Ein RoPax-Schiff, z.B. 1.500-2.000 Lademeter, besitzt eine theoretische Kapazität von ca. 75 bis 100 LKW-Einheiten. Deshalb ist es wichtig, eine optimale Anzahl von Wartebereichen und -flächen in Verbindung mit dem Check-In-Gate, welches dieses Aufkommen optimal abfertigen kann, anzubieten. Gemäß den speziellen Verkehrsaufkommen für den Terminal, können die folgenden allgemeinen Gütergruppen in einem RoPax-Terminal abgefertigt werden, wobei sich ihre Proportionen und Anforderungen signifikant unterscheiden:

- Begleitete und unbegleitete Einheiten (allgemeine Güter auf Anhängern und LKW),
- RoRo-Einheiten (allgemeine Güter, Wechsellaufbauten, Container auf nicht für den Straßenverkehr zugelassenen Roll-Anhängern, Mafi, Kassetten, spezielle Fahrgestelle, etc.),
- Neue oder gebrauchte Fahrzeuge,
- PKW, Wohnwagen, Busse, Motorräder für den Passagierverkehr,
- Fußgänger (Nutzer des Terminal-Shuttle-Services, inkl. Fahrräder),

- StowRo-/ andere allgemeine Güter (ohne rollende Transportvorrichtungen)
- Geringe Anzahl von Containern.

Um das entsprechende Güteraufkommen umschlagen zu können, werden die folgenden Einrichtungen auf dem Terminal benötigt:

- Anleger- und Mooring-Einrichtungen, Befestigungen und / oder bewegliche landseitige Rampen,
 - Verkehrsbereiche (inkl. Fußgängerbereiche und Gangway-Anlage),
 - Unterstände für Fähren (RoRo-Garagen),
 - Vor-Lagerbereiche (inkl. Lagerbereiche für Gefahrgüter),
 - intermodales Terminal (Verladung von RoRo-Gütern zum Zug),
 - Verladeunterstände zur Langzeitlagerung,
 - Gate-Bereich und Terminalgebäude.
- Der Terminal muss Platz und Anlagen für terminalgebundene Leistungen bereitstellen, wie zum Beispiel:
- Dienstleistungsbereiche für Agenturen und Vertreter der Reedereien,
 - Büros und spezielle Bereiche für öffentliche Behörden (Zoll, Bundesgrenzschutz, Polizei, Bundesamt für Güterverkehr, Hafenbehörde, etc.),
 - Langzeit-Parkmöglichkeiten für Passagiere, Crew-Mitglieder, Terminal und Service-Personal,
 - Bereiche für Schiffsversorgung und -ausrüstung,
 - Einrichtungen für Sicherheit und Inspektion (Abtastausrüstung, Videoüberwachung, Wiegebrückenanlage, etc.),
 - Service-Bereiche (Wartungsanlagen, Parkmöglichkeiten für Terminausrüstung, Tankstelle, etc.),
 - Öffentliche Passagierbereiche (Wartebereiche, Waschräume, Bistro / Restaurant, Geschäfte, etc.).

2-3 Kreuzfahrterminal

Ein Kreuzfahrtschiff ist ein Passagierschiff, welches für Vergnügungsreisen genutzt wird, wobei das Schiff selbst sowie die Ausstattung des Schiffes Teil des Erlebnisses sind. Kreuzfahrten bilden mittlerweile einen maßgeblichen Anteil an der Tourismusindustrie mit mehreren Millionen Passagieren jährlich.

Kreuzfahrtschiffe verkehren zumeist auf sogenannten Roundtrip-Routen, bei denen die Passagiere an ihren Abfahrtsorten zurückkehren. Riga mit seiner historischen Altstadt überzeugt immer mehr Reedereien, die Stadt mit in ihre Ostsee-Reiseroute aufzunehmen, aber laut Informationen mehrerer Kreuzfahrtreisebüros in Riga kann es so gut wie ausgeschlossen werden, dass Riga ein Basishafen für Passagiere wird, die ihre Reise dort beginnen und beenden. Daher werden hier keine gewaltigen Terminalkapazitäten, wie Parkplätze, Gepäckkontrollstationen und Wartebereiche, wie bei einem Abfahrtskreuzfahrthafen benötigt.

Kreuzfahrtschiffe legen normalerweise für ca. 6 bis 8 Stunden im Hafen von Riga an, wobei die Passagiere meistens Bustouren in die Altstadt von Riga machen. Daher sind dementsprechende Parkmöglichkeiten für Busse in der Nähe des Kreuzfahrtschiffes notwendig. Des Weiteren sollten Unterstände im Fall von schlechtem Wetter zur Verfügung stehen, z.B. während ISPS-Kontrollen. Die Terminaloberfläche muss glatt befestigt sein, ohne Behinderungen und Löcher, um einen sicheren Zugang, besonders für ältere Leute, zu gewährleisten.

Weiterhin haben Kreuzfahrtagenturen herausgefunden, dass Bedarf an Terminalbereichen für Souvenirshops, einer Postfiliale und einer Tourist-Information besteht.

Die Mehrheit der Kreuzfahrtschiffe, die den Hafen von Riga anlaufen, verkehren unter dem Schengener Abkommen der EU. Deshalb müssen bei den meisten Kreuzfahrten keine Grenzkontrollen durchgeführt werden. Kreuzfahrtschiffe produzieren mehrere Abfallströme, wie Abwasser, Grauwasser, Sondermüll, ölhaltiges Bilgewasser und festen Abfall. Deshalb müssen Anlagen und Dienstleistungen für eine saubere Abfallentsorgung am Terminal gewährleistet werden. Weiterhin muss sichergestellt sein, dass die Kreuzfahrtschiffe am Terminal mit Frisch- und Bunkerwasser, Treibstoff sowie Verpflegung ausgestattet werden können.

3 Entwicklung des Terminal-Layouts

3-1 Verkehrsprognose

Gemäß der allgemeinen Tendenz der Steigerung des Güterumschlags über Seehäfen, zeigt die Verkehrsprognose für den Hafen Riga in Abbildung 3 die prognostizierten Frachteinheiten und in Abbildung 4 das zu erwartende RoPax-Passagiervolumen. Die potentielle Entwicklung des zukünftigen Verkehrsaufkommens wird in zwei verschiedenen Entwicklungsszenarien angegeben, d.h. Basis- und Extremwert, welche die Zeitperiode vom Jahr 2008 bis zum Jahr 2030/2025 abdecken.

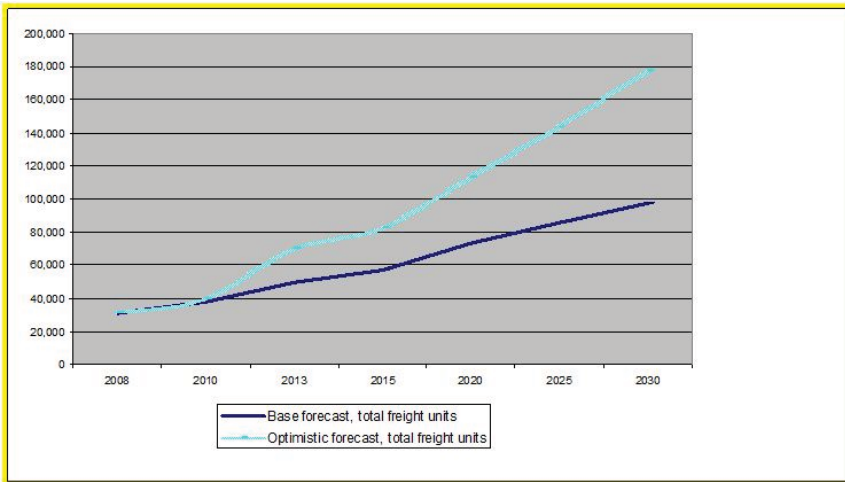


Abb. 3: Prognose der Frachteinheiten, Grundprognose und optimistische Prognose, 2008-2030 (Frachteinheiten)

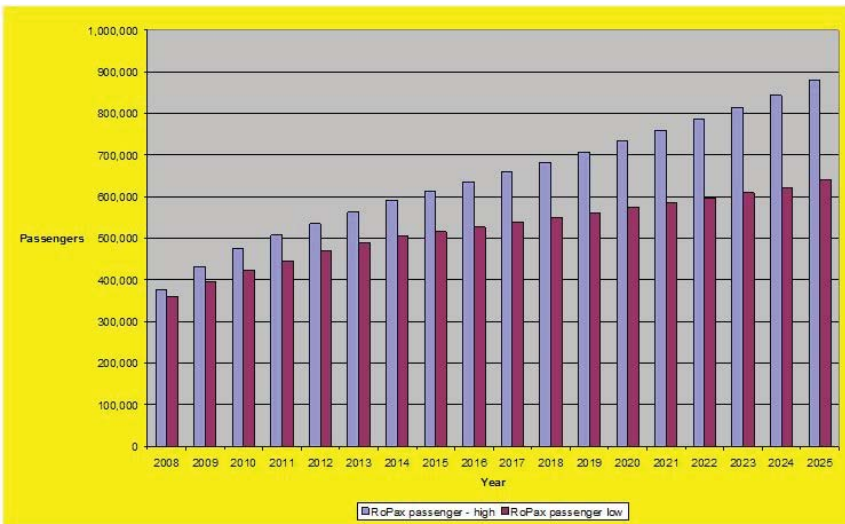


Abb. 4: Prognose des RoPax-Passagieraufkommens 2008-2025, Grundscenario und optimistisches Szenario

Hinsichtlich der gegenwärtigen weltweiten wirtschaftlichen Situation wurde entschieden, das mittlere Szenario für die weitere Hafenentwicklung anzuwenden.

3-2 Terminal-Anforderungen

Basierend auf den Szenarien zum Verkehrsaufkommen und in Hinblick auf die Kapazitäten der existierenden

Anleger, wurden Anforderungen an den Terminal hinsichtlich der Kreuzfahrt- und RoPax-Verkehre bestimmt. Die Terminal-Anforderungen dienen als Grundlage für die Layout-Alternative an den ausgewählten Terminal-Standorten. Die Anforderungen für die Entwicklung des Kreuzfahrt- und RoPax-Terminals sind in Tabelle 1 und 2 dargestellt.

	Large cruise berth	Medium/small size cruise berth
Number of berths finally required	1	2
Length of design ship	315 m	250 m
Beam of design ship	50 m	32.5 m
Draft of design ship	9.0 m	7.6 m
Air draft of design ship	57.4 m	40 m
Tonnage of design ship	140,000 GT	70,000 GT
Restricted apron area	25 m	25 m
Berth infrastructure	fresh / drinking water for bunkering and fire fighting	fresh / drinking water for bunkering and fire fighting
Apron access	via cruise terminal building	via sheltered gate access
Bus parking	35	22
Car parking	30	30
#1) Note: Air draft restricted to 57.4 m according to Freeport of Riga Regulations (Addendum 3)		

Tabelle 1: Kreuzfahrterminal-Anforderungen

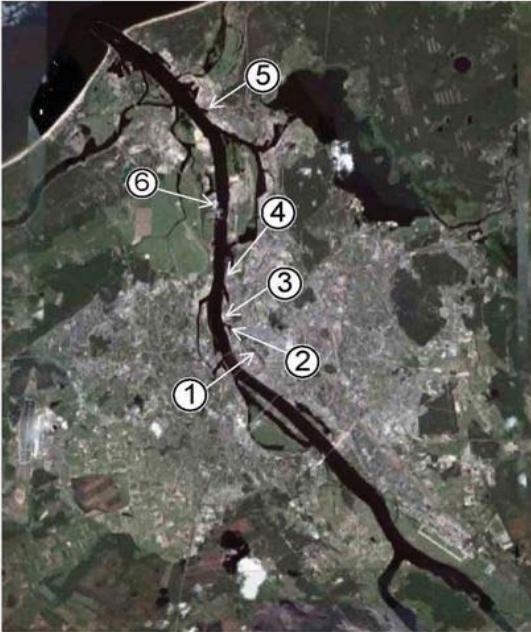
Traffic line direction		East-bound	North-bound
Pre-storage area near berth (unaccompanied)	m ²	15,000 - 26,000	19,000 - 21,000
Pre-storage area near berth (accompanied)	m ²	5,000 - 12,000	15,000 - 17,000
Roofed storage area	m ²	4,000 - 8,000	0
Intra terminal traffic areas	m ²	10,000 - 17,000	9,000 - 11,000
Access area berth	m ²	6,000 - 11,000	6,000 - 8,000
Total	ha	4.0- 6.2	4.9 - 5.7

Long-term parking	No.	130 - 180	
	m ²	3,250 - 4,500	
Short-term parking (for pax)	No.	2	25
	m ²	50	625
Short-term parking (for cargo)	No.	20	5
	m ²	2,900	725
Public transport parking (bus, taxi)	No.	1	12 - 16
	m ²	100	1,200 - 1,600
Staff parking	No.	14	16
	m ²	280	320
Drive-in dispatch	No.	1 (3)	4 (3)
Length of pre-storage lane	m	120- 150	120 - 150

Tabelle 2: RoPax-Terminal-Anforderungen

3-3 Standortauswahl / -bewertung

Es wurden verschiedene Standorte entlang des Flusses Daugava, welche als neue Terminal-Standorte in Frage kommen würden, besichtigt. Allgemeine Faktoren wie See- und Landzugänglichkeit, zur Verfügung stehende Fläche, existierende Infrastruktur und umweltfreundliche Eingliederung in die Umgebung wurden während dieser Standort-Besichtigungen in Hinblick auf ihre Konformität mit den geplanten Terminal-Aktivitäten ausgewertet. Um die Erfahrungen und Sichtweisen der verschiedenen beteiligten Parteien einfließen zu lassen, wurden mehrere Meetings organisiert, z.B. mit der Hafenbehörde „Freeport of Riga Authority“, der Abteilung Stadtentwicklung (u.a. Büro für die Entwicklung des Nord-Korridors), mit der städtischen Umwelt- und Verkehrsabteilung und mit Agenturen verschiedener Reedereien. Während dieser Meetings wurde über die möglichen Standorte des neuen Terminals in Hinblick auf ihre Vor- und Nachteile für die einzelnen beteiligten Parteien diskutiert. Ein Überblick über die besichtigten und untersuchten Standorte ist in Abb. 5 dargestellt.



- ① Riga historical centre
- ② Andrejosta (area current Riga Passenger Terminal)
- ③ Andrejsala
- ④ Eksportosta (Riga Coal Terminal)
- ⑤ Pas Terminals Vecmilgravis (Riga RoRo terminal)
- ⑥ Left River Bank of the Daugava (i.a. Volerie Territory)

Abb. 5: Überblick der untersuchten Standorte im Rahmen der Standortauswahl

Zur Bestimmung von zwei möglichen Alternativen des geplanten RoPax- und Kreuzfahrtterminals wurden im Rahmen der Standortauswahl die folgenden Kategorien definiert:

- Attraktivität als Kreuzfahrt-Destination,
- Straßenanbindung,
- Seeseitige Anbindung,
- Terminal-Entwicklung,
- Grunderwerb,
- Umweltverträglichkeit.

Die Vor- und Nachteile jedes Standortes wurden gewichtet und bewertet.

Als Ergebnis ergaben sich die folgenden beiden Alternativen durch Vergleich der einzelnen Kriterien:

- Alternative 1: Eksportosta (Kreuzfahrt- und RoPax-Terminal) und
- Alternative 2: Voleri (Kreuzfahrtterminal) und Vecmilgravis (RoPax-Terminal).

3-4 Layout und Entwurfsplanung der ausgewählten Terminal-Standorte

Als Ergebnis des Prozesses der Standortauswahl /und -bewertung und der Wirtschafts- und Finanzanalyse beider Alternativen hinsichtlich ihrer Realisierbarkeit, wurde Alternative 1: Eksportosta als kombinierter RoPax- und Kreuzfahrtterminal ausgewählt.

Basierend auf den Anforderungen an den Umschlag von RoPax- und Kreuzfahrtschiffen, wurden Terminal-Layouts für den ausgewählten Standort entwickelt. Diese Entwicklung der wird mit dem vorhergesagten

Verkehrsaufkommen schrittweise wie folgt angefertigt:

- International Standards für Passagier-Terminals (inkl. RoPax-Terminals),
- Einhaltung des Schengener Abkommens,
- Anforderungen an Nicht-Schengener-Verkehre,
- Einhaltung des ISPS-Codes,
- Bestimmung einzelner Zonen im Terminalbereich, unter Berücksichtigung verschiedener Anlegerbelegungen (für Ro-Pax- und Kreuzfahrtschiffe),
- Entwurfskonzept für alle generellen marinen Bauten (Anleger, Fender, Mooring-Anlagen und Sicherheitsausrüstung, Kommunikation),
- Entwurfskonzept für interne Versorgung mit Wasser und Energie,
- Entwurfskonzept für das Terminalgebäude.

Um eine realisierbare und kosteneffiziente Hafeninfrastrukturentwicklung sicherzustellen, wurden folgende Aspekte tiefgründig geprüft und ausgewertet, um das Terminal-Design zu entwickeln:

- Planung von externen Zugangsstraßen, d.h. zwischen Terminalbereich und vorhandenem städtischem Verkehrsnetz,
 - Einfluss des durch den terminal ausgelösten Verkehrsaufkommens auf das städtische Verkehrsnetz,
 - Auswertung einer potentiellen zukünftigen Errichtung eines intermodalen Terminals und Zuanbindung zu den Anlegern,
 - Planung wichtiger Netzanbindungen (Abwasser, Wasserversorgung, Elektrizität, Telekommunikation) auf dem Terminalgebiet entlang der vorgeschlagenen Straßen und der Anlegenseite unter Berücksichtigung der vorhandenen Netzwerke und potentieller Anbindungen an städtische Netzwerke,
 - Planung der erforderlichen Kaikonstruktion auf Grundlage der allgemeinen Computer-Analyse für Grundlasten (Eigenlast, Verkehr, etc.)
 - Bestimmung der notwendigen Rekonstruktionsmaßnahmen für die weitere Nutzung und Effizienz der Kaikonstruktion,
 - Planung der Terminalgebäude, Oberfläche sowie Netzwerk- und Energietechnik,
 - Planung Versorgungsnetzwerke außerhalb des Terminalbereiches, inkl. Kontrolle der Netzwerkinformationen,
 - Bestimmung erforderlicher Nassbaggerarbeiten (Wassertiefe, Bedienbereiche, Wendebecken).
- Die geplante schrittweise Entwicklung der Vorzugsvariante in Eksportosta in der Nähe des Stadtzentrums ist in Tabelle 3 dargestellt. Das Layout für den ersten Entwicklungsschritt ist in Abbildung 6 dargestellt.

Berth	Start of construction work	Proposed start of berth operation
Cruise berth 1	6 / 2011	6 / 2013
RoPax berth 1		
RoPax berth 2		
Cruise berth 3	4 / 2016	4 / 2018
RoPax berth 2 extension		

Tabelle 3: geplante schrittweise Terminal-Entwicklung

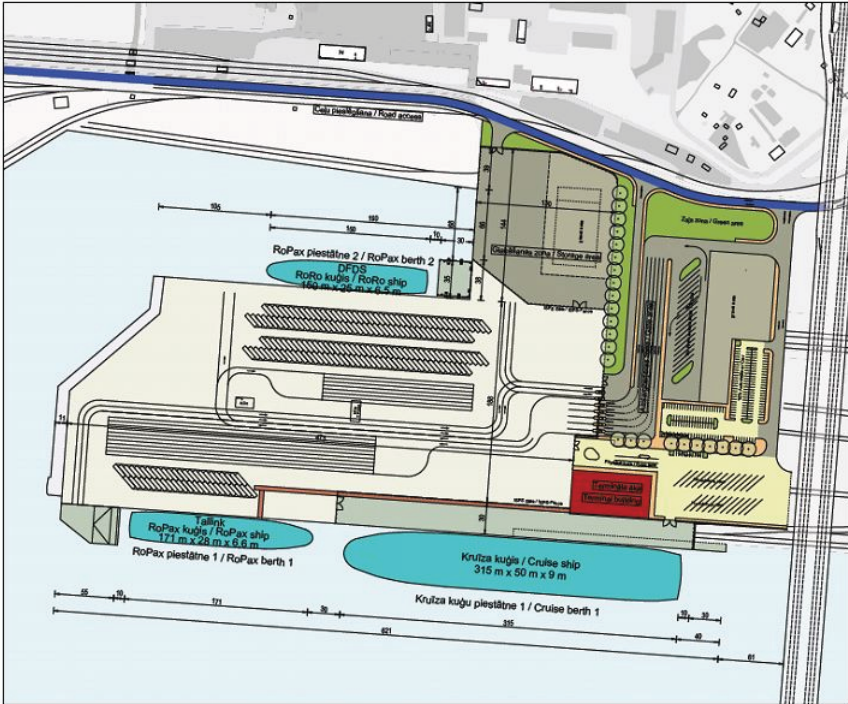


Abb. 6: Terminal-Layout – Erster Entwicklungsschritt

4 Schlussfolgerung

Im Rahmen der Stadtentwicklung Rigas und den Bemühungen, die Hafentätigkeiten außerhalb des Stadtzentrums anzusiedeln, wurde der Standort Eksportosta ausgewählt und wird zum notwendigen RoPax- und Kreuzfahrtterminal entwickelt. Die existierenden Infrastrukturanlagen werden durch neue Anleger, Terminalbereiche und Terminalgebäude schrittweise um ca. 20 ha innerhalb einer Zeitspanne von ca. 25 Jahren erweitert.

Um eine nachhaltige und erfolgreiche Hafenentwicklung zu garantieren, basiert die Planung und Umsetzung der Hafenerweiterung auf detaillierten Verkehrsprognosen, Umweltverträglichkeitsstudien und alternativen Layout-Entwicklungen, sowie Kosten-Nutzen-Analysen.

Durch den ausgewählten Standort und die Terminal-Layoutentwicklung entstehen Synergien bezüglich der Bauarbeiten und des Terminalbetriebs der beiden Marktsegmente Kreuzfahrt und RoPax.

Eksportosta erfüllt die Anforderungen an die außergewöhnlichen Hinterland-Anbindungen, die durch die RoRo-Anlage hervorgerufenen Verkehr entstehen und bietet außerdem einen schnellen Zugang zu der gut erhaltenen Altstadt Rigas, welche sowohl für Kreuzfahrt- als auch für RoPax-Passagiere attraktiv ist.

Frau Dr.-Ing. Bärbel Koppe
Bärbel Koppe, Wolfgang Hurtienne

Klimaänderung und Seehäfen – Einflüsse und Anpassungsmaßnahmen

Bärbel Koppe, Wolfgang Hurtienne

1. Einleitung

Technische Infrastrukturen können durch Klimawandel erheblich und nachhaltig beeinträchtigt werden. Die mit dem Klimawandel verbundenen Auswirkungen werden voraussichtlich räumlich und zeitlich ausgedehnt sein und kostenintensive Investitionen erforderlich machen.

Bereits heute werden global und regional signifikante Klimaänderungen beobachtet und eine weitere Zunahme der Veränderungen wird mittel- und langfristig erwartet. Aus diesem Grund sollten Seehäfen die Anpassung von Schutzbauwerken, Terminals, Hinterlandanbindungen und anderen Infrastrukturen sowie Hochbauten und Umschlagsgaräten an örtlich zu erwartende Klimaänderungen so früh wie möglich in ihre Planungen einschließen. Das Technical Committee Port Planning and Development der International Association of Ports and Harbors (IAPH) plant im Jahr 2011 die Herausgabe eines Leitfadens für Anpassungsmaßnahmen von Seehäfen an den Klimawandel, deren Grundlagen von den Autoren des vorliegenden Beitrags erarbeitet wurden. Der Leitfaden soll Hafenverwaltungen, Hafenplanern und Terminalbetreibern dazu dienen, relevante Einflüsse des Klimawandels auf den Bau und Betrieb von Seehäfen zu erkennen und entsprechende Anpassungsmaßnahmen zu entwickeln und umzusetzen.

2. Beobachtete und zukünftig zu erwartende Klimaänderungen

Das International Panel on Climate Change (IPCC) ist die führende wissenschaftliche Organisation zur Abschätzung des Klimawandels, gegründet durch das Umweltprogramm der Vereinten Nationen (UNEP) und der Weltorganisation für Meteorologie (WMO). Das IPCC trägt die Ergebnisse der Forschungen unterschiedlicher Disziplinen zusammen und fasst im Abstand von fünf bis sechs Jahren Wissensstandberichte, die sogenannten IPCC Assessment Reports. Der aktuelle 4th IPCC Assessment Report wurde im Jahr 2007 veröffentlicht. Der kommende Bericht wird für das Jahr 2013 erwartet.

Die Auswertung der weltweiten Klimabeobachtungen der letzten 50 bis 100 Jahre zeigen deutliche Änderungen der globalen und regionalen Luft- und Meeresspiegelschnitttemperatur, des Meeresspiegelanstiegs (Abb. 1) und der Niederschlagsverteilung. Darüber hinaus sind ein Rückgang der Ausdehnung des arktischen Meereises, des Gletschervolumens und der Schneebedeckung in den Bergen sowie ein Zuwachs der Tautiefe von Permafrostböden zu verzeichnen. Weitere und verstärkte Änderungen charakteristischer Klimagrößen werden für das 21. Jahrhundert erwartet. Und auch über das 21. Jahrhundert hinweg ist von einer Fortführung des Klimawandelprozesses auszugehen, wobei die Ungenauigkeit der Prognosen bei längerer Vorhersagezeit zunimmt. (IPCC, 2007a; IPCC, 2007b)

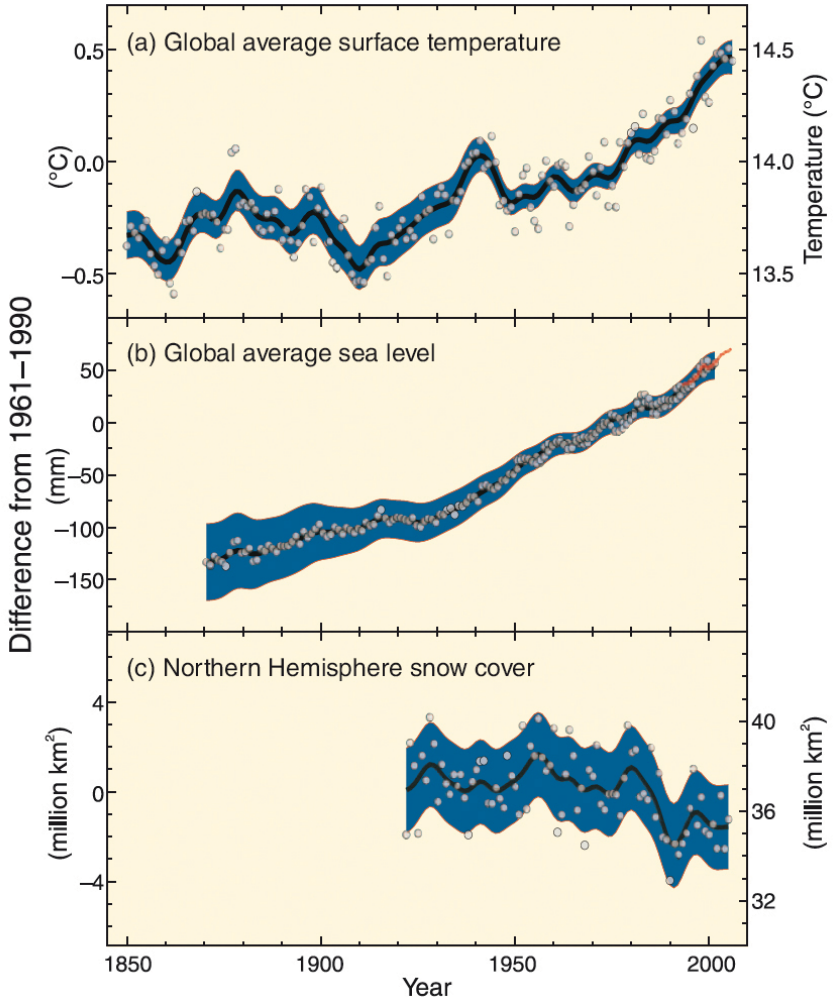


Abb. 1: Auswertung von Messdaten des zeitlichen Verlaufs der globalen Durchschnittstemperatur an der Erdoberfläche, des durchschnittlichen globalen Meeresspiegels sowie der Schneebedeckung der nördlichen Erdhalbkugel (IPCC, 2007b)

Die Berechnungen zum Klimawandel basieren auf Szenarien zum Ausstoß von Treibhausgasen, den sogenannten IPCC-Emissionsszenarien. Auf diesen Annahmen zum zukünftigen Ausstoß von CO₂-Äquivalenten basieren die globalen aber auch die regionalen Klimamodellrechnungen. Zudem werden bei der Berechnung regionaler Klimamodelle die Ausgangs- und Randbedingungen aus den größer aufgelösten globalen Modellrechnungen angesetzt. In Abb. 2 sind die im aktuellen Wissensstandbericht des IPCC angesetzten IPCC-Emissionsszenarien sowie die auf deren Basis berechneten Entwicklungen der globalen Erwärmung dargestellt.

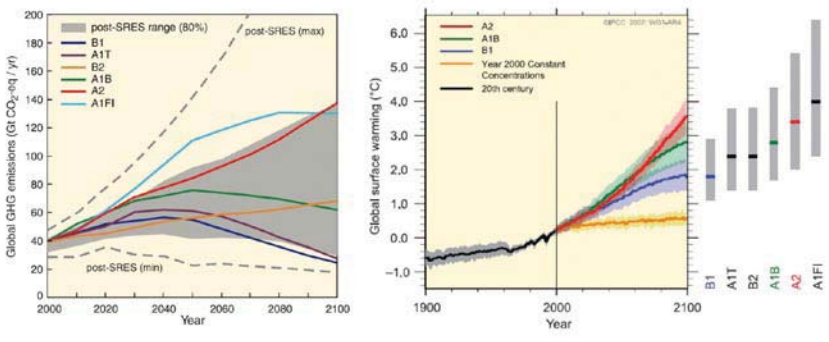


Abb. 2: Globale Treibhausgasemissionsszenarien – IPCC-Szenarien – in GtCO₂-Äquivalente pro Jahr sowie vom jeweilig angesetzten Szenario abhängige Modellergebnisse zur Entwicklung der globalen Durchschnittstemperatur (IPCC, 2007b)

Die Klimabeobachtungen wie auch die Modellrechnungen weisen darauf hin, dass für die Planung und den Betrieb von technischen Infrastrukturen relevante Klimaänderungen weltweit zu erwarten sind, die jedoch regional durchaus unterschiedliche Ausprägungen besitzen werden. Insofern ist es erforderlich, für Planung, Bau und Betrieb von Anlagen in Seehäfen Informationen zu den regional zu erwartenden Klimaänderungen einzuholen. Informationen zum Klimawandel im norddeutschen Raum sind z.B. in den Veröffentlichungen und auf den Internetseiten des Norddeutschen Klimabüros zu finden (NK, 2011), einer gemeinsamen Einrichtung des Helmholtz-Zentrum Geesthacht und des KlimaCampus der Universität Hamburg.

3. Klimawandel und Seehäfen - Restriktionen

Schwierigkeiten bei der Einbeziehung von Aspekten des Klimawandels in Planung, Bau und Betrieb von Seehäfen sind vielfältig. Auf einige maßgebliche Aspekte wird im Folgenden kurz eingegangen.

3.1 Unterschiedliche Planungs- und Prognosehorizonte

Da die Variabilität des Klimas keine kurzen Vorhersagezeiträume zulässt, beziehen sich Szenario basierte Klimaänderungsprognosen auf Zeitspannen von Dekaden bis Jahrhunderten. Im Gegensatz dazu sind Masterpläne von Seehäfen zumeist für einen Zeitraum von höchstens 15 bis 20 Jahren ausgelegt, nicht zuletzt wegen der ebenfalls kurzen Planungshorizonte der Industrie von selten über 15 Jahren. Gemäß einer umfangreich angelegten Befragung der Stanford University zu Anpassungsmaßnahmen von Seehäfen an den Klimawandel, an der 93 Seehäfen weltweit teilnahmen, betragen die Planungshorizonte der überwiegenden Anzahl der Häfen 5 bis 10 Jahre (Becker, 2010).

Insofern liegt die Annahme nahe, dass das Thema Klimaänderung nicht einmal für die weitreichendsten Pläne in Seehäfen relevant sein könnte. Hierbei wird jedoch übersehen, dass die Planungshorizonte zumeist deutlich kürzer als die geplante Lebensdauer von Hafenanlagen sind. Hafenbezogene Infrastrukturen weisen überwiegend Lebensdauern von 30 bis 60 Jahren auf, Schutzanlagen erreichen sogar Lebensdauern von 100 oder mehr Jahren (Tab. 1). Somit müssen viele der heute geplanten und gebauten Bauwerke nicht nur den heutigen Belastungen standhalten, sondern auch denjenigen die in 20, 60 oder sogar 100 Jahren wirken werden.

Tab. 1: Planungshorizonte (grün) sowie geplante Lebensdauern von hafenbezogenen Suprastrukturen (hellblau) und Infrastrukturen (dunkelblau)

nach ¹Becker, 2010; ²BSI, 1988; ³AASHTO, 1993; ⁴ROM, 1994; ⁵Thoresen, 2003

Hafenplanung / Supra- und Infrastruktur	Planungshorizont / Lebenszeit in Jahren									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Übliche Planungshorizonte in Hafen-Masterplänen ¹	■									
Längste Planungshorizonte in Hafen-Masterplänen ¹	■	■								
Terminal- und Hafensuprastruktur ^{2,3}	■	■	■							
Straßen- und Terminalbefestigungen ^{3,4}	■	■	■	■						
Liegeplätze für spezielle industrielle Nutzer ⁵	■	■	■	■	■					
Offene Kai Konstruktionen, Piers ²	■	■	■	■	■	■				
Trockendocks ²	■	■	■	■	■	■	■			
Küstenschutzbauwerke ²	■	■	■	■	■	■	■	■		
Kaimauern ²	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
Hochwasserschutzbauwerke ^{2,5}	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Wellenbrecher ⁵	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

3.2 Mangel an planungsrelevanten Angaben zum Klimawandel

Modellergebnisse zum Klimawandel liegen überwiegend in globalem Modellmaßstab vor, für Planungsaufgaben werden jedoch wegen der regionalen Variabilität des Klimawandels Ergebnisse auf regionaler Ebene benötigt. Zudem ist die Aussagekraft von Klimamodellrechnungen, global wie regional, aus folgenden Gründen begrenzt:

- Als Eingabesignal werden Treibhausgasemissionsszenarien verwendet. Insofern stellen die Berechnungen im eigentlichen Sinne keine Prognosen des zukünftigen Klimaverlaufs dar, sondern es werden Klimaverlaufsszenarien erstellt, die sich aufgrund von Annahmen hinsichtlich der von vielfältigen politischen und wirtschaftlichen Faktoren abhängigen Entwicklung des Treibhausgasausstoßes ergeben.
- Klimaprozesse sind hoch komplex, interaktiv und sensibel, und die Kenntnis ihrer physikalischen Grundlagen ist häufig nicht vollständig. Insofern sind viele, hierunter auch maßgebende, physikalische Prozesse nicht in den Berechnungsmodellen erfasst und entsprechend unscharf sind die Berechnungsergebnisse.

Der Meeresspiegelanstieg beispielsweise ist abhängig von einer Vielzahl von Faktoren, wie (IPCC, 2010):

- Thermische Ausdehnung des Meeres
- Schmelze von Gletschern und kleinen Eiskappen
- Schmelze von Eismassen in Grönland und der Antarktis
- Veränderungen der Meeresströmungen
- Änderungen des auf dem Land gebundenen Wasservolumens

Viele mit diesen Faktoren in Verbindung stehende Größen sind messtechnisch nur grob erfasst, wie der Wärmeinhalt der tieferen Meeresbereiche oder auch die bezüglich der Schmelzprozesse des Polareises wichtigen Größen Fjord-Bathymetrie, Sohlentopographie, Sohlenstruktur und Temperatur des angrenzenden Meerwassers (IPCC, 2010). Darüberhinaus erfassen die gängigen großen Klimamodelle keine großen Eisflächen oder Gletscher und Eiskappen (IPCC, 2010) und beziehen somit einige der für den Meeresspiegelanstieg maßgebenden Größen nicht ein.

3.3 Der Faktor des Ungewissen

Hydraulische, geotechnische und statische Prozesse sind dynamischer und stochastischer Natur und ihre Interaktion ist häufig komplex. Seit Mitte der 1990-er Jahre wurden probabilistische Methoden für den Entwurf von Bauwerken entwickelt, doch auch heute noch basiert die Bemessung von Hafenanlagen in der Praxis überwiegend auf deterministischen Verfahren. Deterministische Parameter werden nicht nur bei der Beschreibung von Lastannahmen hinsichtlich Wasserstände, Seegang und Strömungen sowie Verkehrs- und Eigenlasten angesetzt, auch wirtschaftliche und verkehrliche Prognosen werden in deterministische Parameter übertragen. Im Gegensatz dazu enthalten Aussagen zum Klimawandel in der Regel Angaben zur Wahrscheinlichkeit ihres Eintretens. Zudem ist mit der Weiterentwicklung der Mess- und Auswertetechnik von Klimadaten sowie der Modelltechnik zur Berechnung von Klimaprozessen auch auf längere Sicht von Änderungen in den Ergebnissen der Klimamodellrechnungen auszugehen.

Eine Einbeziehung des Klimawandels in Planungsprozesse bedeutet somit immer auch, dass Lastannahmen sich ändern können und dass sich Planungsprozesse flexibel an neue Informationen anpassen müssen. Insofern ist es sinnvoll, relevante Belastungsszenarien zu definieren und besonderen Wert auf anpassungsfähige und flexible Entwürfe zu legen, die auch unter geänderten Randbedingungen funktionsfähige und kostengünstige Lösungen bieten können.

3.4 Mangel an Problembewusstsein

In der bereits erwähnten Befragung der Stanford University zu Anpassungsmaßnahmen von Seehäfen an den Klimawandel (Becker, 2010) wurde unter anderem nach den wichtigsten drei Einflüssen des Klimawandels auf

den Hafenbetrieb gefragt. In Abb. 3 sind die Antworten in Form einer 'Wortwolke' wiedergegeben. Je größer die Schrifttype, desto häufiger ist der Begriff in der Befragung genannt worden. Hiernach liegt in den Seehäfen das Hauptaugenmerk auf dem Meeresspiegelanstieg, gefolgt von den Parametern Seegang, Hochwasser, Luftqualität, Sedimentation und Baggerei sowie Verschiebungen in den Märkten.

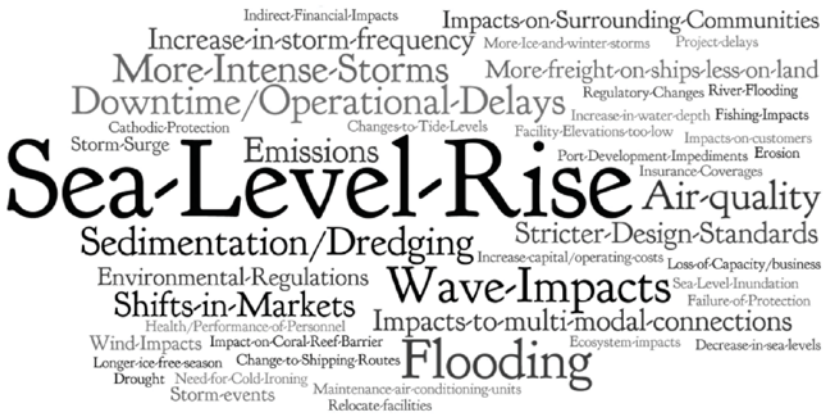


Abb. 3: Wichtigste Einflüsse des Klimawandels auf den Hafenbetrieb gemäß einer Befragung unter 93 Hafenverwaltungen weltweit – je größer die Schrifttype, desto häufiger wurde der Begriff in den Antworten genannt (Becker, 2010)

Auch wenn sich nur 34% der Befragten ausreichend über die für sie regional anzusetzenden Klimaänderungsparameter informiert fühlten, war doch der größte Teil von ihnen der Meinung, dass sie die Herausforderungen des Klimawandels in ihrem jeweiligen Hafen meistern könnten. Gemäß der Befragung haben viele Häfen bereits Maßnahmen zur Verminderung des Ausstoßes an Treibhausgasen unternommen, Anpassungsmaßnahmen an den Klimawandel selbst stehen jedoch noch nicht auf der Agenda. Insgesamt ist damit derzeit bei den für Planung, Bau und Betrieb von Seehäfen Zuständigen kein geschärftes Bewusstsein für die aus dem Klimawandel resultierenden Herausforderungen zu erkennen.

3.5 Finanzielle Aspekte

Die Wertschöpfung in Häfen beschränkt sich nicht allein auf die direkten wirtschaftlichen Vorteile, die insbesondere für Investitionen des Privatsektors ausschlaggebend sind, sondern auch auf die zusätzlichen indirekten Vorteile wie allgemeine Verstärkung der Handelstätigkeit, Zuwächse in den Produktionsmengen und in anderen handelsbezogenen Diensten. Der Bau und Betrieb eines Seehafens führt häufig zu einer wirtschaftlichen Umgestaltung einer ganzen Region. Diese hafenbedingten wirtschaftlichen Multiplikationseffekte sind der Hauptgrund für die direkten Investitionen der Öffentlichen Hand in Häfen. In Abhängigkeit vom Betriebsmodell werden die Investitionen vom öffentlichen oder privaten Sektor allein oder in Kooperation miteinander getätigt (Tab. 2). Langlebige Infrastrukturen wie Wellenbrecher, Schleusen und Küstenschutzanlagen sind in der Regel kostenintensiv und eine Kostendeckung kann nicht innerhalb der üblichen Laufzeiten für Kredite von bis zu 20 oder 30 Jahren erreicht werden. Aus diesem Grund sind private Investitionen in diesen Bereichen selten und öffentliche Gelder werden benötigt, die häufig unter der Annahme einer deutlichen Verbesserung der regionalen oder nationalen Wirtschaftsbedingungen getätigt werden.

Tab. 2: Öffentliche und private Verantwortlichkeiten in unterschiedlichen Betriebsmodellen von Seehäfen (World Bank, 2007)

Häfen / Aktivität	Hafenverwaltung	Nautisches Management	Nautische Infrastruktur	Hafeninfrastruktur	Suprastruktur (Ausrüstung)	Suprastruktur (Gebäude)	Umschlagsgeräte	Lorsendienste	Schlepperdienste	Festmacher-service	Begleiti-	Andere Dienste
Betriebshäfen (Public Service Port)												
Autonomer Hafen (Tool Port)												
Gewerbetshäfen (Landlord Port)												
Privatshäfen (Private Service Port)												
									in öffentlicher Hand			in privater Hand

In Zeiten knapper öffentlicher Kassen ist die Finanzierung kostenintensiver Maßnahmen häufig mit Schwierigkeiten verbunden und entsprechende Investitionen müssen mit tragfähigen wirtschaftlichen und technischen Daten hinterlegt werden. Dies steht im Widerspruch zu der Tatsache, dass Angaben zu den zu erwartenden Klimaänderungen besonders auf regionaler Basis immer noch ungenau und unsicher sind. Trotzdem ist eine Berücksichtigung von möglichen Änderungen klimabedingter Belastungsgrößen insbesondere bei Planung und Bau langlebiger Infrastrukturen wichtig und kann über längere Sicht zu bedeutenden Kosten- und Wettbewerbsvorteilen führen.

3.6 Entscheidungsprozesse in Seehäfen

Seit Beginn des Seehandels ist der Hafensektor von Veränderungen technischer, technologischer, rechtlicher und ökonomischer Art geprägt. Während der letzten Jahrzehnte stellten Globalisierung und Liberalisierung der Märkte die wichtigsten Herausforderungen der Hafenwirtschaft dar.

Mit dem erwarteten Klimawandel sind nun auch Änderungen umweltbedingter Parameter in Planung, Bau und Betrieb von Häfen einzubeziehen. In Entscheidungsprozessen zur Klimaanpassung von Seehäfen sind neben Experten der Bereiche Unternehmensstrategie, Finanzen, Investitionen und Risikomanagement, Hafenplanung und -entwicklung, Beschaffungswesen sowie Planung, Bau und Betrieb von Infra- und Suprastruktur auch externe Fachberater zur Abschätzung regional relevanter Klimaszenarien und deren Folgen für hafentreue naturräumliche Planungsparameter einzubeziehen. Insofern führt die Integration von Aspekten des Klimawandels in hafengebogene Planungen zu einer Erhöhung der Komplexität von Planungs- und Entscheidungsprozessen.

4. Klimawandel und Seehäfen – Vulnerabilität

Marine Anlagen sind wegen ihrer Lage im Übergangsbereich See - Land besonders empfindlich gegen Änderungen wasserbezogener Parameter wie Mittelwasserstand, Hochwasserstände, Tideregime, Seegang, Erosion und Akkumulation von Sedimenten, wasserbürtige Immigration von Tier- und Pflanzenarten, Salzgehalt und Säuregrad des Wassers. Darüber hinaus können Seehäfen direkt durch Änderungen der Temperatur, des Niederschlags und der Windverhältnisse beeinträchtigt werden, z.B. hinsichtlich der Energiebedarfe für Kühlzwecke, der Beständigkeit von Fahrbahndecken und Terminalbelägen, der Belastung von Drainagesystemen und der Stapelhöhe von Leercontainern.

Die folgenden Beispiele erläutern den Einfluss des Klimawandels auf den Bau und Betrieb von Seehäfen:

- Schlechte Untergrundverhältnisse erfordern oftmals umfangreiche Gründungsarbeiten. Eine Verbindung zwischen dem Klima und der Tragfähigkeit des Bodens besteht insbesondere in Permafrostregionen. Hier können Tauprozesse zu schwerwiegenden Gründungsproblemen führen.
- Die Eintrittswahrscheinlichkeit hoher Wasserstände kann durch einen Anstieg des mittleren Meeresspiegels erhöht werden, so dass höhere Wasserstände in der Bemessung des Hochwasserschutzes und somit der Bau kostenintensiver Hochwasserschutzanlagen auf neuen wie bestehenden Terminals und Lagerflächen sowie an Straßen- und Eisenbahnverbindungen erforderlich werden.
- Eine Erhöhung der Eintrittswahrscheinlichkeit hoher Windgeschwindigkeiten kann zu einem Anstieg der jährlichen Dauer starker Seegangbelastungen am Terminal und somit zu einer Verlängerung der Ausfallzeiten im Umschlagsbetrieb führen.

Die Anpassung von Seehäfen an den zu erwartenden Klimawandel erfordert eine sachgerechte Analyse der Sensitivität der einzelnen Hafensysteme und -anlagen für örtliche Klimaänderungsszenarien und eine Untersuchung ihrer Anpassungsmöglichkeiten unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Aspekte. Allgemeine Angaben zur Empfindlichkeit von Seehäfen gegen den Klimawandel sind nicht möglich. In einigen Fällen sind bereits heute mit dem Klimawandel in Verbindung stehende Schäden eingetreten, wie Gründungsprobleme bei steigenden Tautiefen in Permafrostböden. Andere Auswirkungen des Klimawandels werden die Hafenplanung und

den Hafenbetrieb in vielen Regionen erst zu einem späteren Zeitpunkt oder nie beeinflussen, weil kurz- und mittelfristig nur geringe Effekte zu erwarten sind oder die Vulnerabilität des 'Systems Seehafen' bezüglich des Trends der betrachteten Klimagröße nur gering ist.

Die Vulnerabilität eines Systems kann durch die drei Komponenten Belastung, Empfindlichkeit und Anpassungskapazität beschrieben werden. Die örtliche Belastungssituation ist anhand einer Untersuchung der regional zu erwartenden Einflüsse des Klimawandels zu definieren. Darauf folgend ist die Empfindlichkeit der einzelnen Hafenanlagen gegen die zu erwartenden Klimawandeleinflüsse zu analysieren. Nach Ermittlung der anfälligen Bereiche und Anlagen im Hafen folgt eine Untersuchung der Anpassungsmöglichkeiten im Bestand oder bei der Planung neuer Bauwerke und Betriebskonzepte.

Die folgenden Bereiche in Seehäfen können bei der Analyse unterschieden werden:

- Elementare Hafeninfrastruktur wie Zufahrtskanal, Hafeneinfahrt, Schutzbauwerke und Hinterlandanbindungen
- Operative Hafeninfrastruktur wie hafeninterne Zufahrtskanäle und Hafenbecken, Kaianlagen und hafeninterne Verkehrssysteme
- Hafenbezogene Suprastruktur wie Fahrbahndecken und Pflasterungen, Drainagesysteme, Lagerbereiche, Tankanlagen, Silos und Lagergebäude
- Hafenausrüstungen wie Umschlagsgeräte, Transport- und Lagerausrüstung

Im Folgenden wird beispielhaft auf klimabedingte Einflussfaktoren und mögliche Anpassungsmaßnahmen an den Klimawandel in Planung, Bau und Betrieb von Kaianlagen und Festmachedalben sowie Freilagerflächen eingegangen.

4.1 Kaianlagen und Festmachedalben

Kaimauern, Landebrücken und Dalben sind Konstruktionen die Schiffen zum Festmachen dienen und auf denen für den Ladungsumschlag entsprechende Anlagen und Geräte bereitgestellt werden. Dalben gehören generell zu den offenen Konstruktionen, wobei Kaimauern und Landebrücken als offene oder geschlossene Konstruktionen erstellt werden können. In Abb. 4 sind verschiedene Kaianlagentypen dargestellt. Zu den geschlossenen Konstruktionen gehören Schwergewichtsmauern und Spundwandbauwerke während offene Konstruktionen aus einer lastabtragenden Platte auf Stützen oder Pfählen bestehen. Der für einen Liegeplatz zu wählende Kaianlagentyp hängt vom umzuschlagenden Gut, den Verkehrslasten, der Wassertiefe und Wellenunruhe am Liegeplatz sowie von den örtlichen Bodenverhältnissen ab. Kaianlagen weisen in der Regel eine lange Lebensdauer von 60 oder mehr Jahren auf.

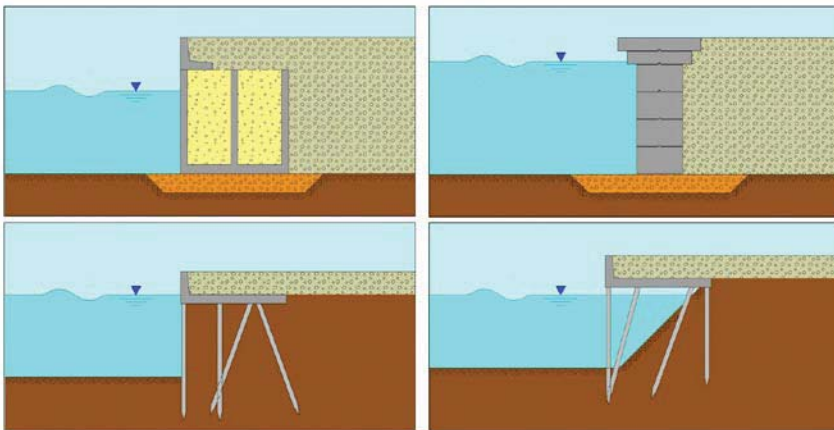


Abb. 4: Kaianlagen in Caissonbauweise, als Schwergewichtsmauer, in Spundwandbauweise oder als offene Pfahl gegründete Struktur

Die maßgeblichen Einflüsse des Klimawandels auf die Bemessung und den Betrieb von Kaianlagen sind in Tab. 3 aufgeführt. Auch wenn Änderungen des Windklimas unter Umständen einen signifikanten Einfluss insbesondere auf den Betrieb von Kaianlagen haben können, können sie wegen der aktuell noch sehr unsicheren Vorhersage

möglicher dem Klimawandel geschuldeter Windveränderungen nur schwer in die konkrete Bemessung einbezogen werden. Sinnvoll kann es jedoch sein, bei der Planung von Wellenschutzanlagen für Kai- und Liegeplätze entsprechende Änderungsszenarien in Betracht zu ziehen und dies, sofern wirtschaftlich vertretbar, auch bereits konkret in den Entwurf einzubeziehen.

Eine Größe die jedoch bereits konkret in der Planung von Kaianlagen zu berücksichtigen ist, ist der im kommenden Jahrhundert lokal zu erwartende Meeresspiegelanstieg, nicht zuletzt weil der Schutz gegen Überflutung in der Regel eine wichtige Bemessungsgröße von Kaianlagen darstellt. Sofern eine vorbeugende Erhöhung des Bauwerks als nicht wirtschaftlich angesehen wird oder aus funktionellen Gründen wie dem stufenlosen Anschluss an bestehende Flächen nicht sinnvoll ist, kann auch eine spätere Nachrüstung mit mobilen oder permanenten Hochwasserschutzwänden in Betracht gezogen werden. Entsprechende Maßnahmen sind jedoch bereits beim Bau der Anlage in Variantenvergleichen zu entwickeln und zu bewerten und die zu erwartenden erhöhten Lasten sind in der Bemessung der zu erstellenden Tragkonstruktion zu berücksichtigen, so dass eine spätere Nachrüstung einfach und kostengünstig ermöglicht wird.

Tab. 3: Einflüsse des Klimawandels auf Entwurf und Unterhaltung von Kaianlagen und Festmachedalben

Einfluss des Klimawandels	Chancen	Risiken
Anstieg der jährlichen Luftdurchschnittstemperatur		Erhöhung der Tautiefe von Permafrostböden und daraus resultierend Gründungsprobleme
Anstieg der jährlichen Wasserdurchschnittstemperatur		Anstieg der mikrobiellen Aktivität und somit Anstieg der mikrobiellen Korrosion in der Wasserwechsel-zone von Spundwänden Einwanderung neuer Arten, die potentiell zu höheren Alterungsraten von Holzelementen wie Dalben führen können
Abnahme der Anzahl der Tage mit Temperaturen unter dem Gefrierpunkt	Verringerung der Eislasten	
Anstieg der minimalen Lufttemperatur	Verringerung der Eislasten	
Anstieg der jährlichen Niederschlagsmenge		Anstieg des Grundwasserstands und somit Anstieg des aktiven Erddrucks an geschlossenen Konstruktionen
Anstieg der Häufigkeit von Sturmereignissen		Anstieg der Anzahl an Flutereignissen am Liegeplatz und folglich Anstieg der betrieblichen Ausfallzeit
Anstieg der Sturmintensität		Anstieg der Höhe von Sturmhochwasserständen am Liegeplatz und somit Anstieg der betrieblichen Ausfallzeit infolge Überflutung des Liegeplatzes
Intensivierung des Wellenklimas infolge höherer Windgeschwindigkeiten		Anstieg der Wellenunruhe am Liegeplatz und somit Anstieg der betrieblichen Ausfallzeit
Änderungen des Anlaufwinkels von Wellen infolge einer Änderung der Windrichtungsverteilung	Potentielle Verringerung der Stundenzahl mit kritischer Wellenunruhe am Anleger und somit Verringerung der betrieblichen Ausfallzeit	Potentieller Anstieg der Stundenzahl mit kritischer Wellenunruhe am Anleger und somit Anstieg der betrieblichen Ausfallzeit
Windabhängige Änderungen des Wasserstands infolge Änderungen der Windgeschwindigkeit und der Windrichtungsverteilung	Potentiell geringeres Überflutungsrisiko am Anleger	Potentiell höheres Überflutungsrisiko am Anleger
Anstieg des Wasserspiegels als direkte Folge eines Meeresspiegelanstiegs		Erhöhung des Überflutungsrisikos und somit Anstieg der betrieblichen

		Ausfallzeit und der potentiellen Überflutungsschäden
Anstieg des Salzgehaltes		Anstieg der Korrosionsrate von Stahl- und Betonelementen wie Spundwandkonstruktionen und Schwergewichtsmauern
Verringerung des Salzgehaltes	Verringerung der Korrosionsrate von Stahl- und Betonelementen wie Spundwandkonstruktionen und Schwergewichtsmauern	
Versäuerung		Anstieg der Korrosionsrate von Stahl- und Betonelementen wie Spundwandkonstruktionen und Schwergewichtsmauern

4.2 Freilagerflächen

Wasserbeständige Güter wie Kohle, Erz, Holz und Kies sowie Container und teilweise PKWs und Nutzfahrzeuge werden in Seehäfen unter freiem Himmel gelagert (Abb. 5). Die Freilager sind mit Oberflächenbefestigungen, Drainagesystemen und teilweise mit Stützmauern zum Lagern von Schüttgütern versehen. Auch wenn die Waren resistent gegen atmosphärische Belastungen sind, können extreme Hitze, Niederschläge und Windgeschwindigkeiten Probleme bereiten. Änderungen der mittleren Witterungsbedingungen können zudem die Lagerbedingungen beeinflussen. Die Luftfeuchtigkeit spielt zum Beispiel bei der Lufttrocknung von Holz eine Rolle und höhere mittlere Lufttemperaturen erfordern größere Energiemengen beim Betreiben von Kühlcontainern. Die wichtigsten Klimaeinflüsse auf Freilagerflächen sind in Tab. 4 aufgeführt.



Abb. 5: Freilagerflächen im Hamburger Hafen (Fotos: M.W. Jürgens, Hamburg)

Tab. 4: Einflüsse des Klimawandels auf Entwurf und Unterhaltung von Freilagern

Einfluss des Klimawandels	Chancen	Risiken
Anstieg der jährlichen Luftdurchschnittstemperatur	Potentiell bessere Bedingungen für die Lufttrocknung von Holz	Höherer Energieverbrauch von Kühlcontainern Einwanderung neuer Arten die potentiell zu Schädigungen an Lagerholz führen können Erhöhung der Tautiefe von Permafrostböden und daraus resultierend Gründungs- und Setzungsprobleme
Anstieg der maximalen Lufttemperatur		Höherer Energieverbrauch von Kühlcontainern
Abnahme der Tagesanzahl mit Temperaturen unter dem Gefrierpunkt	Weniger Schnee und Eis auf den Lagerflächen und somit bessere Verkehrsbedingungen auf den Lagerflächen	Höherer Energieverbrauch von Kühlcontainern Erhöhung der Tautiefe von Permafrostböden und daraus resultierend Gründungs- und Setzungsprobleme
Anstieg der jährlichen Niederschlagsmenge		Längere Lagerzeiten für die Lufttrocknung von Holz
Abnahme der jährlichen Niederschlagsmenge	Kürzere Lagerzeiten für die Lufttrocknung von Holz	
Anstieg der Starkregenintensität		Anstieg des Risikos von Drainageausfällen und somit der Überflutungsgefahr auf Lagerflächen
Anstieg der Intensität von Hagelschauern		Anstieg des Schadensrisikos in Freilagern für Fahrzeuge
Anstieg der Sturmintensität		Anstieg der Gefahr des 'Verwehens' von Gütern im Freilager; dies betrifft nicht nur Schüttgüter sondern auch Container, insbesondere Leercontainer (Gegenmaßnahme Reduzierung der Stapelhöhe)

5. Zusammenfassung

Wegen ihrer Lage im Übergangsbereich zwischen Land und Meer können Seehäfen in besonderer Weise von den Auswirkungen des Klimawandels betroffen sein. Zur Gewährleistung einer langfristig tragfähigen Kostenentwicklung bei Investitionen in und im Betrieb von Seehäfen ist es wichtig, dass die erwarteten Prozesse und Einflüsse des Klimawandels von Hafenplanern, Hafenverwaltungen, Terminal- und Anlagebetreibern verstanden und in ihren Planungen adäquat berücksichtigt werden.

Bei der Bewertung von Einflüssen des Klimawandels und deren Einbeziehung in Prozessen in Seehäfen bestehen vielfältige Restriktionen, wie unterschiedliche Planungs- und Prognosehorizonte, Mangel an planungsrelevanten Informationen zum Klimawandel, Umgang mit Unsicherheiten, Mangel an Problembewusstsein, finanzielle Engpässe und komplexe Entscheidungsprozesse. Um trotz dieser Widrigkeiten eine sinnvolle Berücksichtigung relevanter Klimawandeleinflüsse zu erzielen, ist eine dreistufige Vorgehensweise angeraten:

1. Analyse der am betrachteten Hafenstandort zu erwartenden Auswirkungen des Klimawandels und Definition maßgebender Änderungsszenarien verschiedener klimatischer, hydraulischer, sedimentologischer und geotechnischer Parameter
2. Analyse der Empfindlichkeit der einzelnen Anlagen des betrachteten Hafens gegen die definierten Einflüsse des Klimawandels
3. Analyse von Anpassungsmöglichkeiten von gegen Auswirkungen des Klimawandels empfindlicher Hafenanlagen unter Berücksichtigung technischer, zeitlicher und wirtschaftlicher Aspekte

Auf der Basis dieses Vorgehens können angemessene, kostengünstige und nachhaltige Anpassungsmethoden an den Klimawandel entwickelt und erfolgreich in Planung, Bau und Betrieb von Seehäfen eingeführt werden.

Danksagung

Die Arbeiten an der dem vorliegenden Beitrag zugrunde liegenden Studie 'Seaports and Climate Change – Impacts and Adaptation Measures' wurden fachlich begleitet vom Technical Committee Port Planning and Development der International Association of Ports and Harbors (IAPH). Die Autoren bedanken sich für die fachliche Unterstützung.

Schrifttum

AASHTO, 1993: Guidelines for pavement design. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Virginia Department of Transportation, Pavement Design and Evaluation Section.

Becker, A., 2010: Impacts of climate change on seaports: A survey of knowledge, perceptions, and planning efforts among port administrations. Stanford University.

BSI, 1988: Maritime Structures, BS 6349, British Standards Institution (BSI), London.

IPCC, 2010: Workshop Report: IPCC Workshop on Sea Level Rise and Ice sheet Instabilities [Stocker, Th., Dahe, Q., Plattner, G.K.; Tignor, M.; Allen, S.; Midgley, P. (Hrsg.)]. Kuala Lumpur, Malaysia, 21. – 24. Juni 2010. WGI Technical Support Unit, c/o University of Bern.

IPCC, 2007a: Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Solomon, S., Dahe, Q.; Manning, M.; Chen, Z.; Marquis, M.; Averyt, K.B. ; Tignor, M.; Miller, H.L. (Hrsg.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 996 Seiten.

IPCC, 2007b: Climate Change 2007: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, Pachauri, R.K and Reisinger, A. (Hrsg.)]. IPCC, Geneva, Switzerland, 104 Seiten.

NK, 2011: Informationen auf der Internetseite des Norddeutschen Klimabüros:
<http://www.norddeutsches-klimabuero.de>.

ROM, 1994: Guidelines for the design and construction of port pavements (ROM 4.1). Recommendation for Maritime Works (ROM), Puertos del Estado, Madrid.

Thoresen, C.A., 2003: Port designer's handbook – recommendations and guidelines. Thomas Telford Books, London.

World Bank, 2007: Port Reform Toolkit, second edition. The International Bank for Reconstruction and Development / The World Bank, Washington.

Die Entwicklung fugenloser Kaimauern

Herr Dipl.-Ing. Karl Morgen

Herr Dr.-Ing. Karl Morgen, Herr Dipl.-Ing. Harald von Thaden

Dieser Beitrag lag zum Redaktionsschluss nicht vor

Stahlspundwände

Neuer Wellenbrecher & LNG-Terminal
Hafen Swinemünde | Polen

STAHLSPUNDWÄNDE
MADE IN LUXEMBOURG
100
JAHRE



In Zusammenarbeit mit Bauherren, Planern und insbesondere den Baufirmen bietet ArcelorMittal mit ihrer weltweit komplettesten Spundwandpalette den Tief- und Wasserbauern unbegrenzte Möglichkeiten zur Entwicklung und Umsetzung innovativer, stand sicherer und höchst wirtschaftlicher Lösungen.

Durch die Unterstützung unserer Technischen Büros in den Planungs-, Angebots- und Ausführungsphasen werden, dauerhafte, gebrauchstaugliche sowie sichere und widerstandsfähige Bauvorhaben verwirklicht.



ArcelorMittal

ArcelorMittal Commercial Long Deutschland GmbH
T +49 (02331) 3709-41 | spundwand@arcelormittal.com

ArcelorMittal Commercial RPS S.à r.l.
Spundwand | 66, rue de Luxembourg | L-4221 Esch/Alzette | Luxembourg
T +352 5313 3105 | F +352 5313 3290 | www.arcelormittal.com/spundwand



DIE WELT WÄCHST ZUSAMMEN.

Warenströme verbinden in einem immer stärkeren Ausmaß unsere Welt.

Die Hamburger Hafen und Logistik AG (HHLA) gestaltet diesen Prozess aktiv und vorausschauend. Mit effizienten Containerterminals, leistungsstarken Transportsystemen, umfassenden Logistikdienstleistungen und ihren Logistikimmobilien bildet die HHLA ein komplettes Netzwerk zwischen Überseehafen und europäischem Hinterland. www.hhla.de



Frau Dipl.-Ing. Marie Naulin

Oumeraci H. (Leichtweiß-Institut für Wasserbau (LWI)), Technische Universität Braunschweig), Oumeraci H., Burzel A., Dassanayake D.R., Gönnett G., Jensen J., Kortenhaus A., Mudersbach C., Naulin M., Pasche E., Sossidi K., Thumm S., Ujeyl G., Wahl T.

ABSTRACT

Extreme storm surges have led to major damages also along the German coastline. The joint research project "XtremRisk" was initiated to improve the understanding of risk-related issues associated with extreme storm surges and to quantify the flood risk for two pilot sites at the open coast and in an estuarine area under present and future climate scenarios. In this context, an integrated flood risk analysis is performed based on the source-pathway-receptor concept. This paper describes the structure of the project, the methodology of the subprojects, and first results exemplarily for Hamburg Wilhelmsburg. The results of the flood risk analysis will also be used to define appropriate flood risk mitigation measures for the prospective end-users.

1. EINLEITUNG

Sturmfluten haben in der Vergangenheit immer wieder zu Schäden entlang der deutschen Küsten geführt. Es ist damit zu rechnen, dass durch den Klimawandel die Gefährdung der Küstengebiete mittel- und langfristig deutlich ansteigen wird (IPCC, 2007). Daher besteht die dringlichste Aufgabe darin, die Zunahme extremer Sturmfluten hinsichtlich deren Häufigkeit, Intensität und Verweildauer für den Küstenschutz abzuschätzen, um mögliche Katastrophen in den Siedlungsräumen in Küstennähe abzuwenden.

In diesem Zusammenhang wird das seit Oktober 2008 vom Bundesministerium für Bildung und Forschung finanzierte Verbundprojekt „XtremRisk“ durchgeführt. Unter der Leitung des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau (LWI) analysieren Wissenschaftler der Universitäten Braunschweig (LWI), Hamburg-Harburg (Institut für Wasserbau, TUHH), und Siegen (Forschungsinstitut Wasser und Umwelt, fwu) sowie des Landesbetriebs für Straßen, Brücken und Gewässer Hamburg (LSBG) die Eigenschaften und Auswirkungen extremer Sturmfluten unter heutigen und zukünftigen Klimabedingungen. Um die Forschungsergebnisse für praktische Aufgaben umsetzen zu können, erfolgt die Bearbeitung in Zusammenarbeit mit kooperativen Partnern wie dem Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein (LKN SH), der Hamburg Port Authority (HPA) und dem LSBG Hamburg. Darüber hinaus sind beratende Partner in das Projekt eingebunden, die die Untersuchungen vor allem hinsichtlich ökonomischer und soziologischer Fragestellungen unterstützen.

Als Grundlage für ein integriertes Vorgehen für die Risikoanalyse und das Risikomanagement offener Küsten und Ästuargebiete, die durch Extremsturmfluten im Klimawandel gefährdet sind, wird das „Source-Pathway-Receptor Konzept“ (Abb. 1) herangezogen (Oumeraci, 2004). Als Untersuchungsgebiete werden hier ein offenes Küstengebiet am Beispiel von Sylt und ein urbanes Ästuargebiet am Beispiel von Hamburg betrachtet.

Das Projekt gliedert sich nach dem Source-Pathway-Receptor Konzept in vier Teilprojekte (TP), die sich mit der Risikoquelle (Extremsturmfluten), den Risikowegen (Versagen von Hochwasserschutzwerken), den Risikoempfängern (Überflutung und Schadensermittlung) sowie der Risikobestimmung (Zusammenführung der Teilergebnisse) befassen (Abb. 1).

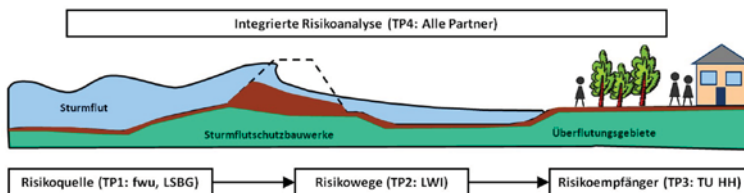


Abb. 1: Source-Pathway-Receptor Konzept und Teilprojekte (TP) in XtremRisk

Das Risiko R für das jeweilige Szenario wird hierbei anhand der bedingten Überflutungswahrscheinlichkeit $P_{f,cond}$, die aus der Eintrittswahrscheinlichkeit des Sturmflutereignisses P_e sowie der Versagenswahrscheinlichkeit der Hochwasserschutzanlagen P_f bestimmt wird, sowie den daraus resultierenden Schäden D über die Gleichung $R = P_{f,cond} \cdot D$ berechnet.

In diesem Beitrag werden zunächst die Untersuchungsgebiete vorgestellt (Abschnitt 2). Anschließend werden die Methodik und Zwischenergebnisse der vier Teilprojekte Risikoquelle (Abschnitt 3), Risikowege (Abschnitt 4), Risikoempfänger (Abschnitt 5) sowie Risikointegration und -analyse (Abschnitt 6) dargestellt. Abschließend gibt Abschnitt 7 einen zusammenfassenden Ausblick auf die weiteren Arbeiten im XtremRisK-Projekt.

2. UNTERSUCHUNGSGBIETE

Die Risikoanalyse wird exemplarisch für die Untersuchungsgebiete Hamburg und Sylt durchgeführt, deren Lage in Abb. 2a) dargestellt ist. Die Nordseeinsel Sylt wird als typisches Gebiet einer offenen Küste und Hamburg als Beispiel eines urbanen Ästuargebiets untersucht. Für die Untersuchungsgebiete wurden zunächst typische Teilgebiete mit charakteristischen Eigenschaften ausgewählt, da eine vollständige Analyse der Untersuchungsgebiete den möglichen Arbeitsumfang in XtremRisK überschreiten würde.

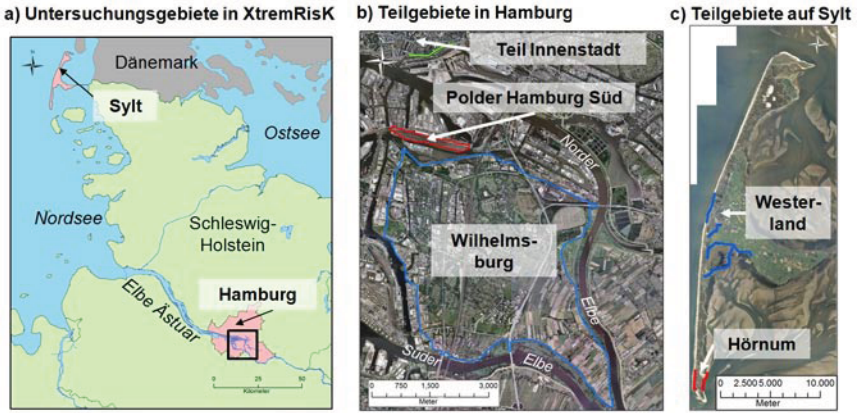


Abb. 2: Ausgewählte Untersuchungsgebiete in XtremRisK: a) Hamburg und Sylt, b) Teilgebiete in Hamburg, c) Teilgebiete auf Sylt.

Für eine detaillierte Untersuchung werden als Hamburger Teilgebiete die Elbinsel Wilhelmsburg, der private Hochwasserschutzpolder Hamburg Süd sowie ein Teilbereich der Innenstadt (Abb. 2 b) und auf Sylt Westerland und Hörnum (Abb. 2c) betrachtet. Die charakteristischen Eigenschaften der Untersuchungsgebiete wurden so ausgewählt, dass eine einfache Übertragung der entwickelten Methoden auf andere Gebiete ermöglicht wird. In diesem Beitrag werden Ergebnisse der Risikoanalyse beispielhaft für die Elbinsel Hamburg-Wilhelmsburg vorgestellt. Das mittlere Tidehochwasser beträgt rd. 2,1 m NN am Pegel St. Pauli. Die mittleren Oberwasserabflüsse liegen bei 708 m³/s am Pegel Neu Darchau. Der höchste gemessene Sturmflutwasserstand mit NN + 6,45 m wurde 1976 aufgezeichnet und der höchste gemessene Abfluss mit 3.620 m³/s wurde 1940 festgestellt. In der Vergangenheit hat Hamburg erhebliche Schäden und Verluste aufgrund extremer Sturmfluten erlitten. Die Sturmflut am 16./17. Februar 1962 verursachte mehrere Deichbrüche, als Folge der Überflutung starben über 300 Personen.

3. TEILPROJEKT 1: „RISIKOQUELLE“

Die Risikoquelle stellen im Projekt XtremRisK die Extremsturmfluten dar, welche im TP1 sowohl auf Basis empirischer Methoden am LSBG (TP1a), als auch statistischer Ansätze am fwu (TP1b) analysiert werden. Zur Ermittlung sehr schwerer Sturmfluten wurde beim LSBG das Verfahren XtremSturmflut (Abb. 3) entwickelt (Gönnert & Sossidi, 2011). In diesem finden der Einfluss der Springtideerhöhung sowie der Fernwellen auf den Sturmflutschwelleitungsstand Berücksichtigung. Grundlage des Verfahrens ist ein deterministisches Vorgehen, das die hydrodynamischen Interaktionen der einzelnen Komponenten und deren meteorologische Zusammenhänge berücksichtigt. Hierbei wird die Sturmflut in ihre Komponenten Windstau, periodische Anteile durch Gezeiten und Fernwelle aufgliedert. Die Ausprägung dieser Einzelfaktoren wird anhand der verfügbaren Pegeldaten analysiert. Innerhalb des Verfahrens stärkt die parallele Untersuchung der Einzelfaktoren durch empirische, statistische und numerische Verfahren die Ergebnisse.

Die im Rahmen des Projektes entwickelte Sturmflut HH_XR2010A basiert auf der Sturmflut vom 03.01.1976,

welche die bisher höchsten Wasserstände entlang der südlichen Nordseeküste und der Elbe erreichte, einer maximalen Springtideerhöhung und einer maximalen Fernwelle. Da aufgrund vieler Flussbaumaßnahmen entlang der Elbe keine homogene Zeitreihe für den Pegel Hamburg verfügbar ist, werden die Detailanalysen am Pegel Cuxhaven vorgenommen. Diese empirischen Ergebnisse wurden mit Ergebnissen numerischer Untersuchungen, die im Auftrag des LSBG durchgeführt wurden (Bruss et al., 2010), abgeglichen. Die so berechnete Extremsturmflut wurde für Hamburg unter Berücksichtigung des maximal beobachteten Oberwasserzuflusses und einem Windfeld über der Elbe von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) numerisch simuliert. Der Windstau der 76er Sturmflut erreichte seine maximale Höhe von 415 cm um Tnw. Zu Thw betrug er 370 cm. Bei zeitgleichem Auftreten mit einer schweren Sturmflut wird die maximale Springtidenerhöhung von 60 cm auf 10 cm reduziert. Die Fernwelle verringert sich von 106 cm auf 77 cm. Die Sturmflut HH_XR2010A erreicht am Pegel Cuxhaven einen Scheitelwasserstand von PN + 11,10 m bzw. NN + 6,10 m. Mit einem Oberwasserzufluss von 3600 m³/s und dem Windfeld der Sturmflut vom 03.01.1976 wird für den Pegel Hamburg St. Pauli ein Scheitelwasserstand von PN + 13,00 m bzw. NN + 8,00 m numerisch von der BAW berechnet. Weiterhin werden diese Ergebnisse als Randbedingungen für ein durch die TUHH aufgebautes hydrodynamisch-numerisches Feinmodell der Elbe im städtischen Abschnitt von Hamburg verwendet. Die Kopplung der Modellumgebung KalypsoID2D mit dem Seegangsmodell SWAN liefert die Wasserstands- und Wellenhöhen im Nahbereich der Hochwasserschutzlinie (unter Vernachlässigung einzelner Hochwasserschutzpolder), welche als Eingangsgrößen für die Untersuchungen der Belastungen der Hochwasserschutzanlagen im TP2 verwendet werden.

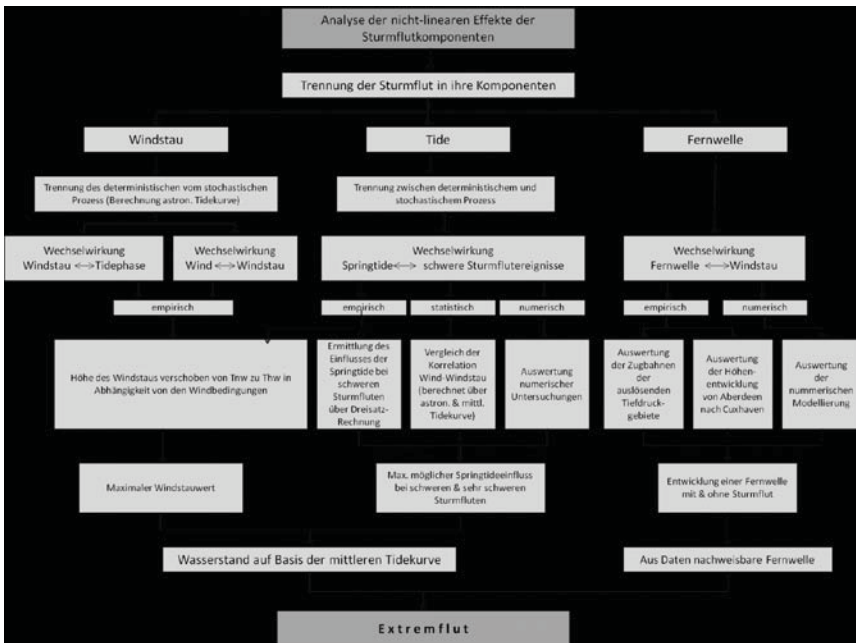


Abb. 3: Verfahren XtremSturmflut (nach Gönner & Sossidi, 2011)

Im nächsten Schritt der Arbeiten des TP1 werden den zuvor ermittelten Sturmflutszenarien Eintrittswahrscheinlichkeiten (P_e) zugeordnet, welche eine wichtige Rolle bei der Ermittlung des Gesamtrisikos spielen. Hierzu wurde am fww zunächst ein stochastisches Modell zur Generierung einer sehr großen Anzahl (z.B. 10 Mio.) synthetischer Sturmflutszenarien erarbeitet (Wahl et al., 2010, 2011). Während einzelne der simulierten Sturmflutverläufe bei Bedarf direkt als Eingangsgröße für die Risikoanalyse genutzt werden können, stellen sie

zugleich im Rahmen des XtremRisK-Projektes die Grundlage für die statistische Einordnung der genutzten Sturmflutszenarien dar (siehe oben). Da in der Risikoanalyse der Sturmflutverlauf berücksichtigt wird, soll dies, soweit möglich, auch im Rahmen der statistischen Analysen erfolgen. Somit wird der Tatsache Rechnung getragen, dass durchaus die Möglichkeit besteht, dass eine vergleichsweise niedrige Sturmflut mit großer Fülle (hier: die Fläche zwischen beobachtetem Wasserstand und Normal Null) für größere Schäden verantwortlich sein kann, als eine sehr hohe Sturmflut, bei der jedoch der maximale Wasserstand nur sehr kurz auftritt und sich im Anschluss sehr schnell wieder moderate Wasserstände einstellen. Aus diesem Grund wird für die statistischen Analysen ein multivariater, auf Copula-Funktionen basierender Ansatz gewählt, in dem die beiden maßgebenden und statistisch voneinander abhängenden Sturmflutparameter „Sturmflutscheitel“ und „Sturmflutfülle“ kombiniert betrachtet werden (Wahl et al., 2010, 2011). In Abb. 4 sind die Ergebnisse der stochastischen Sturmflutsimulation, sowie deren statistische Auswertung für den Pegel Cuxhaven enthalten. Das zuvor beschriebene Sturmflutszenario HH_XR2010_A weist für diesen Standort nach dem hier gewählten Verfahren eine Eintritts- bzw. Überschreitungswahrscheinlichkeit von $P_e = 3,1 \cdot 10^{-4}/a$ auf. Wie oben beschrieben, wurde für den Transfer der Sturmflut nach Hamburg ein Oberwasserabfluss der Elbe von $Q = 3600 \text{ m}^3/\text{s}$ berücksichtigt. Da es sich hierbei um einen Hochwasserabfluss handelt ($P_e = 2,5 \cdot 10^{-2}/a$), muss auch dieser in die statistische Einordnung der Sturmflut für den Standort Hamburg einfließen. Nachdem kein signifikanter statistischer Zusammenhang zwischen den Sturmflutscheitelwasserständen am Pegel St. Pauli und dem Oberwasserabfluss der Elbe nachgewiesen werden konnte, kann in diesem Fall eine einfache multiplikative Verknüpfung erfolgen, so dass der oben beschriebenen Sturmflut in Kombination mit dem Oberwasser für den Bereich Hamburg eine Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_e = 7,7 \cdot 10^{-6}/a$ zugeordnet wird. Dieser Wert wird im Rahmen der probabilistischen Analysen des TP2 berücksichtigt und geht in die Ermittlung des Gesamtrisikos ein.

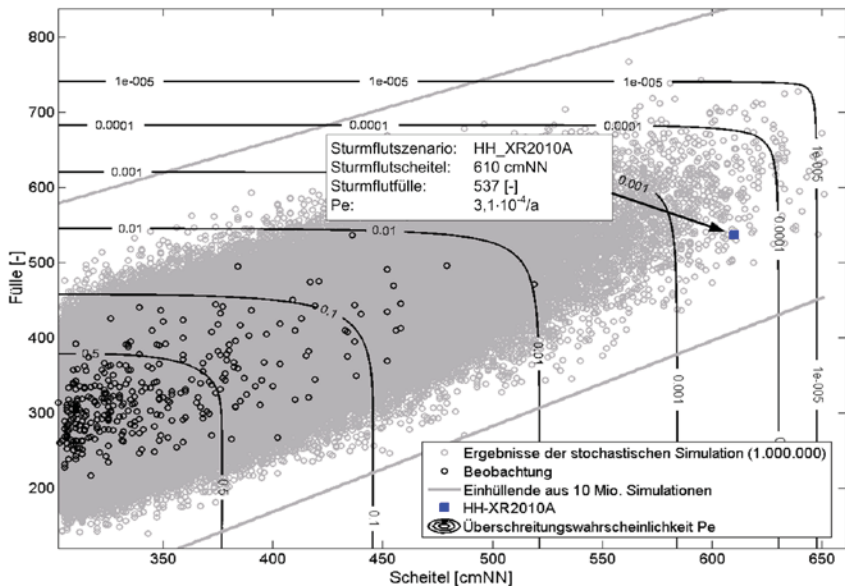


Abb. 4: Ergebnisse der stochastischen Sturmflutsimulation und der multivariaten statistischen Analyse am Pegel Cuxhaven

4. TEILPROJEKT 2: „RISIKOWEGE“

Ob extreme Sturmfluten als Risikowegen zu einem Schaden im Hinterland führen, hängt von den Risikowegen ab, d.h. ob die Hochwasser- und Küstenschutzbauwerke den resultierenden Belastungen der Sturmfluten standhalten. Die Untersuchung der Belastung und des Stabilitätsverhaltens von Hochwasserschutzanlagen durch extreme Sturmfluten erfolgt im TP2 am LWL. Hierfür werden folgende Arbeitsschritte mit den entsprechenden Zielsetzungen durchgeführt: (i) Beschreibung der Hochwasserschutzelemente zur Bestimmung der

Eingangsparameter; (ii) Probabilistische Analyse zur Ermittlung der Überflutungswahrscheinlichkeit P_f ; (iii) Bruchmodellierung von Deichen zur Bestimmung der Initialbedingungen der Flutwellenausbreitung im Hinterland. Im Folgenden wird die angewandte Methodik kurz zusammengefasst. Für eine ausführlichere Erläuterung wird auf Naulin et al. (2010, 2011) verwiesen.

Als hydrodynamische Eingangsparameter (Belastung S) werden die extremen Sturmflutszenarien aus TP1 verwendet. Eine Beschreibung der Hochwasserschutzbauwerke (Widerstände R) sowie eine Einteilung in charakteristische Abschnitte erfolgten auf Grundlage einer Auswertung aktueller Bestandsunterlagen. Für die dokumentierten Bauwerke wurden die verschiedenen Versagensmechanismen, die durch Grenzzustandsgleichungen ($z = R - S$) beschrieben werden können, analysiert und die Versagenswahrscheinlichkeit mithilfe von Monte-Carlo Simulationen berechnet. Die Ergebnisse der probabilistischen Analyse wurden über eine Fehlerbaumanalyse zum Top-Ereignis „Überflutung des Hinterlands“ zusammengeführt. Die ermittelte Überflutungswahrscheinlichkeit P_f wird zum einen für die Risikobestimmung im TP4 verwendet. Zum anderen veranschaulichen die Ergebnisse die Deichabschnitte mit einer hohen Versagenswahrscheinlichkeit, für die im Anschluss eine Bruchmodellierung durchgeführt wird. Hierfür sind je nach Ursache unterschiedliche Modelle vorhanden, z.B. Deichbruch durch Wellenüberlauf von Tuan & Oumeraci (2010). Die aus der Bruchmodellierung an der Bruchstelle bestimmte Ganglinie und/ oder die ermittelten Wellenüberlauf- und Überströmratens dienen als Initialbedingungen für die Überflutungssimulationen im TP3.

Für das im Abschnitt 3 beschriebene Sturmflutszenario HH_XR2010_A wurde im TP2 für das Hochwasserschutzsystem der Elbinsel Wilhemsburg eine Versagenswahrscheinlichkeit von $P_f = 1,0$, d.h. $P_{f,cond} = 7,7 \cdot 10^{-6}/a$ unter Berücksichtigung der im TP1 ermittelten Eintrittswahrscheinlichkeit P_e , bestimmt. Die Berechnungen von Wellenüberlauf und Überströmen der Hochwasserschutzanlagen ergaben maximale Überströmratens von ca. 600 l/s/m im Bereich einer Hochwasserschutzwand mit einer Höhe von NN + 7,70 m und ein Gesamtüberlaufvolumen des Hochwasserschutzsystems von 7,2 Mio. m³ über die gesamte Sturmflutdauer. Als relevante Versagensmechanismen wurden „Wellenüberlauf“ und „Überströmen“ identifiziert, da der Wasserstand mit ca. NN + 8,00 m in einigen Abschnitten höher als die Bauwerkskrone liegt. Die Wahrscheinlichkeit für ein Versagen der Binnenböschung der Deiche liegt im Bereich von $P_f = 1,0 \cdot 10^{-4}$ bis $1,0 \cdot 10^{-2}$ (Abb. 5), d.h. $P_{f,cond} = 7,7 \cdot 10^{-10}/a$ bis $7,7 \cdot 10^{-8}/a$. Vorläufige Ergebnisse der Deichbruchmodellierung mit einer ca. dreistündigen Belastung durch Wellenüberlauf/ Überströmen zeigten, dass die Grasschicht an der Binnenböschung nur bis zu einer Tiefe von rd. 7,0 cm unter Annahme moderater Grasqualitäten erodiert wird. Eine vollständige Bruchentwicklung konnte nicht festgestellt werden.

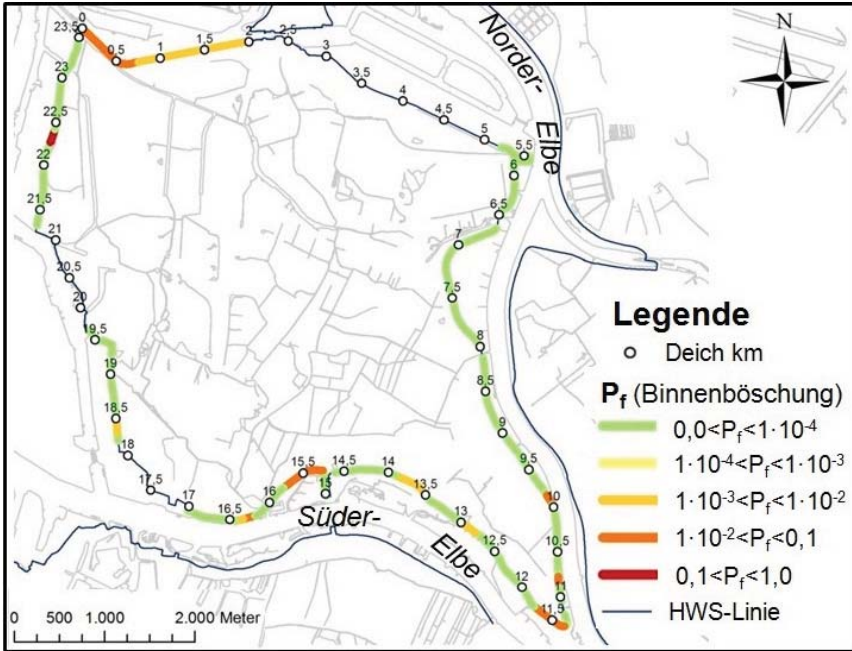


Abb. 5: Wahrscheinlichkeit für ein Versagen der Deichinnenböschung für das Sturmflutszenario „HH_XR2010A“ ($h_w \sim NN + 8,0 \text{ m}$, $P_e = 7,7 \cdot 10^{-6}/a$)

5. TEILPROJEKT 3: „RISIKOEMPFÄNGER“

Im TP3 „Risikoempfänger“ wird die Schadensermittlung und –bewertung durchgeführt und auf Grundlage der Ergebnisse aus TP1 und TP2 die direkten und indirekten tangiblen Schäden in den Projektgebieten ermittelt. Zur Bestimmung der Eingangsparameter der Schadensberechnung wurde für jedes Untersuchungsgebiet ein 2-dimensionales hydrodynamisches Modell aufgebaut. Anhand dieses Modells werden auf Grundlage der durch TP2 ermittelten Initialbedingungen an der Hochwasserschutzlinie infolge Deichbruch bzw. Wellenüberlauf/Überströmen die Ausbreitung der Überflutung simuliert und die Überflutungsparameter instationär ermittelt. Die Simulationen werden unter Verwendung des Modells MIKE21 von DHI durchgeführt. Die maßgebenden Eingangsparameter für die Schadensberechnung stellen die maximalen Wasserstände dar, die über die Zeit an einem Ort auftreten können. Diese werden in der Schadensberechnung mit den Risikoelementen verschnitten (Abb. 6).

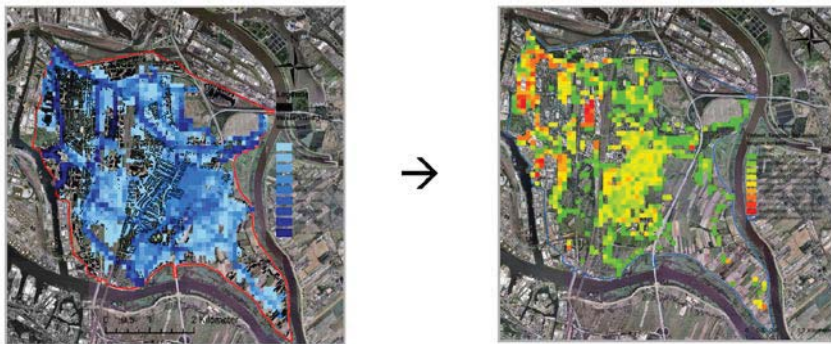


Abb 6: Exemplarische Darstellung der tangiblen Schäden durch Verschneidung der Überflutungshöhen mit den Risikoelementen im Projektgebiet Hamburg-Wilhelmsburg

Zur Ermittlung des Schadens werden die in den Untersuchungsgebieten befindlichen Risikoelemente (Risikoempfänger) hinsichtlich ihrer Vulnerabilität untersucht. Der Fokus richtet sich dabei auf die Wohnbebauung und die gewerblichen und industriellen Objekte, weiterhin werden potentielle Schäden an Infrastruktur und Landwirtschaft untersucht.

Zur Bestimmung des direkten Schadens an der Wohnbebauung wird das Projektgebiet hinsichtlich der dort vorkommenden Bebauungstypen untersucht. Es werden Musterhaustypen entworfen unter Berücksichtigung (i) der Art der Bebauung; (ii) der Nutzung des Erdgeschosses und (iii) der Materialien der Gebäudehülle und schließlich den Wohngebäuden zugeordnet. Die Schadensfunktionen der jeweiligen Musterhäuser werden unter Verwendung des an der TUHH entwickelten Flood Resilient Tools (FloReTo) erstellt. Der potentielle Schaden wird dabei auf Grundlage von Wiederbeschaffungspreisen errechnet.

Zur Bestimmung des Schadens an gewerblichen Objekten werden Daten der jeweiligen Handelskammer verwendet, um die in den Untersuchungsgebieten ansässigen Betriebe zu erfassen. Zur Ermittlung des Anlagevermögens der Betriebe wird die Klassifikation nach Wirtschaftszweigen verwendet und die Größe des Betriebs auf Grundlage der Beschäftigtenzahlen abgeschätzt. Zur Korrelation zwischen Wasserstand und auftretendem Schaden werden relative Schadensfunktionen, die durch Unternehmensbefragungen erhoben wurden, herangezogen.

Die Ergebnisse aus der Berechnung der direkten Schäden an Gebäuden und Anlagen bilden die Eingangsparameter zur Berechnung der indirekten Schäden. Hierbei kommt ein Input-Output Modell zum Einsatz, das die Wirkung von Nachfrageänderungen auf die Gesamtwirtschaft quantifizieren soll. Wertschöpfungsverluste durch Produktionsausfall in den Betrieben werden dabei den indirekten Schäden gleichgestellt. So werden die Veränderung der Nachfrage als auch die Verringerung des Angebots von Vorleistungen und von für den Konsum bestimmten Gütern in dem Modell berücksichtigt.

6. TEILPROJEKT 4: RISIKOANALYSE

Im Rahmen von TP4 werden die Ergebnisse aller Teilprojekte in einer integrierten Risikoanalyse zusammengeführt. Darüber hinaus erfolgen unter anderem Untersuchungen zu sozio-ökonomischen (intangiblen) Schäden sowie zur Risikoakzeptanz. Eine ausführlichere Beschreibung der Methodik ist in Burzel et al. (2010) veröffentlicht.

Ziele des TP4 sind die Bestimmung des Gesamtrisikos innerhalb der untersuchten Gebiete sowie die Erarbeitung von Maßnahmen zur Risikoreduzierung. Die integrierte Risikoanalyse gliedert sich dabei in folgende Schritte: (i) Raumgenaue Ermittlung tangibler und intangibler Schäden auf Basis der in TP3 berechneten Überflutungsszenarien; (ii) Zusammenführung tangibler und intangibler Schäden (Integration) zur Bestimmung des Gesamtrisikos für jedes Szenario; (iii) Untersuchungen zur Risikoakzeptanz und Bestimmung des gegebenenfalls zu reduzierenden Restrisikos; (iv) Risikobewertung und Ermittlung von Maßnahmen zur Reduzierung des Restrisikos und Maßnahmen zum Monitoring (Burzel & Oumeraci, 2011).

Die Ermittlung des Schadenspotentials erfolgt auf räumlicher Basis im Geoinformationssystem ArcGIS. Dabei stellt die Ermittlung potentieller intangibler Schäden eine besondere Herausforderung dar. Intangible Schäden sind Schäden, die sich nicht direkt in monetären Einheiten ausdrücken lassen. Sie unterscheiden sich damit von tangiblen Schäden wie z.B. Schäden an Gebäuden, Gütern, Vermögensschäden oder Wiederherstellungskosten.

Intangible Schäden werden in Risikoanalysen häufig vernachlässigt, obwohl sie einen beträchtlichen Anteil am Gesamtrisiko haben können (Meyer et al., 2008). Die Methodik zur Untersuchung intangibler Schäden wurde in Dassanayake et al. (2010) zusammengefasst. Im Rahmen der integrierten Risikoanalyse werden unter anderem soziale Schäden (Verlust des Lebens, Verletzungen, psychologische Schäden), kulturelle Schäden sowie ökologische Schäden untersucht. Für jede Schadenskategorie wurde ein geeignetes Modell ausgewählt, für die räumliche Analyse angepasst und mit Hilfe von Geoprocessing-Werkzeugen in ArcGIS implementiert. Um die räumliche Anwendung der Modelle in einem GIS zu ermöglichen, wurden verschiedene Ansätze untersucht. Da die zu untersuchenden Projektgebiete hinsichtlich ihrer Eingangsparameter sehr inhomogen sind, wurden diese in ein für alle Analysen einheitliches Raster unterteilt. Dieses Vorgehen wird in GIS auch zur Darstellung von Ergebnissen angewendet, die Einteilung wird dabei als „Fishnet“ bezeichnet. Die verwendete Methodik hat für die Analysen mehrere Vorteile: (i) eine flexible Anpassung der Auflösung der Zellgrößen ermöglicht unterschiedliche Detaillierungsgrade der Untersuchungen; (ii) die einheitliche Zellenstruktur vermeidet das Zerfallen in kleine Teilpolygone, wenn unterschiedliche thematische Layer miteinander überlagert (verschnitten) werden; (iii) die Ergebnisse der Modellierung für jede Schadenskategorie können unmittelbar für die Integration verwendet werden; (iv) die Ergebnisse können für die Untersuchungsgebiete räumlich und aussagekräftig dargestellt werden. Demgegenüber steht ein höherer Aufwand, alle Eingangsdaten in die Zellenstruktur zu überführen. Darüber hinaus treten Generalisierungsfehler auf, die in Abhängigkeit der Zellgrößen das Gesamtergebnis beeinflussen können. Es wurden daher verschiedene Verfahren entwickelt, um diese Fehler zu minimieren. Die Methodik wurde in Zusammenarbeit mit TP3 auch bei der Ermittlung der direkten und indirekten tangiblen Schäden erfolgreich angewendet.

Die Integration tangibler und intangibler Schäden stellt den wichtigsten Schritt der integrierten Risikoanalyse dar. Ziel ist die Ermittlung des Gesamtrisikos für alle Szenarien. Untersuchungen zur Integration tangibler und intangibler Schäden wurden unter anderem durch Meyer et al. (2008) durchgeführt. Bei der Bewertung verschiedener Integrationsansätze wurde die „Value-Function-Methode“ (Dassanayake & Oumeraci, 2011) als geeignetste Methode für die Integration ermittelt. Dabei werden die Werte jeder Schadenskategorie in einem ersten Schritt auf Basis von Nutzenfunktionen normiert. Anschließend werden diese Werte mit Wichtungsfaktoren multipliziert und die Ergebnisse zellweise addiert (Abb. 7). Durch die Wichtung kann die unterschiedliche Bedeutung der einzelnen Schadenskategorien explizit berücksichtigt werden. Die Methodik wird derzeit weiterentwickelt und angepasst, um die Vergleichbarkeit des integrierten Gesamtrisikos zwischen mehreren Szenarien zu ermöglichen.

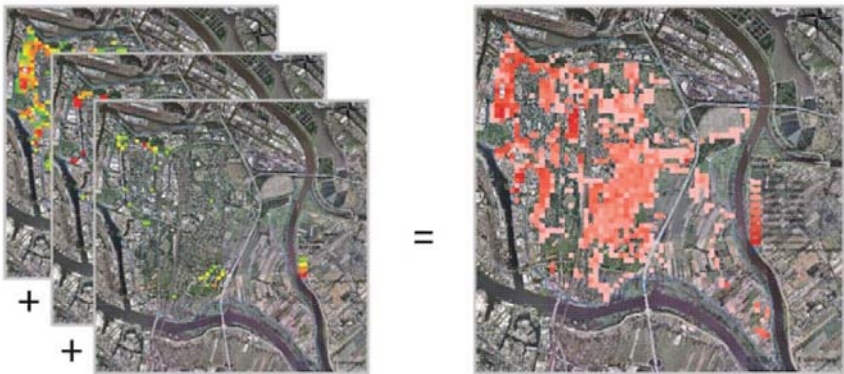


Abb. 7: Exemplarische Darstellung der Integration normierter Schadenskategorien am Beispiel von Hamburg-Wilhelmsburg (links) und integriertes Gesamtrisiko (rechts)

7. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Im Rahmen des Verbundprojekts XtremRisK wird das Sturmflutrisiko für ausgewählte Untersuchungsgebiete in Hamburg und Sylt, die jeweils repräsentativ für ein urbanes Ästuargebiet und eine offene Küste sind, ermittelt. Mit den Ergebnissen soll das Wissen über das Risiko extremer Sturmfluten erweitert werden. In diesem Beitrag werden die vier Teilprojekte TP1 (Risikoquelle), TP2 (Risikowege), TP3 (Risikoempfänger) und TP4 (Risikobestimmung) vorgestellt. Hierfür werden vorläufige Ergebnisse am Beispiel von Hamburg-Wilhelmsburg für ein Sturmflutszenario beschrieben.

Im weiteren Verlauf des Projekts sollen Untersuchungen zur Risikoakzeptanz durchgeführt werden. Die Höhe des akzeptierten Flutrisikos dient abschließend zur Bewertung des ermittelten Risikos sowie zur Bestimmung geeigneter Maßnahmen zur Reduzierung des Restrisikos. Nach Analyse aller Sturmflutszenarien wird eine Gesamtrisikokurve erstellt, in der auch die Unsicherheiten in der Risikoanalyse erfasst und explizit angegeben werden.

Das XtremRisk-Projekt leistet einen wichtigen Beitrag, die Gefährdung durch Extremsturmfluten zu bestimmen und daraus Handlungsempfehlungen für die präventive Begegnung der Gefährdung abzuleiten. Weitere Informationen befinden sich auf der Homepage des Projekts unter www.xtremrisk.de.

8. DANKSAGUNG

Das Verbundprojekt XtremRisk wird mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) gefördert (Förderkennzeichen 03F0483A). Die Autoren bedanken sich für diese Förderung. Weiterhin danken die Autoren den kooperativen und beratenden Partnern des Projekts. Für die Bereitstellung von Daten wird insbesondere dem Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein (LKN-SH), der Hamburg Port Authority (HPA) sowie dem Landesbetrieb Straßen, Brücken, Gewässer (LSBG) gedankt.

9. SCHRIFTTUM

- Bruss, G., Gönnert, G., Mayerle R. (2010): Extreme Scenarios for flood protection at the North Sea – A numerical model study. In: Proc. of the 32nd International Conference on Coastal Engineering (ICCE) 2010, Shanghai, China, 9 S.
- Burzel, A., Dassanayake, D.R., Naulin, M., Kortenhaus, A., Oumeraci, H., Wahl, T., Mudersbach, C., Jensen, J., Gönnert, G., Sossidi, K., Ujeyl, G., Pasche, E. (2010): Integrated Flood Risk Analysis for Extreme Storm Surges (XtremRisk). Proc. of the 32nd International Conference on Coastal Engineering (ICCE 2010), ASCE, Shanghai, China, 15 p.
- Burzel, A., Oumeraci, H. (2011): Risk Acceptance for Extreme Events in a Changing Climate - What is "safe enough"? Proc. of the 1st CoastDoc Seminar. In: Mitteilungen des Forschungsinstituts Wasser und Umwelt, Heft 2, ISSN 1868-6613, (im Druck) 8 S.
- Dassanayake, D.R., Burzel, A., Kortenhaus, A., Oumeraci, H. (2010): Framework and Methods for the Evaluation of Intangible Losses and their Integration in Coastal Flood Risk Analysis. XtremRisk Zwischenbericht. Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, 84 S.
- Dassanayake, D.R., Oumeraci, H. (2011): Integration of Tangible and Intangible Flood Losses. XtremRisk Zwischenbericht. Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, 28 S.
- Gönnert, G., Sossidi, K. (2011): A new approach to calculate extreme storm surges: Analysing the interaction of storm surge components. In: Benassai, G., C.A. Brebbia & G.R. Rodríguez (Hrsg.) (2011): Coastal Processes II. Southampton, S. 139-15
- IPCC (2007): Climate change 2007: WG II: Impacts, Adaptation and Vulnerability, Chap. 6. Coastal systems and low lying areas. Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC), Cambridge University Press.
- Meyer, V., Scheuer, S., Haase, D. (2008): A multicriteria approach for flood risk mapping exemplified at the Mulde River, Germany. *Natural Hazards*, 48(1), S.17-39
- Naulin, M., Kortenhaus, A., Oumeraci, H. (2010): Failure probability of flood defence structures/systems in risk analysis for extreme storm surges. Proc. of the 32nd International Conference on Coastal Engineering (ICCE 2010), ASCE, Shanghai, China, 15 S.
- Naulin, M., Kortenhaus, A., Oumeraci, H. (2011): Reliability Analysis and Breach Modelling of Coastal and Estuarine Flood Defences. Proc. of the 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR), München, Deutschland, S. 577-586
- Oumeraci, H. (2004): Sustainable coastal flood defences: scientific and modelling challenges towards an integrated risk-based design concept. Keynote lecture, Proc. First IMA International Conference on Flood Risk Assessment, Session 1, IMA - Institute of Mathematics and its Applications, Bath, UK, S. 9-24
- Tuan, T.Q., Oumeraci, H. (2010): A numerical model of wave overtopping on seawalls. *Coastal Engineering*, vol. 57, S. 757-772
- Wahl, T., Jensen, J., Mudersbach, C. (2010): A multivariate statistical model for advanced storm surge analyses in the North Sea. Proc. of the 32nd International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Shanghai, China, 2010.
- Wahl, T., Jensen, J., Mudersbach, C. (2011): Stochastic storm surge simulation and the multivariate statistical assessment of the results via Copula functions, Proc. of the 34th IAHR World Congress, Brisbane, Australia, 2011.

Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum

BMBF / KFKI Vorhaben HoRisK

Herr Dr.-Ing. Peter Fröhle
Peter Fröhle, Holger Schüttrumpf, Frank Thorenz

Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum

- Hydrodynamische Belastungen im Küstenraum als Grundlage für Risikoanalysen im Küstenraum -

Peter Fröhle und Dörte Salecker, Universität Rostock, Fachgebiet Küstenwasserbau

Holger Schüttrumpf, RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Frank Thorenz, Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Betriebsstelle Norden-Norderney

1 Einleitung

Die europäische Union verabschiedete im Oktober 2008 die „Richtlinie der Europäischen Union und des Rates über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken“ (Directive 2007/60/EC. Ziel dieser Richtlinie ist es, die Gefahren, die Hochwasser auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das kulturelle Erbe und die wirtschaftliche Tätigkeiten ausübt, zu verringern und das Management im Umgang mit den Hochwassergefahren zu verbessern. Die Umsetzung dieser Direktive ist insbesondere in den Küstengebieten Deutschlands von großer Bedeutung. Auf ca. 12.000 Km² werden rd. 2,4 Mio. Einwohner durch Küstenschutzanlagen geschützt.

In diesem Zusammenhang ist es Ziel des von der RWTH Aachen, der Universität Rostock sowie dem NLWKN Norden/Norderney in Kooperation geplanten Forschungsvorhabens HoRisK (Hochwasserrisikomanagement im Küstenraum), küstenschutzbezogene Ansätze und Methoden für anwendungsorientierte Schadens- bzw. Risikoanalysen als Grundlage für die Erarbeitung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen abzuleiten. Neben den Antragstellern sind der Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein (LKN-SH), das Staatliche Amt für Umwelt und Natur, Mittleres Mecklenburg (StALU MM) sowie die Landwirtschaftskammer Niedersachsen als Projektpartner mit eingebunden. Zur Ableitung von anwendungsorientierten Schadens- und Risikoanalysen werden im Verbundprojekt „HoRisk“ Untersuchungen zur Durchführung von Schadens- & Risikoanalysen in Küstengebieten durchgeführt.

Die Arbeiten im Projekt entsprechen den wesentlichen Schritten einer Risiko- bzw. Schadensanalyse. Im Einzelnen sind dies:

- Abschätzung der (hydrodynamischen) Belastungen
- Ermittlung von Versagensmechanismen und Versagenswahrscheinlichkeiten
- Ermittlung von Konsequenzen des Versagens - Überflutung
- Bestimmung Schadenspotentiale und Schäden
- Bewertung der Schäden und des Risikos und
- Minimierung der Schäden bzw. des Risikos

Im Folgenden werden die wesentlichen Aspekte der Risiko- und Schadenermittlung mit Bezug auf das Projekt dargestellt.

Ziel des Vorhabens ist die Ableitung von küstenschutz-bezogenen Ansätzen und Methoden für anwendungsorientierte Schadens- bzw. Risikoanalysen als Grundlage für die Erarbeitung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen. Grundlage für die Untersuchungen sollen soweit möglich verfügbare Datenbasen für den Küstenbereich bilden. D.h. die Ansätze und Methoden sollen auch in Küstenbereichen anwendbar sein, in denen die Datenlage auf der Belastungs- der Bauwerks- und / oder der Schadensseite begrenzt ist. Die entwickelte Methodik soll zukünftig für eine Schadens- bzw. Risikoanalyse eine wesentliche Grundlage für die Umsetzung der Hochwasserrichtlinie für die Küstenbereiche an der deutschen Nord- und Ostseeküste dienen.

Zentrale Bedeutung der Arbeiten und Untersuchungen im Vorhaben besitzt die Fokussierung auf Anwendungsorientierung und Umsetzbarkeit aber auch die Abschätzung der Aussageschärfe sowie der zu erwartenden Unsicherheiten der Ergebnisse.

Im Folgenden liegt der Schwerpunkt auf der Ermittlung der Belastungsgrößen als Grundlagen für die Bewertung von Schäden und Risiko im Küstenraum.

2 Datengrundlage

Untersuchungen zu den zu erwartenden hydrodynamischen Bedingungen sowie zu den aus den hydrodynamischen Bedingungen resultierenden Belastungen sind wesentliche Grundlage für die Anwendung schadensbasierter und/oder risikobasierter Ansätze und Methoden in einer Risikoanalyse bzw. einer Schadensanalyse.

Wesentliche Belastungsgrößen im sind:

- Wasserstände,
- Seegang,
- Strömungen,
- Eisgang

Hierbei werden schwerpunktmäßig die Belastungsgrößen Wasserstand und Seegang behandelt. Unter diesem Teilaspekt sind unter anderem Untersuchungen von Hochwasserständen und Dauern von Sturmfluten an der Nord- und Ostseeküste in Kombination mit den zugehörigen Seegangsbedingungen relevant sowie die statistische Abschätzung von kombinierten Eintrittswahrscheinlichkeiten der Belastungsgrößen. Daneben wird eine Abschätzung von potentiellen Auswirkungen des Klimawandels auf die Gefährdungen und Belastungen in Form von Sensitivitätsanalysen in die Betrachtung mit einfließen.

Zur Gewährleistung der generellen Anwendbarkeit der zu entwickelnden Methodik für alle oder nahezu alle Küstengebiete der deutschen Nord- und Ostsee, wird die Datengrundlage für die Analysen im Vorhaben HoRisk auf die verfügbaren Daten begrenzt. D.h. die Methodik soll sowohl für Küstenabschnitte, in denen die Datenlage gut bis sehr gut ist, als auch für Küstenabschnitte mit begrenzter Datenlage anwendbar sein.

Als Datengrundlage für die Auswertung und Bewertung kommen somit alle verfügbaren Daten grundsätzlich infrage. Im Einzelnen sind dies:

- Winddaten aus Messungen und Modellen des DWD sowie von anderen Behörden
- Wasserstandsdaten aus Messungen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung sowie der zuständigen Landesbehörden sowie die entsprechenden verfügbaren Modelldaten
- Seegangsdaten vom BSH sowie von anderen Institutionen und Universitäten und entsprechende Modelldaten
- Strömungsinformationen

Die verfügbaren Wasserstandspegel sind in Abb. 1 exemplarisch dargestellt. Die Datenlage für Wasserstände sowie für Windinformationen ist vergleichsweise gut. Demgegenüber ist die Datenlage für Seegang insbesondere für die Ostsee weit weniger befriedigend.



Abb. 1 Pegelstationen an der deutschen Nord- und Ostseeküste sowie in den Ästuaren, Kartenquelle GoogleEarth, Google, 2010

3 Belastungen

Ziel der statistischen Analysen ist es, die aus den hydrodynamischen Größen resultierenden Bauwerksbelastungen als eine der Eingangsgrößen für eine Risikoanalyse aufzubereiten.

Grundsätzlich werden im Zusammenhang mit der Analyse von Daten als Eingangsgrößen für eine Risikoanalyse folgende Daten benötigt:

- Extremwasserstände und zugehörige Eintrittswahrscheinlichkeiten
- Zeitlicher Verlauf des Wasserstand während einer Sturmflut (Sturmflutganglinien)
- Eintrittswahrscheinlichkeiten von Sturmflutganglinien
- Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten von Extremwasserständen und Sturmflutganglinien
- Zugehörige Seegangverhältnisse und kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten Wasserstand – Seegang
- Zugehörige Strömungen und kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten Wasserstand – Strömungen
- Zugehörige Eisverhältnisse und kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten

Im Folgenden wird beispielhaft das Vorgehen zur Ermittlung des zeitlichen Verlaufs der Wasserstände während einer Sturmflut mit einer festgelegten Eintrittswahrscheinlichkeit vom Grundsatz her betrachtet. Hierbei sind die gewählten Ansätze für die Verhältnisse in der Nordsee und in der Ostsee unterschiedlich und werden daher getrennt behandelt.

Grundlage für beide Methoden ist das Vorliegen einer extremwertstatistischen Bewertung von Hochwasserständen auf die nicht näher eingegangen wird. Ziel der in diesem Beitrag behandelten Untersuchungen ist es, den zeitlichen Verlauf des Wasserstands im Zuge einer Sturmflut bzw. eines Sturmhochwassers abzuleiten.

Details der Verfahren sind beschrieben in (UR 2011a sowie UR 2011b).

3.1 Sturmfluten in der Nordsee

Die Methodik wird exemplarisch für die Wasserstandsverhältnisse am Pegel Norderney dargestellt. Für den Pegel Norderney liegen für den Zeitraum seit 2000 die Wasserstände an der Lokation Norderney Riffgat als Minutenwerte vor. Vor 2000 liegen die Werte ab 1964 als Scheitelwerte an der Lokation Norderney Riffgat von 1935 bis 1963 an der Lokation Norderney Hafen vor. Die Datengrundlage umfasst somit einen vergleichsweise langen Zeitraum, ist aber von der zeitlichen Auflösung nicht homogen.

In Abb. 2 ist der typische Ablauf einer Sturmflut dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass neben der eigentlichen Sturmfluttide zumindest die sog. Vortide und die sog. Nachtide deutlich von den mittleren Tideverhältnissen abweichen und somit in die Ermittlung der Wasserstandsganglinie mit einbezogen werden müssen.

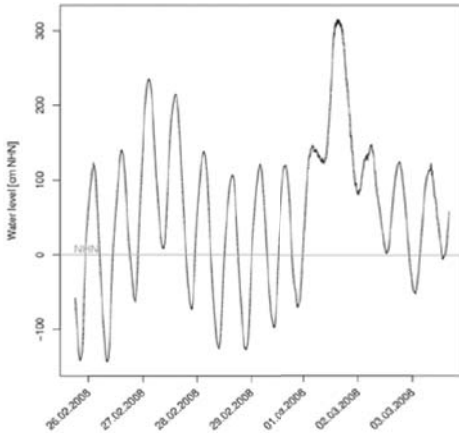


Abb. 2 Ganglinie der kleineren Sturmflut vom März 2008

Ziel der Analysen ist es, die den Wasserstandsverlauf der Sturmflut sowie der Vor- und der Nachtide mathematisch zu beschreiben. Hierbei sollten möglichst die Tidehoch- und Tideniedrigwasser der Sturm-, Vor- und Nachtide für die Beschreibung ausreichen.

Zur Analyse der Wasserstandsverhältnisse wurden aus den Wasserstandsdaten mit minutlicher Auflösung (2000 – 2010) die 15 höchsten Sturmfluten ausgewählt und überlagert. Zur besseren Vergleichbarkeit der Verläufe wurden diese auf den Maximalwert normiert (Abb. 3). Zudem ist als durchgezogene Linie der Mittelwert aller Sturmflutiden eingetragen. Die Variabilität der Verläufe von Sturmflutiden und Vor- bzw. Nachtiden ist deutlich zu erkennen. Für die Folgenden Auswertungen wird zunächst davon ausgegangen, dass die Variabilität der Vor- und Nachtiden vom Grundsatz her der Normalverteilung gehorcht, d.h. durch Mittelwert und Standardabweichung beschrieben wird (Abb. 4).

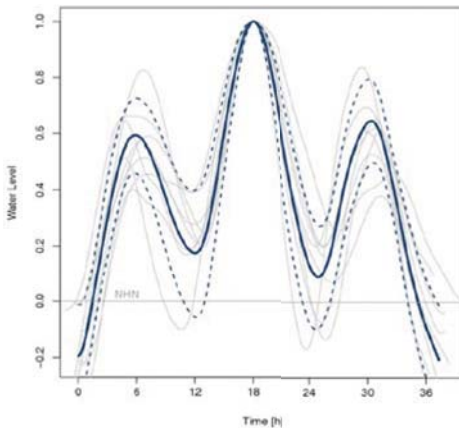


Abb. 3 Sturmflutiden mit Vor- und Nachtide aus minutlichen Wasserstandsmessungen Pegel Norderney, Zeitraum 2000 - 2010

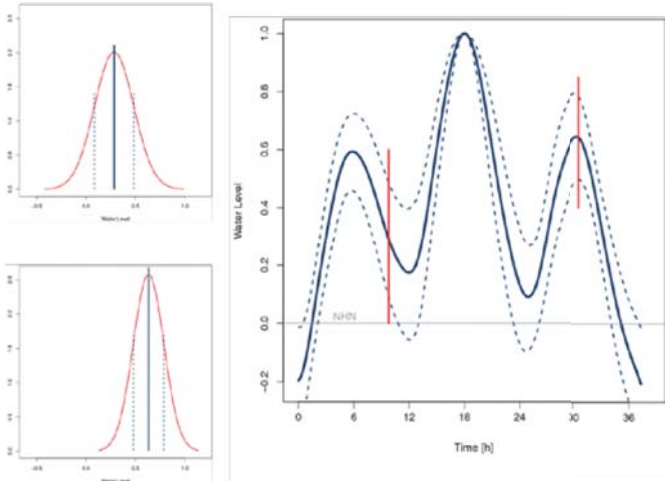


Abb. 4 Sturmflutiden mit Vor- und Nachtide als Mittelwert und Standardabweichung aus mütlichen Wasserstandsmessungen Pegel Norderney, Zeitraum 2000 - 2010

Zur Einordnung der in Abb. 3 und Abb. 4 dargestellten Analysen in längere Zeiträume wurden gleichartige Auswertungen für Tide-Scheitelwasserstände am Pegel Norderney durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abb. 5 und Abb. 6 vergleichend dargestellt.

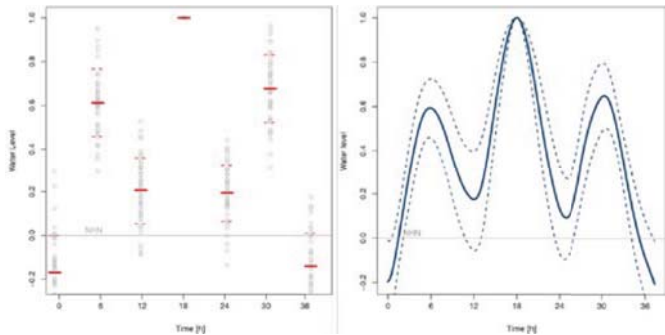


Abb. 5 Sturmflutiden mit Vor- und Nachtide als Mittelwert und Standardabweichung aus Scheitelwasserständen und mütlichen Wasserstandsmessungen Pegel Norderney, Zeitraum 1935 – 2010 bzw. 2000 - 2010

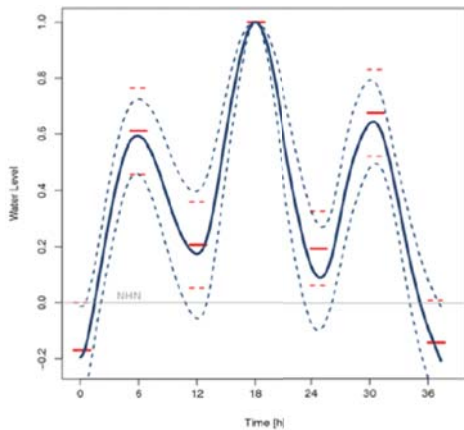


Abb. 6 Vergleich der Verteilung von Vor- und Nachtide Pegel Norderney, Zeitraum 1935 – 2010 bzw. 2000 - 2010

Sowohl die Mittelwerte als auch die Standardabweichungen der Scheitelwerte von Vor- und Nachtiden stimmen vergleichsweise gut mit dem zeitlichen Verlauf der Tiden aus den Pegelmessungen mit minutlicher Auflösung überein (Abb. 5 und Abb. 6). Für die weiteren Auswertungen und als Grundlage für die Bewertung von Schäden und Risiken werden die Ganglinien der der Sturmflutwasserstände aus der Verteilung der Scheitelwasserstände von Vor- und Nachtiden abgeleitet, so dass für gegebene Eintrittswahrscheinlichkeiten des Maximalwasserstands eine Vielzahl von Wasserstandsganglinien mit gleicher Eintrittswahrscheinlichkeit bekannt sind (Abb. 7).

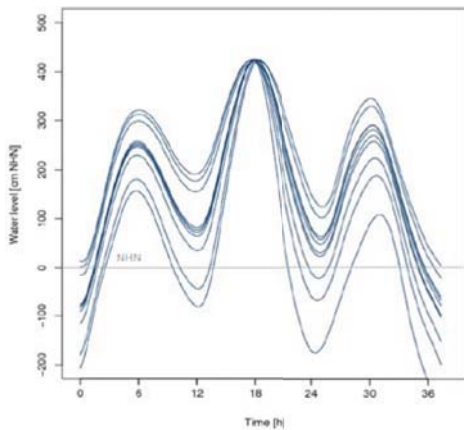


Abb. 7 Sturmflutganglinien gleicher Eintrittswahrscheinlichkeit, Pegel Norderney

3.2 Sturmhochwasserstände in der Ostsee

Die Methodik wird exemplarisch für die Wasserstandsverhältnisse am Ostseepiegel Warnemünde dargestellt. Die

den Untersuchungen zugrunde liegende Wasserstandsganglinie ist in Abb. 8 dargestellt.

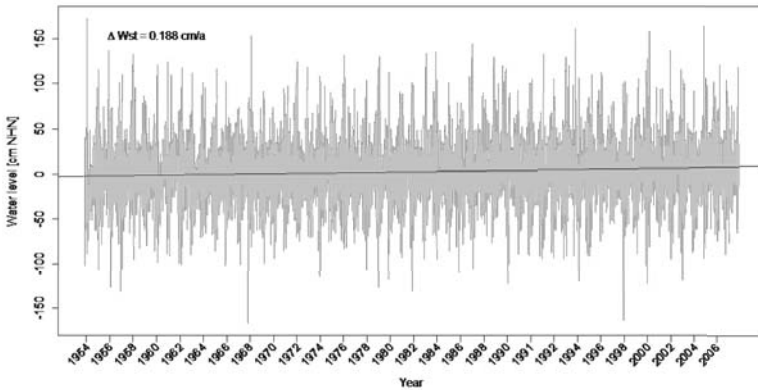


Abb. 8: Ermittlung des Trends der Zeitreihe des Wasserstandes der Station Rostock Warnemünde durch lineare Regression

Stichprobe Hochwasserstände und Wasserstandsverläufe

Als Grundlage für die statistische Bewertung wurden als Grundlage für die statistische Bewertung wurden aus der trendbereinigten und auf ein definiertes Niveau (hier NHN) bezogenen Ganglinie der Wasserstände drei Stichproben gewählt. Im Einzelnen sind dies:

1. Jahresmaxima (für den Pegel Warnemünde ergibt sich eine Anzahl der Werte in der Stichprobe von $n=56$)
2. die r größten Ereignisse eines jeden Jahres: der Wert r wurde zu 2 bzw. 3 variiert (für den Pegel Warnemünde ergibt sich eine Anzahl der Werte in der Stichprobe von $n=112$ für $r=2$ und $n=156$ für $r=3$).
3. alle Maxima über einem im Vorfeld festgelegten Grenzwert - peak over threshold (Der Stichprobenumfang verändert sich mit dem Grenzwert. Als Grenzwerte wurden für den Pegel Warnemünde Wasserstände von 0,75 m, 1,0 m, 1.25 m sowie 1.5 m über NHN festgelegt. Daraus ergeben sich Stichproben mit einem Umfang von $n=265$, $n=100$, $n=25$ und $n=5$ Werten.)

Neben den Hochwasserständen wurden Flächen unter Hochwasserganglinien aus der trendfreien Zeitreihe mit definiertem Bezugsniveau abgeleitet. Die Flächen repräsentieren im Wesentlichen die Fülligkeit des jeweiligen Hochwasserereignisses. Zur Ermittlung der Fülligkeit wurde ein Mindestwasserstand definiert. Dieser orientiert sich am geringsten Jahresmaxima der Wasserstände und wurde für die Beispieluntersuchungen zu $NHN+0,5m$ gewählt. Das Vorgehen ist in Abb. 4 exemplarisch dargestellt. Alle blau markierten Flächen bilden zusammen die Grundgesamtheit der Flächen unter der Ganglinie.

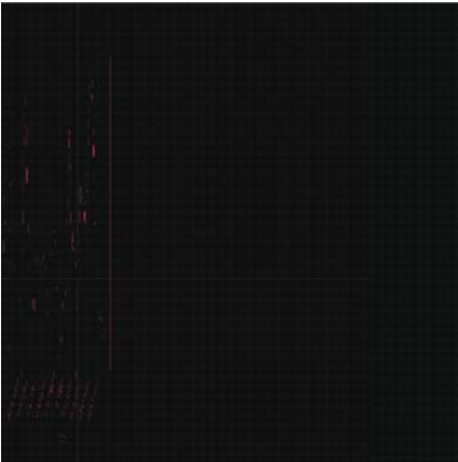


Abb. 9: Prinzip der Ermittlung der Fülligkeit von Sturmhochwasserkurven als Flächen unter der Wasserstandsganglinie (Beispiel Pegel Warnemünde, Zeitraum 11.1957 - 01.1958)

Zur statistischen Bewertung der Fülligkeit der einzelnen Hochwasserereignisse wurden als Stichprobe die Flächen der jeweiligen Jahresmaxima ausgewählt.

Bei der Auswahl aller Stichprobe ist zudem die statistische Unabhängigkeit der Daten zu beachten. Zwei hohe Wasserstände beziehungsweise große Flächen wurden als statistisch unabhängig voneinander angesehen, wenn zwischen den Scheitelwasserständen mindestens vier Tage liegen.

Um Aussagen über die Wahrscheinlichkeiten, dass hohe Wasserstände und Ereignisse mit einer großen Fläche gemeinsam auftreten machen zu können ist es erforderlich die gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit beider Ereignisse zu bestimmen. Dies wird im vorliegenden Fall unter Anwendung von Copula Funktionen durchgeführt.

Copula Funktionen beruhen auf dem Theorem von Sklar (Sklar 1959 in Nielsen 2006). Mit Copula Funktionen wird der statistische Zusammenhang zwischen zwei oder mehreren Zufallsvariablen mit beliebigen Randverteilungen beschrieben. Als Randverteilungen dienen die am besten an die univariate Stichprobe angepassten Verteilungsfunktionen.

Die verknüpfte Eintrittswahrscheinlichkeit von Hochwasserständen und Fülligkeiten wird auf der Grundlage der Stichprobe der Jahresmaxima ermittelt. Die beiden analysierten Größen (statistisch Variablen) sind nicht unabhängig voneinander sondern korreliert, d.h. es besteht ein zunächst unbekannter statistischer Zusammenhang zwischen den Hochwasserständen und der Fülligkeit der Hochwasserganglinie.

Die statistischen Zusammenhänge werden mit den bereits erwähnten Copula Funktionen beschrieben. Hierbei wird der jeweilige Zusammenhang mit Abhängigkeitsparametern statistisch beschrieben. Die jeweiligen Abhängigkeitsparameter wurden nach der Maximum-Pseudo-Likelihood Methode (vgl. Genest und Favre, 2007) bestimmt.

Als Randverteilungen für die Bestimmung der Copula-Funktionen wurden jeweils die mit Maximum-Likelihood Methode an die Jahresmaxima für Wasserstände und Fülligkeiten angepassten Extremwertverteilungen verwendet.

Auf der Grundlage der Randverteilungen und des jeweiligen Abhängigkeitsparameters lassen sich beliebig viele Ereigniskombinationen simulieren, die dann statistisch ausgewertet werden. In Abb. 10 sind die simulierten Datenpaare zusammen mit den Messwerten dargestellt. Von den drei untersuchten Copula Familien ist nach visueller Bewertung die Frank Copula am besten geeignet die gemessenen Daten zu beschreiben.

Für die angepasste Frank Copula wurden Linien gleicher Wahrscheinlichkeiten von Kombinationen von Wasserständen und Fülligkeiten ermittelt ($p = 0,1; 0,02; 0,01; 0,005$ und $0,001$ vgl. Abb. 10d). Die entsprechenden mittleren Wiederkehrintervalle (Jährlichkeiten) ergeben sich aus dem reziproken Wert der Wahrscheinlichkeiten zu $w=10, 50, 100, 200$ und 1000 .

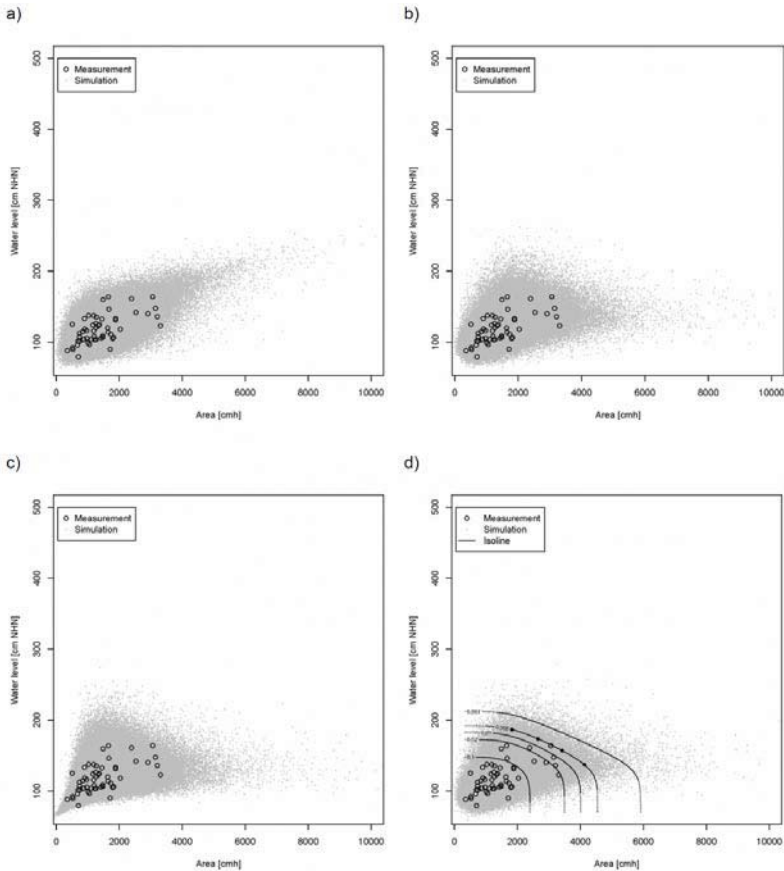


Abb. 10 Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten von Hochwasserständen und Fülligkeiten am Pegel Warnemünde mit den zugehörigen Copula-Funktionen a) Gumbel Copula, b) Frank Copula, c) Clayton Copula; d) Frank Copula mit Linien gleicher Wahrscheinlichkeit; Randverteilungen: GEV

Ganglinien

Aus gemessenen Wasserstandganglinien wurden drei typische Ganglinienformen für Hochwasserereignisse in der Ostsee abgeleitet.

Aus allen Flächen unter Ganglinien oberhalb von 50 cm über NHN (vergleiche Abb. 9) wurde die Fläche als Stichprobe ausgewählt, für die der höchste aufgezeichnete Wasserstand aufgetreten ist. Aus dieser Stichprobe wurden standardisierte Sturmflutganglinien ermittelt, indem sowohl die Zeitachse als auch die Wasserstandachse

durch den jeweiligen Maximalwert dividiert wurden und somit von 0 bis 1 skaliert wurden. Die zweite Ganglinienform wurde ermittelt indem zunächst wie vorher alle nach Abb. 9 ermittelten Flächen skaliert wurden, sodass die Zeit- und Wasserstandachse von 0 bis 1 reichen. Aus diesen Ganglinien ist die ausgewählt worden, die dann die größte Fläche aufwies (Abb. 11b).

Die dritte prinzipielle Ganglinienform ergibt sich durch Überlagerung von mehreren Ganglinien mit großer Fülligkeit (Fläche). Hier wurden die 5 fülligsten Kurven (größte Flächen) ausgewählt und so überlagert, dass die Scheitel übereinander liegen. Die Ganglinienform entspricht der Einhüllenden dieser 5 Ganglinien. Die Skalierung der Ganglinien erfolgt anhand der bivariaten Verteilungsfunktion. Auf den Linien gleicher Wahrscheinlichkeit werden Kombinationen von Flächen (Fülligkeiten) und Wasserständen ermittelt, die entsprechend die gleiche Überschreitungswahrscheinlichkeit aufweisen. In Abb. 10d sind auf der $p=0,005$ Isolinie beispielhaft 4 Punkte schwarz markiert. Die sich so ergebende standardisierten Formen der Ganglinien sind in Abb. 11d dargestellt. Die gewählten vier Ganglinien haben offensichtlich unterschiedliche Scheitelwasserrstände und Fülligkeiten aber gleiche Eintrittswahrscheinlichkeiten.

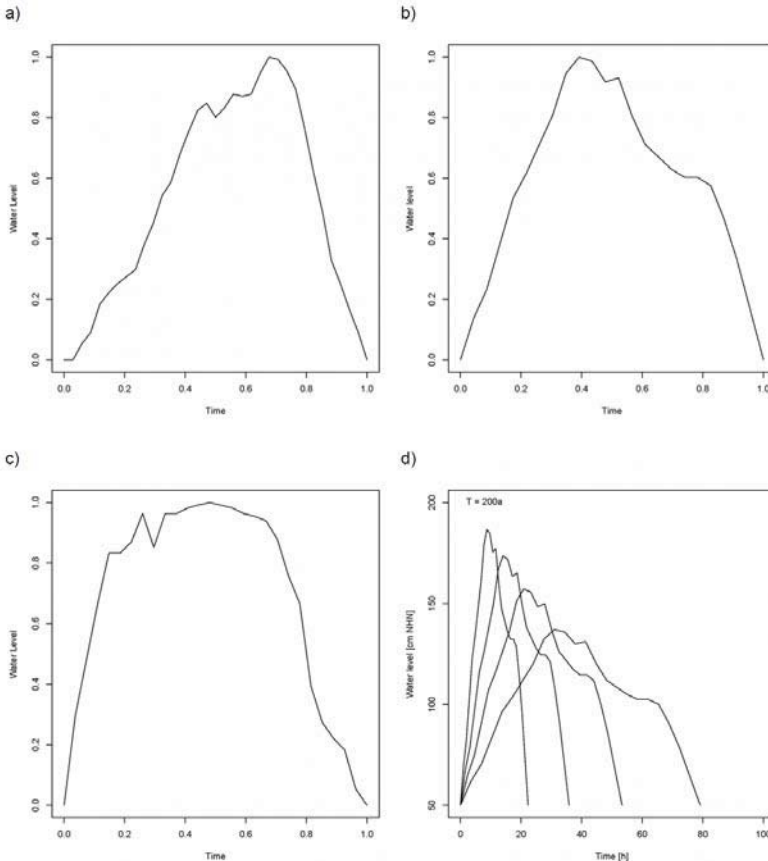


Abb. 11: Ganglinienformen: a: höchster Wasserstand, b: größte Fläche; c: Einhüllende der 5 größten Flächen; d: skalierte Ganglinie (Ganglinienform: größte Fläche) Wahrscheinlichkeit der jeder Kombination aus Wasserstand und Fläche ist 0,005

4 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurden vom Grundsatz her zwei Methoden zur Ermittlung von Sturmflutganglinien mit zugehöriger Eintrittswahrscheinlichkeit für die Verhältnisse in der Nordsee und in der Ostsee beschrieben. Die Kurven dienen der Ermittlung von Belastungsgrößen als Grundlagen für die Bewertung von Schäden und Risiko im Küstenraum.

Die Untersuchungen wurden im Rahmen des Vorhabens HoRisK (Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum) durchgeführt.

Schrifttum

Genest, C. and Favre, A.-C. (2007): Everything You Always Wanted to Know about Copula Modeling but Were Afraid to Ask. *Journal of Hydrologic Engineering* 12(4)

Nelson, R.B., 2006. *An Introduction to Copulas*. 2nd Edition. New York, NY: Springer, 269p.

R Development Core Team (2010). *R: A language and environment for statistical computing*. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. ISBN 3-900051-07-0. URL <http://www.R-project.org>.

Salvadori, G., De Michele, C., Kottegoda, N. T. and Rosso, R., 2007. *Extremes in Nature An Approach to Using Copulas*. Dordrecht, Netherlands: Springer, 292p.

Salvadori, G., De Michele, C., Canossi, M., Petaccia, A. and Rosso, R., 2005. Bivariate statistical approach to check adequacy of dam spillway. *Journal of Hydrologic Engineering* 10(1)

Salvadori, G. and De Michele, C. 2004. Frequency analysis via copulas :Theoretical aspects and applications to hydrological events. *Water Resources Research*, 40, W12511

UR 2011a, Fröhle, P., Gruhn, A., Salecker, D., Schlamkow, C.: HoRisK - B: Belastungen von Küstenschutzanlagen und Konsequenzen des Versagens im Bereich der Ostseeküste, Zwischenbericht für das Jahr 2010, Projekt HoRisK, Universität Rostock, Küstenwasserbau, März 2011

UR 2011b, Fröhle, P., Gruhn, A., Salecker, D., Schlamkow, C.: Ermittlung von konsistenten Hochwasserganglinien als Grundlage für Risikoanalysen im Küstenraum, Interner Bericht Universität Rostock, Küstenwasserbau, Juli 2011

Acknowledgement

Das Projekt HoRisK wird als KFKI – Forschungsvorhaben gefördert durch das BMBF (Bundesministerium für Bildung und Forschung) in Kooperation der Universitäten Aachen und Rostock mit dem NLWKN (Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Betriebsstelle Norden-Norderney) im Zeitraum von 2010 bis 2013 durchgeführt. Daneben sind als Projektpartner der LKN-SH (Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein), das StALUMM (Staatliches Amt für Landwirtschaft und Umwelt, Mittleres Mecklenburg) sowie die Landwirtschaftskammer Niedersachsen in die Untersuchungen mit eingebunden. Die Autoren danken dem KFKI und dem BMBF für die finanzielle Unterstützung. Daneben danken wir den Projektmitarbeitern und weiteren Projektbeteiligten, Herrn Grimm, Herrn Bachmann, Herrn Dr. (RWTH Aachen), Frau Gruhn, Herrn Schlamkow und Frau Salecker (Universität Rostock), Herrn Blum und Herrn Lambrecht (NLWKN), für die Mitarbeit im Vorhaben und die Unterstützung bei der Erstellung dieses Beitrags.

Die Analyse der Daten, die im vorliegenden Beitrag verwendet wurden, wurde im Wesentlichen von Frau Dörte Salecker durchgeführt.

Auswirkungen klimabedingter Änderungen auf das Strömungs- und Transportverhalten deutscher Nordseeästare

ein Vergleich von Ems, Jade-Weser und Elbe

275

Frau Dipl.-Ing. Ingrid Holzwarth

Ingrid Holzwarth, Annette Schulte-Rentrop, Fred Hesser

Abstract

Um die Auswirkungen eines Meeresspiegelanstiegs auf die deutsche Nordseeküste und ihre Ästare besser abschätzen zu können, ist im Rahmen von KLIWAS und KLIMZUG-NORD eine Systemstudie durchgeführt worden. Mit Hilfe 3D-hydrodynamisch-numerischer Modelle der Nordsee sowie der Ästare von Elbe, Weser und Ems werden zwei Situationen simuliert: eine Situation, die aktuelle, typische Verhältnisse repräsentiert und eine Situation, die eine Erhöhung des Meeresspiegels um 80 cm einschließt. Im Vergleich zur aktuellen Variante zeigen die Ergebnisse der Situation mit erhöhtem Meeresspiegel eine Vergrößerung des Tidenhubs aufgrund eines unterschiedlich starken Anstiegs von Tidehoch- und Tideniedrigwasser. Damit einher geht eine Verschiebung der Eintrittszeiten der Tidescheitel und Kenterpunkte sowie der Strömungsgeschwindigkeiten, die generell ansteigen. Zudem verändert sich das Flutstrom- zu Ebbestromverhältnis in vielen Bereichen zugunsten des Flutstroms. Aufgrund dessen ist mit einem verstärkten Stromauftransport von Sedimenten zu rechnen. Darüber hinaus zeigt sich in den Simulationen eine Verschiebung der Brackwasser- sowie der Trübungszone stromauf.

Diese Untersuchung ist Teil der Grundlage, auf der zunächst Betroffenheiten ermittelt und dann Anpassungsoptionen entwickelt werden, die den Auswirkungen eines sich wandelnden Klimas begegnen.

Motivation

Im aktuellen vierten Sachstandsbericht (AR4) des IPCC wird für die nächsten Jahrzehnte ein Wandel im Klima projiziert, der sich unter anderem in veränderten Lufttemperaturen, Niederschlagsmengen (TRENBERTH et al. 2007) und Meeresspiegelhöhen (BINDOFF et al. 2007) zeigt.

Ein verändertes Klima beeinflusst auch die Situation an den deutschen Nordseeästaren und es können Betroffenheiten z. B. bezüglich Grundwasser, landwirtschaftlicher Nutzung des Flusswassers, Flora und Fauna, Schiffbarkeit der Bundeswasserstraßen sowie Hochwasserschutz entstehen. In wieweit Klimaänderungen zu den genannten Betroffenheiten im Bereich der deutschen Küste führen, untersucht die Bundesanstalt für Wasserbau in der Dienststelle Hamburg im Rahmen der Forschungsprogramme KLIWAS und KLIMZUG-NORD. Dies geschieht mit Hilfe dreidimensionaler hydrodynamisch-numerischer Modelle.

Die projizierten Klimaänderungen sind mit großen Unsicherheiten behaftet. Aus diesem Grund können auch die möglichen Folgen nur mit großen Unsicherheiten abgeschätzt werden. Deshalb sind die Untersuchungen als Sensitivitätsstudien angelegt, in denen eine Bandbreite möglicher Änderungen des Wasserstandes in der Nordsee, des Oberwasserzufflusses, der Windstärke und Windrichtung sowie der Topographie berücksichtigt wird. Ziel der Untersuchungen ist die Entwicklung von Anpassungsoptionen, mit deren Hilfe den klimabedingten Veränderungen begegnet werden kann.

Dabei werden in den Untersuchungen extreme Situationen, z. B. Sturmfluten, sowie typische Verhältnisse betrachtet. Die Letzteren sind mit Blick auf den Transport von Sediment besonders interessant, da sie die Hauptrichtung und die Menge des im Wasser transportierten Materials bestimmen. Eine Veränderung hat somit Einfluss auf die Unterhaltungsmaßnahmen an den Wasserstraßen.

Es wird erwartet, dass insbesondere ein Anstieg des mittleren Meeresspiegels die Strömungs- und Transportverhältnisse in der Deutschen Bucht und damit auch in deren Ästaren beeinflusst (BMVBS 2007, FICKERT & STROTSMANN 2009) und aufgrund dessen Forschungsbedarf besteht (KDM 2007). In der hier beschriebenen Studie werden deshalb zwei Situationen verglichen: 1) eine Situation, die die aktuellen typischen Verhältnisse repräsentiert (*IST*), 2) eine experimentelle Situation (*EXP*), in der der mittlere Meeresspiegel am Rand der Nordsee um 80 cm höher liegt. Betrachtet wird das Gebiet der Deutschen Bucht mit einem Fokus auf den Ästaren von Elbe, Weser und Ems (Abb.1).

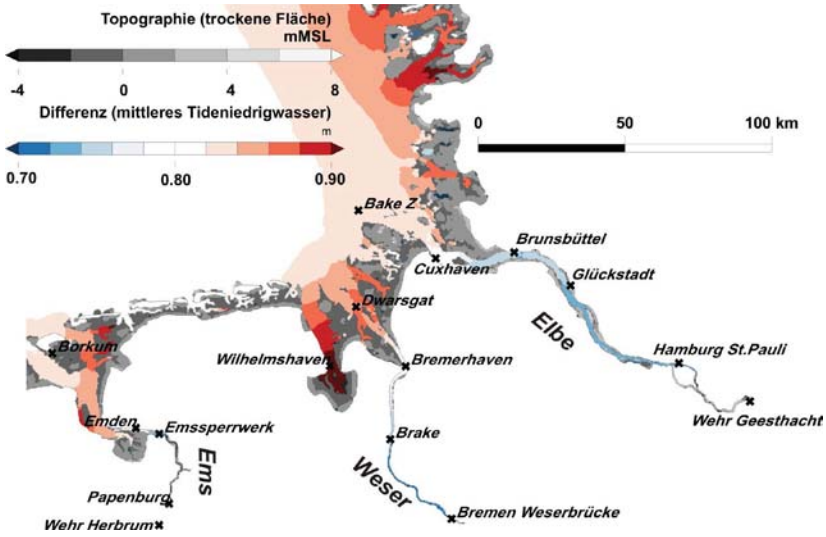


Abbildung 1: Untersuchungsgebiet; Darstellung der Änderung des mittleren Tideniedrigwassers in der Deutschen Bucht zwischen den Situationen *IST* und *EXP*. Eine weiße Färbung bedeutet eine Änderung im Bereich des eingesteuerten Betrags von 80 cm, blaue Färbung zeigt eine geringere Zunahme als 80 cm und rote Färbung eine größere Zunahme des Tideniedrigwassers an.

Methode

In der vorliegenden Studie wird das dreidimensionale, hydrodynamisch-numerische (HN-) Verfahren UnTRIM (CASULLI & ZANOLLI 1998) verwendet. Zunächst wird ein Modell der Nordsee betrieben, das durch den Wasserstand an den offenen Rändern zum Atlantik gesteuert wird. Es werden in dem Referenzlauf *IST* die hydrodynamischen Verhältnisse des Jahres 2006 modelliert. In einer Situation *EXP* wird der mittlere Wasserstand an den Modellrändern erhöht und so ein Anstieg des Meeresspiegels simuliert. Der Wert von 80 cm wurde gewählt, da er der oberen Grenze des im AR4 genannten Betrags für einen mittleren, weltweiten Anstieg des Meeresspiegels zum Jahr 2100 von 79 cm entspricht (SOLOMON et al. 2007). Hierbei handelt es sich um einen globalen Wert. Ein Anstieg des Meeresspiegels kann sich im Nordostatlantik sehr unterschiedlich auswirken, jedoch kann nach GÖNNERT et al. (2009) dieser Wert auch als oberer, zentraler Wert für die deutsche Küste angesetzt werden. Die Auswirkungen des simulierten Meeresspiegelanstiegs hinsichtlich des Wasserstandes werden für die Nordsee und die deutsche Nordseeküste untersucht. Anschließend werden die Ergebnisse beider Simulationen als Randwerte für die nachgeschalteten Ästuarmodelle von Elbe, Weser und Ems verwendet. Für die Modelle der Ästuarie wird ebenfalls das Modellverfahren UnTRIM verwendet, jedoch besitzen die Ästuarmodelle im Vergleich zum Nordseemodell eine höhere räumliche Auflösung. Es werden wieder jeweils die Zustände *IST* und *EXP* modelliert, die sich lediglich durch ihre Nordseerandwerte für Wasserstand und Salzgehalt unterscheiden. Mögliche Änderungen im Oberwasserzufluss, in den Windverhältnissen oder in der Topographie bleiben in dieser Studie unberücksichtigt. So werden für die beiden Zustände *IST* und *EXP* jeweils die für das Jahr 2006 gemessenen Oberwassermengen eingesteuert. An der Elbe gehen die Abflüsse im Analysezeitraum von ca. 450 auf ca. 250 m³/s zurück, in der Weser steigen sie von 126 auf 159 m³/s und an der Ems (inkl. Leda und Jümme) von 31 auf 61 m³/s an.

Die Ergebnisse der Modellierung werden für einen Spring-Nippzyklus (etwa 14 Tage) analysiert und dabei zum einen direkt ausgewertet und zum anderen über eine Tidekennwertanalyse (www.baw.de/methoden/index.php5/Tidekennwerte_des_Wasserstandes) hinsichtlich des Wasserstandes, der Strömungsgeschwindigkeit, sowie des Salz- und Schwebstoffgehalts aufbereitet. Von allen skalaren und vektorialen Größen können auch Differenzen zwischen zwei modellierten Situationen – in diesem Fall *EXP-IST* – ermittelt werden. Diese Differenzen zeigen direkt die Veränderungen, die sich aus einem Anstieg des Meeresspiegels gegenüber dem gegenwärtigen Zustand ergeben. Dies hilft, mögliche Betroffenheiten abzuleiten.

In dieser Studie liegt der Fokus auf:

- Wasserstand (Tideniedrigwasser, Tidemittelwasser, Tidehochwasser, Tidenhub)
- Strömungsgeschwindigkeiten (Flut- und Ebbstromgeschwindigkeit)
- Salzgehalt (Lage der Brackwasserzone)
- Schwebstofftransport

Resultate

Zunächst werden die Ergebnisse des Modells der Nordsee im Bereich der deutschen Küste und in den Außenbereichen der Ästuarie betrachtet. Hier zeigen sich bezogen auf den Wasserstand zwischen den modellierten Situationen *IST* und *EXP* folgende Effekte des simulierten Meeresspiegelanstiegs um 80 cm auf die typischen Verhältnisse:

- Das Tidehochwasser steigt zwischen +86 cm und +100 cm an, d.h. um 6-20 cm zusätzlich zur eingesteuerten Änderung
- Das Tideniedrigwasser steigt bis zu 86 cm an (s. Abb. 1)
- Der Tidenhub steigt zwischen 6 cm in der Außenweser und der Außenems und bis zu 10 cm in der Außenelbe

Im Folgenden werden die Ergebnisse betrachtet, die sich für die Ästuarie von Elbe, Weser und Ems ergeben. Abbildung 2 zeigt die Differenzen des mittleren Tidehochwassers und des mittleren Tideniedrigwassers der untersuchten Situationen. Würde sich der eingesteuerte Wert unverändert bis zur Tidegrenze fortsetzen, läge die Differenz konstant bei 0,8 m. So zeigt eine Differenz über 0,8 m, dass in der Situation *EXP* der Wasserstand um mehr als 80 cm steigt. Entsprechend gilt für Differenzen unter 0,8 m, dass der Wasserstand um weniger als den eingesteuerten Wert ansteigt.

Die Kurven zeigen für die Elbe entlang der gesamten Fahrinne einen stärkeren Anstieg des Tidehochwassers im Vergleich zum Tideniedrigwasser. Damit ist auch der Tidenhub in der Situation mit erhöhtem Meeresspiegel größer als in der Referenzvariante. Dabei vergrößert sich die Zunahme des Tidenubs in Richtung Wehr, insbesondere oberhalb von Hamburg, durch die geringe Zunahme des Niedrigwassers. Auch für die Weser und die Unterems ergibt sich eine größere Zunahme des Tidehochwassers mit dem damit verbundenen Anstieg des Tidenubs. Allerdings fällt der Anstieg nicht so stark aus wie in der Elbe. Im Bereich der Außenems, etwa vom Emdener Fahrwasser bis zum Pegel Emshörn, zeigt sich dagegen ein stärkerer Anstieg des Niedrigwassers im Vergleich zum Hochwasser und damit eine Verkleinerung des Tidehub.

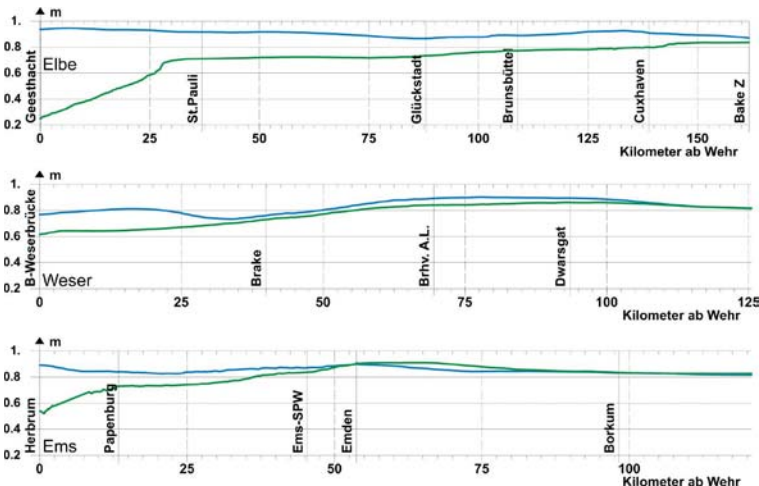


Abbildung 2: Differenz des mittleren Tidehochwassers (in blau) und Tideniedrigwassers (in grün) zwischen Referenz- und Experimentsituation (*EXP-IST*) entlang der Fahrinne des jeweiligen Ästuars. Die Abbildung zeigt das Wehr links und die Nordsee rechts.

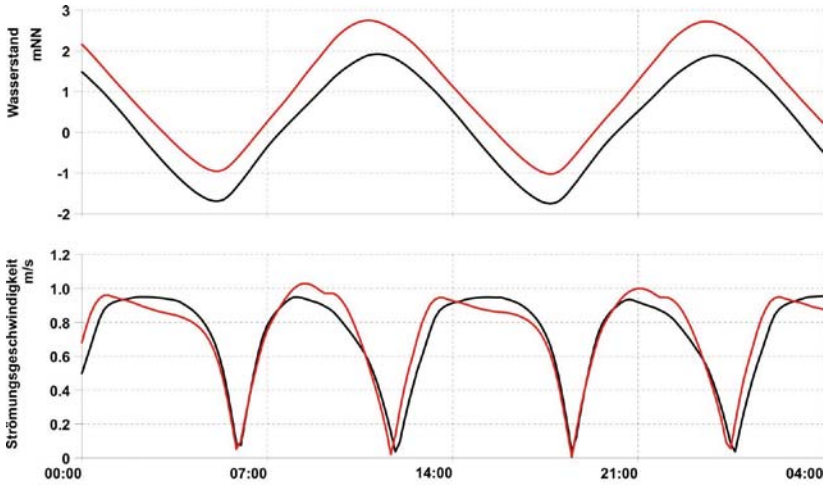


Abbildung 3

3: Zeitreihen des Wasserstands (oben) und der tiefengemittelten Strömungsgeschwindigkeit (unten) für die Situation *IST* (schwarze Kurve) und die Situation *EXP* (rote Kurve) am Pegel Brake der Weser.

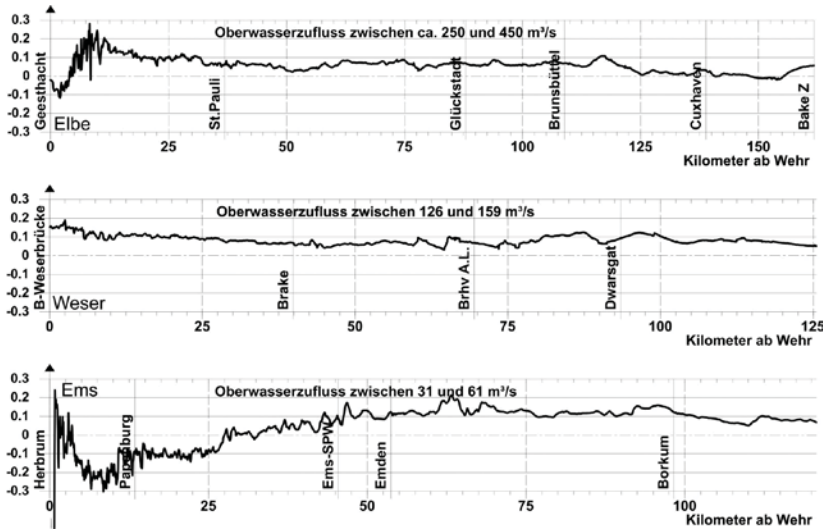


Abbildung 4: Differenz (*EXP* – *IST*) des Verhältnisses der mittleren, tiefengemittelten Flutstromgeschwindigkeit zur mittleren, tiefengemittelten Ebbestromgeschwindigkeit zwischen den untersuchten Situationen, gemittelt über den Analysezeitraum, entlang der Fahrinne des jeweiligen Ästuars. Werte über Null zeigen eine Stärkung des Flutstroms im Vergleich zum Ebbestrom in der Situation *EXP*. Werte unter Null zeigen eine Änderung des Verhältnisses in Situation *EXP* zugunsten des Ebbestroms.

Neben der Erhöhung der Wasserstände kommt es auch zu einer Deformation der Tidekurve verbunden mit einer Verschiebung der Eintrittszeiten und Änderung der Strömungsgeschwindigkeiten. Hier werden beispielhaft der Wasserstand und die Strömungsgeschwindigkeit am Pegel Brake der Weser gezeigt. In Abbildung 3 (obere Hälfte) sind ein früheres Einsetzen des Tidehochwassers und damit ein Aufsteilen des Flutastes zu erkennen. Dies ist verbunden mit einer Erhöhung der Flutstromgeschwindigkeit und einem früheren Einsetzen der Flutstromkenterung (untere Hälfte Abb. 3).

Entlang der Elbe und der Weser zeigt sich im Verhältnis der Flut- zur Ebbstromgeschwindigkeit ein stärkerer Anstieg der Flutstromgeschwindigkeit (Abb. 4). In der Außenems und dem unteren Bereich der Unterems lässt sich dieser Effekt auch erkennen. Im Abschnitt der Unterems bis zur Tidegrenze hingegen zeigt sich in der Situation *EXP* ein stärkerer Anstieg der Ebbstromgeschwindigkeit. Bei der Betrachtung der Abbildung 4 ist zu beachten, dass der Verhältniswert der Flut- zur Ebbstromgeschwindigkeit auch vom eingesteuerten Oberwasser abhängt. Auf Abbildung 5 ist beispielhaft anhand der Elbe die Differenz der Restschwebstofftransporte zwischen den Varianten *IST* und *EXP* dargestellt. In den meisten Bereichen ist eine Zunahme der Restschwebstofftransporte zu erkennen, die in der Fahrinne mehr als 10% beträgt. Wie bereits die Auswertung der Strömungsgeschwindigkeiten vermuten lässt, zeigt dort auch die Richtung der Differenz des Resttransportes, gekennzeichnet durch die schwarzen Pfeile, stromauf.

Darüber hinaus ist in allen drei Ästuaren in der Situation *EXP* eine Verschiebung der Trübungszone um mehrere Kilometer stromauf festzustellen. Dies ist für die Weser in Abbildung 6 beispielhaft dargestellt.

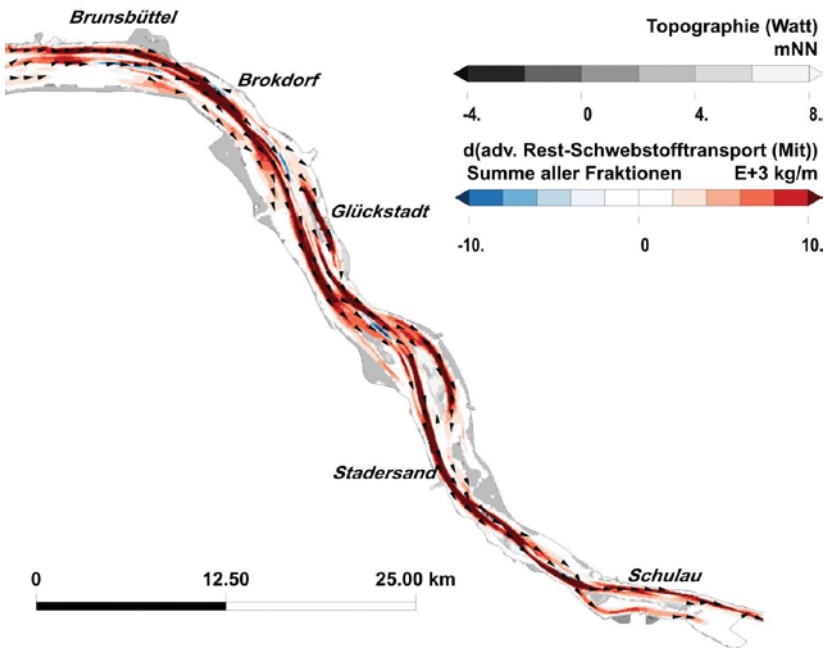


Abbildung 5: Änderung (*EXP-IST*) der mittleren, tiefengemittelten Restschwebstofftransporte im mittleren Bereich des Ästuars der Elbe. Rote Färbung zeigt eine Zunahme der Transporte in der Situation *EXP*.

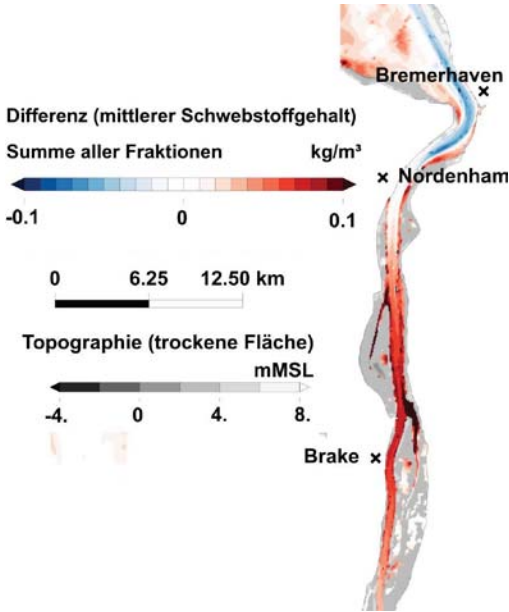


Abbildung 6: Änderung des mittleren, tiefengemittelten Schwebstoffgehaltes im mittleren Abschnitt des Weser-Ästuars zwischen den betrachteten Situationen (*EXP* - *IST*). Rote Färbung bedeutet eine Zunahme der Schwebstoffkonzentration in der Wassersäule, blaue Färbung entsprechend eine Abnahme in der Situation *EXP* im Vergleich zur Variante *IST*.

In Abbildung 7 ist der mittlere Salzgehalt der untersuchten 28 Tiden entlang der Fahrrinne des jeweiligen Ästuars dargestellt und so die Verschiebung der Brackwasserzone für die drei Ästuar zu sehen. In allen drei Ästuaren liegt sie in der Situation mit erhöhtem Meeresspiegel weiter stromauf. Ursache dafür ist die erhöhte Wassertiefe im Ästuar, die mehr Wasser von See kommend einströmen lässt (Transgression). Unter den vorgegebenen Randbedingungen im Analysezeitrum (s. Methode) wandert die 1 PSU Grenze in der Elbe um 9 km, in der Weser um km 3 und in der Ems um 6 km in Richtung Wehr. Die 10 PSU Linie verschiebt sich in der Elbe um 7 km, in der Weser um 4 km und in der Ems um 5 km stromauf (vgl. Abb.7).

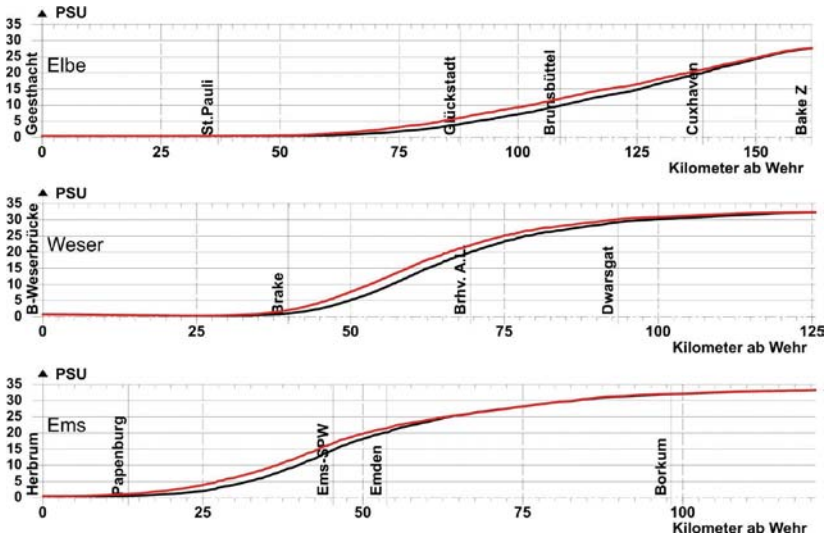


Abbildung 7: Tiefengemittelter mittlerer Salzgehalt über 28 Tiden in PSU entlang der Fahrhinne des jeweiligen Ästuars für die Situationen *IST* (schwarze Kurve) und *EXP* (rote Kurve).

Diskussion

Mit einem 3D-HN-Modell wurde ein Spring-Nippzeitraum für zwei Situationen in der Nordsee und den drei Ästuaren Elbe, Weser und Ems simuliert. Situation *IST* repräsentiert den Referenzzustand für die heutige Meeresspiegellage. In Situation *EXP* wurde der Meeresspiegel am Rand des Nordseemodells gegenüber *IST* um 80 cm erhöht. In dieser Situation zeigen die Modellergebnisse im Vergleich zum Zustand *IST* erhöhte Wasserstände in den Ästuaren Elbe, Weser und Ems. Die Erhöhung entspricht dabei nicht dem eingesteuerten Anstieg des Meeresspiegels im Nordatlantik von 80 cm. Das deutet auf eine Änderung der Tidecharakteristik durch die Wasserstandserhöhung hin. Eine Auswertung der Strömungsgeschwindigkeiten bestätigt dieses und zeigt hauptsächlich eine Zunahme, die für die Ebbestrom- bzw. Flutstromgeschwindigkeiten unterschiedlich stark ausfällt. Dabei verformt sich die Tidekurve mit zunehmender Nähe zu den Tidegrenzen der Ästuare und es ergibt sich eine Verschiebung der Eintrittszeiten der Tidehoch-, Tideniedrigwasser und der Kenterpunkte. In den Ästuaren von Elbe und Weser führt die Verformung der Tidekurve zu einer Stärkung der Flutstromgeschwindigkeit im Vergleich zur Ebbestromgeschwindigkeit in der Situation *EXP*. In der Ems zeigen die Modellergebnisse zwar eine generelle Zunahme der Strömungsgeschwindigkeiten, jedoch wird dort die Flutstromdominanz in der oberen Unterems geringer. Die Gründe hierfür sind noch genauer zu untersuchen, z.B. mittels einer Partialtidenanalyse und mit Fokus auf den Obertiden der M2. Eine Zunahme der Strömungsgeschwindigkeiten bedeutet eine höhere Belastung auf die natürlichen und konstruktiven Uferbefestigungen in den Ästuaren.

Die Zunahme der Flutstromdominanz in der Situation *EXP* lässt einen erhöhten Stromauftransport von Sedimenten durch einen Anstieg des Meeresspiegels erwarten. Die Auswertung der Restschwebstofftransporte bestätigt dies. Daraus lassen sich Betroffenheiten beispielsweise für die Unterhaltung der Wasserstraßen sowie die vom Sedimenthaushalt abhängigen ökologischen Faktoren ableiten.

Darüber hinaus verschiebt sich in allen drei Ästuaren die Trübungszone sowie die Brackwasserzone in der Situation *EXP* weiter stromauf. Dadurch ergeben sich Betroffenheiten für die biogeochemischen und ökologischen Prozesse im Ästuar sowie für die Landwirtschaft, die in bestimmten Bereichen auf Flusswasser zur Bewässerung ihrer Anbaugelände angewiesen ist. In der oberen Unterems ist eine Versalzung des Baggergutes problematisch, da es dann nicht mehr auf Land verbracht werden dürfte. Außerdem ändern sich im Bereich der Verschiebung die Lebensbedingungen für Tiere und Pflanzen.

Bei der Verschiebung der oberen Grenze der Brackwasserzone zeigt sich in der Elbe mit 9 km der größte Einfluss. Die Verschiebung in der Weser mit 3 km und der Ems mit 6 km liegen darunter.

Ausblick

Die hier beschriebene Untersuchung ist ein Teil der Sensitivitätsstudien für den Parameter Meeresspiegelanstieg und bildet die Grundlage für die Vulnerabilitätsstudien. In gleicher Weise werden weitere Werte eines möglichen Anstiegs des Meeresspiegels untersucht. Darüber hinaus finden Untersuchungen statt, die mehrere mögliche Änderungssignale kombinieren (Oberwasserzufluss, Windstärke, etc.). Auch die Topographie ist ein wesentlicher Faktor, der eng in Wechselwirkung mit der Hydrodynamik steht. Deshalb werden Untersuchung zusammen mit dem KFKI-Projekt AufMod (Aufbau von integrierten Modellsystemen zur Analyse der langfristigen Morphodynamik in der Deutschen Bucht) durchgeführt. Schließlich werden in Kooperation mit der WSV und Interessenvertretern der Ländern in KLIWAS und KLIMZUG-Nord Anpassungsoptionen entwickelt. Dabei werden nachhaltige Maßnahmen in Bezug auf Schiffbarkeit, Bauwerke, Ökologie (Wasserrahmenrichtlinie), Wasserentnahme, Tourismus etc. angestrebt. Falls sich diese Maßnahmen im Modell abbilden lassen, können ihre Wirksamkeiten mit dem HN-Modell überprüft und gegebenenfalls optimiert werden.

Dank

Die Untersuchungen wurden im Rahmen von KLIWAS und KLIMZUG NORD durchgeführt. Die harmonischen Konstanten der wichtigsten Partialtiden zur Steuerung des Wasserstands am Rand des Modells der Nordsee wurden vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie zur Verfügung gestellt.

Literaturliste

- BINDOFF, N.L., J. WILLEBRAND, V. ARTALE, A. CAZENAVE, J. GREGORY, S. GULEV, K. HANAWA, C. LE QUÉRÉ, S. LEVITUS, Y. NOJIRI, C.K. SHUM, L.D. TALLEY & A. UNNIKRISHNAN 2007: Observations: Oceanic Climate Change and Sea Level. In: *Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [SOLOMON, S., D. QIN, M. MANNING, Z. CHEN, M. MARQUIS, K.B. AVERYT, M. TIGNOR & H.L. MILLER (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.
- BMVBS 2007: Schiffahrt und Wasserstraßen in Deutschland - Zukunft gestalten im Zeichen des Klimawandels, Eine Bestandsaufnahme
- CASULLI, V. & ZANOLLI, P. 1998: A three-dimensional semi-implicit algorithm for environmental flows on unstructured grids. ICFD Conference on Numerical Methods in Fluid Dynamics, Oxford
- FICKERT, M. & STROTMANN, T. 2009: Zur Entwicklung der Tideverhältnisse in der Elbe und dem Einfluss steigender Meeresspiegel auf die Tidedynamik in Ästuaren - Textbeitrag zum HTG-Kongress 2009
- GÖNNERT, G., VON STORCH, H., JENSEN, J., THUMM, S., WAHL, T. & R. WEISSE 2009: Der Meeresspiegelanstieg - Ursachen, Tendenzen und Risikobewertung, *Die Küste*, Heft 76, 225 - 256
- KDM (2007): Positionspapier: Küstenmeere im Wandel - Forschungsbedarf der deutschen Küsten- und Randmeerforschung
- SOLOMON, S., D. QIN, M. MANNING, R.B. ALLEY, T. BERNTSEN, N.L. BINDOFF, Z. CHEN, A. CHIDTHAISONG, J.M. GREGORY, G.C. HEGERL, M. HEIMANN, B. HEWITSON, B.J. HOSKINS, F. JOOS, J. JOUZEL, V. KATTSOV, U. LOHMANN, T. MATSUNO, M. MOLINA, N. NICHOLLS, J. OVERPECK, G. RAGA, V. RAMASWAMY, J. REN, M. RUSTICUCCI, R. SOMERVILLE, T.F. STOCKER, P. WHETTON, R.A. WOOD & D. WRATT 2007: Technical Summary. In: *Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [SOLOMON, S., D. QIN, M. MANNING, Z. CHEN, M. MARQUIS, K.B. AVERYT, M. TIGNOR & H.L. MILLER (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.
- TRENBERTH, K.E., P.D. JONES, P. AMBENJE, R. BOJARIU, D. EASTERLING, A. KLEIN TANK, D. PARKER, F. RAHIMZADEH, J.A. RENWICK, M. RUSTICUCCI, B. SODEN & P. ZHAI 2007: Observations: Surface and Atmospheric Climate Change. In: *Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [SOLOMON, S., D. QIN, M. MANNING, Z. CHEN, M. MARQUIS, K.B. AVERYT, M. TIGNOR & H.L. MILLER (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.

Kolkschutz mit geotextilen Sandcontainern an Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen

Frau Dipl.-Ing. Katja Werth
Herr Dr.-Ing. Karsten Peters, Frau Dipl.-Ing. Katja Werth

1. Einleitung

Bei der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) wird eine Veränderung der hydro- und morphodynamischen Prozesse im Nahfeld der Gründungsstruktur verursacht. Als Folge kommt es an der ungeschützten Gewässersohle zu Erosionen und Auskolkungen, welche bereits in der Bauphase auftreten und sich zeitabhängig weiterentwickeln. Der Kolkprozess selbst stellt einen dynamischen aber auch selbstbegrenzenden Prozess mit einer theoretischen Endtiefe bis zum Gleichgewichtszustand dar. Da auftretende Kolke die Standsicherheit der OWEA erheblich beeinträchtigen können, ist für die Gründungsstrukturen ein entsprechend dimensionierter Kolkschutz als Sicherungsmaßnahme erforderlich.

Kolkschutzmaßnahmen im Gründungsbereich von Bauwerken unterscheiden sich in technisch-konstruktiver Hinsicht nicht von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen. Beide Systeme benötigen einen Filter für eine stabile Grenzschicht gegenüber dem zu schützenden Untergrund (abzufilternden Boden) ohne dabei die Wasserdurchlässigkeit zu beeinflussen sowie eine Deckschicht, die den hydrodynamischen Angriffen ausreichend widerstehen muss.

Sandgefüllte geotextile Container aus vernadeltem Filtrvliesstoff (VSCs) vereinen die beiden technisch-konstruktiv erforderlichen Kolkschutzelemente Filter- und Deckschicht und bilden gleichsam das ökologische Sohlumfeld bei OWEA nach. Mehrlagige Systeme aus Mineralkornfilterschichten und Steindeckwerke erübrigen sich gänzlich.

Im Beitrag werden Technologie, Projekterfahrungen und Regelwerke vorgestellt und mögliche Vorteile von sandgefüllten Vliesstoffcontainern gegenüber einer konventionellen Kolkschutzmethode aufgezeigt.

2. Anforderungen an den Kolkschutz

Kolkprozesse und deren Auswirkungen bei OWEA werden ausführlich in Peters et al (2011), Lesny (2010) und Heerten & Peters (2010) behandelt. Für einen effektiven Kolkschutz für OWEA sind u.a. folgende Anforderungen von Bedeutung:

Funktionalität:

- Filter- und Lagestabilität,
- Flexibilität und Anpassungsfähigkeit,
- Sofortiger Schutz zur Vermeidung baubedingter Kolkbildung,
- Robustheit und Funktionstüchtigkeit für lange Zeiträume,
- Gutmütigkeit gegenüber unerwarteten Einflüssen und Redundanz
- Modifizierbarkeit.

Bautechnik und -betrieb:

- Einbausicherheit,
- Minimale Materialvielfalt (je einfacher das System, desto geringer ist das Risiko von Behinderungen beim Bauablauf, z.B. im Übergang Sohlensicherung und Bauwerksgründung)
- Geringes Gefährdungspotential für Bauteile und Korrosionsschutz,
- Kompatibilität bei Anschlüssen von externen Bauteilen, z.B. Kabelzuführungen.

Qualitätssicherung und Überwachung:

- Einfachheit in der Materialvielfalt,

- Werkseitig, unter kontrollierten Randbedingungen hergestellte Materialien verringern den Überwachungswand durch Werkprüfzeugnisse,
- Regelwerke und vorhandene Verfahren zur Eignungsprüfung, z.B. der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) erleichtern die Qualitätssicherung

Ökologie:

- Minimaler Eingriff auf die vorhandene Sohlenumgebung,
- Materialunbedenklichkeit,
- Rückbaubarkeit.

Wirtschaftlichkeit:

- Einfache Konstruktion mit zertifizierten und genormten Materialien,
- Die Kosten für den Kolkchutz müssen neben Bau- auch mögliche Folgekosten durch bauverfahrenbedingte Behinderungen und die Kosten für den Rückbau nach Ablauf der Betriebsdauer enthalten,
- Minimierung von Massentransporten.

3. Konventioneller Kolkchutz – ungelöste Fragen

Werden Filter- und Deckschichten, teils in mehrlagigen, aus unterschiedlichen Gestein- und Kornabstufungen für OWEA dimensioniert, so wird häufig auf bestehende Regelwerke für die örtlichen Randbedingungen, z.B. große Wassertiefen, zurückgegriffen. Was in der Theorie einfach erscheint, wirft Fragen bei Betrachtung praktischer Belange und sicherer Funktionalität auf.

Mineralkornfilter aus aufwendig gestuften Gesteinskörnungen, z.B. 0/200 entmischen sich deutlich beim Schütten im freien Fall unter Wasser. Nach ZTV-W LB 210 (2006) ist die Entmischung von Filtern aus Gesteinskörnungen bei einer Ungleichförmigkeit $U > 5$ zu berücksichtigen. Alle Aufwendungen bei der Herstellung einer weit gestuften Mischkörnung sind ansonsten zunichte: Die größeren Fraktionen des Mischkornfilters einer Unterwasserschüttung eilen den kleineren Steinen voraus, treffen früher auf der Sohle auf und führen damit zu einer unbeabsichtigten Sortierung des Haufwerks und damit zu einem "umgekehrten Filter" mit ungeeigneter Filterfunktion für die sandige, mobile Sohle. Die oberen kleineren Fraktionen sind dann bereits bei minimaler Strömung nicht lagestabil. Bereits zu Beginn der 1980er Jahre wurde die Entmischung in Untersuchungen durch die BAW in Zusammenhang mit Fallzeit, Fallstrecke (Wassertiefe) und Steingröße in Kniess (1981) aufgearbeitet und die Ergebnisse sind bis heute physikalisch nachvollziehbar. Abb. 1 zeigt den Zusammenhang bei Entmischung in Abhängigkeit von unterschiedlichen Korndurchmessern einer Steinrohklasse bei einem Fall durch 4 m Wassertiefe. Selbst bei einer Falltiefe von 2 m ist die Entmischungproblematik gegeben, ein fachgerechter Einbau kann dann z.B. nur mit dem Greifer und als Schüttung im mehrlagigen Schichtsystem erfolgen, so dass die Entmischung innerhalb der Lagen stattfindet. Beides dürfte für OWEA unwirtschaftlich sein.

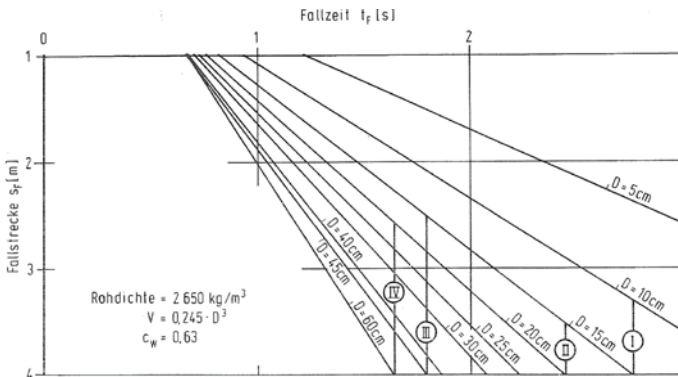


Abb. 1: Entmischung einer losen Schüttung aus Gesteinskörnungen unterschiedlicher Korndurchmesser beim Fall durch das Wasser (Kniess, 1981)

Für OWEA ergibt sich mit der Entmischung bei großen Wassertiefen weiter die ungelöste Frage der Lagestabilität während der Freiliegezeit vor Einbau der Deckschicht. Dadurch, dass baubedingte Kolke vermieden werden sollen, tendieren baupraktische Überlegungen zum Filtereinbau mit nachgeschalteter Gründung/Rammung durch die Filterschicht hindurch. Nach der Gründung erfolgt der Einbau der Deckschichten. Eine zeitnahe Abfolge der Bauabläufe ist aufgrund der komplizierten Baurandbedingungen nicht möglich, d.h. dass eine Freiliegezeit der Filterschicht ohne Deckschicht von mehreren Wochen oder Monaten realistisch ist. Der Filter entspricht dann nicht mehr den Regelanforderungen, weil die Lagestabilität ohne Deckschicht über den langen Zeitraum infrage gestellt werden muss.

Im weiteren Zuge des Bauablaufes ist der Steineinbau für die Deckschichten so zu gestalten, dass Beschädigungen von korrosionsgeschützten Bauteilen einer OWEA-Gründungsstruktur vermieden werden und die Kabelzuführung im Nahfeld des Kolkschutzes sicher ausgeführt werden kann. Das witterungsbedingte stark widrige Umfeld von OWEA muss zu technisch-konstruktiven Lösungen führen, die eine Vielfalt von unterschiedlich sensitiven Bauelementen berücksichtigt. Daher sollte das Ziel verfolgt werden, den Kolkschutz so einfach und gleichsam sicher wie möglich zu gestalten.

Die Schlussfolgerungen, die sich aus den o.g. ungelösten Fragen für OWEA-Randbedingungen ergeben, führen zu der Aussage, dass zum Einen ein konventioneller mineralischer Kolkschutz bei OWEA nicht fachgerecht ohne Einschränkungen hergestellt werden kann. Zum anderen verkompliziert ein mineralischer Kolkschutz unnötig die Bauablaufplanung. Bei einer objektiven Bewertung von Funktionalität und Herstell- einschließlich Folgekosten ist dies berücksichtigen. Für Bauherren von OWEA ergeben sich daher signifikante Vorteile bei einem Kolkschutzsystem aus geotextilen sandgefüllten Containern.

4. Kolkschutzsystem mit geotextilen Containern

4.1 Allgemeines

Anwendungserfahrungen mit Geotextilien im Küstenschutz umfassen bereits über 50 Jahre. Wesentlich ist, dass die Nachweis- und Prüftiefe für Filtervliesstoffe als Bestandteil von Sohlsicherungen durch die seit 20 Jahren erfolgreich praktizierten Regelwerke der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) gegeben ist. In Abb. 2 sind erfolgreiche Anwendungsbeispiele aufgeführt, bei denen ausschließlich vernadelter (mechanisch verfestigter) Vliesstoff eingesetzt wurde. Damit steht ein für Kolkschutzmaßnahmen bewährtes Material zur Verfügung.



Abb. 2: Anwendung geotextiler Container aus vernadeltem Vliesstoff (VSC)

Projekterfahrungen mit Vliesstoff-Sandcontainern (VSCs) als Kolkenschutzsystem sind seit Anfang der 1990er Jahre vielfältig vorhanden und literaturmäßig bekannt (Heibaum, 1994 und Schlie, 1999). Dabei wurden baupraktische Erfahrungen bei der Stabilisierung von Kolkböschungen mit geotextilen Sandcontainern (VSC) am Eidersperrwerk (1993) und im Hafen List / Sylt (1995) gewonnen (Abb. 3) und es stehen bereits Ergebnisse aus Untersuchungen zur Wirksamkeit nach 10-jähriger Freibewitterungszeit unter Seegangseinfluss zur Verfügung (Schade, 2008).

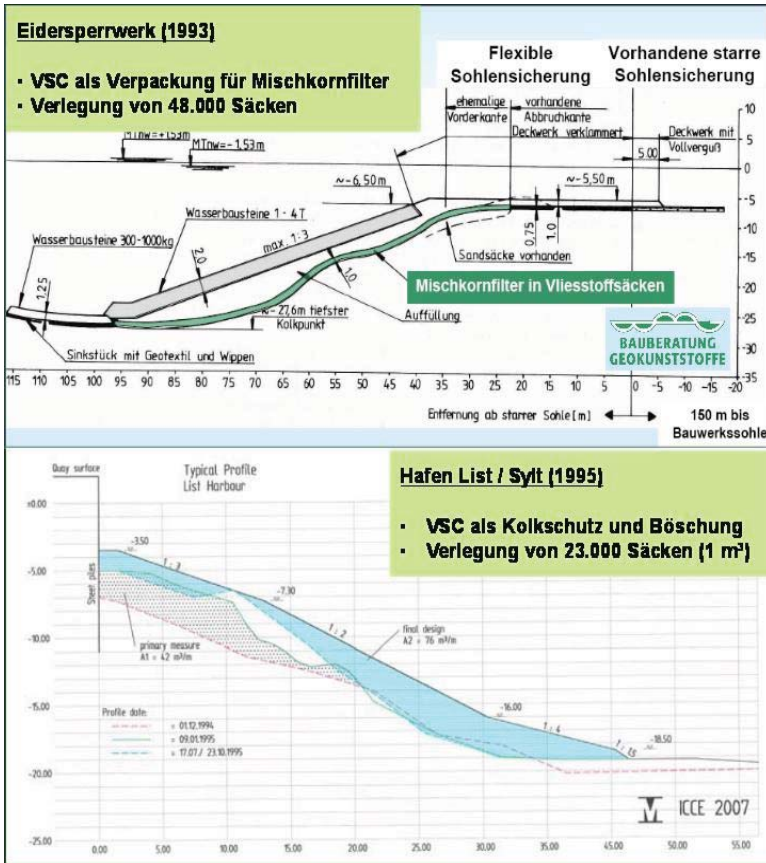


Abb. 3: Stabilisierung von Kolkböschungen mit Sandcontainern am Eidersperwerk (1993) und am Hafen List / Sylt (1995)

4.2 Aufbau

Aufgrund praktischer Erfahrungen haben sich Sandcontainer aus vernadeltem Filtervliesstoff mit einem Füllvolumen zwischen 1 m und 1,5 m³ bewährt. Nach den Grundsätzen

- Abmessungen so groß wie nötig und so klein wie möglich,
- gute Dehnfähigkeit des Geotextils für optimales Verformungsvermögen des Sandcontainers,
- Mechanisch verfestigte, dicke und daher filterstabile Vliesstoffe für eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen Abrieb, für ein gutes Reibungsverhalten sowie mit hoher Durchschlagfestigkeit gegenüber mechanischen Beanspruchungen

kann bei einem fehlerstellenfreien 2-lagigen System mit VSC (Flächengewicht $\geq 600 \text{ g/m}^2$) von einer intakten Filterlage ausgegangen werden, da hierbei eine Vollflächigkeit des Filters vorausgesetzt ist. Das bedeutet, dass nach Einbau eines 2-lagigen Aufbaus der volle Kolkschutz sofort hergestellt ist und sich zusätzliche mineralische Filter- oder Deckschichten erübrigen.

Für die Gründung von Monopiles ergibt sich dadurch der Vorteil, dass der Kolkschutz bereits vor der Errichtung der Anlage hergestellt werden kann und gleichsam ein sofortiger Schutz gegeben ist. Der Bauablauf zwischen den Gewerken Sohlsicherung und Errichtung der Anlage wird deutlich entzerrt, so dass das Risiko von

bauzeitbedingten Stillstandszeiten und damit –kosten minimiert ist. Das Einbauverfahren eines Kolkschutzes mit VSC ist in Abb. 4 aufgezeigt.

Der Masseneinbau der Sandcontainer im 2-lagigen Aufbau kann direkt von der Wasseroberfläche aus durch Stürzen oder Verklappen erfolgen. Die Sandcontainer können vor dem Absetzen der Gründungsstruktur 2- bis 3-lagig flächig eingebaut und von Monopiles durchrammt werden. Der Nahbereich der Pfähle sollte wegen der hohen Strömungsbelastung und zur Erhöhung der Vertikalspannung im Boden kragenartig verstärkt durch Greifereinsatz mit abgerundeten Kanten verstärkt werden (z.B. 3-lagig) werden.

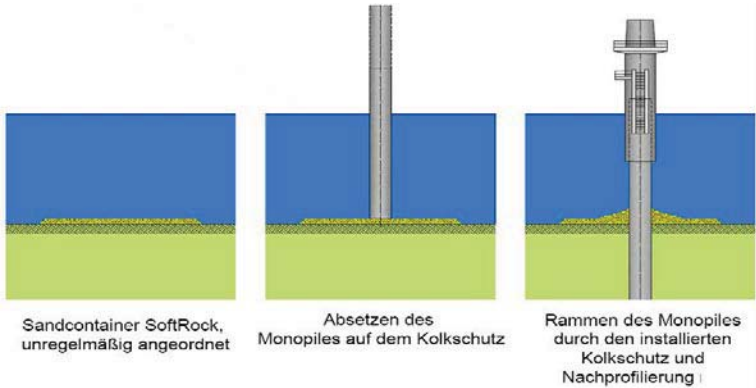


Abb. 4: Bauablauf eines geotextilen Kolkschutzes am Monopile

Übergangsbereiche zum ungesicherten Sohlbereich sind gegebenermaßen flexibel, da sich die sandgefüllten "weichen" Bauelemente den Untergrundverformungen anschmiegen. Durch das auf die hydrodynamischen Einwirkungen Gewicht der Sandcontainer (= Deckschicht + Filter) wird gleichzeitig eine Spannung auf dem Untergrund erzeugt und somit ergänzend zur Filterwirkung mit Stabilisierung der Grenzschicht eine Sohlsicherungsfunktion erreicht.

Für die Monopile-Gründung von Windenergieanlagen in Nord- und Ostsee hat sich der kreisförmige Kolkschutz mit einem Gesamtdurchmesser von ca. 3 D bis 4 D als wirtschaftlich und praktikabel herausgestellt (Peters et al, 2011).

Gemäß Heerten & Peters (2010) konnten praktische Erfahrungen zum geotextilen Kolkschutz an Offshore-Gründungen seit 2005 am Messmast Amrumbank West gewonnen werden. In 23 m Wassertiefe wurde im Gründungsbereich des Pfahls mit einem Durchmesser $D = 3,50$ m ein Kolkschutz aus 450 Sandcontainern (VSC) mit einem jeweiligen Füllvolumen $V = 1 \text{ m}^3$ (ca. 1,8 t) hergestellt. Im Ergebnis wird in Heerten & Peters (2010) festgestellt, dass dieser Kolkschutz seit sechs Jahren auch nach härtesten Seegangs- und Strömungsbelastungen (u.a. Orkan "Britta", November 2006) stabil ist. Side-Scan-Sonar-Aufnahmen bestätigen, dass es am Monopile der Messplattform Amrumbank West seit April 2005 zu keiner Kolkbildung gekommen ist (Abb. 5).

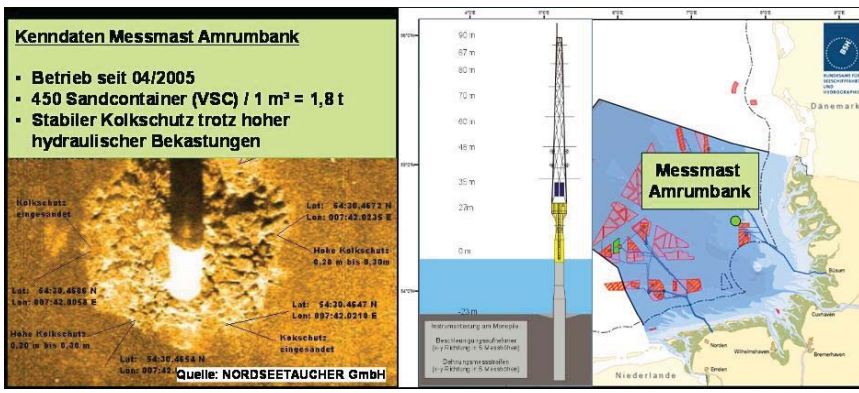


Abb. 5: Geotextiler Kolkchutz am Messmast Amrumbank

Die Größe des Sandcontainers richtet sich nach dem erforderlichen Gesamtgewicht jedes Einzelelementes, welches ausreichend lagestabil gegenüber den hydrodynamischen Belastungen sein muss. Gemäß Heerten & Peters (2010) wird vorgeschlagen, für OWEA in der südlichen Nordsee bei Wassertiefen von 30 m und signifikanten Wellenhöhen von $H_s = 10$ m sind Vliesstoff-Sandcontainer (VSCs) mit $GVSC = 3,1$ t einzusetzen. Bei der Festlegung der Sandcontainergröße sollte dem Ansatz "so groß wie nötig und so klein wie möglich" gefolgt werden. Ein Füllvolumen $V_{VSC} = 1$ m³ wurde sowohl am Messmast Amrumbank West in 2005 (5 Jahre Freibewitterungszeit) als auch bereits 1995 bei der Kolkstabilisierung im Hafen List / Sylt für Strömungsgeschwindigkeiten von ca. 2 m/s erfolgreich eingesetzt (15-jährige Freibewitterungszeit).

4.3 Material

Die VSCs aus mechanisch verfestigten Stapelfaservliesstoffen sind gemäß den zu erwartenden Belastungen und den produktspezifischen Eigenschaften des Vliesstoffes zu bemessen und zu fertigen. Äußere Einflüsse, die sich aus dem Umfeld des Anwendungsbereiches müssen im Entwurf berücksichtigt werden. Für eine ausreichende Funktionstüchtigkeit der geotextilen Container sind relevant:

- Beständigkeit gegenüber Einbaubeanspruchungen,
- Beständigkeit der werk- und bauseitigen Nähte,
- Beständigkeit gegen Abrieb durch Sandschliff,
- Beständigkeit gegen hydrodynamische Einwirkungen (Lagestabilität),
- Beständigkeit gegenüber Bodenaustrag / Füllsand (Filterstabilität),
- Filterwirksamkeit gegenüber dem Sohlenmaterial / Untergrund

Geotextilien mit CE-Kennzeichen weisen eine Dauerbeständigkeit ≥ 25 Jahre auf. Fragen zum Alterungsverhalten von Geokunststoffen sind heutzutage weitestgehend beantwortet und für den Offshorebereich obligatorisch. Für synthetische Materialien und Polymere stehen eine Vielzahl von spezifischen und standardisierten Untersuchungs- und Extrapolationsmethoden zur Alterung zur Verfügung, um Aussagen über lange Zeiträume > 100 Jahre zu leisten (z.B. Methoden der BAM). Wesentliche Alterungseinflüsse sind UV-Beanspruchung und hohe Temperaturen. Beide Randbedingungen sind vorliegend unbedeutend, so dass die Anforderungen, die von der BAW an Geotextilien im Wasserbau gestellt werden, sinnvoll auf den Offshorebereich übertragen werden können. Die Anforderungen, die an geotextile Filter für Böschungs- und Sohlensicherungen gestellt werden, sind in TLG (2008) formuliert. Dabei sind nur Vliesstoffe, nicht aber Gewebe als geotextile Filter zugelassen.

Für geotextile Filter ist eine Grundprüfung nach den Anforderungen der BAW zu empfehlen. Dabei gelten die RPG (1994) auf Basis des MAG (1993). In Abhängigkeit von den hydraulischen und geotechnischen Randbedingungen werden funktionsbezogene Prüfungen durchgeführt. Der Vergleich der mechanischen Kennwerte (Dehnung, Zugfestigkeit, Dicke) vor und nach einer Beanspruchung beschreibt die Widerstandsfähigkeit gegenüber den zu erwartenden Beanspruchungen.

Der Salzgehalt des Wassers hat keinen Einfluss auf die Funktionsdauer. Eine Erläuterung auf Basis von Praxiserfahrungen ist in dem bereits 1984 veröffentlichten Beitrag "25 Jahre Geotextilien im Küstenschutz – ein Erfahrungsbericht" gegeben (Heerten, 1984).

Filterstabilität

Die Sandcontainer müssen unter hydrodynamischer Beanspruchung eine dauerhafte mechanische Filterwirksamkeit (Bodenrückhaltevermögen) gegenüber dem anstehenden Sohlenmaterial und dem Füllmaterial aufweisen. Gleichzeitig muss eine hohe Wasserdurchlässigkeit des bodenbesetzten Filtergeotextils gegeben sein. Nach den Grundsätzen der BAW sollte diese Filterwirksamkeit gegenüber alle Bodentypen BT1 bis BT4 im Durchströmverfahren und Turbulenzverfahren nach RPG (1994) nachgewiesen werden. Das Turbulenzverfahren sichert auch sehr feinkörnige Füllmaterialien (Mittel- bis Grobschluff) mit $d_{20} < 0,06$ mm ab. Damit wird die Fähigkeit zur Grenzschichtstabilisierung gegenüber dem Sohlenmaterial und das Bodenrückhaltevermögen gegen Ausspülen des Füllmaterials (typischerweise Sand) unter hydrodynamischen Einflüssen nachgewiesen. Die Anforderungen für geotextile Filter sind in TLG (2008) zusammengefasst (siehe Tabelle 1)

Tab. 1: Anforderungen an Filtergeotextilien für eine ausreichende mechanische und hydraulische Filterwirksamkeit nach TLG (2008)

unter einer durchlässigen Deckschicht						
1	2	3	4	5	6	7
lfd. Nr.	Funktion ¹⁾	Bodenart des Baugrundes (Filterplanum)	Dicke der Filterschicht (D)	zulässiger Bodendurchgang (mechanische Filterwirksamkeit)		k_{10} -Wert des bodenbesetzten Geotextils ⁵⁾ (hydraulische Filterwirksamkeit)
				Gesamtmasse des Bodendurchganges (M_G)	Bodendurchgang in der letzten Prüfphase (M_L)	
			(mm)	($g/184 \text{ cm}^2$) ²⁾	($g/184 \text{ cm}^2$) ²⁾	(m/s)
1	F	Bodentyp 1	$D \geq 4,5$	$M_G \leq 300$ ³⁾	$M_L \leq 30$	$k_{10} > 8 \cdot 10^{-4}$
2	F	Bodentyp 2	$D \geq 4,5$			$k_{10} > 6 \cdot 10^{-4}$
3	F	Bodentyp 3	$D \geq 4,5$			$k_{10} > 1 \cdot 10^{-4}$
4	F	Bodentyp 4	$D \geq 6,0$			$k_{10} > 1 \cdot 10^{-7}$

Robustheit

Der Einbauzustand unter Berücksichtigung von Befüllung, Transport sowie Einbau in großen Wassertiefen durch Abstürzen von der Wasseroberfläche verursacht die maßgebenden Belastungen auf den Sandcontainer im Vergleich zur Beanspruchung im eingebauten Zustand an der Sohle. Als Kolkenschutzsystem eingebaut, unterliegen die Sandcontainer keiner nennenswerten mechanischen Beanspruchung und weisen daher eine hohe Funktionsdauer auf. Die Auswahl des Materials sollte aufgrund der Einbaubeanspruchung mit einem Sicherheitsfaktor in der Größenordnung von 2,0 konzipiert sein.

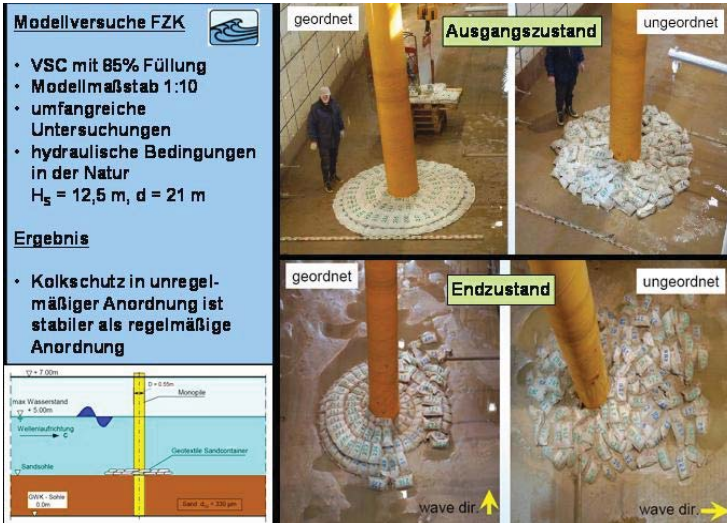
Aufgrund des hohen Flächengewichts, der verschieblichen Faserstruktur veredelter Vliesstoffe und der Dehnfähigkeit sind die Sandcontainer äußerst robust gegenüber mechanischen Einwirkungen wie z.B. Durchdrücken oder Durchschlagen von Steinen aus größerer Fallhöhe. Die Prüfung nach RPG (1994) dient der Ermittlung des Durchschlagwiderstandes von Geotextilien gegenüber Stoß und Schlag durch eine Beanspruchung durch Beschütten mit Wasserbausteinen an Deckwerken. Das Mindestflächengewicht sollte 600 g/m² betragen. Bei einer Kolkstabilisierungsmaßnahme am Eidersperrwerk betrug die Sturztiefe 30 m von der Wasseroberfläche aus. Begleitende Taucheruntersuchungen und Einträge im Bautagebuch belegen, dass lediglich ca. 8 bis 10 Stk. Vliesstoffcontainer von insgesamt 48.000 Stk. beim Bauverfahren beschädigt wurden. Diese Schadstellen wurden nachweislich nicht durch den Aufprall auf die Sohle erzeugt, sondern während des Transportes.

Abriebfestigkeit

Die Abriebfestigkeit wird mit einem weltweit anerkannten BAW-Verfahren nach RPG (1994) geprüft. Zur Auswahl geeigneter Geotextilien für 4 Mio. Stk. Sandcontainer als Ufer- und Sohlensicherung am extrem schwebstoff- und sedimenttransportierenden Prallufer des Bramaputra in Bangladesh wurden Abriebtests bei der Bundesanstalt für Wasserbau gefordert. Die Untersuchungen führten zu der Aussage, dass aufgrund der Abriebbeständigkeit nur Vliesstoffe und keine Gewebe zugelassen wurden (Brühl & Oberhagemann, 2008).

Lagestabilität

In 2007 wurden für einen Monopile einer Offshore-Windenergieanlage ca. 40 km westlich vor der Insel Sylt im Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrums Küste großmaßstäbliche Modellversuche zur Lagestabilität geotextiler Sandcontainer aus Vliesstoff als Kolkchutz unter Einfluss von Wellenparametern durchgeführt (Grüne et al. 2007). Diese Versuche wurden ohne Einfluss einer gerichteten Strömung (z.B. Tideströmung), dafür unter Berücksichtigung von Seegangseinflüssen (Wellenhöhe, Wellenperiode, Wassertiefe) durchgeführt ($H_S = 12,5$ m, $T_p = 14$ s und Wassertiefe $d = 21$ m). Als Ergebnis wurde dokumentiert, dass die Stabilität sowohl von der Reibung als auch vom Füllgrad und von der Wellenangriffsrichtung abhängt und dass eine ungeordnete Anordnung der Sandcontainer eine höhere Lagestabilität ausweist als eine geordnete, also gepackte Anordnung (Abb. 6). Unter den untersuchten hydrodynamischen Randbedingungen betragen die für eine Lagestabilität ermittelten Gewichte der Sandcontainer ca. 3 bis 3,5 Tonnen bei einem Füllgrad von ca. 85% (vgl. Grüne et al. 2007). Neuere Untersuchungen zur Wirksamkeit eines Kolkschutzes mit geotextilen Sandcontainern für ein Schwergewichtsfundament einer OWEA wurden 2010 im Großen Wellenkanal durchgeführt. Ergebnisse werden in Wahrmund et al (2011) präsentiert.



Ökologie

Sandcontainer aus Filtervliesstoff stellen eine ökologisch wertvolle und im sandigen Küstenumfeld vorteilhafte "weiche" Bauweise dar. Die an Bundeswasserstraßen eingesetzten Filtervliesstoffe sind gemäß TLG (2008) sowie ZTV-W LB 210 (2006) grundwasserneutral, ökologisch unbedenklich und können bei Bedarf standardmäßig entsorgt werden. Nach rund 10 Jahren direkter Bewitterung sind die 1995 eingebauten Sandcontainer der Kolkstabilisierung am Hafen List / Sylt mit Muscheln und Algen bewachsen (Schade, 2008). Zur Erlangung weiterer Erkenntnisse zum marinem Bewuchs wurden im Mai 2011 Proben entnommen, die von Experten der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) hinsichtlich der biologischen Vielfalt untersucht werden. Ergebnisse zur Biodiversität und ableitbare Erkenntnisse zum Verzicht eines ggf. erforderlichen Rückbaus stehen aus.



Abb. 7: Bewuchs an einem Sandcontainer aus Vliesstoff in 10 m Wassertiefe am Hafen List / Sylt (Schade, 2008)

5. Zusammenfassung

Mit Blick auf die geplanten Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen konnten in den letzten Jahren sehr positive praktische Erfahrungen bei der Herstellung und der Dauerhaftigkeit von geotextilem Kolkenschutz aus sandgefüllten Filtervliesstoff-Containern (VSC) gesammelt werden. Diese Erfahrungen gilt es zusammen mit den damit verbundenen bautechnischen Vorteilen bei der Herstellung des Kolkenschutzes für Offshore-Gründungsstrukturen weiter auszubauen und umzusetzen.

Bei der Auswahl geeigneter Geotextilien wird empfohlen, die Regelwerke für Bemessung, Prüfung und Lieferbedingungen der Bundesanstalt für Wasserbau heranzuziehen.

Gegenüber dem konventionellen Kolkenschutz aus aufwendig abgestuften Gesteinskörnungen zur Herstellung einer Filter- und Deckschicht vereinen VSC sowohl- und Filter- als auch Deckschicht. Zusätzliche mineralische Schichten erübrigen sich. Mit einem zweilagigen Aufbau ist der Kolkenschutz bereits voll wirksam. Diese Eigenschaft führt zur Möglichkeit eines entzerrten Bauablaufes bei z.B. Gründung von Monopiles mit Rammung durch den Kolkenschutz. Die Größe des Sandcontainers richtet sich nach dem erforderlichen Gesamtgewicht jedes Einzelementes, welches ausreichend lagestabil gegenüber den hydrodynamischen Belastungen sein muss.

Für den mit abgestuften Gesteinskörnungen als konventionell bezeichneten Kolkenschutz für OWEA wird die fachgerechte Ausführbarkeit bei großen Wassertiefen durch physikalisch nicht vermeidbare Entmischung der Filterlagen und die baubedingten Freiliegezeiten des Filters vor dem Einbau der Gründungsstruktur angezweifelt. Einschränkungen in der Wirksamkeit oder ein Massenmehrbedarf sind dann unverzichtbar. Zum anderen verkompliziert ein mineralischer Kolkenschutz unnötig die Bauablaufplanung. Bei einer objektiven Bewertung von Funktionalität, Herstell- und Folgekosten auch für den Rückbau ist dies berücksichtigen. Für Bauherren von OWEA ergeben sich daher signifikante Vorteile bei einem Kolkenschutzsystem aus geotextilen sandgefüllten Containern

Es wird erwartet, dass sich mit diesem VSC-Kolkenschutzkonzept eine Kostenreduzierung für die Gründung von OWEAs erreichen lässt, was die gesamten Folgekosten bzgl. möglicher Bauablaufbehinderungen und Rückbaukosten einschließt. In der Fertigung, beim Füllen und beim Handling vor Ort wird bei entsprechender Akzeptanz der Bauweise noch großes Entwicklungspotenzial erwartet. Eine ausführungsbegleitende Bauüberwachung und ein regelmäßiges Kolkmonitoring werden grundsätzlich empfohlen.

Veröffentlichungen

- Brühl, H.; Oberhagemann K. (2008): Adaptive low cost bank protection in the Ganges Brahmaputra estuary in Bangladesh - design, construction and performance. Proceedings, International Conference on Coastal Engineering ICCE, Hamburg. August 31 to September 5, 2008
- Grüne, J., Sparboom, U.; Oumeraci, H., Schmidt-Koppenhagen, R., Wang, Z., Hildebrandt, A. (2007): Untersuchungen zur Kolkbildung und zum Kolksschutz bei Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen, Anschlussbericht, unveröffentlicht
- Heerten, G.; Zitscher, F.-F. (1984). Funktionsdauer. 25 Jahre Geotextilien im Küstenschutz – ein Erfahrungsbericht, 1. Nationales Symposium Geotextilien im Erd- und Grundbau, Köln, März 1984
- Heerten, G. und Peters, K. (2011): Kolksschutz für Offshore-Windenergieanlagen in der Nordsee, Fachorgan der DGGT e.V., Geotechnik Ausgabe 01/2011, Ernst & Sohn, Berlin
- Heibaum, M. (1994): Kolkssicherung am Eidersperrwerk, geotechnische Überlegungen. Hansa, Fachorgan der HTG, Nr. 4, S. 66-69
- Kniess, H.-G. (1981): Schütten von Steinen unter Wasser. Mitteilungsblatt der BAW, Nr. 50, Karlsruhe, Dezember 1981
- Lesny, K. (2010): Foundations for Offshore Wind Turbines, Tools for Planning and Design. ISBN 978-3-86797-042-6, VGE Verlag GmbH, Essen, 2010
- Peters, K., Ruland, Heerten, G. & Werth, K. (2011): Einsatz von Geotextilien beim Kolksschutz an Wasserbauwerken - Erfahrungen und Innovationen. Tagungsband zum 7. NAUE-Geokunststoffkolloquium, Dresden, 20./21. Januar 2011
- Schade, D. (2008): Long term stability of a harbour protection measure. Proceedings, International Conference on Coastal Engineering ICCE, Hamburg. August 31 to September 5, 2008
- Schlie, S. (1999): Geotextile Container als Kolksschutz. Tagungsband zur 6. FS-KGEO Kunststoffe in der Geotechnik, DGGT e.V., München, 1999
- Wahrmund, H., Wilms, M., Stahlmann, A., Heitz, C. & Schlurmann, T. (2011): Kolkbildung und Dimensionierung des Kolksschutzes eines OWEA-Schwerkraftfundaments, Tagungsband, 8. FZK-Kolloquium, 10.03.2011, Hannover
- Werth, K.; Heerten, G. (2010): Geotextile Sohlensicherungen als effektive Filter- und Ballastschichten zur Vermeidung und Stabilisierung von Kolk an Gründungsstrukturen von Bauwerken. Tagungsband Geotechnik-Tag in München, Technische Universität München, 19.2.2010

Regelwerke

- MAG (1993): Merkblatt für die Anwendung geotextiler Filter an Wasserstraßen. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
- RPG (1994): Richtlinien für die Prüfung von Geotextilien im Verkehrswasserbau. Bundesanstalt für Wasserbau BAW, Karlsruhe
- TLG (2008): Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und geotextilverwandte Produkte an Wasserstraßen, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Wasserstraßen, Schifffahrt
- ZTV-W, LB 210 (2006): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau für Böschungs- und Sohlensicherungen (Leistungsbereich 210)

Neubau des Hochwasserüberleitungsstollens von der Freiberger Mulde zum Hochwasserrückhaltebecken Mulda

Stollen zur Hochwasserüberleitung an der Freiberger Mulde

Herr Dr.-Ing. habil. Hermann Stopsack

Dr.-Ing. habil. Hermann Stopsack, Dipl.-Ing. Dieter Schmitt, Prof. Dr.-Ing. habil. Walter Wittke, Dr. rer. nat. Karla Spindler, Dipl.-Ing. Torsten Kropp, Dipl.-Ing. Kent Schiffner

Neubau des Hochwasserüberleitungsstollens von der Freiberger Mulde zum Hochwasserrückhaltebecken Mulda

Hermann Stopsack

Torsten Kropp, Walter Wittke, Dieter Schmitt, Karla Spindler, Kent Schiffner

Abstract

Purpose Seit dem extremen Hochwasser im August 2002 ist die Verbesserung des Hochwasserschutzes ein vorrangiges Ziel des Freistaates Sachsen. Zweck des Gesamtkonzeptes ist es, einen Hochwasserschutz für die besiedelten Gebiete im Einzugsgebiet der Freiberger Mulde bis zum Pegel Nossen mit Bobritzsch zu erreichen:

- Bereich oberhalb des Pegels Nossen: Schutzziel HQ100 in den Ortslagen;
- Bereich unterhalb des Pegels Nossen: Reduzierung des Hochwasserscheitelabflusses in der Freiberger Mulde am Pegel Nossen um 30% als zwingende Voraussetzung für die Erreichung eines Schutzziels HQ100 für die Städte Rosswein und Döbeln.

Design/methodology/approach Aus einer umfassenden Variantenuntersuchung resultierten folgende Maßnahmen des Gesamtkonzeptes:

- Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Mulda mit Hochwasserüberleitungsstollen von der Freiberger Mulde zum Chemnitzbach,
- Hochwasserrückhaltebecken Oberbobritzsch,
- örtliche Hochwasserschutzmaßnahmen.

Gegenstand dieser Betrachtung ist der Hochwasserüberleitungsstollen von der Freiberger Mulde zum HRB Mulda am Chemnitzbach.

Findings Die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) plant im Rahmen der Umsetzung der Hochwasserschutzkonzeption (HWSK) Nr. 13 für das Flussgebiet der Freiberger Mulde bis zum Pegel Nossen den Neubau des HRB Mulda in Verbindung mit dem Hochwasserüberleitungsstollen von der Freiberger Mulde zum Chemnitzbach im Landkreis Mittelsachsen, Direktionsbezirk Chemnitz.

Originality/value Die Reduzierung des Hochwasserscheitels in der Freiberger Mulde wird durch die Kombination des HRB Mulda am Chemnitzbach mit dem Hochwasserüberleitungsstollen von der Freiberger Mulde zum Chemnitzbach erreicht. Bei der Planung war zu berücksichtigen, dass sich das Vorhabensgebiet innerhalb eines Vorrang- bzw. Vorbehaltsgebiets für Natur und Landschaft befindet.

Keywords Augusthochwasser 2002, HRB Mulda, Überleitungsstollen, Vorrang- bzw. Vorbehaltsgebiet für Natur und Landschaft, Freiberger Mulde, Chemnitzbach.

1 Hochwasserschutzmaßnahme Mulda

Das Vorhaben Hochwasserschutzmaßnahme Mulda umfasst folgende Maßnahmen:

- Bau des Hochwasserrückhaltebeckens Mulda am Chemnitzbach mit einem gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum von 5,41 Mio. m³ und einer zweistufigen Regelabgabe von 6,5 bzw. 12,4 m³/s. Das Einzugsgebiet des Chemnitzbaches umfasst an der Sperrenstelle eine Fläche von rd. 46 km².
- Bau des Hochwasserüberleitungsstollens von der Freiberger Mulde zum Chemnitzbach: Mittels des geplanten

Hochwasserüberleitungsstollens können schadbringende Hochwasserabflüsse der Freiburger Mulde durch die Überleitung von Teilabflüssen in das HRB Mulda gesteuert werden.

Ziel des Gesamtkonzeptes ist es, einen Hochwasserschutz für die besiedelten Gebiete im Einzugsgebiet der Freiburger Mulde bis zum Pegel Nossen unter Einschluss der Bobritzsch wie folgt zu erreichen:

- oberhalb Pegel Nossen
Hochwasserschutz der Ortslagen entlang der Bobritzsch und der Freiburger Mulde mit Schutz gegen schadbringende Hochwasser mit Wiederkehrzeiten von 5 bis 100 Jahren,
- unterhalb Pegel Nossen
Reduzierung des Hochwasserscheitelabflusses HQ100 in der Freiburger Mulde am Pegel Nossen um 30 % als zwingende Voraussetzung zur Erreichung des Hochwasserschutzziels (HQ100) für die Städte Roßwein und Döbeln.

2 Schutzgebiete und ökologische Situation

Ökologische Situation

Das Vorhabensgebiet befindet sich im Naturraum Osterzgebirge und ist durch die Lage im Tal der Freiburger Mulde und im Chemnitzbachtal sowie durch die sie durchfließenden gleichnamigen Flüsse geprägt.

Es herrscht eine große Vielfalt hinsichtlich der Landschaftsstruktur, der vorkommenden Arten und hochwertiger Lebensräume. Beide Täler sind auf Grund ihrer Vernetzungsfunktion und Lebensraumfunktion für das Bachneunauge, die Groppe und den Fischotter von hoher naturschutzfachlicher Bedeutung.

Der überwiegende Anteil der Fließgewässerabschnitte der Freiburger Mulde und des Chemnitzbachs befindet sich in der freien Landschaft und weist eine naturnahe bis mäßig veränderte Gewässerstruktur aus grobem silikatischen Geschiebe und wenigen submersen Makrophyten auf. Einige Bachabschnitte befinden sich in Siedlungsbereichen und sind dort teilweise durch begradigte Linienführung und künstlich befestigte Uferabschnitte geprägt.

Planungsrechtliche Vorgaben zu Natur und Landschaft

Das Chemnitzbachtal und das obere Freiburger Muldetal wurden im Regionalplan Chemnitz-Erzgebirge als Vorrang- bzw. Vorbehaltsgebiet für Natur und Landschaft und für Landschaftsbild und Landschaftserleben ausgewiesen.

Das HRB Mulda ist in der Raumnutzungskarte dargestellt. Hierbei handelt es sich aber nur um eine nachrichtliche Darstellung („Hinweis“) einer Planung unter der Kategorie „technischer Hochwasserschutz“, die keine regionalplanerische Bindungswirkung entfaltet. Desweiteren sieht der Regionalplan Bereiche des Vorhabensgebietes als Naturschutzgebiet „Chemnitzbachtal“, Naturschutzgebiet „Tal der Freiburger Mulde zwischen Mulda und Rechenberg-Bienenmühle“ und Landschaftsschutzgebiet „Osterzgebirge“ vor.

Durch das Vorhaben sind Flächen folgender Schutzgebiete betroffen. Das beständige Flora-Fauna-Habitat-Gebiet Nr. DE 4945-301 „Oberes Freiburger Muldetal“, das Landschaftsschutzgebiet (LSG) Nr. c52 „Osterzgebirge“, der Naturpark „Erzgebirge/ Vogtland“ und die geplanten Naturschutzgebiete (NSG) „Mittleres Chemnitzbachtal“ und „Tal der Freiburger Mulde zwischen Mulda und Rechenberg-Bienenmühle“.

Ebenso berührt sind nach § 26 Sächsisches Naturschutzgesetz geschützte oder wertvolle Offenland- und Forstbiotope und nach § 100 Sächsischem Wassergesetz ausgewiesene Überflutungsflächen. Trinkwasserschutzausweisungen kommen nicht im Plangebiet vor. Der folgende Planausschnitt aus der Raumnutzungskarte (Karte 2) des Regionalplanes Chemnitz-Erzgebirge gibt die räumliche Situation wieder.

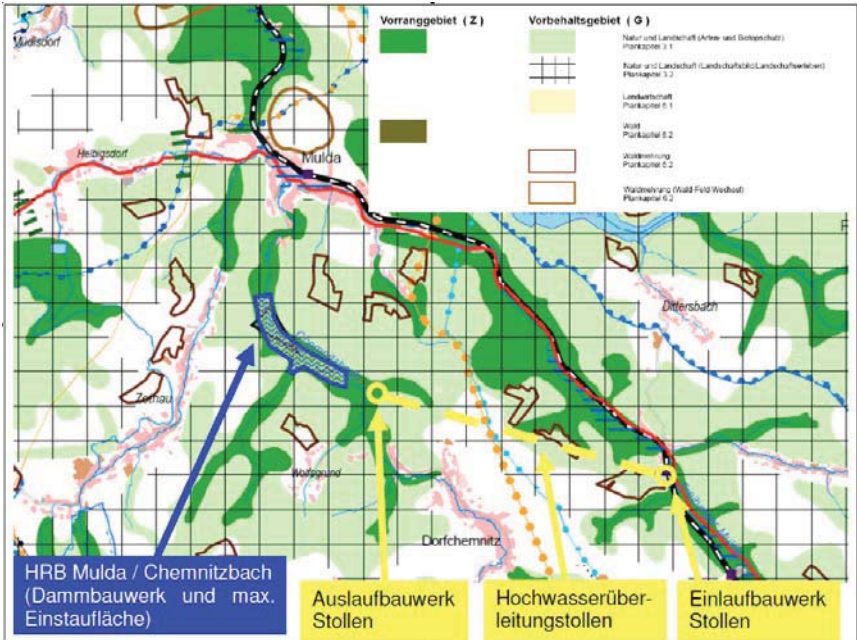


Abbildung 1: Auszug aus der Raumnutzungskarte (Karte 2) des Regionalplanes Chemnitz-Erzgebirge

3 Hochwasserrückhaltebecken Mulda

Das Hochwasserrückhaltebecken ist als gesteuertes Trockenbecken mit ökologischer Durchgängigkeit konzipiert. Der Damm mit mittig angeordneter Asphaltbetoninnendichtung erreicht eine maximale Höhe von 27 m über der Talsohle. Für die Dammschüttung wird auch Felsausbruch aus dem Überleitungstollen von ca. 90.000 m³ genutzt.

4 Hochwasserüberleitungstollen von der Freiberger Mulde

Durch den Hochwasserüberleitungstollen, bestehend aus den Teilen: Einlaufbauwerk an der Freiberger Mulde, Stollen und Auslaufbauwerk zum Chemnitzbach, sollen im Hochwasserfall maximal 36 m³/s Wasser im Freispiegelabfluss zum Hochwasserrückhaltebecken Mulda übergeleitet werden.

Stollen - Abmessungen und Untergrundverhältnisse

Der geplante Stollen ist ca. 4.325 m lang und soll als Freispiegelstollen ausgeführt werden. Er kommt überwiegend in Gneisen zu liegen. Die maximale Überdeckung des Stollens beträgt ca. 117 m (Abbildung 2).

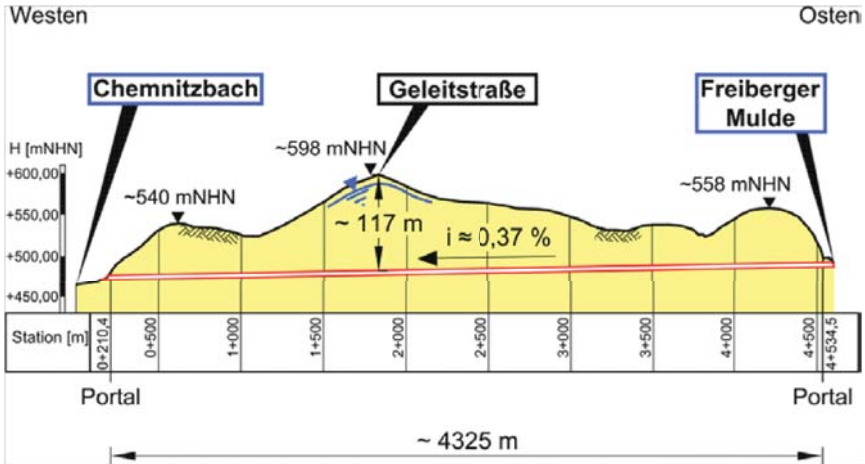


Abbildung 2: Längsschnitt Stollen

Das Grundgebirge ist aufgebaut aus Gneisen, die eine vergleichsweise hohe Festigkeit aufweisen und grundsätzlich gut für das Auffahren des Stollens geeignet sind. Das Trennflächensystem ist gekennzeichnet durch flach einfallende Schieferungsflächen und zwei etwa senkrecht aufeinander stehenden Klufscharen (Abbildung 3:). Der Grundwasserspiegel steht ca. 5 bis 10 m unterhalb der Geländeoberfläche an (Abbildung 2:).

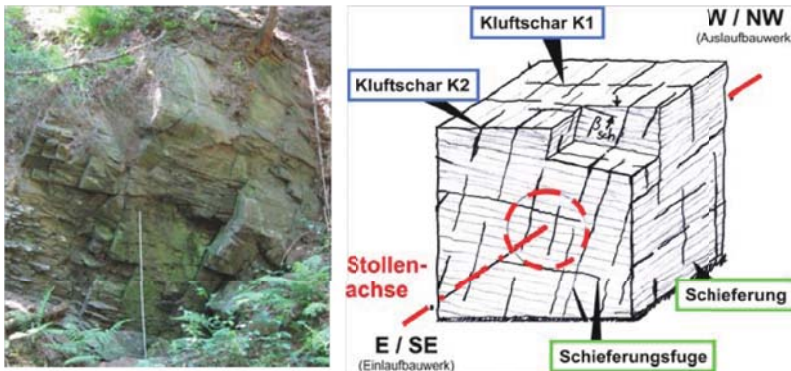


Abbildung 3: Foto und Gefügemodell des Gneises

Gegenwärtig wird davon ausgegangen, dass der Stollen konventionell im Sprengvortrieb aufgeföhrt wird. Auch ein maschineller Vortrieb wird für möglich gehalten. Allerdings sind für die zuverlässige Planung eines Vortriebs mit einer Tunnelbohrmaschine weitere Baugrunderkundungen notwendig. Entsprechende Untersuchungen sollen vor Beginn der Ausführungsplanung ausgeführt werden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden in die Ausschreibung einfließen.

Aus statischen und hydraulischen Gründen soll der Stollen einen annähernd kreis-förmigen Querschnitt erhalten. Aus wirtschaftlichen Überlegungen wird außerdem angestrebt, den Stollen dort, wo es die Gebirgsverhältnisse zulassen, ohne eine dauerhafte Auskleidung herzustellen. Unter Berücksichtigung der Rauheit der Stollenwandung und des hydraulischen Gefälles (Abbildung 2:) wurde im Rahmen von Wasserspiegellagenberechnungen für den ausgekleideten Stollenabschnitt ein lichter Durchmesser von 3,9 m ermittelt. Der erforderliche Durchmesser des unangekleideten Stollenabschnittes beträgt 4,8 m (Abbildung 4:).

Eine temporäre Sicherung des Stollenquerschnitts mit Hilfe von Spritzbeton und Anker sowie eine Auskleidung aus Stahlbeton sind aus statischen Gründen in den Abschnitten erforderlich, in denen das Gebirge gestört, entfestigt oder stark geklüftet ist. Außerdem muss eine Abdichtung eingebaut werden, wenn lokale Wasserzutritte zu einer unzulässigen, dauerhaften Grundwasserabsenkung führen.

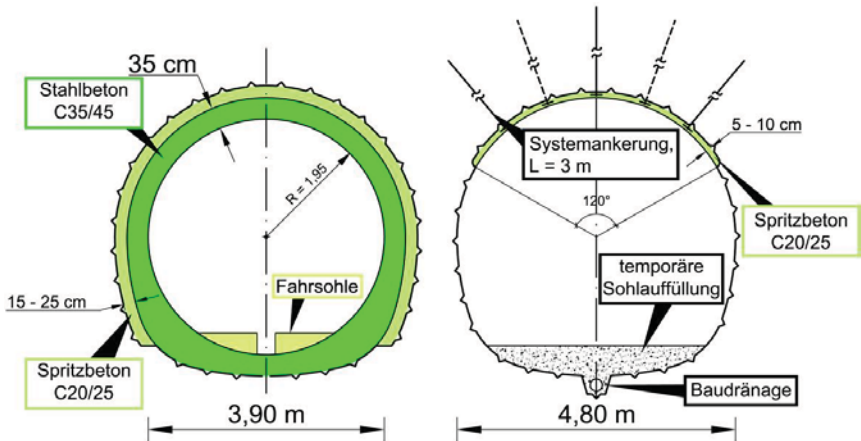


Abbildung 4: Regelquerschnitt Stollen mit Auskleidung und Vortriebsklasse 4-1

Die Abmessungen des Ausbruchquerschnitts für den Stollen sind so gewählt, dass an jeder beliebigen Stelle nachträglich eine Auskleidung aus Stahlbeton eingebaut werden kann, ohne den Querschnitt aufweiten zu müssen.

Einlaufbauwerk

Bei der Gestaltung des Einlaufbauwerkes zur Fassung und Einleitung des Wassers in den Stollen waren folgende funktionale Anforderungen zu berücksichtigen:

- Wahl eines geeigneten Standortes mit einer großen Höhendifferenz zum Auslauf, bei dem die Flussauen am geringsten beeinträchtigt werden;
- Erhalt der ökologischen Durchgängigkeit in der Freiburger Mulde bei Normal-abfluss;
- Möglichst geringer zusätzlicher Aufstau in der Freiburger Mulde im Hochwasser-serfall durch das Einlaufbauwerk, um die überstaute Fläche gering zu halten;
- Sicherer, einfacher Betrieb der Anlage.

Der nach Variantenuntersuchungen ausgewählte Standort für das Einlaufbauwerk zum Überleitungsstollen befindet sich im Bereich einer Talenge der Freiburger Mulde südlich des Haltepunktes Nassau. (Abbildung 5:) Für die Überleitung des Wassers steht damit eine wirksame Höhendifferenz zwischen dem Hochwasserspiegel am Einlaufbauwerk und dem geplanten Stollenauslauf von ca. 13 m zur Verfügung.

Das Einlaufbauwerk wird als regelbares Seitenentnahmebauwerk mit Geschiebeabweisung und einem Querbauwerk in der Freiburger Mulde ausgeführt. Das Querbauwerk besteht aus einer ökologisch durchgängigen Wehranlage und dem Querdamm, die zum Aufstau des Abflusses bei Hochwasser dienen. (Abbildung 6:) Der Querdamm ist überströmbar ausgebildet, um bei Hochwasserereignissen größer HQ100 = 58 m³/s den ungehinderten Abfluss in der Freiburger Mulde zu garantieren.

Die Wehranlage untergliedert sich in ein Hochwasserwehr mit Tosbecken und in ein mit naturnaher Gewässersohle gestaltetes Öko-Wehr. Beide Wehre sind je 6 m breit. Um den Fischen auch bei geringen Abflüssen einen Auf- bzw. Abstieg in der Freiburger Mulde zu ermöglichen, wird in der Gewässersohle des Öko-Wehres eine Niedrigwasserrinne angeordnet. (Abbildung 6:) Bei Normalabfluss sind das Öko-Wehr voll geöffnet und das Hochwasserwehr geschlossen. Ab einem Abfluss von 22 m³/s bei ca. HQ10 in der Freiburger Mulde werden das Öko-Wehr geschlossen, das Hochwasserwehr teilweise geöffnet und so ein Aufstau erzeugt. Abflüsse über 22 m³/s

werden dem Überleitungsstollen zugeführt, bis ein Maximalabfluss von $36 \text{ m}^3/\text{s}$ im Überleitungsstollen erreicht ist. Das Hochwasserwehr mit unter- und überströmbarem Schütz übernimmt die Hochwasserableitung. Es ermöglicht so einerseits die Abführung von Treibgut und andererseits die Aufrechterhaltung des natürlichen Geschiebetransportes bei Hochwasser.

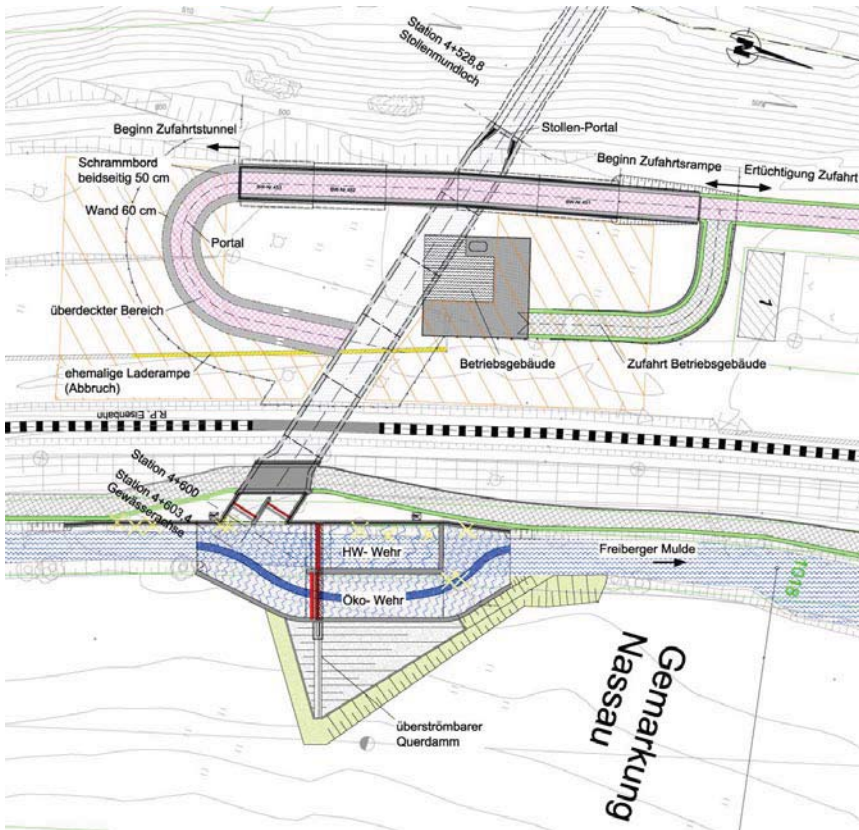


Abbildung 5: Lageplan des Einlaufbauwerkes

Ein 60 m langer und 5 m breiter als Tunnelbauwerk konstruierter Zuleitungskanal leitet das Wasser aus der Freiberger Mulde zum Überleitungsstollen. Die Feinregulierung des Abflusses erfolgt am Einlauf des Zuleitungskanals über zwei je 3,30 m breite überströmbare Senkschütze.

Über den Zuleitungskanal wird mit einem Kreuzungsbauwerk das Gleis der Eisenbahnstrecke Freiberg - Holzchau geführt. Um für Wartungs- und Unterhaltungsarbeiten den Zugang in den Stollen zu sichern, wird eine Betriebszufahrt in den Zuleitungskanal von 4 m Breite als Rampen-Tunnel-Bauwerk errichtet.

Die Steuerungstechnik und die Pegelmesseinrichtung für die Überleitung werden in einem Betriebsgebäude angeordnet.

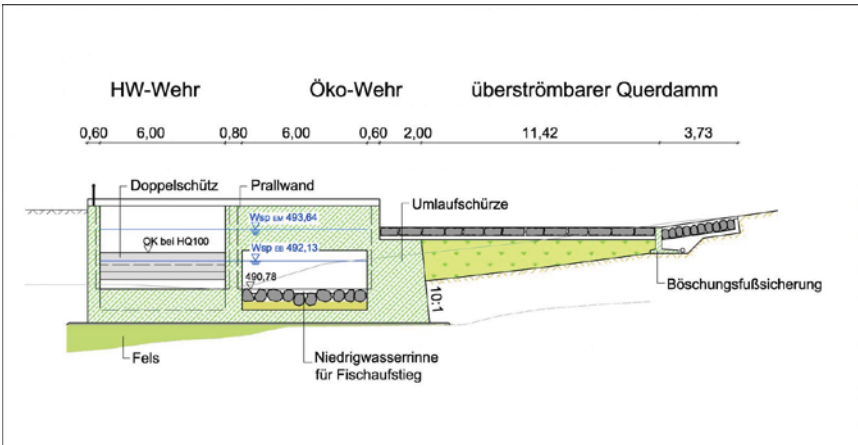


Abbildung 6: Schnitt Querbauwerk in der Freiberger Mulde

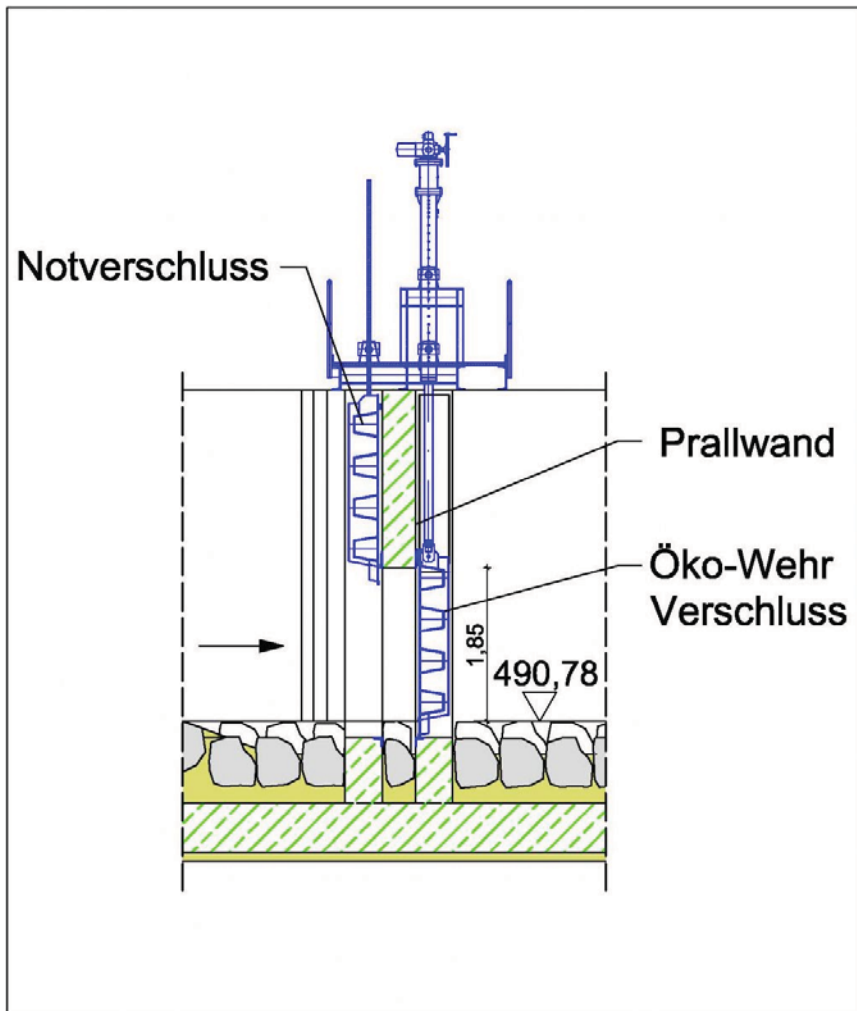


Abbildung 7: Längsschnitt durch das Ökower

Auslaufbauwerk

Durch das Auslaufbauwerk muss sichergestellt werden, dass das übergeleitete Wasser an der Stauwurzel des HRB Mulda schadlos in den Chemnitzbach eingeleitet werden kann, ohne dass dieser ausgebaut werden muss. Die Gesamtlänge des Auslaufbauwerks beträgt 210 m (Abbildung 9:).

Das Auslaufbauwerk gliedert sich in einen Massivbauteil nach dem Stollen und in ein anschließendes Erdbaugerinne mit einem Trapez-Mulden-Querschnitt, das mit einem Steinsatz zur Oberflächensicherung landschaftsverträglich gestaltet wird. Im massiven Bauteil mit 5 m Breite wird nach einem Sohlabsturz in einem ebenen Tosbecken die Energieumwandlung sichergestellt (Abbildung 8:). Für die Kreuzung des Auslaufbauwerkes mit der Kreisstraße K7733 wird eine Brücke errichtet, die konstruktiv vom Trogbauwerk des Auslaufkanals getrennt ist.

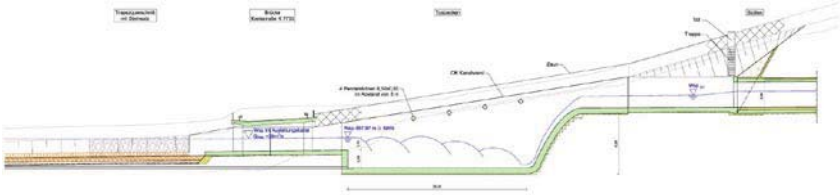


Abbildung 8: Längsschnitt Auslaufbauwerk

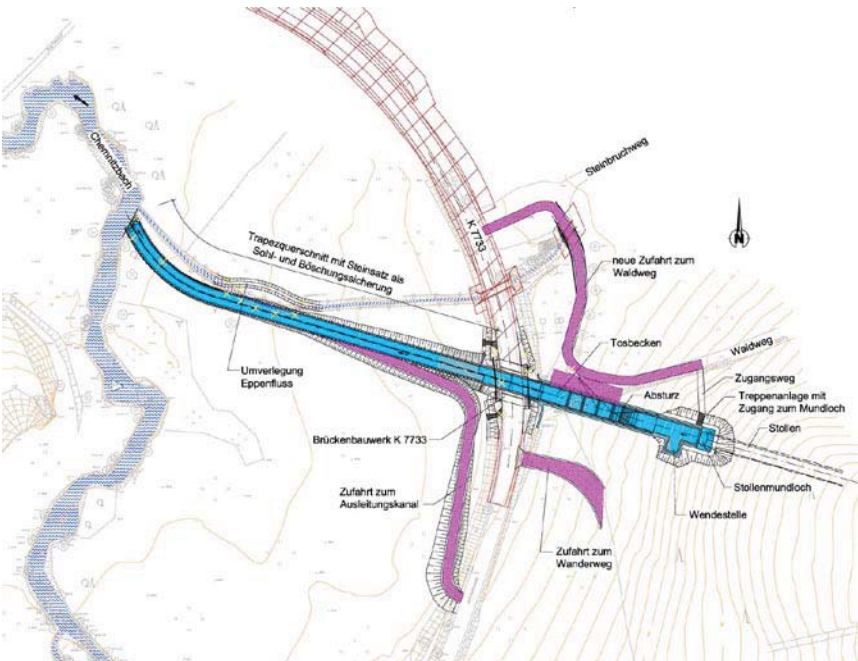


Abbildung 9: Auslaufbauwerk Lageplan

5 Resümee der Umweltuntersuchungen

Die Planungsgebiete beider Teilvorhaben umfassen u. a. auch die ökologisch sensiblen Bereiche der Talauen des FFH-Gebietes "Oberes Freiburger Muldetal". Die technischen Planungen für das HRB und den Überleitungsstollen werden deshalb durch umfangreiche Untersuchungen der Umweltbelange begleitet. Vor dem Hintergrund der Umwelt- und Landschaftsplanung inkl. der genehmigungsrechtlich relevanten Fachbeiträge zu FFH-Verträglichkeit und Artenschutz erfolgten neben den erforderlichen ökologischen Kartierungen zur Beurteilung der Bestandssituation hinsichtlich Biotopausstattung, Flora und Fauna u. a. Untersuchungen zu Auswirkungen der Überleitung auf das Abflussregime in der Freiburger Mulde. Durch die beiden Bauvorhaben wird es zu erheblichen und nachhaltigen Eingriffen in Naturhaushalt und Landschaftsbild kommen. Den

Grundsätzen der Vermeidung und Minderung wird durch das enge Zusammenspiel von technischer Planung und Landschaftsplanung Rechnung getragen, da einerseits grundsätzliche technische und konstruktive Aspekte in der Optimierung des Entwurfs zu berücksichtigen sind und andererseits eine Vielzahl von Vermeidungs- und Minderungsmaßnahmen mögliche bau-, anlage- und betriebsbedingte Beeinträchtigungen reduzieren. Geeignete Gestaltungs- und Aus-gleichsmaßnahmen sorgen im unmittelbaren Umfeld der Baumaßnahmen für die landschaftsgerechte Einbindung der baulichen Anlagen und die Wiederherstellung bzw. Schaffung von Biotopstrukturen, die darüber hinaus zur Verbesserung der ökologischen Bodenfunktionen und Grundwasserverhältnisse sowie der mikroklimatischen Situation beitragen und der Biotop-ernetzung und Strukturierung der Landschaft dienen.

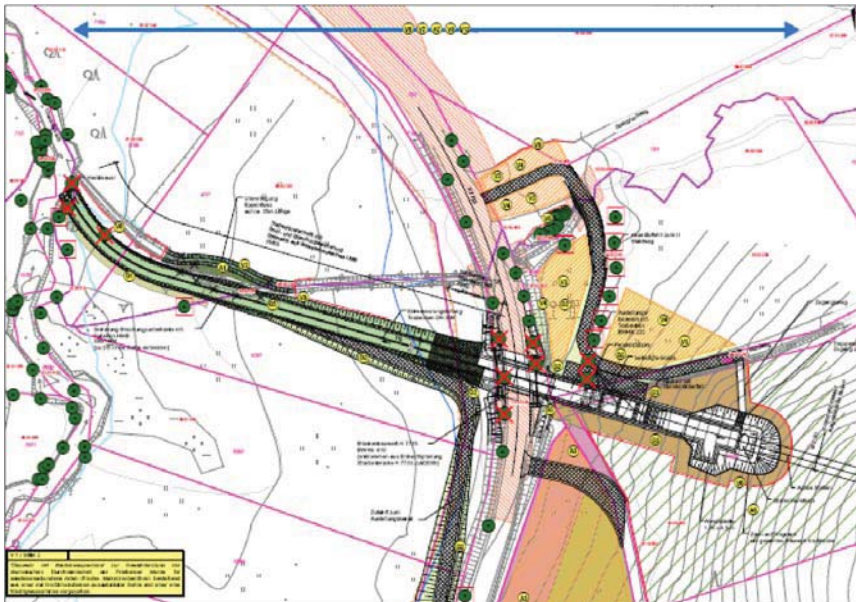


Abbildung 10: Ausschnitt Maßnahmenplan LBP Überleitungsstollen Auslaufbereich Stollen

Verträglichkeit mit den Zielen von Natura 2000

Als Ergebnis der FFH-Verträglichkeitsstudie (Teil A-C) sind erhebliche Beeinträchtigungen der Lebensraumtypen 3260 (Fließgewässer mit Unterwasservegetation), 6430 (Feuchte Hochstaudenfluren), 6510 (Magere Flachland-Mähwiesen), 91E0* (Erlen-, Eschen- und Weichholz-Auenwälder) sowie der Anhang II-Art Bachneunauge durch das Gesamtvorhaben zu erwarten. Da damit das Gesamtvorhaben FFH-unverträglich ist, sind weitere Schritte innerhalb der FFH-Verträglichkeitsprüfung (FFH-Ausnahmeprüfung) erforderlich.

Nach § 34 Abs. 3-5 BNatSchG darf ein als „unverträglich“ mit den Erhaltungszielen eines Natura 2000-Gebietes eingestuftes Vorhaben nur ausnahmsweise zugelassen oder durchgeführt werden, wenn gewichtige („überwiegende“) öffentliche Interessen für das Gesamtvorhaben sprechen und zumutbare Alternativen nicht gegeben sind und Maßnahmen zur Sicherung des Zusammenhangs des Netzes „Natura 2000“ (Kohärenzmaßnahmen) ausgewiesen werden.

Diese Belange finden sich in den Unterlagen zum Ausnahmeantrag nach § 34 Abs. 3-5 BNatSchG wieder, die erforderlichen Kohärenzmaßnahmen (K 1 bis K 9) werden detailliert beschrieben.

Die für das Bachneunauge im Rahmen des FFH – Ausnahmeantrags geplanten Kohärenzmaßnahmen (K 1/F 5, K 2/F 6 und K 9/F 7) haben zugleich die Qualität von FCS-Maßnahmen.

Belange des Artenschutzes

In den Speziellen artenschutzrechtlichen Fachbeiträgen (SARF) für die beiden Vorhabensbestandteile HRB Mulda und Hochwasserüberleitungsstollen verbleiben nach der Relevanzprüfung und im Ergebnis der Konfliktanalyse im Wirkraum des HRB Mulda acht Arten bzw. Artengruppen und im Wirkraum des Hochwasserüberleitungsstollens eine Artengruppe, die auch nach Berücksichtigung aller realisierbaren Vermeidungs- und Minimierungsmaßnahmen von der Auslösung artenschutzrechtlicher Verbote nach § 44 Abs. 1 BNatSchG in Form - einer Schädigung artspezifischer Fortpflanzungs- und Ruhestätten (Lebensstätten) oder - einer erheblichen Störung betroffen sind.

Überwiegend kann die Auslösung der Verbotstatbestände allerdings durch Realisierung von insgesamt 7 „vorgezogenen Ausgleichsmaßnahmen“ (CEF-Maßnahmen), mit denen ein Erhalt der Funktionalität der geschädigten Lebensstätten ununterbrochen gewährleistet wird, umgangen werden.

Durch Bau, Anlage und Betrieb des HRB Mulda kommt es zur Auslösung artenschutzrechtlicher Verbote nach § 44 Abs. 1 BNatSchG bezüglich der beiden folgenden Arten:

- Schwarzstorch
- Schlagschwirl.

Die artenschutzrechtliche Prüfung zum Hochwasserüberleitungsstollen ergibt, dass erst im Zusammenwirken mit dem HRB Mulda für den Schwarzstorch und den Schlagschwirl die Auslösung artenschutzrechtlicher Verbote nach § 44 Abs. 1 BNatSchG zu konstatieren ist.

Daher wird eine Ausnahmegenehmigung nach § 45 Abs. 7 BNatSchG beantragt. In den Unterlagen zum Ausnahmeantrag wird festgehalten, dass es zu keiner Verschlechterung des Erhaltungszustandes kommt, wenn dem durch das Vorhaben lokal ausgelösten Bestandsrückgang der beiden Arten durch Realisierung geeigneter Maßnahmen (FCS-Maßnahmen F 1 – F 4) entgegengewirkt wird.

Zudem sind betriebsbedingte Beeinträchtigungen der Anhang II-Art Bachneunauge zu erwarten, die einer Auslösung des Tötungs- und des Schädigungsverbotes nach § 44 Abs. 1 Nr. 1 und 3 BNatSchG gleichkommen und als Umweltschaden gemäß § 19 Abs. 1 zu werten sind.

Um eine Haftungsfreistellung des für den Schaden Verantwortlichen zu erreichen, muss eine mit der artenschutzrechtlichen Ausnahme gleichwertige Genehmigung der Beeinträchtigungen durch die zuständige Behörde erfolgen.

Da sich zugleich ergibt, dass die prognostizierten Beeinträchtigungen identisch mit denen sind, die in der FFH-Verträglichkeitsstudie dargestellt wurden, kann eine Haftungsfreistellung auch dann erfolgen, wenn das Vorhaben trotz der prognostizierten Beeinträchtigung des Bachneunauges über den Weg einer Ausnahme nach § 34 Abs. 3-5 BNatSchG zugelassen wird (in Verbindung mit einer Festsetzung der erforderlichen Kompensationsmaßnahmen, die hier gleichermaßen die Qualität von Kohärenz- und FCS-Maßnahmen haben).

Auswirkungen der Überleitung auf das Abflussregime in der Freiberger Mulde

Die Hochwasserüberleitung des Hochwasserüberleitungsstollens von der Freiberger Mulde zum Hochwasserrückhaltebecken Mulda am Chemnitzbach führt dazu, dass alle Hochwasserereignisse in der Freiberger Mulde größer als ein HQ10 mit reduziertem Abfluss abfließen. Durch die zusätzliche Rückhaltewirkung des HRB Mulda und die gezielte Abgabe in den Chemnitzbach reduzieren sich die Hochwasserabflüsse in der Freiberger Mulde ab der Mündung des Chemnitzbaches für Hochwasserabflüsse größer als HQ5. (Abbildung 11:)

Auf Basis einer Datenauswertung werden die Reichweiten der Rückhaltewirkung, d.h. die Station, ab welcher die ursprünglichen Ist-Abflussscheitelwerte wieder erreicht oder überschritten werden, für die unterschiedlichen Hochwasserereignisse ermittelt.

Für das HRB Mulda und den Überleitungstollen ergibt sich aus Umweltsicht eine Reichweite der Auswirkungen des geplanten Rückhalts von maximal 7,5 km.

Um die Auswirkungen auf die flussabwärtigen Biotop- und Lebensraumtypen im Wirkraum der Reduzierung der Abflussspitzen zu prüfen, wird mittels kartografischer Darstellungen gegenübergestellt, wie sich die Überflutung der Aue der Freiberger Mulde im Ist- und Planzustand darstellt. Aus der Lage zu den Hochwasserlinien der unterschiedlichen Abflüsse wird zum einen erkennbar, wie überflutungsfähig das jeweilige Biotop ist und zum anderen ob bzw. ab welchem Hochwasserereignis mit einem Ausbleiben der Überflutungen zu rechnen ist. Die Betrachtungen erfolgen für die Lebensraumtypen (LRT) nach Anhang I der FFH-RL sowie für die ausgewiesenen

gesetzlich besonders geschützten Biotope (SBK 2), da hier von einer besonderen Empfindlichkeit auszugehen ist und die Ergebnisse stellvertretend für alle übrigen Biototypen der Fließgewässerareale sprechen. Erst ab dem HQ25 wird eine geringe Reduzierung der überfluteten Flächen anhand der Untersuchungen erkennbar (Abbildung 12). Nach den Untersuchungen sind keine erheblichen Auswirkungen durch die Reduzierung der Hochwasserspitzen auf die FFH-Lebensraumtypen des FFH-Gebietes „Oberes Freiberger Muldetal“ zu prognostizieren.

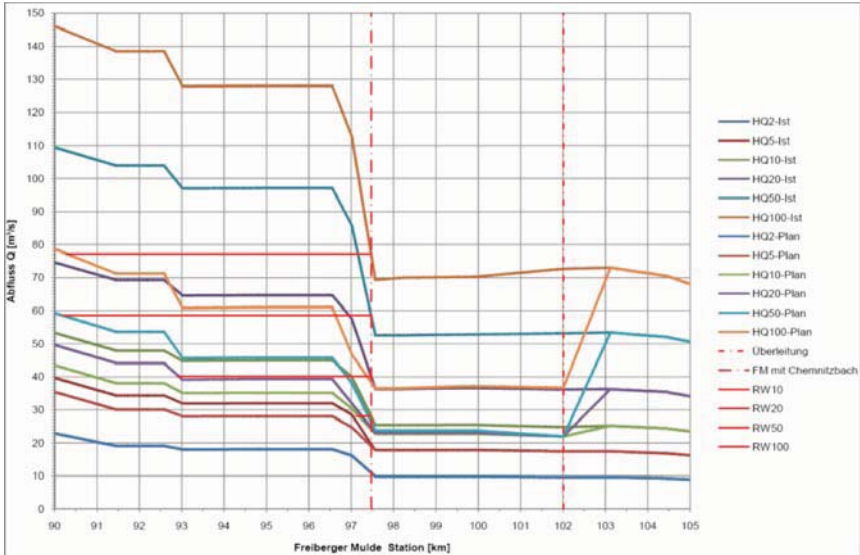
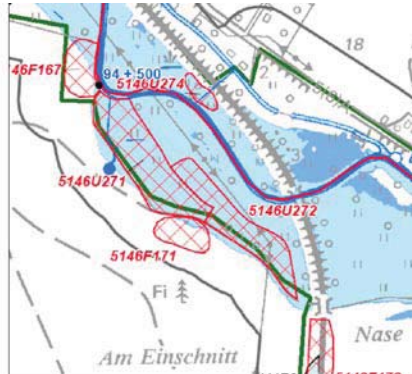


Abbildung 11: Reduzierung der Hochwasserabflüsse in der Freiberger Mulde vom Abschnitt Überleitungsstollen bis Mündung und unterhalb Mündung des Chemnitzbaches



HQ10 SBK/HQ25

Abbildung 12: Planausschnitte zur Betroffenheit des potentiellen LRT „Feuchte Hochstaudenfluren“ (6520) gem. SBK (Code 5146U271)

6 Literatur

- INGE Hochwasserüberleitungsstollen Mulda (07/2009): Neubau des Hochwasserüberleitungsstollens von der Freiburger Mulde zum HRB Mulda im Einzugsgebiet des Chemnitzbaches, Baugrunduntersuchung Stollen Phase 1, unveröffentlichtes Gutachten, Dresden 17.07.2009
- INGE Hochwasserüberleitungsstollen Mulda (11/2009): Neubau des Hochwasserüberleitungsstollens von der Freiburger Mulde zum HRB Mulda im Einzugsgebiet des Chemnitzbaches, Entwurfsplanung, unveröffentlichtes Gutachten, Dresden 11.11.2009
- Ingenieurbüro Winkler und Partner GmbH (11/2009): Neubau Hochwasserrückhaltebecken Mulda/Chemnitzbach, Entwurfsplanung, unveröffentlichtes Gutachten, Stuttgart, 16.11.2009
- Wittke, W.; Pierau, B.; Erichsen, C. (2002): Statik und Konstruktion der Spritzbetonbauweise. WBI-PRINT 5, Verlag Glückauf GmbH, Essen 2002.
- Wittke, W.; Druffel, R.; Erichsen, C.; Gattermann, J.; Kiehl, J.; Schmitt, D.; Tegelkamp, M.; Wittke, M.; Wittke-Gattermann, P.; Wittke-Schmitt, B. (2006): Statik und Konstruktion maschineller Tunnelvortriebe, WBI-PRINT 6, Verlag Glückauf GmbH, Essen 2006.

Autoren:

Dr.-Ing. habil. Hermann Stopsack
Dr. rer. nat. Karla Spindler
Dipl.-Ing. Kent Schiffner

INROS LACKNER AG
Schweizer Str. 3b
01069 Dresden

Tel.: +49 351 89561 0
Fax: +49 351 89561 130
E-Mail: dresden@inros-lackner.de

Prof. Dr.-Ing. Walter Wittke
Dipl.-Ing. Dieter Schmitt

WBI GmbH
Henricstraße 50
D-52072 Aachen

Tel.: +49 241 88 98 7 0
Fax: +49 241 88 98 7 33
E-Mail: wbi@wbionline.de

Dipl.-Ing. Torsten Kropp

Landestalsperrenverwaltung des
Freistaates Sachsen,
Betrieb Freiburger Mulde/Zschopau
Rauenstein 6 A
09514 Lengfeld

Tel.: +49 37367 310 638
Fax: +49 37367 310 30
E-Mail: torsten.kropp@ltv.sachsen.de

Nachhaltiger Erosions- und Hochwasserschutz in der Küstenzone des Mekong-Deltas in Südvietnam

Herr Dipl.-Ing. Thorsten Albers

Dipl.-Ing. Thorsten Albers, Dr.-Ing. Nicole von Lieberman, Dr. Klaus Schmitt

Einführung

Das Mekong-Delta wird als „Reisschüssel“ Vietnams bezeichnet und spielt somit eine wichtige Rolle bei der Versorgung des ganzen Landes. Eine schnelle Expansion von Shrimp-Farmen führte in den letzten Jahren zu ökonomischem Wachstum und zu einer Reduzierung von Armut, wurde jedoch von sozialen und ökologischen Interessenskonflikten begleitet (Phan & Hoang, 1993; de Graaf & Xuan, 1998; Páez-Osuna, 2001; Primavera, 2006). Das Fehlen eines integrierten Ansatzes zum nachhaltigen Management und Schutz der Küstenzone führte zu einer unkontrollierten Nutzung natürlicher Ressourcen und in der Folge zu einer Gefährdung der schützenden Funktion des Mangrovenwaldes sowie in gegenseitiger Wechselwirkung zu einer Schwächung des Einkommens lokaler Gemeinden. Die Küstenzone des Mekong-Deltas ist darüber hinaus durch die Auswirkungen des globalen Klimawandels signifikant betroffen. Die Intensität und Häufigkeit von Stürmen und Hochwassern aber auch von Trockenperioden wird in den kommenden Dekaden steigen (IPCC, 2007; Carew-Reid, 2007; MoN-RE, 2009; MRC 2009).

Das Projekt der Deutschen Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) „Management of Natural Resources in the Coastal Zone of Soc Trang Province, Viet Nam“ hat das Ziel, die Küstenzone der Provinz Soc Trang im Mekong-Delta durch Mangroven-Management zu schützen und eine nachhaltige Nutzung der Küstenzone zu Gunsten der lokalen Bevölkerung auch in Zeiten des Klimawandels zu ermöglichen.

Die Provinz Soc Trang ist eine von 13 Provinzen im Mekong Delta und liegt südlich des Flusses Hau, welcher der südlichste Arm des Mekongs ist (Abbildung 1). Die Provinz hat eine Fläche von 331.176 ha, von denen 205.748 ha landwirtschaftlich, 11.356 ha forstwirtschaftlich und 54.373 ha für Aquakulturen genutzt werden. Die Provinz hat 1.285.096 Einwohner, von denen 371.266 Khmer sind und 75.421 ethnische Chinesen (Zahlen von 2008; Soc Trang Statistics Office Yearbook, 2010). Die Küste der Provinz hat eine Länge von 72 Kilometern.

Die Küstenlinie von Soc Trang unterliegt dem dynamischen Prozess von Erosion und Sedimentation, der durch das Abflussregime des Mekong und seiner Sedimentfracht, dem Tideregime der Südchinesischen See (Vietnamesische Ostsee) und die durch den Monsunwind verstärkten küstenparallelen Strömungen dominiert wird. An einigen Stellen wurde Erosion von bis zu 30 m pro Jahr aufgezeichnet, während an anderen Küstenabschnitten ein Zuwachs von bis zu 64 m pro Jahr festgestellt wurde (Pham et al. 2009; Joffe, 2010; Pham, 2011).

Aufgrund der hohen Dynamik an der Küste und der entsprechenden Belastungen ist der schmale Mangrovengürtel vielerorts nicht ausreichend, um die vorhandenen niedrigen und steilen Deiche vor den Angriffen des Meeres zu schützen. In diesen Fällen kann Mangrovenmanagement dabei helfen, den Schutz erheblich zu verbessern. Es sollte dabei Teil eines integrierten Küstenzonenmanagements (IKZM) sein, welches Adaptionsmaßnahmen zum Klimawandel enthält.

Teil des IKZM ist ein Risikomanagement der gesamten Küstenzone, nicht nur der isolierten erosiven Abschnitte. So müssen verschiedene Optionen der Anpassung abhängig von den ortsspezifischen Bedingungen und möglichen, durch den Klimawandel verursachte, Unsicherheiten überprüft und bewertet werden. Das GIZ-Projekt sieht in diesem Zusammenhang sowohl die Pflanzung von Mangroven als auch ein effektives Management und ein Schutz bestehender Mangrovenwälder vor.

Mangroven bieten viele Ökosystemleistungen (Millennium Ecosystem Assessment, 2005) im Kontext der Anpassung an den Klimawandel, wie z.B. den Schutz von Stränden und Küstenabschnitten vor Sturmfluten, Seegang und daraus resultierender Erosion und Überflutung. Mangroven fungieren dabei als biologisches Schutzsystem der Bevölkerung und von monetären Werten. Ihre Effektivität hängt dabei von vielen Einflussfaktoren ab und ist im Falle bestimmter Gefährdung (z.B. Tsunamis) sehr begrenzt (Wolanski, 2006).

In den Fällen, in denen dieser biologische Schutz alleine nicht ausreichend ist, werden andere Formen des Küstenschutzes inklusive technischer Lösungen oder Kombinationen aus technischen und natürlichen Maßnahmen erforderlich. Werden diese Maßnahmen in nicht ausreichendem Maße geplant und unsachgemäß ausgeführt oder gewartet, kann sogar eine Verstärkung der Erosionsproblematik auftreten (Prasetya, 2006).

In diesem Zusammenhang wurden im Rahmen des GIZ-Projektes verschiedene ortsspezifische Ansätze getestet: (1) Mangrovenpflanzungen, mit Fokus auf die Widerstandsfähigkeit bei Veränderungen im Zuge des Klimawandels, (2) Partizipation der lokalen Bevölkerung bei nachhaltigem Mangrovenmanagement und Schutz der Mangroven durch Co-Management sowie (3) Erosionsschutz, der technische und natürliche Elemente kombiniert und auf detaillierten Untersuchungen, wie Messungen und numerischen Modellen, basiert.

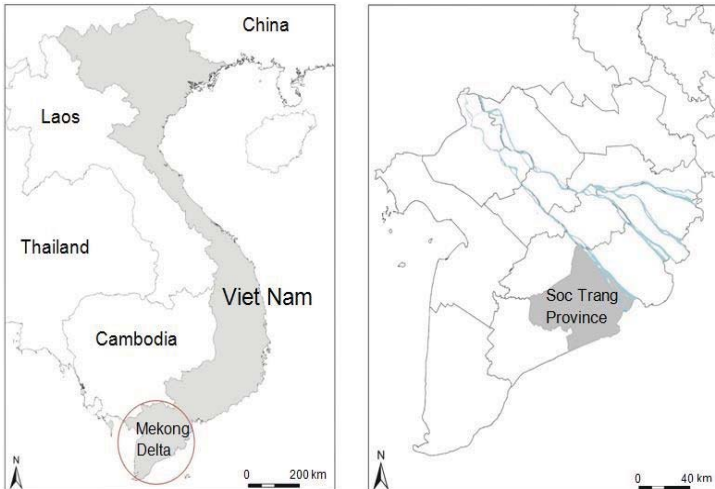


Abbildung 1: Lage der Provinz Soc Trang in Südvietnam

Methoden

Im Rahmen der Mangrovenpflanzungen und des Mangrovenmanagements führte das GIZ-Projekt eine Auswertung zur Wirksamkeit vorangegangener Maßnahmen auf der Basis vorliegender Aufzeichnungen durch. Weitere Informationen wurden durch eine GIS-basierte Auswertung topographischer Karten von 1965, SPOT Satellitenaufnahmen von 1995, Landsat ETM Aufnahmen von 2001 sowie QuickBird Satellitenaufnahmen von 2006/07 (Pham, 2011) gewonnen.

Darüber hinaus wurden Veränderungen der Küstenlinie und des Mangrovenwaldes vor 1965 untersucht, indem historische topographische Karten und Luftbildaufnahmen aus Archiven und Bibliotheken in Aix en Provence und Paris (France) sowie Ho Chi Minh City (Vietnam) zurück bis in das Jahr 1889 mit aktuellen Satellitenaufnahmen verglichen wurden (Joffre, 2010; Joffre & Schmitt, 2011).

Zur Einführung eines neuen Ansatzes zum effektiven Mangrovenmanagement verfolgt das GIZ-Projekt den Prozess des Co-Management unter Mitwirkung der lokalen Bevölkerung nach Borrini-Feyerabend et al. (2007).

An einer Fokusfläche in der Gemeinde Vinh Tan, an der südwestlichen Grenze der Provinz Soc Trang zur Nachbarprovinz Bac Lieu, wurde eine detaillierte Untersuchung zum Erosionsschutz durchgeführt, die ein angepasstes Deichdesign, die Installation von Wellenbrechern und Lahnungen sowie die spätere Rehabilitation von Mangroven im durch die technischen Maßnahmen geschützten Bereich vorsieht.

Das Institut für Wasserbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg (TUHH) führte in diesem Zusammenhang von 2009 bis 2011 eine Studie zur Verbesserung des Erosionsschutzes durch. Dabei wurden vorhandene relevante Datensätze recherchiert und durch umfangreiche Messungen in der Natur entlang der Küste der Provinz Soc Trang ergänzt. Diese sowohl ortsfesten als auch bootsgestützten, mobilen Messungen wurden in drei Kampagnen, verteilt über die Dauer von 12 Monaten, durchgeführt und deckten somit verschiedene Belastungszustände während des Nordost- und Südwestmonsuns ab.

Die recherchierten und ergänzend aufgezeichneten Daten wurden verwendet, um hydrodynamische und morphodynamische Modelle aufzubauen, zu kalibrieren und zu verifizieren. Anschließend wurden diese Modelle

dazu verwendet, geeignete Maßnahmen des Erosionsschutzes zu entwickeln.

Auf der Basis der bathymetrischen Daten wurde ein zweidimensionales tiefenintegriertes numerisches Modell aufgebaut. Hierfür wurde die Open Source Software RMA•KALYPSO verwendet. Der Quell Code der Software entspricht einer modifizierten Version des numerischen Modells RMA-10S (King, 2006), das auf RMA2 (Donnell et al., 2006) basiert. Eine Weiterentwicklung des Modellsystems wurde durch das Institut für Wasserbau der TUHH durchgeführt (Schrage et al., 2009).

Zur Bemessung der Wellenbrecher sind Informationen zum Seegang in der Fokusfläche essentiell. Um die Seegangparameter zu berechnen, wurde das Seegangmodell SWAN der TU Delft (www.swan.tudelft.nl) verwendet, das in RMA•KALYPSO integriert und mit diesem gekoppelt ist. Das Seegangmodell wurde mit Hilfe vorhandener Daten aufgesetzt und kalibriert und anschließend anhand in der Fokusfläche aufgezeichneter Daten verifiziert. Die Seegangparameter wurden für verschiedene maßgebende Szenarien berechnet. Die Ergebnisse des Seegangmodells sowie der hydrodynamischen Modellierung wurden dann im morphodynamischen Modell GENESIS (Hanson & Kraus, 1989) verwendet, um Veränderungen der Küstenlinie in der Fokusfläche sowie die Auswirkungen von Maßnahmen des Erosionsschutzes abschätzen zu können.

Eine holistische Analyse aller Ergebnisse führte zu verschiedenen Lösungsvorschlägen, die darauf abzielen, die Strömungs- und Seegangsbelastung an der Küste zu reduzieren und Sedimentation zu fördern. In diesem geschützten Bereich sollen dann Pflanzungen von Mangroven vorgenommen werden, die den Effekt der geplanten Küstenschutzmaßnahmen durch weitere Reduzierung der Wellenhöhen sowie durch Förderung der Sedimentation wechselseitig verstärken und einen weitestgehend natürlichen Zustand wiederherstellen. In der Planung fand die Verwendung von lokalen und preiswerten Materialien – wie z.B. Bambushölzern – besondere Berücksichtigung. Ergänzend wurden für einige Lösungsvorschläge physikalische Modellversuche durchgeführt.

Erosionsschutz

Sollen Mangroven als Anpassungsmaßnahme gegen negative Effekte des Klimawandels eingesetzt werden, ist es entscheidend, die stattfindenden natürlichen Prozesse zu verstehen und zu nutzen und nicht gegen sie zu arbeiten. Dieses Verständnis hilft zudem bei der Bemessung jeglicher geeigneter, ortsspezifischer und integrierter Anpassungsmaßnahmen.

Anpassungsmaßnahmen müssen als Teil jedes integrierten Ansatzes des Küstenzonenmanagements Untersuchungen innovativer Ansätze beinhalten, um den Unsicherheiten des Klimawandels und damit der Notwendigkeit zu begegnen, ortsspezifische und risikostreuende Lösungen zu entwickeln. Diese integrierten Ansätze enthalten Mangrovenpflanzungen, Schutz und Management von Mangroven sowie Pflanzungen von Mangroven auf Erosionsstrecken in Verbindung mit ingenieurtechnischen Lösungen.

Der Erddeich entlang der Küste von Soc Trang, der das Hinterland vor Überflutung schützt, wird streckenweise durch starke Erosion gefährdet, was zu einer ernsthaften Bedrohung der Menschen und der landwirtschaftlich genutzten Flächen direkt hinter dem Deich führt. In diesen Bereichen wurden bereits gepflanzte Mangroven immer wieder durch Erosion zerstört. Mangroven wachsen entlang geschützter tropischer und sub-tropischer Küsten. Sie wachsen nicht in Bereichen, in denen es zu verstärkter Erosion durch erhöhten Energieeintrag kommt. Hier wird die Kombination von ingenieurtechnischen und natürlichen Lösungen erforderlich (z.B. Wellenbrecher in Verbindung mit Mangroven).

Den positiven Effekt von Mangroven auf den Küstenschutz in Vietnam zeigten Mazda et al. (1997). Ein 1,5 km breiter Mangroven Gürtel reduziert die Höhe einer einlaufenden Welle von 1,0 m im Tiefwasser auf 0,05 m am Deich. In Bereichen ohne Mangroven werden diese Wellen bedingt durch Flachwassereffekte lediglich auf 0,75 m reduziert. Dies hat über das erhöhte Schutzniveau hinaus auch deutliche finanzielle Vorteile. So bewirkte die Investition von 1.1 Mio. USD in die Rehabilitation von Mangroven in Nordvietnam eine Ersparnis von 7.3 Mio. USD bei der Instandsetzung und Instandhaltung von Deichen (Brown et al., 2006).

Morphologische Veränderungen offener Wattflächen orthogonal zur Küstenlinie können die Stabilität der Erddeiche gefährden (Daidu et al., 2006). In diesen Fällen sind technische Erosionsschutzmaßnahmen wie Wellenbrecher, Deckwerke, Buhnen oder Lahnungen wichtig. Neben konventionellen Maßnahmen gewinnen bei sich verändernden hydrologischen Randbedingungen aber auch neue innovative Ansätze an Bedeutung (Pilarczyk, 2003). Die schützende Wirkung von Vegetation kann an Erosionsstrecken genutzt werden, indem Pflanzen in durch technische Lösungen geschützten Bereichen rehabilitiert werden (Chong, 2005).

Zur Planung und Bemessung entsprechender Maßnahmen für die Küste der Gemeinde Vinh Tan wurden vorhandene relevante hydrologische Daten recherchiert und ausgewertet. Obwohl Daten zu Bathymetrie, Wasserständen, Abflüssen und Sedimentfrachten verfügbar waren, fehlten essentielle Informationen für die Fokusfläche. Dies betraf insbesondere Seegangsinformationen. Daher wurde ein Konzept zur Verwendung von numerischen Modellen entwickelt, um die fehlenden Daten zu berechnen und somit die Grundlage für geeignete und nachhaltige Erosionsschutzmaßnahmen zu bilden. Darüber hinaus wurden Messungen in der Natur durchgeführt, um die Modellergebnisse für die Fokusfläche verifizieren zu können und die ablaufenden hydrodynamischen und morphodynamischen Prozesse besser verstehen zu können.

Während drei Messkampagnen wurden Daten zu Strömung, Seegang, Sedimentkonzentrationen und zur Bathymetrie aufgezeichnet (Albers et al., 2010). Die Messungen deckten dabei sowohl Phasen des Nordostmonsuns als auch Phasen des Südwestmonsuns ab. Die Seegangsmessungen zeigten dabei eine klare Abhängigkeit von der jeweiligen Jahreszeit. Die aufgezeichneten Tideströmungen wiesen in der Flutphase starke küstenparallele Komponenten auf, die sich während des Nordostmonsuns noch erhöhten (vgl. Abbildung 2).

Am Ende der Regenzeit im Oktober 2009 wurde ein mildes Seegangsklima in der Fokusfläche aufgezeichnet. Der Verlauf der Sedimentkonzentrationen wurde signifikant durch die Tideströmungen beeinflusst, während die Größenordnung der Sedimentkonzentrationen maßgeblich durch die Wellenhöhe bestimmt wurde. In der Flutphase traten die höchsten küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten zeitgleich mit den höchsten Sedimentkonzentrationen auf. Dies deutet auf einen starken Küstenlängs-transport hin, der sein Maximum am Ende der Regenzeit aufgrund der hohen Sedimentfrachten des Mekong erreicht.

Im Januar 2010 zur Hauptzeit des Nordostmonsuns, wurden deutlich höhere Wellen an der Küste von Vinh Tan aufgezeichnet. Dieser Seegang erreichte die Küste von Soc Trang und der Nachbarprovinz Bac Lieu überdies mit einer starken küstenparallelen Komponente. Im Winter, wenn die Sedimentfracht des Mekong am geringsten ist und allgemein weniger Material verfügbar ist, verursacht der Nordostmonsun demnach verstärkte küstenparallele Strömungen und damit auch verstärkte Erosion.

Messungen in der Natur können nicht alle denkbaren Wettersituationen abbilden. Um die fehlenden Informationen, insbesondere über die maßgebenden Bedingungen, zu bekommen, wurden die verfügbaren und die aufgezeichneten Daten verwendet, um verschiedene numerische Modelle aufzusetzen, zu kalibrieren und zu verifizieren. Anschließend wurden die Auswirkungen verschiedener Küstenschutzmaßnahmen auf die Küstenlinie im Modell untersucht. Dabei wurden sowohl konventionelle Maßnahmen berücksichtigt, als auch alternative Ansätze unter Verwendung lokaler Baumaterialien.

Die numerische Simulation wurde in drei Schritten durchgeführt. Ein Seegangmodell wurde für ein erweitertes Untersuchungsgebiet von Vung Tau bis Ganh Hao (ca. 250 km entlang der Küste) aufgesetzt. Die Ergebnisse der verschiedenen Simulationsläufe wurden dann als Bemessungsparameter für die Erosionsschutzmaßnahmen an der Küste verwendet. Abbildung 3 zeigt die signifikanten Wellenhöhen und Wellenrichtungen während eines Sturmereignisses zu Zeiten des Nordostmonsuns mit Windgeschwindigkeiten von 25 m/s. Für die Küste auf Höhe der Gemeinde Vinh Tan ergeben sich signifikante Wellenhöhen von 0,65 m. Das Seegangmodell wurde mit dem hydrodynamischen Modell zur Berechnung der Wasserstände und Strömungen gekoppelt (Abbildung 2). Die Ergebnisse wurden als Eingangsparameter für das morphodynamische Modell verwendet, das die Veränderung der Küstenlinie auf der Basis des Seegangsklimas abschätzt. Dieses dritte Modell deckte die Küste um die Fokusfläche Vinh Tan ab. Verschiedene strukturelle Maßnahmen des Erosionsschutzes und die entsprechende Reaktion der Küstenlinie wurden im Modell untersucht und die wirksamste Konfiguration ermittelt (Abbildung 4).

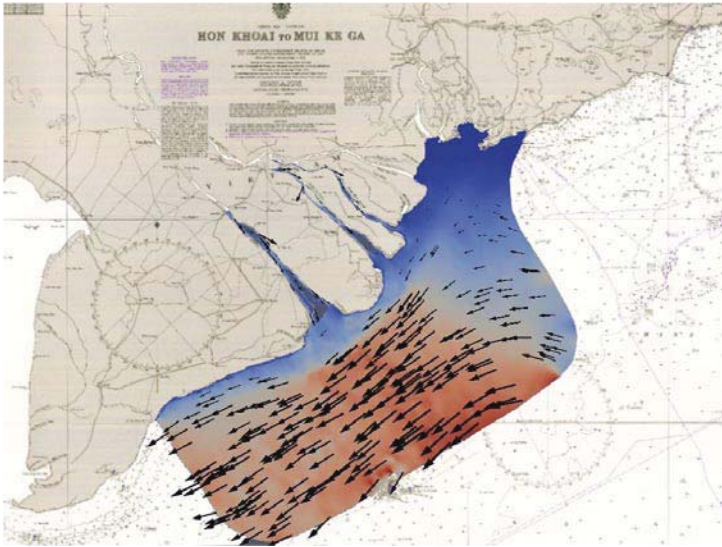


Abbildung 2: Küstenparallele Tideströmung in der Flutphase entlang der Küste von Südvietnam

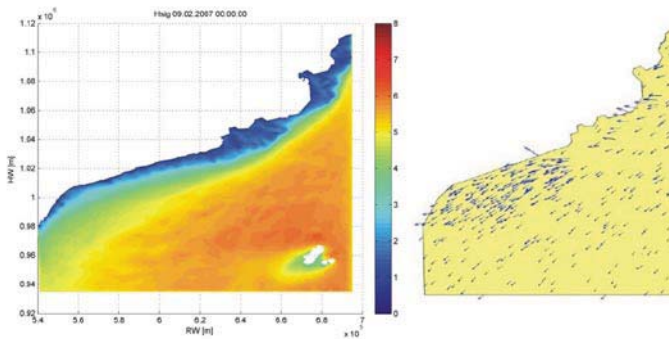


Abbildung 3: Signifikante Wellenhöhen (links) und Wellenrichtungen (rechts) unter Sturmbedingungen während des Nordost-Monsuns.

Das Ziel der Implementierung von strukturellen Maßnahmen ist es, Erosion zu reduzieren und Sedimentation zu fördern und dabei Lee-Erosion soweit wie möglich zu verhindern.

Die Resultate der Messungen in der Natur sowie der numerischen Simulationen wurden verwendet, um die wichtigsten Randbedingungen für den Bau der Erosionsschutzmaßnahmen zu definieren: Bindiger Boden mit tonigen und schluffigen Anteilen, signifikante Wellenhöhen von 0,65 m, Wellenperioden zwischen 5 s und 6 s, ein Tidehub von 3,50 m und Wassertiefen am Deich von bis zu 2,00 m bei Tidehochwasser.

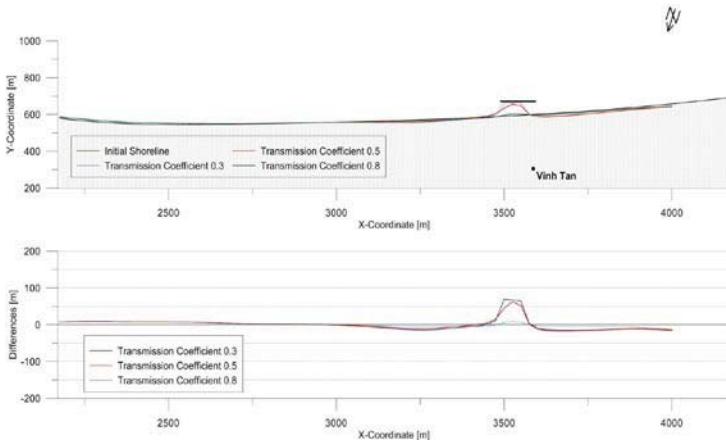


Abbildung 4: Veränderung der Küstenlinie in der Fokusfläche der Gemeinde Vinh Tan nach Installation eines Wellenbrechers in Abhängigkeit des Wellentransmissionsgrades

Ergänzend zu konventionellen Wellenbrechern und neueren Methoden (z. B. geotextile Schläuche) wurden angepasste Ansätze unter Verwendung lokaler natürlicher Materialien wie Bambus untersucht. Zu diesem Zweck wurden physikalische Modellierungen mit Bambus-Wellenbrechern bzw. Bambus-Lahnungen im Maßstab 1:20 in einer Versuchsrinne vorgenommen (Abbildung 5). Die Ergebnisse der Experimente zeigen die ermittelten Transmissions-Koeffizienten in Abhängigkeit des Quotienten von Freibord und signifikanter Wellenhöhe für zwei verschiedene Durchlässigkeiten (Abbildung 6). Die hohe wellendämpfende Wirkung der Konstruktion insbesondere bei Wasserständen unterhalb der Bauwerkskrone wird deutlich.



Abbildung 5: Physikalisches Modell einer Bambus-Lahnung

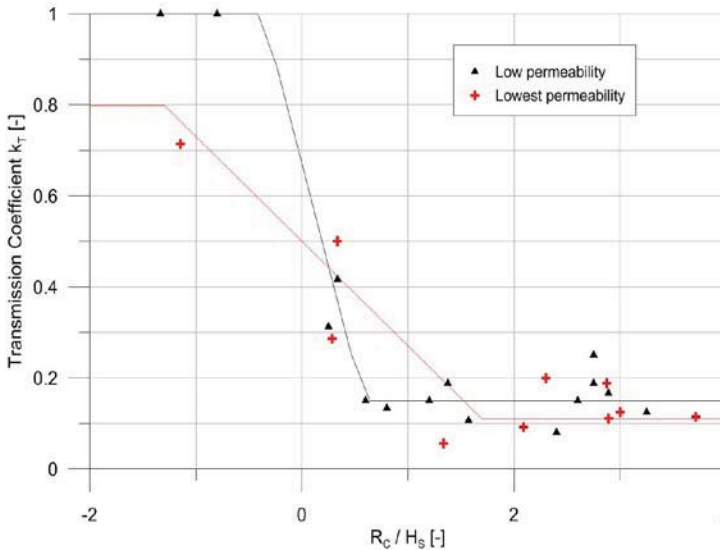


Abbildung 6: Ergebnisse der physikalischen Modellierung

Auf der Basis der physikalischen und numerischen Modellierung, der Messungen in der Natur und einer Kosten-Nutzen-Analyse wurden Empfehlungen zur Ausführung von Erosionsschutzmaßnahmen in der Fokusfläche ausgesprochen. Eine Konstruktion von entsprechenden Strukturen führt immer zu Lee-Erosion. Dieser Effekt kann im vorliegenden Fall minimiert werden, wenn ein Wellenbrecher mit einer Länge von 100 m in einer Entfernung von 50 m seawärtig vor der Erosionsstrecke in der Fokusfläche installiert wird. Der Transmissionskoeffizient des Wellenbrechers sollte etwa bei 0,5 liegen (Abhängigkeit vom Tidewasserstand und von der Wellenhöhe). Dieser Wellentransmissionsgrad kann mit einer Wellenbrecher- bzw. einer Lahnungskonstruktion aus Bambus erreicht werden. Die Verwendung lokaler Materialien, wie in diesem Fall Bambus, hat viele Vorteile, die aus der Stärke des Materials, der Verfügbarkeit und dem Preis resultieren. Die Kosten für die Installation, die auch von der lokalen Bevölkerung vorgenommen werden kann, sind ebenfalls gering.

Schlussfolgerungen

Anpassungsmaßnahmen an den Klimawandel müssen auf einem umfassenden Verständnis natürlicher Prozesse, wie Veränderungen der Küstenlinie durch Erosion und Sedimentation, basieren und mit diesen Prozessen im Einklang stehen. Dies ist insbesondere an der hochdynamischen Küste von Soc Trang im Mekong Delta zwingend erforderlich, wo ortsspezifische und angepasste Lösungen erforderlich sind. Sie müssen Teil eines nachhaltigen und integrierten Küstenzonenmanagements sein, das auch die anthropogenen Einflüsse entlang der Küste berücksichtigt. Anpassungsmaßnahmen sollten das Testen neuer und innovativer Maßnahmen beinhalten.

Das Verständnis natürlicher hydrodynamischer und morphodynamischer Prozesse trägt zur Entwicklung systematischer orts- und artenspezifischer Pflanzungen von Mangroven bei. Co-Management kann dann dabei helfen, die Schutzfunktion des Mangrovenürtels an der Küste signifikant zu verbessern und gleichzeitig die Lebensgrundlage für Gemeinden an der Küste zu wahren.

Erforderliche Erosionsschutzmaßnahmen sollten auf einem integrierten Verfahren bestehend aus einem angepassten Deichdesign, energiedissipierenden Maßnahmen wie Wellenbrechern oder Lahnungen im Vorfeld des Deiches sowie der Rehabilitation von Mangroven basieren.

Die nachhaltige Bemessung von Erosionsschutzmaßnahmen kann negative Auswirkungen auf angrenzende Küstenabschnitte deutlich reduzieren, macht aber eine ausreichende Datengrundlage ggf. inklusive ergänzender Messungen in der Natur erforderlich.

Um die morphodynamische Modellierung zu verbessern und die die Empfehlungen belastbarer zu machen, sollten historische Veränderungen der Küstenlinien in einem Hindcasting in die Modellierung integriert werden. Dies kann zu einer verbesserten Vorhersage zukünftiger Veränderungen der Küstenlinie auch unter dem Einfluss von Auswirkungen des Klimawandels und damit zu einer Optimierung von Anpassungsmaßnahmen führen. Alle diese Maßnahmen müssen Teil eines integrierten Küstenzonenmanagements sein, das provinziell- und auch länderübergreifend ist und auf verschiedene ortsspezifische Lösungen zurückgreift.

Ausblick

Aufbauend auf die bisherigen Ergebnisse der Untersuchung wird im Rahmen einer Pilotmaßnahme ein Bambus-Wellenbrecher gemäß den oben genannten Randbedingungen an der Küste von Vinh Tan installiert. Im Bereich potenzieller Lee-Erosion werden Bambus-Lahnungen zur Förderung der Sedimentation installiert (vgl. Abbildung 7). Die Ingenieurgesellschaft von Lieberman aus Hamburg führt zurzeit die Ausführungsplanung für die Baumaßnahmen durch. Im Schutz der Bambusstrukturen sollen dann nach der ersten Phase der Sedimentation Mangroven rehabilitiert werden, um den natürlichen Schutz des Deiches zu fördern.

Übergeordnetes Ziel ist es, der Provinz Soc Trang, aber auch benachbarten Provinzen, eine nachhaltige und kostengünstige Alternative des Erosions- und Küstenschutzes zu bieten, die an entsprechenden Erosionsstrecken bei Bedarf auch zügig und mit lokalen Kräften ausgeführt werden kann. Ein Monitoring der Pilotmaßnahme soll zur Optimierung der Alternative beitragen.



Abbildung 7: Geplante Installation von Erosionsschutzmaßnahmen an der Küste der Gemeinde Vinh Tan

Literaturverzeichnis

Albers, T., von Lieberman, N., Dinh Cong San, Schmitt, K. (2010) Current and Erosion Survey in the Coastal Zone of Soc Trang Province, Vietnam. In: Proceedings of the 78th Annual Meeting of the International Commission on Large Dams (ICOLD), Hanoi, Vietnam.

Borri-Feyerabend, G. (2011) Keynote Paper: Co-management and Shared Governance – the “Effective and Equitable Option” for Natural Resources and Protected Areas? In: Spelchan, D.G, Nicoll, I.A. and Nguyen T. P. H. (eds.): Co-management/Shared Governance of Natural Resources and Protected Areas in Viet Nam. Proceedings of the National Workshop on Co-management Concept and Practice in Viet Nam, Soc Trang, 17 – 19 March 2010. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, Management of Natural Resources in the Coastal Zone of Soc Trang Province, Vietnam, pp. 5-25. <http://czm-soctrang.org.vn/en/Publications.aspx>

Joffre, O. and Schmitt, K. (2011) Research on Historical Changes in Mangrove Distribution and Coastline Development in Soc Trang Province (Vietnam): An Important Input for the Development of Climate Change adaptation Measure.

King, I. (2006) A Finite Element Model for Stratified Flow and Cohesive Sediment/Sand Transport – RMA 10S. Users Guide, Version 3.5D, Sydney, Australia.

Mazda Y., Magi, M., Kogo, M. and Hong, P. N. (1997) Mangroves as a Coastal Protection from Waves in the Tong King Delta, Vietnam. *Mangroves and Salt Marshes* 1, 127-135.

Millennium Ecosystem Assessment (2005) *Ecosystems and Human Well-being: Wetlands and Water Synthesis*. World Resources Institute, Washington, DC.

MoNRE (2009) *Climate Change, Sea Level Rise Scenarios for Vietnam*. Ministry of Natural Resources and Environment, Hanoi, Vietnam.

MRC (2009) *Adaptation to Climate Change in the Countries of the Lower Mekong Basin: Regional Synthesis Report*. MRC Technical Paper No. 24. Mekong River Commission, Vientiane.

Páez-Osuna, F. (2001) The Environmental Impact of Shrimp Aquaculture: Causes, Effects, and Mitigating Alternatives. *Environmental Management* 28(1), 131–140.

Pham, T.T. (2011) *Mangroves of Soc Trang 1965 – 2007*. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, Management of Natural Resources in the Coastal Zone of Soc Trang Province, Vietnam. Draft which will be published on <http://czm-soctrang.org.vn/en/Publications.aspx>

Pilarczyk, K.W. (2003) Alternative Systems for Coastal Protection – An Overview. In: Han, Z. (ed.): *Proceedings of the International Conference on Estuaries and Coasts*. Zhejiang Institute of Hydraulics and Estuary, Hangzhou, China, pp. 409-419.

Prasetya, G. (2006) The role of coastal forests and trees in protecting against coastal erosion. In: Braatz, S., Fortuna, S., Broadhead, J. and Leslie, R. (eds.): *Coastal Protection in the Aftermath of the Indian Ocean Tsunami: What Role for Forests and Trees?* Proceedings of the Regional Technical Workshop, FAO, Khao Lak, Thailand, pp. 103-130.

Primavera, J.H. (2006) Overcoming the Impacts of the Aquaculture on the Coastal Zone. *Ocean & Coastal Management* 49, 531-545.

Schrage, N., Antanaskovic, D., Jung, T., and Pasche, E. (2009) KALYPSO – An Open Source Software Tool for Flood Studies in Rivers. 8. International Conference on Hydroinformatics, Concepción (Chile).

Soc Trang Statistics Office (2010) *Soc Trang Statistical Yearbook 2009*. Statistical Publishing House, Hanoi, Vietnam. Translated from: *Các Thống kê Tổng hợp Sóc Trăng (2010) Niên Giám Thống kê Tổng hợp Sóc Trăng Năm 2009*. Nhà Xuất bản Thống kê, Hà Nội, Việt Nam.

Wolanski, E. (2006) Synthesis of the Protective Functions of Coastal Forests and trees against Natural Hazards. In: Braatz, S., Fortuna, S., Broadhead, J. and Leslie, R. (eds.): *Coastal Protection in the Aftermath of the Indian Ocean Tsunami: What Role for Forests and trees?* Proceedings of the Regional Technical Workshop, FAO, Khao Lak, Thailand, pp. 161-183.

Hydraulische Untersuchungen zur Verbesserung der ökologischen Durchgängigkeit an Bundeswasserstraßen

Herr Prof. Dr.-Ing. **Christoph Heinzelmann**

Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann, Bundesanstalt für Wasserbau, Dr. sc. tech. Roman Weichert, Bundesanstalt für Wasserbau

Hydraulische Untersuchungen zur Verbesserung der ökologischen Durchgängigkeit an Bundeswasserstraßen

Christoph Heinzelmann, Roman Weichert, Bundesanstalt für Wasserbau

1 Einleitung

Die Europäische Wasserrahmenrichtlinie zum Schutz und zur nachhaltigen Bewirtschaftung der Gewässer fordert u. a. die Erhaltung oder Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit. Zur Umsetzung dieser Forderung an den Bundeswasserstraßen wurde die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) durch das am 1. März 2010 novellierte Wasserhaushaltsgesetz (WHG) verpflichtet, an den Staustufen, die von ihr errichtet oder betrieben werden, die zur Erhaltung oder Wiederherstellung der Durchgängigkeit erforderlichen Maßnahmen hoheitlich durchzuführen. Eine erste Analyse [1] zeigte, dass die überwiegende Anzahl der WSV-Staustufen über keine ausreichend funktionsfähigen Anlagen verfügen. Somit wird der Bau von Fischauf- und Fischabstiegsanlagen bzw. deren Ertüchtigung an vielen Staustufen erforderlich. Dabei sind für Fischauf- und abstieg in der Regel unterschiedliche Anlagen zu realisieren, da sich das Fischverhalten im Auf- bzw. im Abstiegsfall deutlich unterscheidet. Derzeit liegt der Fokus der WSV vorwiegend auf den Fragestellungen des Fischaufstiegs.

In ihrer Funktion als fachwissenschaftliche Dienstleister für die WSV beraten und unterstützen die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) und die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) die WSV-Dienststellen seit kurzer Zeit auch in Fragen der ökologischen Durchgängigkeit. Dabei konzentrieren sich die Untersuchungen der BAW auf die hydraulischen und wasserbaulichen Aspekte, während die BfG die biologischen Aspekte untersucht. Eigenes Fachwissen, Fachliteratur und die Beratung durch externe Fachbüros und Forschungseinrichtungen dienen dabei als wichtige Grundlagen. Zur Weiterentwicklung des Stands von Wissenschaft und Technik über Fischaufstiegsanlagen werden zudem vertiefte Projektuntersuchungen sowie eigene Forschungs- und Entwicklungsvorhaben durchgeführt. Ziel ist es, neben der Entwicklung von Ausführungsvorschlägen für konkrete Baumaßnahmen auch grundsätzliche Empfehlungen für Anordnung, Ausrichtung, Dimensionierung, Dotierung, Betriebsweise und Überprüfung von Fischaufstiegsanlagen an Bundeswasserstraßen zu erarbeiten. Schwerpunkt der nachfolgenden Ausführungen sind die aktuellen Arbeiten der BAW zum Bau einer neuen Fischaufstiegsanlage an der Neckarstaustufe Lauffen.

2 Stand von Wissenschaft und Technik

Die Funktionsfähigkeit einer Fischaufstiegsanlage hängt im Wesentlichen von zwei Faktoren ab: Der Auffindbarkeit der Anlage im Unterwasser einer Staustufe und der Passierbarkeit der Anlage. Die gegenwärtig publizierten Bemessungskriterien in den Verbandsmerkblättern und landesspezifischen Leitfäden sowie die Empfehlungen in der einschlägigen Fachliteratur gründen sich dabei im Wesentlichen auf Erfahrungswerte für die Auffindbarkeit und einfache hydraulische Annahmen für die Passierbarkeit. Die Erkenntnisse, die an bestehenden Fischaufstiegsanlagen gewonnen wurden, sowie theoretische Überlegungen zeigen, dass bei den Fischen, die regelmäßig über eine oder mehrere Staustufen wandern müssen, eine Bestandserhaltung und -entwicklung nur gelingen kann, wenn ein sehr großer Anteil der Tiere derartige Anlagen ohne große Zeitverzögerung zu finden und zu überwinden vermag. Folglich genügt es nicht, wenn Fischaufstiegsanlagen grundsätzlich für die betreffenden Fischarten passierbar sind. Sie müssen ebenso zügig überwunden werden können, um im o. g. Sinne ökologisch wirksam zu sein. Gefordert wird, dass die Funktionsfähigkeit der Anlage an 300 Tagen im Jahr gewährleistet ist, um dem jahreszeitlich unterschiedlichen Wanderungsverhalten der Fische gerecht zu werden.

Hervorzuheben ist, dass die bisherigen Erfahrungen mit Planung, Bau und Betrieb von Fischaufstiegsanlagen vorwiegend an kleinen und mittleren, selten jedoch an großen Fließgewässern, die als Wasserstraßen genutzt werden, gewonnen wurden. Insbesondere vor dem Hintergrund, dass die WSV im Rahmen der Umsetzung der

Wasserrahmenrichtlinie bis zum Jahr 2027 an mehr als 200 Staustufen die ökologische Durchgängigkeit wiederherzustellen hat, ist eine Überprüfung und Weiterentwicklung der existierenden ökohydraulischen Bemessungsgrundlagen zwingend erforderlich.

3 Pilotprojekt am Neckar: Fischaufstiegsanlage Lauffen

Als Pilotprojekt wird derzeit in der Bundesanstalt für Wasserbau eine neu zu errichtende Fischaufstiegsanlage an der Staustufe Lauffen am Neckar hydraulisch untersucht. Die Staustufe Lauffen (Bild 1) setzt sich aus einer Doppelschleusenanlage, einem dreifeldrigen Wehr sowie einem Kraftwerk mit zwei Kaplanturbinen (Ausbauwasseremenge $Q_a = 80 \text{ m}^3/\text{s}$) zusammen. Die Fallhöhe beträgt 8,40 m.

Um für dieses Pilotvorhaben am Neckar den aktuellen Stand von Wissenschaft und Technik in die Planung einfließen zu lassen, setzte die für die Bundeswasserstraße Neckar zuständige Wasser- und Schifffahrtsdirektion Südwest eine Arbeitsgruppe ein, in der neben der WSV sowie BAW und BfG auch das Land Baden-Württemberg vertreten war. Die Arbeitsgruppe erarbeitete Anforderungen hinsichtlich der Indikatorfischarten sowie der Gestaltung und der Dimensionierung der Anlage, die letztendlich von einem externen Fachbüro in einen ersten Planungsentwurf für die Fischaufstiegsanlage mündeten. Dieser Entwurf sieht den Bau eines Schlitzpasses vor, dessen Einstieg am linken Ufer direkt neben dem Auslass des Kraftwerks angeordnet wird.



Bild 1: Staustufe Lauffen, Blick vom Oberwasser: links das Kraftwerk, in der Mitte das Wehr, rechts die Schleusenanlage (Quelle: Amt für den Neckarausbau Heidelberg).

4 Hydraulische Untersuchungen zur Auffindbarkeit

4.1 Zielsetzung

Der Aspekt der Auffindbarkeit einer Fischaufstiegsanlage beinhaltet im Wesentlichen die Fragestellung, ob wanderwillige Fische, die direkt bis in das Unterwasser einer Staustufe gelangen, in der Lage sind, den Einstieg in die Fischaufstiegsanlage ohne größere Verzögerungen zu finden. Hierzu sind vor allem Kenntnisse über das artspezifische Wanderverhalten von Fischen erforderlich. Auch wenn diesbezüglich derzeit noch große Wissenslücken existieren, kann den Strömungsverhältnissen im Unterwasser einer Staustufe eine zentrale Bedeutung für die Orientierung der Fische zugeschrieben werden. Nur wenn es gelingt, dem Fisch eine für ihn wahrnehmbare Strömung aus der Fischaufstiegsanlage zur Verfügung zu stellen, ist die Grundvoraussetzung gegeben, dass die Mehrzahl der wanderwilligen Fische den Einstieg in die Fischaufstiegsanlage findet. Die

besondere Herausforderung an Bundeswasserstraßen ist hierbei, dass die mit der Strömung aus der Fischaufstiegsanlage konkurrierende Strömung im Auslaufbereich des Kraftwerks (Hauptströmung) so dominant ist, dass eine für den Fisch wahrnehmbare Leitströmung schwierig zu realisieren ist.

Um diese Frage für den Standort Lauffen beantworten zu können, werden zurzeit in der BAW hydraulische Untersuchungen auf Basis von Naturmessungen sowie numerischen und physikalischen Modellversuchen durchgeführt. In einem ersten Schritt wurden hierfür die Strömungsverhältnisse im Unterwasser der Stauanlage vermessen und entsprechend der Ist-Zustand in den Modellen abgebildet. Ziel der Modelluntersuchungen ist es, die Strömungssituation so zu beeinflussen, dass ein durchgehender und der Leistungsfähigkeit der Fische angepasster Wanderkorridor geschaffen wird. Dieses Ziel soll erreicht werden, indem die bauliche Gestaltung des Einstiegsbereichs der Fischaufstiegsanlage sowie das Abflussverhältnis zwischen Fischpassströmung und Hauptströmung optimiert und mit den betrieblichen Randbedingungen der Wasserkraftanlage abgestimmt werden. Im Folgenden werden die einzelnen Untersuchungen näher vorgestellt.

4.2 Naturuntersuchungen

Wie bereits erläutert, wurde zunächst die Strömungssituation im Ist-Zustand aufgenommen. Hierbei kam ein ADCP-Messgerät (Acoustic Doppler Current Profiler) zum Einsatz. Die Messungen dienten in erster Linie dazu, die numerischen und physikalischen Modelle für den Ist-Zustand zu kalibrieren. Eine erste Messkampagne wurde bereits bei einem Abfluss von ca. 45 m³/s durchgeführt. Eine weitere Messung ist bei ca. 80 m³/s vorgesehen, was der Ausbauwassermenge des Kraftwerks entspricht.

Die Strömungsmessungen wurden als Punktmessungen ausgeführt. Hierfür wurde ein Seil über den unterwasserseitigen Querschnitt des Kraftwerkskanals gespannt, an dem ein Miniatur-Messboot mit dem ADCP-Messgerät befestigt war (Bild 2). Insgesamt wurden in Zusammenarbeit mit der WSV sechs Querprofile mit jeweils fünf Messpunkten aufgenommen und ausgewertet. Nähere Angaben zur Durchführung und Auswertung der ADCP-Messungen finden sich in [2].



Bild 2: ADCP-Messung an der Stauanlage Lauffen, Blick von unterstrom auf den Kraftwerksauslass, links im Bild das Miniatur-Messboot mit dem ADCP-Messgerät.

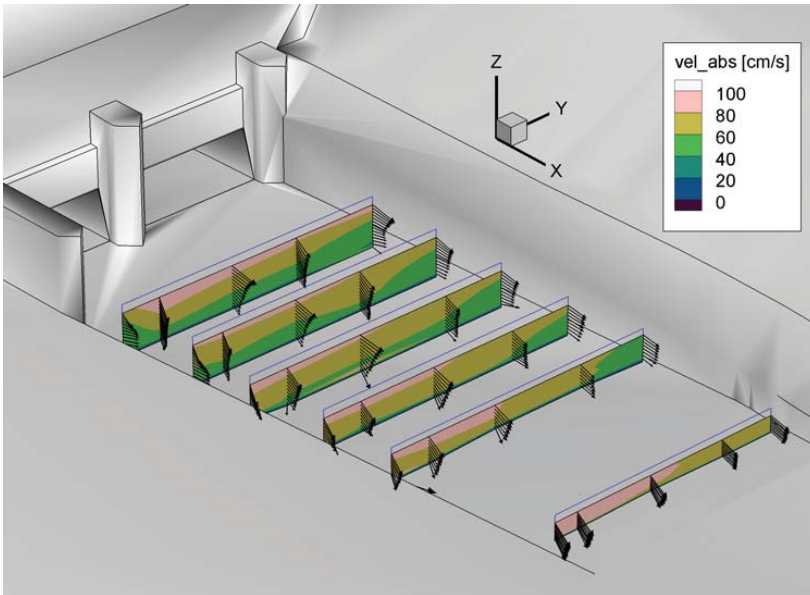


Bild 3: Ergebnisse der ADCP-Messungen für einen Abfluss von $Q = 45 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bild 3 zeigt die Ergebnisse der ADCP-Messungen bei einem Abfluss von $Q = 45 \text{ m}^3/\text{s}$. Dargestellt sind hierbei die mittleren Fließgeschwindigkeiten. Es ist zu erkennen, dass im Uferbereich die mittleren Geschwindigkeiten geringer sind als in Richtung Flussmitte, was neben dem Wandeeinfluss des Ufers darauf zurückzuführen ist, dass sich die Strömung in Richtung des Wehres ausbreitet und es dort zu Abflusskonzentrationen kommt. Die mittleren Fließgeschwindigkeiten liegen insbesondere im Uferbereich mit Werten kleiner als 1 m/s in einer Größenordnung, die suggerieren, dass günstige Bedingungen für wanderwillige Fische vorliegen. Eine nähere Betrachtung der Messungen sowie der Augenschein vor Ort zeigen jedoch, dass das Strömungsbild mit der Darstellung einer mittleren Geschwindigkeit nur unzureichend beschrieben ist. Insbesondere der durch die Turbinen erzeugte Drall am Austrittsquerschnitt des Saugschlauchs erzeugt ein hochturbulentes Strömungsfeld. Diese Turbulenzen führen zu einer starken Beeinträchtigung der Wahrnehmung der Strömung aus der geplanten Fischaufstiegsanlage.

4.3 Physikalische Modelluntersuchungen

Für die Untersuchungen des Einstiegsbereichs der Fischaufstiegsanlage wurde in der BAW ein physikalisches Modell im Maßstab $1 : 10$ aufgebaut (Bild 4). Nachdem das physikalische Modell für den Ist-Zustand bereits kalibriert wurde, können nun die Variantenuntersuchungen für den Planungszustand folgen.

Wesentliches Element der im Modell untersuchten Planungsvariante ist eine Verlängerung des Saugrohrs des Kraftwerks. Diese Maßnahme vermindert zum einen die Turbulenz der aus dem Saugschlauch austretenden Strömung und verbessert damit die Wirkung des Abflusses aus der Fischaufstiegsanlage. Zum anderen kann mit der Verlängerung des Saugrohrs ein Einstieg in den Fischpass gewährleistet werden, der in Schwimmrichtung der wanderwilligen Fische angeordnet ist. Diese Ausgestaltung beruht auf der Erkenntnis, dass Fische einen senkrecht zur Hauptströmungsrichtung angeordneten Einstieg seltener annehmen.

Neben der Analyse der hydraulischen Wirkung der Saugschlauchverlängerung beinhalten die Modelluntersuchungen auch eine Optimierung der baulichen Komponenten, wie beispielsweise die Ausgestaltung des untersten Querschnitts der Fischaufstiegsanlage, die Untersuchung konstruktiver Möglichkeiten zur Minderung der Turbulenz hinter dem Saugrohr oder die Gestaltung des Übergangs zwischen Gewässersohle und Fischpasseinstieg. Unter diesen baulich optimierten Randbedingungen gilt es schließlich, die für den Betrieb der Aufstiegsanlage minimal erforderliche Abflussmenge zu bestimmen.



Bild 4: Physikalisches Modell des Unterwassers der Staustufe Lauffen: Blick von unterstrom auf den Kraftwerksauslass, rechts der geplante Einstieg in die Fischaufstiegsanlage.

4.4 Numerische Modelluntersuchungen

Parallel zu den physikalischen Modelluntersuchungen finden numerische Simulationen für das Unterwasser der Staustufe Lauffen statt. Diese werden mit einem dreidimensionalen Navier-Stokes-Löser durchgeführt, der die freie Wasseroberfläche rekonstruiert und auf Basis von Hexaedergittern arbeitet. Diese Simulationen sind notwendig, da mittels der physikalischen Modellversuche zwar die hydraulische Optimierung der baulichen Komponenten erreicht werden kann, die Vermessung des Strömungsfelds im Unterwasser jedoch nur punktuell mit einem relativ hohen Aufwand möglich ist. Dies hat zur Folge, dass sich die Strömungsparameter aus den Messungen des physikalischen Modells nur statistisch beschreiben lassen.

Mit den numerischen Modellierungen ist man dagegen in der Lage, einen Schritt weiterzugehen: Liegt eine auf Basis der physikalischen Modelluntersuchungen baulich optimierte Variante vor, so bietet die numerische Simulation die Möglichkeit, für einen gegebenen Zeitpunkt ein räumlich hoch aufgelöstes Bild der Strömungsvektoren und Geschwindigkeiten zu erhalten. Mit dieser Information lässt sich in einem nachfolgenden Schritt bewerten, ob zu einem bestimmten Zeitpunkt und für die gegebenen Randbedingungen (z. B. Abflussmengenaufteilung zwischen Fischaufstiegsanlage und Kraftwerk oder Turbinenmanagement) ein durchgehender Wanderkorridor für die Fische zur Verfügung steht.

Ein Beispiel für diese ökohydraulischen Analysen zeigt Bild 5, in dem die Fließgeschwindigkeiten im Unterwasser der Staustufe Lauffen im numerischen Modell für den Ist-Zustand (d. h. noch ohne Fischaufstiegsanlage) dargestellt sind. Mit Hilfe von Angaben aus der einschlägigen Literatur für die Schwimmfähigkeit von Fischen können dann Zonen im Unterwasser des Kraftwerks definiert werden, in denen die Verhältnisse günstig oder weniger günstig für die Fischwanderung sind. Die Leistungsfähigkeit der Fische und damit die Zonierung des Strömungsfelds sind abhängig von der jeweils betrachteten Fischart sowie vom Entwicklungsstadium der Fische.

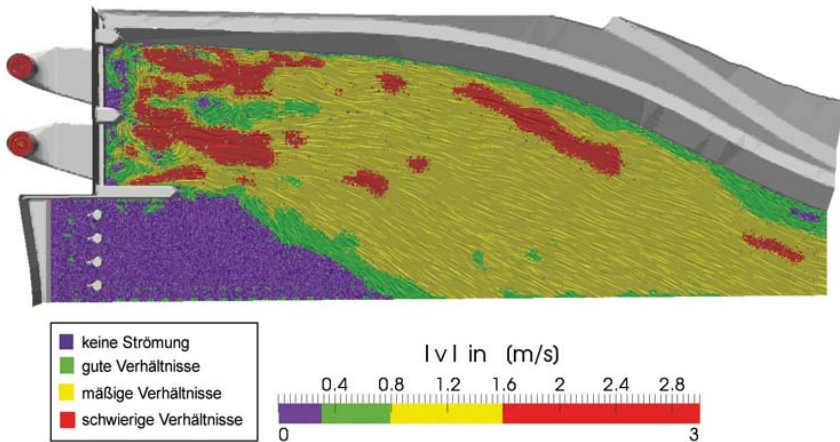


Bild 5: Ergebnis der numerischen Simulation und deren ökohydraulische Bewertung.

5 Hydraulische Untersuchungen zur Passierbarkeit

5.1 Zielsetzung

Neben der Auffindbarkeit spielt für die Wirksamkeit einer Fischaufstiegsanlage auch die Passierbarkeit eine wesentliche Rolle. Der Planungsentwurf für den Fischaufstieg an der Stauanlage Lauffen sieht wegen der beengten Platzverhältnisse einen Schlitzpass vor. Dieser weltweit häufig eingesetzte Typ einer technischen Fischaufstiegsanlage wurde bereits verschiedentlich im Rahmen von Forschungsarbeiten, z. B. [3, 4, 5], näher untersucht. Die Untersuchungen zeigten unter anderem, dass sich in Abhängigkeit der geometrischen Anordnung der Schlitze verschiedene Strömungsmuster in den Becken zwischen den Schlitzen einstellen (Bild 6). Wie genau dieses Strömungsfeld beschrieben werden kann (Geschwindigkeiten, Wirbelgrößen) und vor allem, welche Wirkung die verschiedenen Strömungsmuster auf die unterschiedlichen wanderwilligen Fischarten haben, ist jedoch noch weitestgehend ungeklärt.



Bild 6: Strömungsfeld in einem Schlitzpass, Blick von oben.

5.2 Physikalische Modelluntersuchungen

Um das Strömungsfeld näher zu untersuchen, wurde in der BAW ein physikalisches Modell eines Schlitzpasses im Maßstab 1 : 3 aufgebaut (Bild 7). In diesem Modell sollen in Abhängigkeit verschiedener geometrischer Anordnungen die Strömungsverhältnisse mit einem 3D-Stereo-PIV-System (Particle Image Velocimetry) zeitlich und räumlich hoch aufgelöst erfasst werden. Das Modell besteht aus neun aufeinander folgenden Becken, die durch eine Breite von 0,80 m, eine Länge von 1,00 m und eine Sohlenneigung von 4,0 % gekennzeichnet sind. Die Becken sind so gestaltet, dass die Beckengeometrie flexibel angepasst und optimiert werden kann.

Die Strömung innerhalb eines einzelnen Beckens und im Bereich des Schlitzes zwischen zwei Becken soll vermessen und mittels geeigneter hydraulischer Größen (z. B. lokale Reynolds- und Froudezahlen, Turbulenzgrad) als Funktion des Abflusses und der geometrischen Beckendimensionen beschrieben werden. Hierzu soll als optisches Messsystem das PIV-System eingesetzt werden, mit dem die Strömung berührungslos durch den Rinnenboden und die Seitenwände aufgenommen werden kann. Das Messsystem ist so aufgebaut, dass der synchronisierte Messbetrieb von einem PIV-System und zwei ADV-Systemen (Acoustic Doppler Velocimeter) möglich ist. Die Messfrequenz des PIV-Systems beträgt max. 200 Hz, der Messbereich ist ca. 50 x 50 cm.

Nach Aufbau der Messapparatur ist geplant, zunächst die für den Standort Lauffen am Neckar typischen Verhältnisse zu untersuchen. Anschließend sollen systematisch andere, für Bundeswasserstraßen typische Randbedingungen betrachtet werden, mit dem Ziel, grundsätzliche Erkenntnisse zu gewinnen und diese gegebenenfalls auch in neue Bemessungskriterien für Fischaufstiegsanlagen an Bundeswasserstraßen einfließen zu lassen.

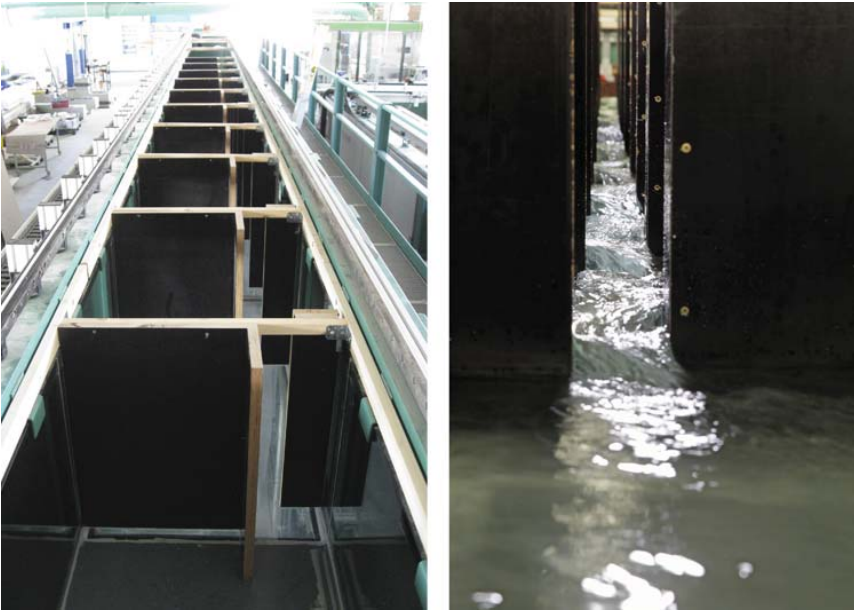


Bild 7: Physikalisches Modell eines Schlitzpasses im Maßstab 1 : 3, Blickrichtung jeweils von unterstrom.

6 Schlussfolgerungen und Ausblick

Auf Basis des novellierten Wasserhaushaltsgesetzes vom 1. März 2010 haben in der WSV die Arbeiten begonnen, die ökologische Durchgängigkeit an den Stauanlagen der Bundeswasserstraßen wiederherzustellen. Auch wenn für Planung und Bau der Fischaufstiegsanlagen auf einen bestehenden technischen Standard zurückgegriffen werden kann, existieren insbesondere für die Verhältnisse an Bundeswasserstraßen noch zahlreiche offene Fragestellungen.

Trotz großer Wissenslücken sollen in möglichst kurzer Zeit viele, möglichst gut funktionierende Fischaufstiegsanlagen gebaut werden. Die Strategie sieht vor, dass für die meisten Bundeswasserstraßen zunächst Pilotanlagen geplant und gebaut werden, anhand derer die Wirksamkeit der Anlagen überprüft werden kann. Diese Überprüfung muss neben der rein technischen Funktionskontrolle vor allem auch eine biologische Qualitätssicherung enthalten. Da die biologische Qualitätssicherung relativ zeitintensiv ist, muss im Einzelfall abgewogen werden, welche Erkenntnisse in welcher Zeit durch hydraulische und biologische Untersuchungen gewonnen werden können. Die Ergebnisse sollten vorliegen, bevor mit dem Bau weiterer Fischaufstiegsanlagen ähnlichen Typs fortgefahren wird.

Daneben gibt es die Möglichkeit, eine Qualitätssicherung bereits in der Planungsphase durchzuführen. Mit Hilfe von Naturuntersuchungen sowie physikalischen und numerischen Modellversuchen, die parallel zum Planungsprozess durchgeführt werden, können kritische Fragestellungen bereits frühzeitig untersucht und Risiken minimiert werden. Der aufwändige Methoden-Mix, den die BAW bei ihren Untersuchungen für die Fischaufstiegsanlage in Lauffen zu Grunde legt, gewährleistet eine Ergebnisqualität, die eine optimale Grundlage für die spätere Realisierung liefert. Anschließend sollen die Ergebnisse für Lauffen möglichst auch auf andere Standorte übertragen werden. Für diesen Schritt ist die Zusammenarbeit mit den Biologen der BfG von besonderer Bedeutung.

7 Literaturverzeichnis

[1] BfG (2010): *Herstellung der Durchgängigkeit an Staustufen von Bundeswasserstraßen – Fischökologische Einstufung der Dringlichkeit von Maßnahmen für den Fischaufstieg*. BfG-Bericht 1697.

[2] Sokoray-Varga, B.; Weichert, R.; Lehmann, B. (2011): *Flow investigations for fish pass Lauffen/Neckar in field and laboratory*. 34. Dresdner Wasserbaukolloquium 2011, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 45, S. 87ff.

[3] Liu, M., Rajaratnam, N. & Zhu, D.Z. (2006): *Mean flow and turbulence structure in vertical slot fishways*. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 132, pp. 765-777.

[4] Wu, S., Rajaratnam, N. & Katopodis, C. (1999): *Structure of flow in a vertical slot fishway*. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 125(4), pp. 351-359.

[5] Tarrade, L., Texier, A., David, L. & Larinier, M. (2008): *Topologies and measurements of turbulent flow in vertical slot fishways*. *Hydrobiologia*, Springer Netherlands, Vol. 609, pp. 177-188.

Verfasser:

Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann
Dr. sc. techn. Roman Weichert
Bundesanstalt für Wasserbau
Postfach 21 02 53
76152 Karlsruhe
christoph.heinzelmann@baw.de
roman.weichert@baw.de

Herstellung der Durchgängigkeit der Bundeswasserstraßen

Die ökologische Durchgängigkeit der Bundeswasserstraßen - fachliche Ansprüche und Rahmenbedingungen bei der Umsetzung von Maßnahmen

325

Herr Dr. Andreas Anlauf

Andreas Anlauf, Matthias Scholten, Christian von Landwüst

Herstellung der Durchgängigkeit der Bundeswasserstraßen

Die ökologische Durchgängigkeit der Bundeswasserstraßen - fachliche Ansprüche und Rahmenbedingungen bei der Umsetzung von Maßnahmen

Andreas Anlauf, Matthias Scholten, Christian von Landwüst
Bundesanstalt für Gewässerkunde

1. Einleitung

Mit dem Inkrafttreten des neuen Wasserhaushaltsgesetzes (WHG) am 01. März 2010 hat die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) eine neue Rolle im Rahmen der Umsetzung der EG-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) übernommen und ist nach § 34 WHG nun hoheitlich für die Erhaltung und Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit der Bundeswasserstraßen zuständig [1].

Die Herstellung der Durchgängigkeit der Bundeswasserstraßen richtet sich dabei an den Zielen der EG-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) aus. Demnach müssen die spezifischen Bedingungen für die Durchgängigkeit im „guten ökologischen Zustand“ als Umweltziel der WRRL so beschaffen sein, dass die erforderlichen Werte für die biologischen Qualitätskomponenten wie z.B. Fische und Wirbellose erreicht werden.

Die Bundeswasserstraßen (BWaStr) stellen für wandernde Fischarten in Deutschland die Hauptverbindungsgewässer zwischen Lebensräumen im Meer oder in Flussunterläufen (z.B. Nahrungsgründe) und in Flussoberläufen und Zuflüssen (z. B. Laichplätze) dar und daher haben sie eine sehr hohe Bedeutung für die Zielerreichung. Da die überwiegende Anzahl der WSV-Staustufen nicht über ausreichend funktionsfähige Anlagen verfügt, die die Fischwanderung und damit die Durchwanderbarkeit der Bundeswasserstraßen gewährleisten, wird an über 200 Staustufen der Bau von Fischwechselanlagen bzw. deren Ertüchtigung erforderlich [1, 2].

Bei der Planung der notwendigen Maßnahmen, ausgehend von der Bedarfsfeststellung über die Priorisierung bis hin zur sachgerechten Umsetzung haben fachliche, d.h. biologische und technische Kriterien eine grundlegende Bedeutung. Um ein ökologisch sinnvolles, effizientes und wirtschaftliches Handeln bei der Umsetzung zu gewährleisten, bedarf es sowohl grundlegender als auch regionaler fischökologischer und bautechnischer Kriterien (Mindeststandards, Empfehlungen, Richtlinien) für die Priorisierung von Aufgaben und Maßnahmen sowie abgestimmter Umsetzungskonzepte für die WSV. Die Nutzung der Synergien von Durchgängigkeitsmaßnahmen mit verkehrswasserbaulichen Maßnahmen an Querbauwerken und nicht zuletzt eine enge Abstimmung mit den Fachinstitutionen und Verantwortlichen der Länder und der Wasserkraft sind ebenfalls von Bedeutung.

Die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) gewährleistet dafür zusammen mit der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) die fachwissenschaftliche Beratung und Unterstützung der WSV u.a. durch Aufstellung von Fachempfehlungen, Projektuntersuchungen, eigene Forschungs- und Entwicklungsvorhaben sowie Aktivitäten in Arbeitsgruppen und Fachgremien.

Die hier vorgestellten Aspekte beleuchten die unterschiedlichen Arbeitsbereiche und fokussieren dabei auf die Berücksichtigung biologischer Aspekte bei der Reihung von Maßnahmen aber auch auf aktuelle Rahmenbedingungen im Rahmen der Umsetzung von Fischaufstiegsanlagen an Bundeswasserstraßen.

2. Reihung von Maßnahmen

Die Herstellung der Durchgängigkeit im Rahmen der Zielerreichung der WRRL orientiert sich zeitlich an deren Bewirtschaftungszyklen, d.h. im ersten Zyklus bis zum Jahr 2015 und in den folgenden Zyklen bis zum Jahr 2021 bzw. 2027. Dabei sind eine Vielzahl an Rahmen- und Randbedingungen sowie Einflussparametern zu beachten. Ökologische Anforderungen ergeben sich insbesondere aus der vorgenannten übergeordneten Zielsetzung bzw. dem rechtlichen Rahmen. Das WHG bzw. die WRRL zielen auf die Erreichung eines mindestens guten ökologischen Zustandes/Potenzials. In den großen Fließgewässern wie den meisten Bundeswasserstraßen bilden diadrome und potamodrome Wanderfische einen wesentlichen Anteil der ursprünglichen bzw. wiederherzustellenden Fischzönose. Daher ist dort die Durchgängigkeit eine wesentliche Voraussetzung für die Erreichung des guten fischökologischen Zustandes/Potenzials. Ferner sind nach Artikel 3 Absatz 4 der WRRL die

Schutzziele der gemäß FFH-Richtlinie ausgewiesenen aquatischen Gebiete in den jeweiligen Einzugsgebieten zu berücksichtigen bzw. in Bewirtschaftungspläne mit aufzunehmen. Sehen diese Schutzziele die Erhaltung und Entwicklung der Bestände von (wandernden) Fischen und Rundmäulern (Neunaugen) vor, ist dies bei den Planungen zur Durchgängigkeit zu berücksichtigen.

Mit der Genehmigung der Aalbewirtschaftungspläne nach EG-Aalverordnung [8] durch die EU-Kommission sind die Ziele und die dazugehörigen Maßnahmen der entsprechenden flussgebietsbezogenen Pläne für die fischökologische Zielsetzung bei der Errichtung von Fischaufstiegsanlagen, sofern relevant, zu berücksichtigen. Die erforderlichen Maßnahmen zur Herstellung der Durchgängigkeit unter diesen Zielsetzungen können von der WSV nur auf einer gut fundierten fachlichen Grundlage und in mehreren Schritten bzw. im Verlauf mehrerer Bewirtschaftungszyklen der Wasserrahmenrichtlinie umgesetzt werden. Es besteht daher der Bedarf, eine auch fachlich ausgerichtete Reihung der Maßnahmen zur Herstellung der Durchgängigkeit der Bundeswasserstraßen zu erstellen. Dafür ist vom BMVBS ein mehrstufiges Verfahren in Gang gebracht worden [1, 2]. Auf der ersten Stufe hat die BfG auf Basis eines bundesweit einheitlichen Bewertungsschemas fachliche Empfehlungen für die fischökologische Einstufung der Dringlichkeit von Maßnahmen für den Fischaufstieg erarbeitet [2]. Hierzu wurden die entsprechenden Strategien und Angaben aus den Bewirtschaftungsplänen für die jeweiligen Flussgebietseinheiten und Bundeswasserstraßen ausgewertet. Die ausgewerteten Unterlagen identifizieren sowohl die spezifischen Zielarten als auch die Gewässer, welche aufgrund ihrer räumlichen Lage, ihrer Struktur und Wasserqualität und aufgrund der vorhandenen Fischbestände ein hohes Potenzial für die Erhaltung und Entwicklung der Fischfauna aufweisen. Außerdem erfolgte eine Analyse der Bedeutung der einzelnen Bundeswasserstraßen als Wanderroute oder Laich- und Aufwuchsgewässer für die Wanderfischarten der FFH-Richtlinie (Daten des Bundesamts für Naturschutz vom Dezember 2009) sowie der Aalbewirtschaftungspläne nach EG-Aalverordnung [8].

Im Ergebnis ließen sich bei etwa einem Viertel der 253 betrachteten Stauanlagen hohe Dringlichkeiten für Maßnahmen zum Fischaufstieg sowie bei weiteren 23 % mittlere und bei 27 % geringe Dringlichkeit feststellen (Abbildung 1).

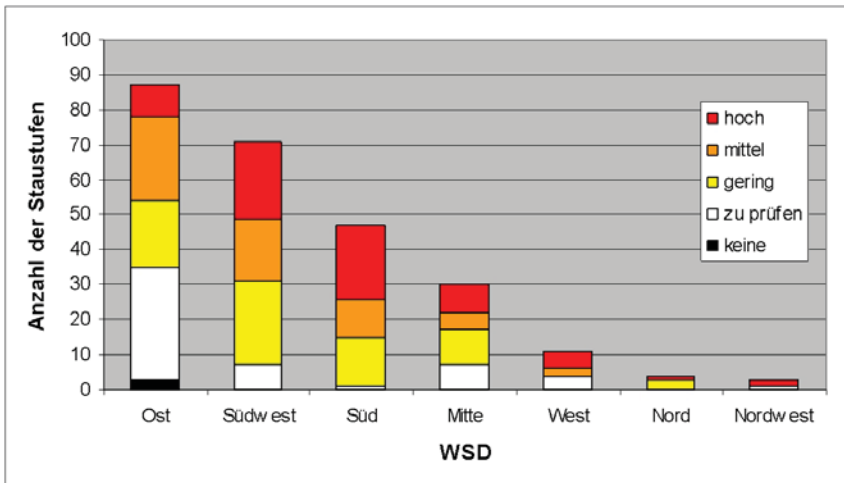


Abbildung 1 Anzahl der Staufstufen mit Angabe der fischökologischen Einstufung zur Dringlichkeit in den Wasser- und Schifffahrtsdirektionen der WSV (Quelle: BfG Bericht 1697 [2])

Die Einstufungen der BfG sowie weitere, maßgebliche Rahmenbedingungen und Kriterien, die vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) für eine Priorisierung von Maßnahmen im überregionalen Kontext bestimmt wurden, bilden die Grundlagen für die Aufstellung regionaler Umsetzungskonzepte durch die WSV auf dem Weg zu einem Gesamtpriorisierungskonzept Bundeswasserstraßen.

3. Rahmenbedingungen bei der Umsetzung

Nach der entsprechenden Reihung der Maßnahmen muss die Frage betrachtet werden, welche fachlichen

Rahmenbedingungen bei den weiteren konkreten Planungs- und Umsetzungsschritten von tragender Bedeutung sind.

Die Erfahrungen mit bestehenden Fischwechsellanlagen sowie theoretische Überlegungen zeigen, dass bei den Fischen und Rundmäulern, die regelmäßig über eine oder mehrere Staustrufen wandern müssen, eine Bestandserhaltung und -entwicklung nur dann gelingen kann, wenn ein sehr großer Anteil der Tiere derartige Anlagen ohne große Zeitverzögerung findet und überwindet. Daher ist es zwingend, dass die Auffindbarkeit und die Passierbarkeit der Fischaufstiegsanlagen (und Fischabstiegsanlagen) für die betreffenden Arten nicht nur grundsätzlich sondern tatsächlich ausreichend gewährleistet ist. Die Funktionsfähigkeit von Fischaufstiegsanlagen soll zudem an 300 Tagen im Jahr, d.h. bei allen Abflüssen zwischen Q30 und Q330 gewährleistet sein, um den jahreszeitlich unterschiedlichen Wanderungen gerecht zu werden [3, 5]. Einer biologischen Qualitätssicherung kommt daher eine entsprechend hohe Bedeutung zu. Neben der Passierbarkeit (Welche Fischarten und Fischgrößen passieren in welcher Zahl die Anlagen von unten nach oben?) ist dabei auch die Auffindbarkeit (Welcher Anteil der aufstiegswilligen Fische im Unterwasser findet zeitgerecht den Einstieg in die Anlagen?) zu betrachten und neben qualitativen auch quantitative Kriterien zu bewerten.

Die Methodenentwicklung und Anwendungstechniken zur Erfassung der Auffindbarkeit und Passierbarkeit haben in den letzten Jahren wesentliche Fortschritte gemacht. Moderne, auch teilautomatisierte Erfassungsmethoden an und in Anlagen sowie die Markierung und Verfolgung von Fischen werden daher zukünftig wesentliche Komponenten einer biologischen Qualitätssicherung sein.

Die Anforderungen für die technisch-hydraulische Prüfung der Funktionsfähigkeit der Fischaufstiegsanlagen bzw. die Prüfung auf Einhaltung des Stands der Technik sind durch aktuell gültige und anerkannte Bemessungskriterien definiert, die einer Reihe von Publikationen entnommen werden können. Einen Überblick geben z. B. [4], [5] und [6]. Von der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA) wurde im Februar 2010 der Entwurf einer Merkblatts „Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke - Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung“ vorgelegt [3]. Dieser gibt in weiten Teilen den Stand der Technik wieder, ist jedoch aufgrund seiner Entwurfsfassung zurzeit noch als vorläufiger fachlicher Stand der Technik zu bezeichnen. Die Kriterien dieses Papiers leiten aber auch zu dem Schluss, dass die Stauanlagen der Bundeswasserstraßen oftmals als sogenannte Sonderstandorte zu betrachten sind. Dies liegt daran, dass „im Falle komplexer hydraulischer, hydrologischer oder topografischer Bedingungen die Bewertbarkeit der Auffindbarkeit eingeschränkt sein kann“ [3]. Dies trifft für die Stauanlagen der Bundeswasserstraßen häufig zu, z. B. aufgrund ihrer Größe, einer Abflussaufteilung auf mehrere Gewässerarme, einer Wasserkraftnutzung mit mehreren Turbinen am Standort oder aufgrund stark schwankender Unterwasserstände.

Darüber hinaus stellen die Regelwerke keinen quantitativen Bewertungsrahmen für die fischökologische Wirksamkeit der Fischaufstiegsanlagen vor, der allen genannten Zielsetzungen ausreichend Rechnung trägt. Auch sind die in den Regelwerken dargestellten technischen Randparameter nur teilweise nutzbar und der Wunsch nach Übertragbarkeit steht, insbesondere an großen und komplexen Stauanlagen vor dem Problem, dass es einen Mangel an empirisch bestätigten Ergebnissen aus entsprechenden Untersuchungen gibt. Hier werden insbesondere an den Bundeswasserstraßen noch grundlegende Arbeiten benötigt, bei denen die BfG ihren Anteil leistet. Eine Annäherung an die generalisierbaren Randbedingungen der Aufstiegsanlagen eines Flusses wurde beispielhaft mit der Arbeit einer von der BfG geleiteten AG zum Neckar geleistet. Dabei wurden Aussagen zu den Leitfischarten, den hydraulisch-physikalischen Bedingungen für Fischaufstiegsanlagen und deren Auffindbarkeit im Allgemeinen sowie für einzelne Fischaufstiegsanlage ermittelt [9].

In den meisten Fällen stehen individuelle Lösungen aber bei den Maßnahmen zur Herstellung der Durchgängigkeit an Stauanlagen der Bundeswasserstraßen noch im Vordergrund und bedingen daher hydraulisch-technische genauso wie biologische Untersuchungen.

Angesichts dieser Sachlage wird sich die fachliche Optimierung der Planung und Umsetzung von Maßnahmen nur bei intensiver Beschäftigung mit den offenen Fragen verbessern. Zu den Fragen, wie die Fische in den komplexen Fließsystemen zu den Aufstiegsanlagen hinfinden, wie sie in ausreichender Zahl und angemessener Zeit hineinfinden, welche Fische von unterschiedlicher Art und Größe die Anlagen schadlos passieren und nicht zuletzt wie hoch der Erfolgsquotient ist, werden mit neuen Techniken von der BfG Untersuchungen durchgeführt und es findet ein nationaler und internationaler Erfahrungsaustausch sowie eine Zusammenarbeit mit Partnerorganisationen im In- und Ausland statt.

In der Praxis werden zunächst Pilotuntersuchungen zur Optimierung der Auffindbarkeit und der Passierbarkeit von Fischaufstiegsanlagen mit Erfolgskontrollen an ausgewählten Stauanlagen der Bundeswasserstraßen verknüpft. Erfassungen der Passage einer Fischtrappe mit infrarotgesteuerten Videoaufnahmen und computergestützter Erfassung von Art und Größe über Fischzählsysteme werden zunächst an Aller und Mosel durchgeführt (s. Abbildungen 2, 3). Sie liefern wesentliche Daten im Rahmen der notwendigen biologischen Qualitätssicherung und auch der Überprüfung der Übertragbarkeit auf andere Stauanlagen.

Der Einsatz dieser neuesten und international anerkannten Methoden und Techniken, wie z.B. auch die Telemetrie mit hydroakustischen und radiotelemetrischen Techniken wird von der BfG auch an weiteren Bundeswasserstraßen

forciert. Entsprechende Untersuchungen führen so dazu, dass die Funktionsbewertungen nachvollziehbarer werden und die zielgemäße Planung und Errichtung von Anlagen an Bundeswasserstraßen besser ermöglicht werden kann. Die aus den Untersuchungen resultierenden Daten an Einzelanlagen lassen dann auch Rückschlüsse auf die Erfolgsaussichten in Stauketten zu, denn das Blickfeld der ökologischen Durchgängigkeit kann an der Fischaufstiegsanlage nicht aufhören, sondern muss grundsätzlich das ganze Fließgewässersystem betrachten.



Abbildung 2: Einbau eines automatischen Fischzählsystems



Abbildung 3 Meerforelle im Fischzählssystem

Die Prozesse des Lernens aus den Ergebnissen zielgerichtet konzeptionierter Untersuchungen, der Fortentwicklung und Überprüfung in der Praxis und damit der stetigen Optimierung gehören zu den Phasen eines adaptiven Managements, das sich auch im internationalen Rahmen etabliert hat [11, 12]. Darüber wurde u.a. auch bei einem Kolloquium zum Monitoring, Funktionskontrollen und Qualitätssicherung in der BfG im Juni 2011 berichtet, das zur Erörterung offener Fragen diente.

4 Ausblick

Die nötigen Investitionen in die Planung, den Bau und die Qualitätssicherung von Maßnahmen an Stauanlagen der Bundeswasserstraßen zur Herstellung der Durchgängigkeit werden nicht unerheblich sein und die Zielerreichung gemäß der WRRL setzt anspruchsvolle Rahmenbedingungen. Daher ist eine fachlich fundierte Begleitung und Qualitätssicherung essentiell, um die fachlichen Zielsetzungen zu erfüllen, eine nachhaltige Wirkung und optimale Funktionssicherheit zu ermöglichen und damit die Unterstützung der Zielerreichungen der WRRL weitgehend abzusichern.

Es ist absehbar, dass dazu stets auch neue Erkenntnisse zur Vermeidung oder Reduzierung von derzeit noch vorhandenen Unsicherheiten insbesondere an den Stauanlagen der Bundeswasserstraßen nötig sind. Bei konsequenter Beachtung der Ansprüche sind Pilotuntersuchungen zur Erprobung und Fortschreibung des Stands der Technik auf Grundlage der aktuellen fachlichen Kriterien, der örtlichen Randbedingungen und spezifizierten Bemessungswerte sowie der möglichen Zielerreichungswerte unabdingbar. Wie von Michels & Zacharides [9] dargestellt, sind Maßnahmen auf der Grundlage gemeinsam fachlich abgestimmter Kriterien für Flüsse oder Stauanlagen planbar. Je eher die Stauanlagen der Bundeswasserstraßen nach entsprechenden biologischen und technischen Kriterien gebaut werden können und die nötigen Ergebnisse aus wissenschaftlichen Kontrolluntersuchungen vorliegen, desto mehr werden im Sinne des adaptiven Managements Unsicherheiten minimiert und konsensuale Lösungswege eröffnet. Gleichzeitig kann mit der Nachhaltigkeit der Lösungen die Zielerreichung nach der WRRL auch ökonomisch optimiert werden.

Um die Prietsysteme in Richtung der Sommerpolder zu führen, wurden die Sommerdeiche auf kleinen Teilstrecken geöffnet. Die 11 geplanten Sommerdeichöffnungen haben eine geplante Breite zwischen 30 und 40 m. Für die verbleibenden Sommerdeichabschnitte ist zukünftig keine Unterhaltung mehr vorgesehen.

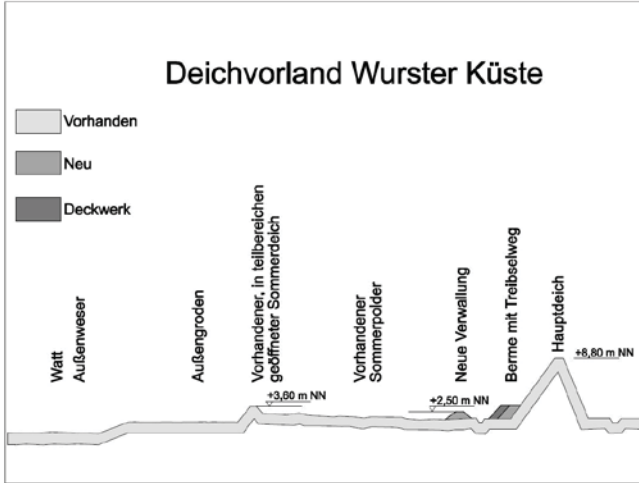


Abb. 4: Prinzipische Skizze Vorland an der Wurster Küste, bremenports

Nebenmaßnahmen

Um den Entwässerungsgraben des Hauptdeiches (Rhynschloot) nicht dem ständigen Tideeinfluss auszusetzen, war seawärts des Rhynschloots die Neuanlage einer flachen Verwallung geplant. Diese Verwallung wurde mit einer Höhe von ca. 0,50 m über Gelände auf 2,50 m NN gebaut.

Auch die Nachbarflächen sind vom Tideeinfluss auszunehmen. Daher wurden zur seitlichen Abgrenzung der Kompensationsgebiete Sommerdeiche (Flankendeichen) erstellt, die senkrecht zum Hauptdeich verlaufen. Die Flankendeiche haben eine Höhe von 3,60 m NN und schließen unmittelbar an die geplante Berme des Landesschutzdeiches an. Sie erhalten einen einheitlichen Regelquerschnitt mit einer Kronenbreite von 2,50 m. Der Querschnitt der Flankendeiche entspricht dem Querschnitt der ehemaligen Sommerdeiche.

Um das Weidevieh bei hoch auflaufenden Tiden ins Binnenland zu treiben, ist die Neuanlage von Viehpfaden umgesetzt worden. Da das Gelände im Bereich der Sommerpolder in Richtung Hauptdeich abfällt, überfluten die deichnahen Flächen bei hoch auflaufenden Tiden zuerst. Um das Weidevieh über diese Wasserflächen zu führen, wurden Viehpfade als rechtwinklig zum Hauptdeich laufende Erdverwallungen hergestellt. Die Viehpfade weisen eine Höhe von 3,30 m NN auf und führen vom Vordeichgelände auf den Treibselräumweg des Landesschutzdeiches.

Maßnahmen zum Küstenschutz

Das zu den Planungen erstellte Gutachten der Forschungsstelle Küste (NIEMEYER & WITTIG, 2003) zur Deichsicherheit im Bereich der zu öffnenden Sommerpolder ergab, dass begleitende Küstenschutzmaßnahmen erforderlich werden. Im Bereich des von den Sommerdeichöffnungen betroffenen Deichabschnitts wurde am Hauptdeich die Errichtung einer Außenberme mit schwerem Deckwerk gefordert, um den Deichfuß vor Vernässung zu schützen.

Der hinter den Kompensationsflächen liegende Hauptdeich wurde gemäß Ausführungsplanung durch den Bau einer flachen, ca. 14 m breiten Berme verstärkt. Die Vollkleiberme wurde mit einem deichparallelen Treibselräumweg befestigt, an den sich in Richtung Deichfuß und Deichkrone ein schweres Deckwerk anschließt.

Herr Thomas Wieland

Thomas Wieland

1 Einleitung

Bremenports plant im Geschäftsbereich Hafenausbau für die Freie Hansestadt Bremen Neubauten im Hafengebiet und Unterhaltungsmaßnahmen an vorhandenen Hafenanlagen. Diese Baumaßnahmen im Hafengebiet führen regelmäßig zu teilweise erheblichen Eingriffen in die Leistungsfähigkeit des Naturhaushalts und des Landschaftsbildes.

Nach den Naturschutzgesetzen sind erhebliche Beeinträchtigungen der Leistungsfähigkeit des Naturhaushalts und des Landschaftsbildes auszugleichen, zu ersetzen bzw. bei Beeinträchtigungen von FFH- und Vogelschutzgebieten Kohärenzmaßnahmen durchzuführen. Außerdem ergeben sich Kompensationsverpflichtungen aus dem Artenschutz und dem besonderen Biotopschutz [1].

Da es sich bei den Hafenausbaumaßnahmen oftmals um großflächige Eingriffe handelt, die zusätzlich in hochwertigen Lebensräumen (z.B. Weser-Ästuar) stattfinden, sind an die Kompensationsmaßnahmen hohe Anforderungen zu stellen. Es ergeben sich vielfach große Flächenbedarfe bei der Abarbeitung der Eingriffsregelung (§§ 14 ff BNatSchG). Bei Beeinträchtigungen von Natura-2000-Gebieten werden Kohärenzmaßnahmen erforderlich, die mit engen Vorgaben für die herzustellenden Lebensraumtypen verbunden sind. Die Weser im Bereich Bremerhavens ist zum überwiegenden Flächenanteil als FFH- bzw. Vogelschutzgebiet ausgewiesen. Es ist die Verträglichkeit der Bau- und der Kompensationsmaßnahmen mit den Schutz- und Erhaltungszielen dieser Gebiete (§ 34 BNatSchG) zu berücksichtigen. Neben den o.g. Kompensationsmaßnahmen sind bei Eingriffen im Bereich hochwertiger Lebensräume häufig Artenschutzmaßnahmen gemäß § 44 BNatSchG durchzuführen.

Bei der Erarbeitung der Planfeststellungsunterlagen zum Container-Terminal-Erweiterung CT 4 wurden die Kompensationsanforderungen durch die Entwicklung großräumiger Kompensationsgebiete, die hier näher vorgestellt werden sollen, bewältigt.

Fußnote [1]: Die erforderlichen Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen sowie Kohärenz- und Artenschutzmaßnahmen werden im Folgenden mit dem Begriff Kompensationsmaßnahmen zusammengefasst.

Die im Land Bremen gelegenen, größeren Hafenausbauvorhaben lösen zumeist Kompensationsanforderungen aus, die überwiegend nur im niedersächsischen Umland von Bremerhaven realisiert werden können. Um geeignete Kompensationsflächen für CT 4 zu finden, wurden frühzeitig verschiedene potentiell geeignete Kompensationsräume im Bereich der Weser untersucht. Ergebnis der Planungen und umfangreicher Abstimmungen mit den zuständigen Kommunen und Behörden war die Feststellung, dass die Räume Große Luneplate und Wurster Küste als Kompensationsräume für CT 4 und verschiedene andere Projekte im Hafengebiet geeignet sind (WIELAND & VON BARGEN, 2008).

Somit wurden die Kompensationsmaßnahmen für das Bauvorhaben CT 4 in den Kompensationsräumen Wurster Küste und Große Luneplate umgesetzt.

Eine Neuordnung und Erweiterung der Kompensationsplanungen im Bereich der Großen Luneplate erfolgte durch den Planfeststellungsbeschluss zum „Ausbau der Bundeswasserstraße Weser durch den Bau einer hafengebundenen Wendestelle in Bremerhaven“ vom 21.08.2006 (WSD, 2006).

Nach Erlass des Planfeststellungsbeschlusses für CT 4 im Juni 2004 (WSD, 2004) wurde mit der Ausführungsplanung der Kompensationsmaßnahmen begonnen. Realisiert wurden die Maßnahmen im Deichvorland der Wurster Küste in dem Zeitraum von 2006 bis 2008. Der Bau der umfangreichen Maßnahmen auf der ehemaligen Weserinsel Große Luneplate südlich von Bremerhaven dauert seit 2007 an, erste größere Teilbereiche sind 2010 fertig gestellt worden.

Im Folgenden werden die Kompensationsmaßnahmen der Kompensationsräume Wurster Küste und Große Luneplate

vorgestellt. Aufgrund Ihrer Größe und der in Teilbereichen gegebenen Zielsetzung, Brackwasserlebensräume neu herzustellen bzw. zu verbessern, stellen diese Planungen besondere Kompensationsmaßnahmen dar, die speziell aus Sicht des Hafen- und Wasserstraßenbaus von Interesse sind.

2 Kompensationsanforderungen aus CT 4

Anlass für die großräumige Planung der Kompensationsmaßnahmen an der Wurster Küste und auf der Großen Luneplate war das Vorhaben CT 4. Während an der Wurster Küste ausschließlich Kompensationsmaßnahmen für das Projekt CT 4 durchgeführt wurden, werden auf der Großen Luneplate Kompensationsmaßnahmen für insgesamt 3 Bauabschnitte des Container-Terminals in Bremerhaven sowie für ein Versuchsspülfeld, 2 Bebauungsplanverfahren (Gewerbegebiete) und eine hafenbezogene Wendestelle durchgeführt.

In Bremerhaven wurde mit der Container-Terminal-Erweiterung CT 4 ein großes Hafenbauprojekt verwirklicht. Die bestehende Hafenanlage wurde um etwa 1700 m Kaje und etwa 90 ha Hinterland erweitert. Neben dem Neubau der Kaje und der Herstellung des Hinterlandes, für die rund 10 Millionen m³ Boden aufgespült wurden, war die Verlegung eines Außentiefs, mit der Neuanlage eines Sielbauwerks, erforderlich (VOLLSTEDT & VON BARGEN, 2005). Die Übergabe des letzten von vier neuen Großschiffsliegeplätzen an den Betreiber erfolgte am 12. September 2008.

Der Standort der Hafenerweiterung des Container-Terminals 4 in Bremerhaven befindet sich im Brackwasserbereich des Weser-Ästuars und reicht unmittelbar bis an die Grenze des Nationalparks Niedersächsisches Wattenmeer (gleichzeitig Vogelschutzgebiet) sowie die angrenzenden FFH-Gebiete „Weser bei Bremerhaven“ und „Unterweser“. Aufgrund der großflächigen Beeinträchtigung hochwertiger Lebensräume durch die umfangreichen Baumaßnahmen müssen großräumige Kompensationsmaßnahmen für Natur und Landschaft mit spezieller Zielsetzung durchgeführt werden.



Abb. 1: Luftbild der Baumaßnahmen CT 4; Foto: Wolfhard Scheer

Der konkrete Kompensationsbedarf beim Vorhaben CT 4 wurde im Landschaftspflegerischen Begleitplan, Teil 1, (BREMENPORTS, 2002A) beschrieben. Vom Hafenausbau betroffen sind ca. 150 ha Fläche, wobei es sich überwiegend um Sublitoral- und Brackwasserwattflächen handelt. Ebenfalls im größerem Umfang wurden Salzwiesen und Brackwasserröhrichte überplant. Teilweise wurden vorhandene Kompensationsflächen für ehemalige Hafenausbaumaßnahmen in Anspruch genommen. Gemäß der Handlungsanleitung zur Anwendung der Eingriffsregelung in Bremen (INSTITUT FÜR LANDSCHAFTSPFLEGE UND NATURSCHUTZ, 1998) ergab sich ein Kompensationsbedarf auf Biotopebene von 576 Flächenäquivalenten. Eine besondere Bedeutung haben die Eingriffsflächen hauptsächlich für Gastvögel, Fische und Makrozoobenthos. Die Beeinträchtigung dieser besonderen Lebensraumfunktionen führte zu größeren Kompensationsanforderungen.

Die im Landschaftspflegerischen Begleitplan, Teil 2 (BREMENPORTS, 2002 B) dargestellten Maßnahmenplanungen wurden im Juni 2004 im Zuge des Verfahrens „Ausbau der Bundeswasserstraße Weser durch die nördliche Ergänzung des Containerterminals in Bremerhaven um vier weitere Großschiffsliegeplätze“ planfestgestellt.

3 Kompensationsräume

3.1 Kompensationsraum Wurster Küste

Die Kompensationsflächen befinden sich im Weser-Ästuar, nördlich und südlich von Cappel-Neufeld, ca. 16 km nördlich der Baumaßnahme CT 4, in der Gemeinde Nordholz in Niedersachsen. Im Bereich von außendeichs liegenden Sommerpoldern, d.h. sommerbedeichten Grünlandflächen, soll auf einer Fläche von rd. 75 ha der Tide-einfluss wiederhergestellt werden (zuzüglich Außengroden/Lahnungsfeldern beträgt die Fläche des Kompensationsgebiets rd. 146 ha).

3.1.1 Entwicklungsziele

Das Ziel ist die Entwicklung eines naturnahen Übergangsbereiches zwischen den vegetationsarmen Wattflächen und tidebeeinflussten Landflächen. Die tidebeeinflussten Landflächen sollen einer natürlichen Dynamik unterliegen, wie sie im Übergangsbereich zwischen Land und Meer typisch ist. Daneben steht die Entwicklung von extensiv landwirtschaftlich genutzten Flächen, die u.a. der Förderung der küstentypischen Avizönose dient.

Im Bereich der Sommerpolder sollen auf heute intensiv, landwirtschaftlich genutzten Grünlandflächen Salzwiesen und salzbeeinflusste, mesophile Grünländer in guter Ausprägung entstehen. Die landwirtschaftliche Nutzung findet auf Flächen statt, die während der Vegetationsperiode nur selten von Brackwasser erreicht werden und damit beweidet werden können.

3.1.2 Bestand

Die im Bereich der Wurster Küste anstehenden Außendeichsböden sind aus holozänen, marinen Ablagerungen entstanden. Dominierende Bodenart ist feinsandiger Schluff, der sich in feingebänderten Ablagerungen mit schluffigem Feinsand abwechselt. Stellenweise sind auch eingelagerte Sande mit gröberer Körnung oder tonigere Sedimentschichten anzutreffen.

Das Relief der Außendeichsflächen ist großräumig eben, fällt von den Sommerdeichen zu den Hauptdeichen ab und liegt im Bereich der sommerbedeichten Flächen überwiegend zwischen 2,00 m NN und 2,80 m NN. Die Außengroden, die aus Lahnungsfeldern entstanden sind, weisen Höhen zwischen 1,40 und 2,00 m NN auf.

Das mittlere Tidehochwasser (MTHW) befindet sich im Bereich Cappel-Neufeld bei 1,60 m NN, HHTW bei 5,45 m NN. Die Kompensationsflächen liegen im polyhalinen Brackwasserbereich der Außenweser, mit Salinitäten von 14-24 ‰.

Im Bereich der Sommerpolder waren vor Beginn der Maßnahmen überwiegend die Biotoptypen Intensivgrünland der Marschen und Mesophiles Marschengrünland mit Salzeinfluss, in unterschiedlich guten Ausprägungen, anzutreffen.

Traditionell fand in diesen Bereichen eine Weidenutzung mit Rindern oder Pferden statt. In den Außengroden dominieren Salzwiesenlebensräume. Eine Beweidung war hier nur kleinflächig anzutreffen, ansonsten waren die Außengroden sich selbst überlassen.



Abb. 2: Luftbild der Kompensationsflächen an der Wurster Küste vor Durchführung der Maßnahmen; Foto: Wolfhard Scheer

Die beplanten Flächen hatten vor Baubeginn der Maßnahmen - nach dem Bewertungsverfahren von WILLMS et al., (1997) - landesweite Bedeutung für Brutvögel (Kiebitz, Rotschenkel, Schafstelze), wobei der Kiebitz überwiegend in den Sommerpoldern und der Rotschenkel fast ausschließlich im Bereich der Lahnungsfelder vorkommt. Die Sommerpolder im Bereich der Außendeichsflächen vor Cappel-Neufeld haben nach BURDORFF et al. (1997) landesweite Bedeutung als Gastvogelgebiet (Weißwangengans, Goldregenpfeifer, Großer Brachvogel, Lachmöwe), während die Außengroden nationale Bedeutung als Gastvogelgebiet erreichen (Austerfischer, Großer Brachvogel, Grünschenkel, Silbermöwe).

Die Kompensationsflächen sind Teil des Nationalparks Niedersächsisches Wattenmeer.

3.1.3 Planung und Umsetzung

Die im Folgenden aufgeführten Maßnahmen wurden im Bereich der Kompensationsflächen an der Wurster Küste umgesetzt. Baubeginn der Kompensationsmaßnahmen war 2006, die Fertigstellung der Maßnahmen mit der Öffnung der Sommergroden erfolgte Ende 2008.

Herstellung des Tideinflusses im gesamten Vorlandbereich

In beiden Teilbereichen an der Wurster Küste sah die Planung die Neuanlage von insgesamt 11 Prielsystemen vor, die rechtwinklig zum Hauptdeich verlaufen. Die Aufgabe der Prielsysteme ist die Bewässerung der Kompensationsflächen bei Flut und die Entwässerung bei Ebbe. Die Priele wurden mit einer Sohlbreite von 5 - 20 m (im Bereich der

Anschlüsse zu den Wattflächen) erstellt und verjüngen sich in Richtung Hauptdeich, bis sie in einem Abstand von über 100 m vor dem Hauptdeich auslaufen. (siehe Abb. 3) Die für die Prielsysteme erforderliche Aushubmenge betrug rd. 60.000 m³.



Abb. 3: Skizze der geplanten Kompensationsmaßnahmen an der Wurster Küste: bremenports

Um die Prielsysteme in Richtung der Sommerpolder zu führen, wurden die Sommerdeiche auf kleinen Teilstrecken geöffnet. Die 11 geplanten Sommerdeichöffnungen haben eine geplante Breite zwischen 30 und 40 m. Für die verbleibenden Sommerdeichabschnitte ist zukünftig keine Unterhaltung mehr vorgesehen.

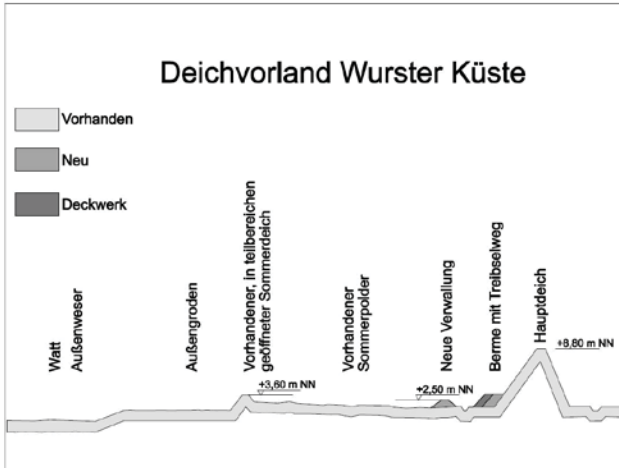


Abb. 4: Prinzipskizze Vorland an der Wurster Küste, bremenports

Nebenmaßnahmen

Um den Entwässerungsgraben des Hauptdeiches (Rhynschloot) nicht dem ständigen Tideeinfluss auszusetzen, war seawärts des Rhynschloots die Neuanlage einer flachen Verwallung geplant. Diese Verwallung wurde mit einer Höhe von ca. 0,50 m über Gelände auf 2,50 m NN gebaut.

Auch die Nachbarflächen sind vom Tideeinfluss auszunehmen. Daher wurden zur seitlichen Abgrenzung der Kompensationsgebiete Sommerdeiche (Flankendeiche) erstellt, die senkrecht zum Hauptdeich verlaufen. Die Flankendeiche haben eine Höhe von 3,60 m NN und schließen unmittelbar an die geplante Berme des Landesschutzdeiches an. Sie erhalten einen einheitlichen Regelquerschnitt mit einer Kronenbreite von 2,50 m. Der Querschnitt der Flankendeiche entspricht dem Querschnitt der ehemaligen Sommerdeiche.

Um das Weidevieh bei hoch auflaufenden Tiden ins Binnenland zu treiben, ist die Neuanlage von Viehpfaden umgesetzt worden. Da das Gelände im Bereich der Sommerpolder in Richtung Hauptdeich abfällt, überfluten die deichnahen Flächen bei hoch auflaufenden Tiden zuerst. Um das Weidevieh über diese Wasserflächen zu führen, wurden Viehpfade als rechtwinklig zum Hauptdeich laufende Erdverwallungen hergestellt. Die Viehpfade weisen eine Höhe von 3,30 m NN auf und führen vom Vordeichgelände auf den Treibselräumweg des Landesschutzdeiches.

Maßnahmen zum Küstenschutz

Das zu den Planungen erstellte Gutachten der Forschungsstelle Küste (NIEMEYER & WITTIG, 2003) zur Deichsicherheit im Bereich der zu öffnenden Sommerpolder ergab, dass begleitende Küstenschutzmaßnahmen erforderlich werden. Im Bereich des von den Sommerdeichöffnungen betroffenen Deichabschnitts wurde am Hauptdeich die Errichtung einer Außenberme mit schwerem Deckwerk gefordert, um den Deichfuß vor Vernässung zu schützen.

Der hinter den Kompensationsflächen liegende Hauptdeich wurde gemäß Ausführungsplanung durch den Bau einer flachen, ca. 14 m breiten Berme verstärkt. Die Vollkleiberme wurde mit einem deichparallelen Treibselräumweg befestigt, an den sich in Richtung Deichfuß und Deichkrone ein schweres Deckwerk anschließt.

Bewirtschaftungskonzept

In Abstimmung mit der Obersten Naturschutzbehörde der Freien Hansestadt Bremen erarbeitete bremenports zusammen mit der Nationalparkverwaltung Niedersächsisches Wattenmeer ein Bewirtschaftungskonzept für die zukünftig tidebeeinflussten Kompensationsflächen (WIELAND & BARTZ, 2007).

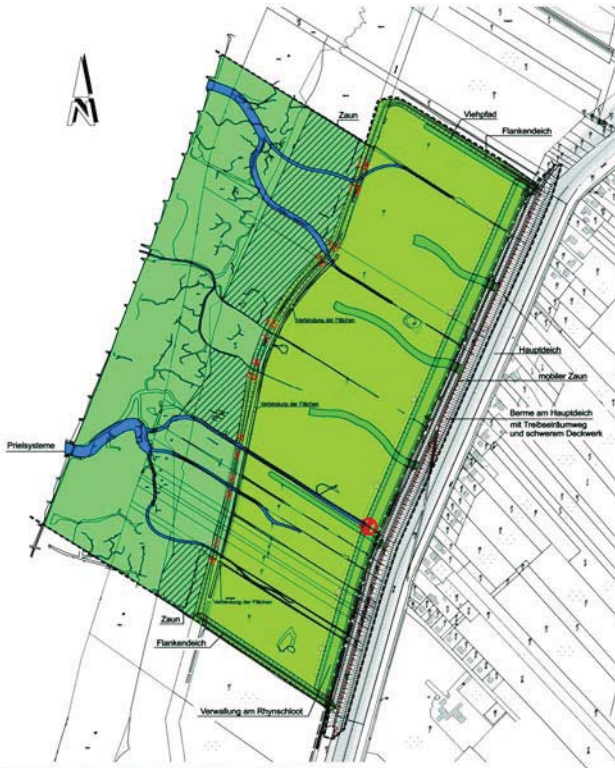


Abb. 5: Bewirtschaftungskonzept Dorum-/ Cappel-Neufeld: bremenports

Zur Entwicklung von artenreichen, salzbeeinflussten mesophilen Grünländern sowie von Salzwiesen sollte im Bereich der ehemaligen Sommergroden eine extensive Beweidung mit 2 Rindern/ha (bei starken Aufwuchs in der Umstellungsphase max. 3 Rinder/ha ab dem 15. Juli) stattfinden. Nach vielfachen Diskussionen mit vor Ort wirtschaftenden Landwirten soll die Rinderrasse des Schwarzbunten Niederungsrindes in Mutterkuhhaltung eingesetzt werden (siehe Abb. 5). Neben diesen Auflagen zu den Weidetieren enthält das Bewirtschaftungskonzept die Vorgaben:

- keine Pflanzenschutzmittel oder sonstige Mittel zur Bekämpfung von Pflanzen und Tieren,
- kein Umbruch, Walzen oder Schleppen,
- keine Aufbringen von Mineraldüngern, von organischen Düngern oder Saatgut,
- keine Veränderung oder Beseitigung von Geländeunebenheiten, Gräben und feuchten Senken.

Um einen Viehtrieb von den Vordeichflächen bei Sturmfluten zu ermöglichen, wurden binnendeichs Grünlandflächen erworben; diese dienen als Standflächen für das Weidevieh während und nach einer hoch auflaufenden Flut.

Die tiefer liegenden, aufgelandeten Außengroden sollen sich weiterhin ohne Nutzung naturnah entwickeln.

3.1.4 Bauliche Durchführung

Die Kompensationsmaßnahmen an der Wurster Küste wurden vom Frühjahr 2006 bis Ende 2008 baulich hergerichtet. Die Baumaßnahmen mussten im Außenbereich unter Tideeinfluss durchgeführt werden. Trotz dieser Erschwernis konnten die Maßnahmen im geplanten Zeitrahmen umgesetzt werden.

Nach Ende der Baumaßnahmen schließt sich gemäß des Planfeststellungsbeschlusses CT 4 und Hafenbezogene Wendestelle ein 15-jähriger Entwicklungszeitraum an, in dem eine zielgerechte Entwicklung der Kompensationsflächen gewährleistet wird.

3.1.5 Entwicklung

Im Rahmen der Pflege- und Entwicklungsplanung für das Jahr 2010 (BREMENPORTS, 2010) wurden die Nutzungsaufgaben für die Kompensationsmaßnahmen an der Wurster Küste überprüft. Als Grundlage dafür dienten die Ergebnisse des Monitorings im Jahr 2009 und die Erfahrungen aus der Bewirtschaftung in diesem ersten Jahr nach der baulichen Herrichtung.

Vegetation/Avifauna 2009

Im Bereich der Kompensationsflächen wurden 2009 Salinitätsmessungen, Vegetations-Dauerquadratuntersuchungen und Brut- und Rastvögeluntersuchungen durchgeführt (KÜFOG, 2009).

Die Vegetationsuntersuchungen ergaben sowohl für die Bereiche der Sommergroden, die durch die Baumaßnahmen wenig gestört worden sind, als für die Flächen, die durch die Baumaßnahmen stark überprägt worden sind, eine deutliche Zunahme der salzzeigenden Pflanzenarten an. Somit wird das Entwicklungsziel eines vermehrten Tideeinflusses schon im ersten Jahr in der Vegetationszusammensetzung, durch eine Entwicklungstendenz hin zur Salzwiese bzw. zum salzbeeinflussten mesophilen Grünland, angezeigt.

Im Kompensationsgebiet kamen 2009 mit Brandgans, Austernfischer, Säbelschnäbler, Kiebitz und Rotschenkel 5 Leitarten für den Lebensraum Nordsee-Salzwiesen (nach FLADE, 1994) vor. Dieser Wert ist gegenüber den Vorjahren gestiegen, was die Entwicklung in Richtung einer charakteristisch besiedelten Nordsee-Salzwiese unterstreicht. Im Vergleich zu den Vorjahren wird ebenfalls deutlich, dass sich die Brutvogelbestände im Kompensationsraum von den Außengroden in die Sommergroden verlagern. Diese Verlagerung macht ebenfalls deutlich, dass sich die ehemals intensiv genutzten Sommergroden als naturnaher, tidebeeinflusster Lebensraum entwickeln.

Bewirtschaftung 2010

Im Jahr 2009 wurde deutlich, dass für den im Gebiet vorhandenen Grünlandaufwuchs eine Besatzdichte von 1 Rind/ha ausreichend ist. Folglich ist für die Vegetationsperiode 2010 festgelegt worden, dass diese im Vergleich zum ursprünglichen Bewirtschaftungskonzept reduzierte Besatzdichte umzusetzen ist, um die Gefährdungen der Vogelgelege durch Zertritten weiter zu reduzieren und um eine Beweidung während der gesamten Vegetationsperiode, ohne eine Zufütterung der Weidetiere, sicherzustellen.

Ende 2010 wurde die Aufgabe der Entwicklung der Kompensationsflächen von bremenports an die Nationalparkverwaltung Niedersächsisches Wattenmeer übertragen. Die Nationalparkverwaltung beabsichtigt, die Kompensationsflächen an der Wurster Küste nach der Entwicklungszeit dauerhaft zu übernehmen.

3.2 Kompensationsraum Große Luneplate

Die Große Luneplate liegt südlich angrenzend an die bebauten Bereiche Bremerhavens.

Das erarbeitete Konzept für den binnendeichs gelegenen Kompensationsraum Große Luneplate (rund 610 ha) weist neben einem 290 ha großen Grünlandgebiet östlich des 220 ha großen Tidepolders ein 100 ha großes Entwicklungsgebiet mit Grünland-, Röhrich-, Gehölz- und Wasserflächen an der „Alten Weser“ aus.

Die Kompensationsmaßnahmen, die auf der Großen Luneplate der Baumaßnahme CT 4 zugeordnet sind, haben einen Umfang von ca. 170 ha. Da mit dem Planfeststellungsverfahren CT 4 bereits festgelegte Kompensationsmaßnahmen (Hafenerweiterung CT IIIa, Versuchspüpfeld, zwei Bebauungspläne der Stadt Bremerhaven) überplant wurden, ergibt sich ein Gesamtumfang von rund 460 ha, die zusammenhängend herzurichten sind.

Durch die Kompensationsanforderungen aus dem Verfahren „Bau einer hafengebundenen Wendestelle in Bremerhaven“ ergab sich ein zusätzlicher Kompensationsbedarf, der auf der Großen Luneplate zusätzliche Kompensationsmaßnahmen auf einer Fläche von 100 ha erfordert.

Auf der Großen Luneplate wurden bereits im Zuge der Hafenerweiterung CT III auf Außendeichsflächen und einer 50 ha großen Binnendeichsfläche Kompensationsmaßnahmen umgesetzt (vgl. KIEMSTEDT & TESCH 1997; FILBRANDT, VON BARGEN & WOLTERING 2003; TESCH 2003). Diese Maßnahmen wurden in der Gesamtkonzeption des Kompensationsraumes Große Luneplate berücksichtigt. Die im Zusammenhang mit dem Verfahren CT III entwickelte, extensiv genutzte Grünlandfläche hat sich in den letzten Jahren außerordentlich positiv als Lebensraum für Brutvögel (Kiebitz, Rotschenkel, Uferschnepfe, Wachtel, Wachtelkönig, Löffel- und Knäkente) und Rastvögel (Nonnengans, Graugans, Blässgans, Kiebitz, Großer Brachvogel, Alpenstrandläufer, Goldregenpfeifer) entwickelt (BREMENPORTS, 2003).

Die Flächen der Luneplate wurden zum 01.01.2010 per Staatsvertrag vom Land Niedersachsen auf das Land Bremen übertragen.

Das Land Bremen hat inzwischen für den überwiegend binnendeichs gelegenen Bereich der Luneplate das Vogelschutzgebiet „Luneplate“ (DE-2417-401) und im Außendeichsbereich vor der Luneplate das FFH-Gebiet „Weser bei Bremerhaven“ (DE 2417-370) gemeldet.

3.2.1 Entwicklungsziele

Das Ziel für den Tidepolder ist die Entwicklung einer ästuartypischen Abfolge der Biotoptypen der brackwassergeprägten Tidezone mit typischen natürlichen Prozessen und Biozönosen, sowie die Entwicklung eines naturnahen Übergangs und einer naturnahen Zonierung von tidegeprägten zu terrestrischen Biotoptypen und Habitaten.

Das Entwicklungsziel für den Grünlandbereich umfasst die Herstellung von extensiv genutztem Grünland zur Förderung typischer Grünlandgesellschaften der Vegetation, von typischen Brutvogelzönosen sowie von Rastmöglichkeiten für überwinternde nordische Gänse.

Ziel für den Teilraum Alte Weser ist die Entwicklung eines temporär mit der Weser verbundenen, störungsarmen Lebensraumes mit Gewässern, naturnahen, vielfältigen Auenbiotopen und sehr extensiv genutztem Grünland im Umfeld.

3.2.2 Bestand

Im Bereich der Großen Luneplate, einer ehemaligen Weserinsel, stehen Marschböden an, die sich aus bis zu 10 m mächtigen, tonigen Schluffen gebildet haben (Wattsedimente). Das Gelände ist weiträumig eben, die Höhen bewegen sich im Wesentlichen zwischen 1,00 und 2,00 m NN.

Die heute binnendeichs gelegene Große Luneplate wird durch ein Grabennetz mit zwei größeren Zuggräben in den Sielkanal entwässert, der über das Erdmannssiel in die Weser führt. Im Sommer erfolgt eine Zuwässerung der Marschflächen über dieses System, da die Gräben zur Viehkehrung eingestaut werden.

Vor Beginn der Kompensationsmaßnahmen war eine intensive landwirtschaftliche Nutzung typisch für die Große Luneplate. Die ertragreichen Marschböden wurden ungefähr zu gleichen Anteilen als Acker (Getreide) und Grünland (Intensivgrünland sowie mesophiles Grünland) genutzt.

Die wertgebenden Brutvogelarten der Großen Luneplate (Kiebitz, Rotschenkel, Uferschnepfe, Wachtel, Wachtelkönig, Löffel- und Knäkente) befinden sich überwiegend auf der oben beschriebenen, bereits hergestellten CT III-Kompensationsfläche. Aufgrund der auf der Großen Luneplate vorkommenden Rastvögel (z.B. Nonnengans, Graugans, Blässgans, Kiebitz, Großer Brachvogel, Alpenstrandläufer, Goldregenpfeifer) erfolgte die Ausweisung dieses Gebiets als Vogelschutzgebiet V 27 Unterweser.

Aus dem zuvor beschriebenen Gesamtkonzept für den Kompensationsraum Große Luneplate sind für die Kompensationsverpflichtungen des Planfeststellungsverfahrens CT 4 der Tidepolder und der Grünlandbereich auf 460 ha herzustellen. (siehe Abb. 6).



Abb. 6: Entwurf der Ausführungsplanung – Plan Zielbiotope; erstellt von GFL, Bremen

Tidepolder

Der tidebeeinflusste Bereich wurde im Westen der Luneplate auf rd. 220 ha geplant. Das hierfür im Landesschutzdeich am Standort des heutigen Erdmannsiels zu errichtende Sturmflutsperrwerk erhielt zwei Durchlasskammern in einer Breite von je 13 m (WOLTERING, 2006). Durch das Sperrwerk verläuft ein an die Weser angeschlossenes, neu hergestelltes Prielsystem, so dass die Tide bis zu einer Höhe von NN + 2,50 m ungehindert ein- und ausströmen kann. Die maximale Füllmenge des Tidepolders beträgt ca. 2 Mio. m³ (BREMENPORTS, 2006a), durchschnittlich gelangen mit einer Tide 1,3 Mio. m³ Wasser in das Gebiet. Begrenzt wird der Tideeinfluss im Binnenland durch eine Verwallung auf NN + 3,50 m, der eine unterschiedlich breite, geneigte Berme wasserseitig vorgelagert ist. Zwischen Landesschutzdeich und Tidepolder wurde auf 50 m Breite Boden aufgetragen, um Vernässungen in diesem Bereich einzuschränken.

Für die Neuanlage des Prielsystems waren rund 600.000 m³ Boden auszukoffern und im Bereich der Verwallung und der Geländeaufhöhung am Landesschutzdeich wieder einzubauen (BREMENPORTS, 2007a).

Zur Sicherung der Be- und Entwässerung der Dedesdorfer Marsch (Einzugsgebiet ca. 30 km²) wurde ein Tideschöpfwerk mit Sielfunktion gebaut. Das Schöpfwerk ist mit zwei Pumpen mit einer Förderleistung von je 2600 l/s und einem Freilaufkanal, mit einer Breite von 3 m, ausgestattet. Als Verschlussorgane dienen ein Stemmtor sowie ein Hubschütz (BREMENPORTS, 2005).

Bei Geländehöhen um 1,50 m NN und einem mittleren Tidehochwasser von 1,96 m NN im Bereich der Großen Luneplate wird der überwiegende Teil des Tidepolders nach seiner Inbetriebnahme mit jeder Tide, zweimal täglich, überflutet werden.

Auf Nutzungen wird im zukünftig tidebeeinflussten Bereich verzichtet. Hier sollen sich Priele, Brackwasserröhrichte, salzbeeinflusste Schilfröhrichte und naturnahe salzhaltige Kleingewässer entwickeln. Nur für die Randverwallungen und die unterschiedlich breiten Übergangsbereiche ist eine Nutzung vorgesehen. Hier ist die Entwicklung von teilweise brackwasserbeeinflusstem, mesophilem Grünland geplant (siehe Abb. 7).

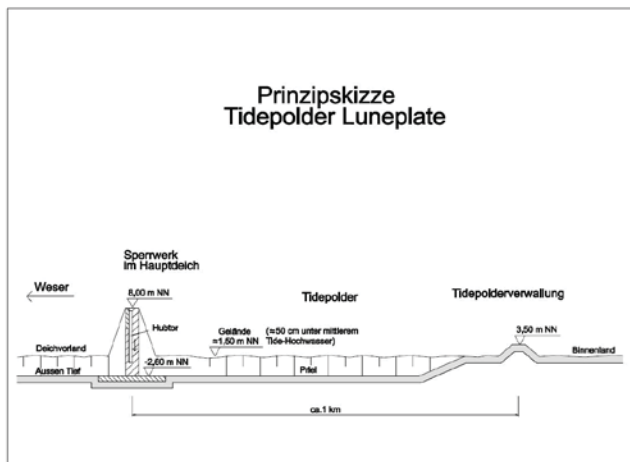


Abb. 7: Prinzipskizze Tidepolder Luneplate, bremenports

Grünlandbereich

Östlich an den Tidepolder angrenzend wurde auf ca. 240 ha ein extensiv genutztes Grünland-Graben-Areal entwickelt, um die bereits bestehende Funktion als Brut- und Rastvogellebensraum – dieser Bereich der Luneplate ist Teil des Vogelschutzgebietes Luneplate – weiter zu verbessern. Ackerflächen wurden in Grünlandflächen umgewandelt und das Grabensystem wurde durch Grabenaufweitungen und –neuanlagen ergänzt. Ein neues System von Zu- und Ablaufbauwerken regelt im Bereich von fünf neu angelegten Poldern den Wasserstand in den Gräben in Abhängigkeit von der Höhenlage der Flächen. Die Wasserstände in den Poldern werden mit Hilfe der Zuversierungs-bauwerke (Windschöpfwerke) eingestellt und über die Ablaufbauwerke (Stauanlagen) geregelt. Entsprechend der Jahreszeit und den flächenbezogenen Entwicklungszielen werden unterschiedliche Stauhöhen in den Poldern eingestellt. Die Zuversierung in die Haupt-Zuggräben wird über das Tideschöpfwerk geregelt (BREMENPORTS, 2007B).

Alte Weser

Der „Teilbereich Alte Weser“ erstreckt sich auf einer Fläche von rd. 100 ha nordwestlich des Gewässers „Alte Weser“ und des daran anschließenden Zuggrabens.

Die Alte Weser war noch im 19. Jahrhundert als Weserarm Teil des Ästuars. Heute ist das Gewässer binnendeichs gelegen und nur temporär, bei Zuversierung in die Dedesdorfer Marsch, mit der Weser verbunden.

Im Zuge der Kompensationsmaßnahmen wurden direkt an der Alten Weser Nebengewässer angelegt, die sich am Verlauf historischer Prielstrukturen orientieren. Die verschiedenen Nebengewässer binden in unterschiedlicher Tiefe an die Alte Weser an. Im uferfernen Bereich entstanden außerdem Lebensräume einer Aue mit sehr geringer Nutzungsintensität, wie Röhrichte, Feuchtgebüsche und Auwaldpflanzungen.

Die uferfernen Flächen im Bereich Alte Weser und Flächen am Zuggraben wurden als extensiv genutztes Grünland angelegt. Im uferfernen Grünlandbereich wird das Oberflächenwasser in den Gräben über zwei Stauanlagen zurückgehalten.

Bewirtschaftung

Während die ständig tidebeeinflussten Flächen im Tidepolder weitgehend der natürlichen Sukzession überlassen werden sollen, ist im Grünlandbereich zur Entwicklung von mesophilem Grünland bzw. artenreichem Feucht- / Nassgrünland eine Nutzung mit Weidevieh erforderlich. Entsprechend des Pflege- und Entwicklungsplans wurden im Jahr 2011 im Grünlandbereich unterschiedliche extensive Nutzungsformen wie Ganzjahresbeweidung und Sommerbeweidung, als Weide- und Wiesennutzung, durchgeführt. Die Beweidung der Grünlandflächen an der Alten Weser soll, wie auf Teilflächen im Grünlandbereich, in Ganzjahresbeweidung erfolgen. Die im Planbereich vorhandenen und geplanten Marschgräben werden nach naturschutzfachlichen Gesichtspunkten schonend unterhalten.

3.2.4 Bauliche Durchführung

Auf der Großen Luneplate wurde Ende 2007 mit bauvorbereitenden Maßnahmen begonnen, um ab Mai 2008 den eigentlichen Baubeginn zu ermöglichen.

Der Grünlandbereich wurde Ende 2010 fertig gestellt und ging 2011 in die Entwicklung. Die Baumaßnahmen im Tidepolder und im Bereich Alte Weser sind überwiegend fertig gestellt. Restarbeiten sollen bis Ende 2011 beendet werden, so dass hier die Entwicklungszeit 2012 beginnen kann.

Nach Ende der Baumaßnahmen schließt sich gemäß der Planfeststellungsbeschlüsse „CT 4“ und „Hafenbezogene Wendestelle“ ein 15-jähriger Entwicklungszeitraum an, in dem eine zielgerechte Entwicklung der Kompensationsflächen gewährleistet wird.

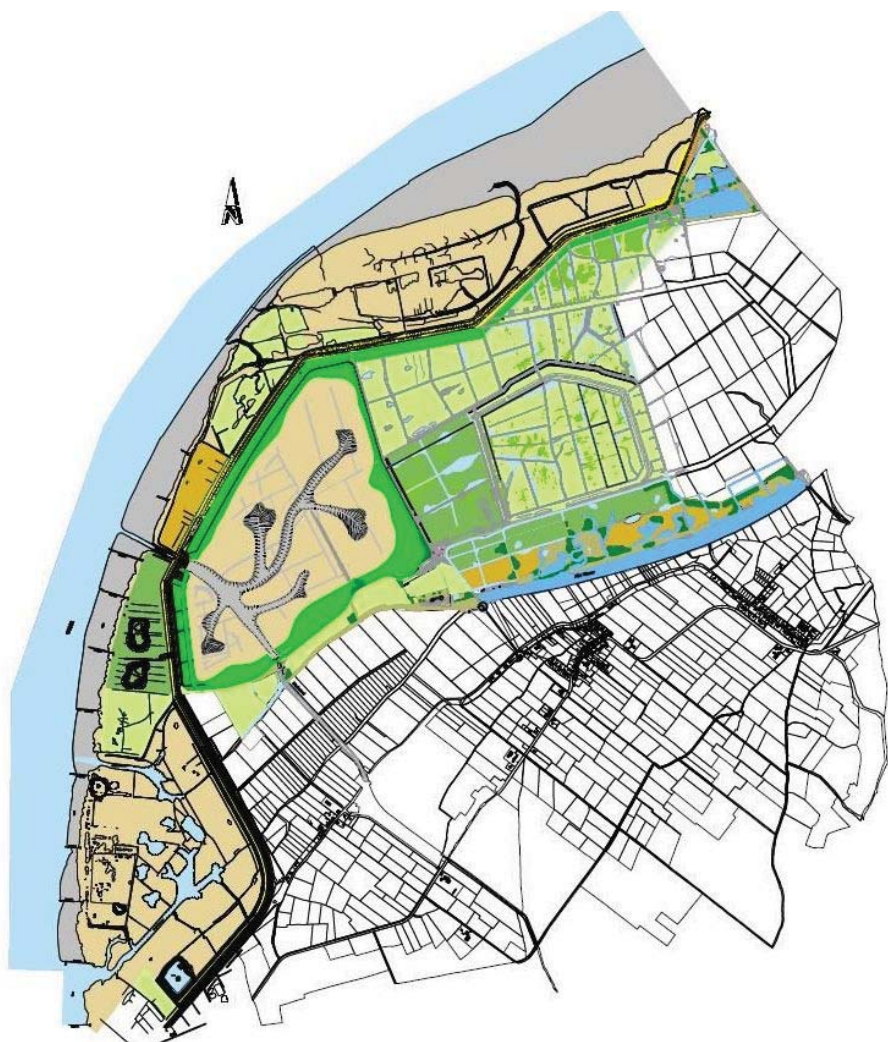
4 Ausblick

Die hier beschriebenen Kompensationsräume bilden einen Schwerpunkt der Kompensationsmaßnahmen für hafenbezogene Eingriffe im Land Bremen. Diese Räume sind weiterhin Veränderungen unterworfen, teilweise werden Flächenerweiterungen vorgenommen oder Teilflächen weiter optimiert.

Luneplate

Vor der Herstellung des oben beschriebenen, 560 ha großen Kompensationsraumes Große Luneplate sind verschiedene Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen in diesem Raum umgesetzt worden.

Neben der 50 ha großen CT III-Kompensationsflächen im Binnendeichsbereich auf der Großen Luneplate befinden sich außendeichs, vor der Großen Luneplate, Kompensationsmaßnahmen für die Hafenaumaßnahmen CT III und CT IIIa. Hier ist insbesondere die rd. 210 ha große Tegeler Plate zu nennen, auf der auf ehemals sommerbedeichten landwirtschaftlichen Nutzflächen eine naturnahe tidebeeinflusste Sukzessionsfläche entstanden ist (die Baumaßnahmen wurden 1998 fertig gestellt). Insgesamt summieren sich die Kompensationsflächen der Luneplate auf rd. 1.000 ha.



Legende

	Grünland - Graben - Areal, Überwiegend extensive Sommerbeweidung
	zeitweilig überstaute Grünlandflächen
	Extensivgrünland, überwiegend Ganzjahresbeweidung
	Extensivgrünland im Bereich der Tidepolderverwaltung der Deichschutzzone
	Sukzessionsflächen ohne Nutzung
	Sukzessionsflächen mit temporärer Beweidung
	Gebüsch, Feldgehölze
	Tidebeeinflusste Flächen mit Brackwasser- und Schilfröhricht
	Priele (Watt- und Wasserflächen)
	größere Stillgewässer (thw. mit Tideeinfluss)
	Gräben, Grabenaufweitungen, Tümpel, kleinere Stillgewässer, Priele

Abb. 8: Übersichtsplan Kompensationsraum Luneplate, bremenports

Im Zuge aktueller Vorhaben werden Teilflächen, die bereits seit einiger Zeit als Kompensationsflächen genutzt wurden, weiter optimiert und somit weitere Aufwertungsmöglichkeiten von Natur und Landschaft zu Kompensationszwecken genutzt.

Aktuell wird das im Außendeichsbereich, vor der Luneplate gelegene Spülfeld am „Neuen Pfand“ zurückgebaut, um einen regelmäßigen Tideeinfluss auf diesen Flächen zu ermöglichen. Mit Hilfe dieser Maßnahme werden Eingriffe kompensiert, die durch Deicherhöhungen im Bereich Bremerhavens verursacht werden.

Wurster Küste

An der Wurster Küste sind südlich und nördlich der CT 4-Kompensationsflächen Kompensationsmaßnahmen für das laufende Planfeststellungsverfahren „Anpassung der Außen- und Unterweser“ geplant. Diese Kompensationsflächen haben nördlich von Cappel-Neufeld eine Größe von 36 ha und südlich der Kompensationsmaßnahmen CT von rd. 19 ha. An die südlichen Flächen wiederum anschließend befindet sich eine rd. 16 ha große, bestehende Kompensationsflächen für den 14m-Ausbau der Außenweser. Somit ergibt sich für die Kompensationsflächen verschiedener Maßnahmen im Außendeich der Wurster Küste eine Gesamtgröße von rd. 200 ha. Die Nationalparkverwaltung Niedersächsisches Wattenmeer beabsichtigt anschließend an die o.g. Flächen weitere Öffnungen von Sommerdeichen durchzuführen.

Drepte-Niederung

Ein weiteres Kompensationsgebiet für den Hafenbau befindet sich im Bereich der Drepte-Niederung in der Wesermarsch zwischen Bremen und Bremerhaven. Hier hat bremenports bereits Moormarsch-Flächen auf 150 ha durch Kompensationsmaßnahmen aufgewertet. Im Bereich der Drepte-Niederung sollen, im Konsens mit der örtlichen Landwirtschaft, großräumig weitere Kompensationsmaßnahmen hinzugefügt werden. Entwicklungsziel ist die Schaffung einer arrondierten, naturnahen Niederungslandschaft mit extensiv genutztem Feuchtgrünland, naturverträglich unterhaltenen Gräben sowie ungenutzten Biotopen der Moor- und Marschlandschaft.

5 Zusammenfassung

Auf der Großen Luneplate, südlich von Bremerhaven, sowie an der Wurster Küste, zwischen Bremerhaven und Cuxhaven, werden im räumlichen Zusammenhang verschiedene, großräumige Kompensationsmaßnahmen realisiert, die überwiegend zur Kompensation von Baumaßnahmen für den Hafen- und Stromausbau erforderlich sind. Es entstanden zwei große Areale für den Naturschutz, auf denen die Leistungsfähigkeit des Naturhaushalts und des Landschaftsbildes aufgewertet wird.

Während an der Wurster Küste im Zuge des Planfeststellungsverfahrens CT 4 Sommerpolder im Außendeichsbereich für den Tideeinfluss geöffnet wurden, entsteht auf der Großen Luneplate binnendeichs ein großer Tidepolder, der über ein Sturmflutsperrwerk mit der Weser verbunden ist, sowie direkt benachbart ein großräumiges Grünland-Graben-Areal mit geregelten Wasserständen. Außerdem werden an der Alten Weser Lebensräume einer Aue-Landschaft entwickelt.

Die Entwicklung großräumiger Kompensationsgebiete hat sich sowohl aus naturschutzfachlicher Sicht, als auch für eine gesicherte Durchführung der Genehmigungsverfahren eingriffsintensiver Hafenbauprojekte, bewährt.

Literatur

- BREMENPORTS, 2002 A (HRSG.): Containerterminal CT 4, Landschaftspflegerischer Begleitplan, Teil 1, Oktober 2002, erarbeitet durch GFL Planungs- und Ingenieurgesellschaft GmbH, Bremen
- BREMENPORTS, 2002 B (HRSG.): Containerterminal CT 4, Landschaftspflegerischer Begleitplan, Teil 2, November 2002, erarbeitet durch GFL Planungs- und Ingenieurgesellschaft GmbH, Bremen zusammen mit KÜFOG GmbH, Loxstedt-Ueterlande, IHP Ingenieurgesellschaft, Stade, Daber & Kriege GmbH, Bovenden, Knabe Beratende Ingenieure, Wedel
- BREMENPORTS, 2003 (HRSG.): Nördliche Erweiterung des Containerterminals in Bremerhaven (CT III), Entwicklung der Kompensationsflächen / Binnendeichsflächen auf der Großen Luneplate - Zwischenbericht. Erarbeitet durch das Planungsbüro Dr. Tesch (WBNL) und der KÜFOG GmbH. Bremen / Loxstedt – Ueterlande. Februar 2003. Unveröffentlichtes Gutachten.
- BREMENPORTS, 2005 (HRSG.): Tideschöpfwerk Große Luneplate. Abgestimmte Entwurfsplanung – Erläuterungsbericht und Zeichnungen. Erarbeitet durch Gralle und Partner. Bremerhaven. Dezember 2005.
- BREMENPORTS, 2006 A (HRSG.): Sturmflutsperrwerk Luneplate. Abgestimmte Entwurfsplanung – Erläuterungsbericht und Zeichnungen. Erarbeitet durch Knabe Ingenieure. Hamburg. Juni 2006.
- BREMENPORTS, 2007A (HRSG.): CT 4 – Abgestimmte Ausführungsplanung für die Kompensationsmaßnahmen Tidepolder auf der Großen Luneplate. Erarbeitet durch die GFL GmbH, Bremen, und IHP GmbH, Stade, Februar 2007.
- BREMENPORTS, 2007B (HRSG.): CT 4 – Abgestimmte Ausführungsplanung für die Kompensationsmaßnahmen im Grünlandbereich auf der Großen Luneplate. Erarbeitet durch die GFL GmbH, Bremen, und IHP GmbH, Stade, Januar 2007.
- BREMENPORTS, 2010: Kompensationsmaßnahmen CT 4 Wurster Küste Dorum-/Cappel-Neufeld und Cappel-/Spieka-Neufeld. Pflege- und Entwicklungsplan 2010. Bremerhaven. Unveröffentlichtes Gutachten.
- BURDORFF, K., HECKENROTH, H. UND SÜDBECK, P., 1997: Quantitative Kriterien zur Bewertung von Gastvogellebensräumen in Niedersachsen. Inform. d. Natursch. Niedersachsen 17 (6): S. 225 - 231
- FILBRANDT, U., VON BARGEN, U., WOLTERING, S., 2003: Environmental impacts and compensation of container port extension, Bremerhaven, Germany. Proceedings of the 6th International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC VI), Colombo, Sri Lanka. 2003
- FLADE, M., 1994: Die Brutvogelgemeinschaften Mittel- und Norddeutschlands. IHW, Eching.
- INSTITUT FÜR LANDSCHAFTSPFLEGE UND NATURSCHUTZ IN ARBEITSGEMEINSCHAFT MIT PLANUNGSBÜRO MITSCHANG, 1998: Handlungsanleitung zur Anwendung der Eingriffsregelung in Bremen. Hannover, 23. Oktober 1998
- KIEMSTEDT, H. & TESCH, A. 1997: Ökologische Kompensationsmaßnahmen an der Wesermündung. Hansa (134) 1997, H.9. S. 79 – 84.
- KÜGOG, 2009: Projekt CT 4 – Kompensationsmaßnahmen an der Wurster Küste. Begleituntersuchungen zur Entwicklungskontrolle 2009, Salinitätsmessungen, Dauerquadratuntersuchungen und Brutvögeluntersuchungen. Unveröffentlichtes Gutachten
- NIEMEYER, H.D. & WITTIG, M., 2003: Untersuchungen zur Deichsicherheit im Bereich zu öffnender Sommerpolder beiderseits des ehemaligen Capper Außentiefs/Land Wursten. Dienstbericht der Forschungsstelle Küste 07/2003, Niedersächsisches Landesamt für Ökologie. Norderney
- TESCH, A. 2003: Ökologische Wirkungskontrollen und ihr Beitrag zur Effektivierung der Eingriffsregelung. Naturschutz und Landschaftsplanung (35) 2003, H.1. S. 5 -12.
- VOLLSTEDT, H.-W., VON BARGEN, U., 2005: CT 4 – Erweiterung des Container-Terminals in Bremerhaven. Hansa (142) 2005, H.3. S. 64 – 71.
- WASSER- UND SCHIFFFAHRTSDIREKTION NORDWEST (WSD), 2004: Planfeststellungsbeschluss für den Ausbau der Bundeswasserstraße Weser durch die nördliche Ergänzung des Containerterminals in Bremerhaven um vier weitere Großschiffsliegeplätze. Aurich, 15. Juni 2004
- WASSER- UND SCHIFFFAHRTSDIREKTION NORDWEST (WSD), 2006: Planfeststellungsbeschluss für den

Ausbau der Bundeswasserstraße Weser von Weser-km 70,6 bis 73,2 durch den Bau einer havenbezogenen Wendestelle in Bremerhaven. Aurich, 15. Juni 2004

WIELAND, T., BARTZ, P., 2007: Kompensationsmaßnahmen CT 4 Würster Küste – Bewirtschaftungskonzept. bremenports/Nationalparkverwaltung Niedersächsisches Wattenmeer (Hrsg.), Bremerhaven/Wilhelmshaven. Unveröffentlichtes Gutachten.

WIELAND, T., VON BARGEN, U., 2008: Großräumige Kompensation an der Unterweser. Naturschutz und Landschaftsplanung 40, (12), 2008. Ulmer Verlag. Stuttgart.

WILLMS, U., BEHM-BERKELMANN, K. UND HECKENROTH, H., 1997: Verfahren zur Bewertung von Vogelbrutgebieten in Niedersachsen. Inform. d. Natursch. Niedersachsen 17 (6): S. 219-224.

WOLTERING, S., WIELAND, T.; SCHÖNER, M., SCHWARTZ, S., 2006: Ausgleichsmaßnahme CT 4 – Sturmflutsperrwerk Luneplate. Beratende Ingenieure, H. November – Dezember 2006, S. 51 – 53.

„TIDE“ – Ein Ansatz zum integrierten Management Europäischer Ästuar

Das Interreg IVb-Projekt TIDE vergleicht europäische Ästuar mit großen Seehäfen und starker Tidedynamik

347

Herr Dipl.-Ing. Manfred Meine

Dipl.-Ing. Manfred Meine, Dr. Annedore Seifert

Abstract

Ästuar und Flussmündungsgebiete sind weltweit von großer Bedeutung. Hier konzentrieren sich große Teile der Weltbevölkerung, sie sind überdurchschnittlich wichtige Wirtschaftsräume und Hafenstandorte, spielen eine Schlüsselrolle als Naturlbensräume und beim Erhalt der Biodiversität. Dies gilt auch für das Elbeästuar als Lebensader der Metropolregion Hamburg, einer bedeutenden Seewasserstraße zum Hamburger Hafen und nahezu flächendeckender Bestandteil im europäischen Naturschutznetzwerk Natura 2000. Durch diese Rahmenbedingungen werden an das Management große Herausforderungen gestellt, wenn es darum geht solche Räume nachhaltig zu sichern und zu entwickeln. Dieses kann nur erfolgreich gelingen, wenn die verschiedenen auf diesen Raum bezogenen ökonomischen, ökologischen und gesellschaftlichen Interessen gleichermaßen abgewogen und angemessen berücksichtigt werden.

Als Lead-Partner des innovativen Projekts „TIDE – Tidal River Development“ hat sich die HPA Hamburg Port Authority zur Aufgabe gemacht, im internationalen Fachaustausch mit Partnern aus Wissenschaft, Hafen-, Wirtschafts- und Umweltverwaltungen aus Deutschland, Belgien, Niederlande und Großbritannien Lösungen und Instrumente für ein nachhaltiges, integriertes Ästuarmanagement zu entwickeln. Das im Rahmen des europäischen Strukturförderprogramms Interreg IVB geförderte Projekt TIDE betrachtet neben der Tideelbe auch die Ästuar von Weser, Schelde (B, NL) und Humber (UK), die ganz ähnlichen Rahmenbedingungen ausgesetzt sind. Allen gemein ist ihre Bedeutung als internationale Seeverkehrsstraße und damit ihre Funktion als Lebensader für die jeweilige Metropolregion, eine ausgeprägte Tide- und Sedimentdynamik sowie ihre Bedeutung für den Natur- und Artenschutz.

Wichtigste Voraussetzung für ein integriertes Management ist die Zusammenstellung vorhandener Kenntnisse und die Identifizierung von Wissenslücken hinsichtlich der Funktion von Ästuar und deren Ökosysteme. Darauf aufbauend und mit Unterstützung regionaler Expertenteams sollen mit einem integrativen Ansatz geeignete Ansätze und Instrumente für eine integrierte Bewirtschaftung von Ästuar identifiziert und entwickelt werden. Im Rahmen von Konferenzen, Workshops, Vorträgen oder der Aktion „TIDE on Tour“ werden diese Erkenntnisse dann einer breiten Öffentlichkeit – auch an anderen europäischen Ästuar – vermittelt.

Das Projekt TIDE läuft von Januar 2010 bis Dezember 2012. Dazu steht ein Budget von € 3,7 Mio. zur Verfügung, das zu 50 % vom europäischen Fonds für regionale Entwicklung im Rahmen des Interreg IVB Nordseeprogramms und zu 50 % durch eigene Beiträge der Partner finanziert wird.

Einleitung

Die Tideelbe ist aus wirtschaftlicher und aus ökologischer Sicht die Lebensader Norddeutschlands und von herausragender Bedeutung für die Metropolregion Hamburg.

Mit seiner Lage etwa 130 km von der Elbmündung entfernt und hervorragenden Hinterlandanbindungen bietet der Hafen Hamburg als größter deutscher Seehafen und drittgrößter Hafen Europas beste Voraussetzungen für einen kostengünstigen und ressourcensparenden Warentransport. Dadurch entwickelte sich diese Bundeswasserstraße zu einem der wichtigsten und am stärksten befahrenen Schifffahrtswege Europas. Gleichzeitig sind ca. 90 % der Wasser- und Vordeichflächen als Natura 2000 Gebiete von hoher ökologischer Wertigkeit ausgewiesen und unterliegen somit europäischem und nationalem Naturschutz. Um den ökologischen, ökonomischen und gesellschaftlichen Anforderungen gleichermaßen gerecht zu werden, bedarf es einer abgewogenen integrierten Bewirtschaftungsstrategie für diese Lebensader.

Die morphologische Vielfalt des Elbe-Ästuar wird hauptsächlich durch das Tidegeschehen geprägt und ist von Natur aus, bedingt durch die ständigen Veränderungen des Flussbettes und der Uferbereiche, durch den Transport großer Mengen an Sediment gekennzeichnet. Natürliche Erosions- und Sedimentationsprozesse finden in diesem dynamischen System kontinuierlich statt. Zudem wurde die natürliche Entwicklung des Ästuar durch anthropogene Maßnahmen, wie z.B. Landgewinnung, Eindeichungen, verschiedene Gewässerausbauten und andere Strombaumaßnahmen stark überformt und hat sukzessive Veränderungen der charakteristischen Landschaft und der hydromorphologischen Situation bewirkt. Als Folge der natürlichen und anthropogenen Veränderungen haben sich auch die Tidebedingungen stark verändert (Abb.1):

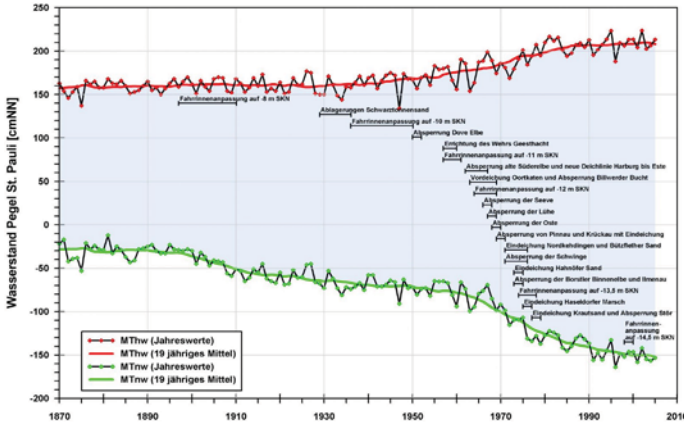


Abb 1: Entwicklung des Tidenhubs am Pegel St. Pauli

Der Tidenhub vergrößerte sich am Pegel St. Pauli bei Hamburg in den letzten 100 Jahren um rd. 1,50 m, allein in den letzten 50 Jahren von ca. 2,40 m auf heute ca. 3,60 m. Diese Veränderungen, insbesondere der starke Absunk des Tideniedrigwassers, bewirkten auch einen verstärkten stromauf gerichteten Sedimenttransport (sog. „Tidal Pumping“), der die Verschlickung wertvoller Flachwasserbereiche und Watten fördert und stark zunehmende Unterhaltungsnotwendigkeiten in der Fahrrinne und im Hafen von Hamburg zur Folge hat (Abb. 2). Für eine ökologisch und ökonomisch nachhaltige Entwicklung des Ästuars sind daher die Verbesserung der Tidedynamik, eine Sicherung der ökosystemaren Funktionen, eine auf das gesamte System bezogene Optimierung des Sedimentmanagements und die Verbesserung der Schadstoffsituation von Bedeutung. Ein integriertes Ästuarmanagement ist daher für eine nachhaltige Entwicklung der Region erforderlich.

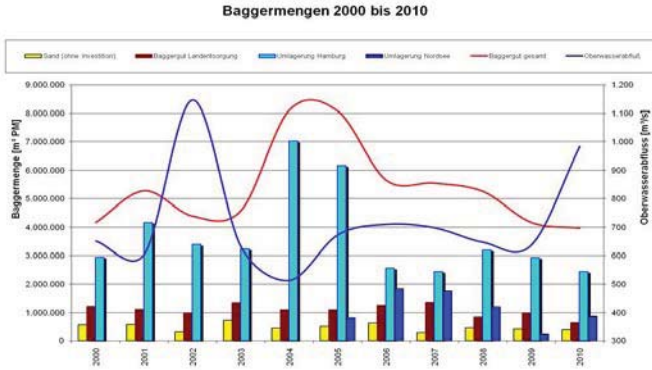


Abb. 2: Entwicklung der Baggermengen im Hamburger Hafen

Das Projekt TIDE und seine Ziele

Die Entwicklung einer integrierten Bewirtschaftung eines Ästuarsystems erfordert zunächst ein umfassendes Verständnis des Gesamtsystems Ästuar. Für den Aufbau und die Erweiterung entsprechenden Wissens ist es zwingend erforderlich, auch die Erfahrungen und das Wissen auf europäischer Ebene mit Ästuarexperten

auszutauschen und zu vergleichen. Dafür wurde das im Rahmen des europäischen Strukturförderprogramms Interreg IVB geförderte Projekt „TIDE - Tidal River Development“ unter der Federführung der Hamburg Port Authority gegründet. Die TIDE Partnerschaft umfasst die Ästuar der Elbe (D), Weser (D), Humber (UK) und Schelde (B/NL) und vereint Hafen-, Wirtschafts- und Umweltverwaltungen sowie Universitäten gleichermaßen (Abb. 3).



Abb. 3: TIDE - Partnerstruktur

Allen TIDE Ästuaren ist gemein, dass sie als bedeutende Schifffahrtswege, die zu großen Seehäfen im Inland führen, eine starke ökonomische Bedeutung für die Region und den nationalen Außenhandel haben. Sie unterliegen einem starken Gezeiteneinfluss, der auch große Mengen an Sediment transportiert. Ein weiteres Kriterium für die Auswahl der TIDE Ästuar ist, dass weiträumige Gebiete an den Ästuaren Bestandteil des Naturschutznetzwerkes Natura 2000 sind – ein Kriterium, das besondere Anforderungen an die Bewirtschaftung dieser außerordentlich dynamischen Systeme stellt.

Durch die Vernetzung des an den verschiedenen europäischen Ästuaren vorhandenen Wissens und die auf dieser Grundlage im Rahmen des Projektes entwickelten Strategien und Werkzeuge sollen Grundlagen und Konzepte für ein integriertes Management der Ästuar entwickelt werden, das sowohl die ökonomischen Belange – insbesondere von Schifffahrt und Häfen – als auch die Belange von Gewässer- und Naturschutz gleichermaßen beachtet. Die TIDE-Idee basiert auf der Erkenntnis, dass das Management solch komplexer Systeme wie der Tidelbe nur durch die Integration ökologischer, ökonomischer und gesellschaftlicher Belange gelingen kann (Abb. 4).

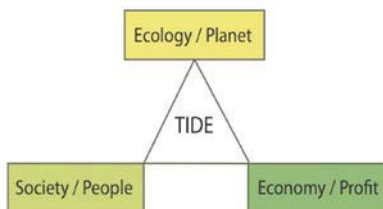


Abb. 4: TIDE Integrationsansatz

Das Projekt TIDE läuft von Januar 2010 bis Dezember 2012. Das Gesamtbudget in Höhe von 3,7 Mio EUR wird zu 50 % vom europäischen Fonds für regionale Entwicklung im Rahmen des Interreg IVB Nordseeprogramms und zu 50 % durch eigene Beträge der Partner finanziert.

TIDE Themen

TIDE befasst sich mit drei großen Aufgabengebieten: 1) Verbesserung des Ästuar-Systemverständnisses, 2) Analyse von Management-Instrumenten und Nutzungskonflikten sowie 3) Analyse von Maßnahmen und daraus abgeleitet die Erarbeitung von Empfehlungen. In Abb. 5 sind die Zusammenhänge der einzelnen TIDE Themen im Kontext der Ökologie, Ökonomie und Gesellschaft dargestellt.

TIDE – Verbesserung des Ästuar-Systemverständnisses

Als notwendige Grundlage zum Systemverständnis von Ästuaren erfolgt eine umfassende wissenschaftliche Betrachtung der Ästuarfunktionen. Hierzu wird zunächst eine vergleichende Betrachtung der historischen Entwicklung der vier Ästure durchgeführt – auch unter Berücksichtigung der erfolgten anthropogenen Eingriffe. Dabei werden hydrodynamische, morphologische und ökologische Aspekte betrachtet, z. B. die Entwicklung der Tidedynamik, die Entwicklung von Flachwassergebieten und Nebenarmen und die Entwicklung maßgeblicher Habitate und Arten. Diese Studien bilden die Grundlage, um das heutige Ästuarssystem besser einschätzen und verstehen zu können.

Um einen interästuarinen Vergleich im Sinne der Übertragbarkeit von Maßnahmen und Erkenntnissen zu ermöglichen, werden zunächst verschiedene Zonen je Ästuar definiert und anschließend ästuarübergreifend die Bereiche vergleichbarer Randbedingungen und Ästuarfunktionen ermittelt. Auf dieser Grundlage werden die hydrogeomorphologischen Funktionen gegenüber gestellt, wie z.B. Wasserstände, Fließgeschwindigkeiten, Salinitäten, Abflüsse, aber auch Sedimentverteilungen und Schwebstoffe. Es soll unter anderem analysiert werden, welche Faktoren die Verstärkung der Tide in einem Ästuar beeinflussen, welche Bedeutung Marschhabitate für das Ästuar haben und wo diese besonders wichtig sind. Im Bereich der ökologischen Funktionen werden Sauerstoffgehalte, Nährstoffkonzentrationen, Primär- und Sekundärproduktionen miteinander verglichen, um z. B. ein besseres Verständnis für das Entstehen von Sauerstoffmangelsituationen an bestimmten Stellen im Ästuar zu erlangen. In einer weiteren Studie wird das Thema „carrying capacity“ vertieft betrachtet. Als Grundlage werden hier die Schutzziele und der Bedarf an Habitaten von Wasservögeln ermittelt. Durch den interästuarinen Vergleich spezieller Arten soll die aktuelle „carrying capacity“ bewertet und ein Trend für die speziellen Arten einer Zone ermittelt werden.

Nachdem der Ansatz der Ökosystemdienstleistungen (Ecosystem Services) in Literatur und Politik zunehmend als geeignetes Instrument für ein nachhaltiges Management von Ökosystemen propagiert wird, unternimmt TIDE erstmalig den Versuch, diesen Ansatz auf Ästure konkret anzuwenden. Dabei soll ein Überblick über die Ökosystemdienstleistungen der einzelnen Zonen jedes Ästuars erarbeitet und die Bedeutung der Dienstleistungen und ggf. auch Trends ermittelt werden. Das erfordert eine Bewertung der Bedeutung der jeweiligen Ökosystemdienstleistungen, sowohl in der aktuellen Situation als auch in der historischen Entwicklung. In einem zweiten Schritt soll über den interästuarinen Vergleich eine Verbindung von den ermittelten Ökosystemdienstleistungen zu den erforderlichen Habitaten hergestellt werden. Der Ansatz der Ökosystemdienstleistungen hat das Ziel, letztendlich eine Bewertung des Nutzens von Ökosystemen für die Gesellschaft zu ermöglichen und insofern die Basis für Abwägungsprozesse auf einer quantitativen Ebene zu schaffen. Als erste Schritte für die Einschätzung des ökonomischen Wertes müssen hierzu zunächst die relevanten Ökosystem-dienstleistungen identifiziert und quantifiziert werden. TIDE wird hiermit Grundlagen für ein besseres Verständnis der Ökosystemdienstleistungen von Ästuaren liefern.

TIDE – Analyse von Management-Instrumenten und Nutzungskonflikten

Ein weiterer Fokus von TIDE liegt auf der Analyse bestehender Governance-Ansätze, betrifft also die praktische Umsetzung des Ästuarmanagements. Tatsächlich existieren derzeit keine wirklich integrierten Bewirtschaftungspläne, sondern es gibt in der Regel verschiedene sektorale Management-Pläne, bestenfalls werden die verschiedenen Belange in einem Dokument nebeneinander dargestellt. Um Empfehlungen für ein integriertes Management entwickeln zu können, werden zunächst bestehende Management-Instrumente analysiert. Hierbei werden u. a. die organisatorischen und inhaltlichen Strukturen von Ästuar bezogenen Managementplänen betrachtet. Pro Ästuar wird eine SWOT-Analyse (Stärken, Schwächen, Chancen und Risiken) bestehender Managementpläne durchgeführt. Es ist z.B. interessant, ob gleiche Managementpläne in den einzelnen Ästuaren ähnlich umgesetzt und auch ähnlich mit der SWOT-Analyse eingeschätzt werden, also: Ist eine Umsetzung auf nationaler oder regionaler Ebene besser? Welche Managementpläne regeln welche Aufgaben in den einzelnen Ästuaren? Durch den interästuarinen Vergleich dieser Analysen sollen Empfehlungen erarbeitet werden. Ein weiterer Schwerpunkt in diesem Themenbereich ist die Ermittlung von Nutzungskonflikten in den einzelnen

Zonen der vier Ästuare mithilfe einer Konfliktmatrix. Zunächst erfolgt eine Analyse der Nutzungskonflikte in den einzelnen Zonen des Ästuars, um dann zu erkennen, welche Nutzungen dominant sind. Die Matrix erlaubt einen schnellen Überblick über Konflikte, die sich aus den verschiedenen Nutzungen in den Zonen bzw. im Ästuar ergeben. Die Konfliktherde sollen dann auch mit der Analyse der Ökosystemdienstleistungen und Ästuarfunktionen in Verbindung gebracht werden: Gibt es Zonen mit großem Nutzungskonfliktpotential und wie sind dort die Ästuarfunktionen/Ökosystemdienstleistungen? Gibt es Möglichkeiten diese Konflikte zu entschärfen? Aus dieser Studie sollen praktische Empfehlungen für ein integriertes Ästuarmanagement resultieren.

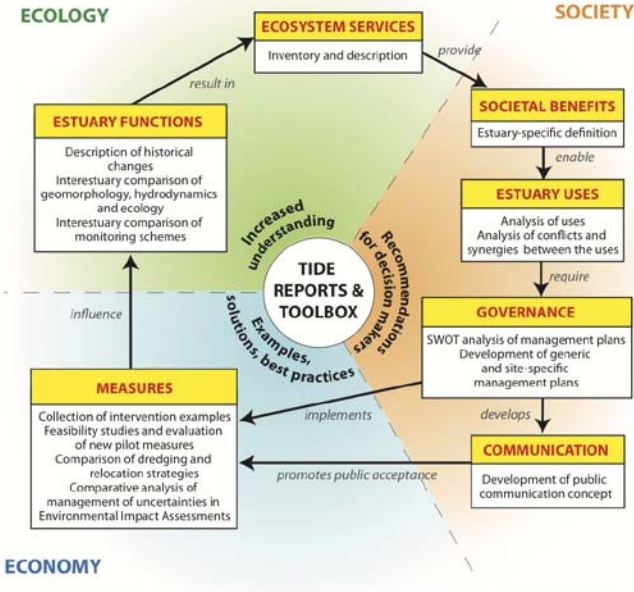
TIDE – Analyse von Maßnahmen und Empfehlungen

Ein wesentliches Ziel von TIDE ist es, durch den internationalen Fachaustausch das vorhandene Wissen zu erweitern, „von einander zu lernen“ und hieraus wiederum Empfehlungen für Ästuarmanager abzuleiten. Daher werden in diesem Aufgabenkomplex einzelne anthropogene Maßnahmen im Ästuarssystem analysiert und nach verschiedenen Kriterien mit dem Ziel bewertet, hieraus für entsprechende Bedingungen gültige Empfehlungen abzuleiten. Hierzu werden u. a. Ufer-Renaturierungen, strombauliche Maßnahmen, Sediment-Managementstrategien betrachtet und auch diverse Pilotprojekte durchgeführt. Verschiedene bereits durchgeführte oder im Detail geplante Maßnahmenbeispiele trägt TIDE aus allen vier Ästuaren zusammen. Die Auswahl erfolgt nach vorher abgesteckten Kategorien wie z.B. Maßnahmen zur Reduzierung der Tideenergie, Maßnahmen für den Hochwasserschutz, Maßnahmen zur Entwicklung und/oder zum Schutz spezieller Habitate oder auch Maßnahmen zur Verbesserung des Sauerstoffgehaltes. Für jede Maßnahme werden detaillierte Informationen zu verschiedenen Kriterien wie z.B. Ziel der Maßnahme, Monitoring, Effektivität, Zone, Kosten, Akzeptanz der Öffentlichkeit und auch Konflikte und Synergien zusammen getragen. Anhand der vorhandenen Details werden dann die Maßnahmen bewertet und Empfehlungen für Planungen und Durchführungen gegeben. Auch hier werden die Maßnahmen jeweils im Kontext von Ökonomie, Ökologie und Gesellschaft betrachtet. Die strukturierte Darstellung, bzw. Erläuterung dieser Maßnahmen soll als wirksames Planungsinstrument für künftige Maßnahmen auf einer Webseite bereit gestellt werden.

Im Rahmen von TIDE werden darüber hinaus diverse Pilotprojekte zu verschiedenen Maßnahmenkategorien umgesetzt, bzw. analysiert. Zur Schaffung, bzw. Sicherung von Habitaten wird z. B. an der Weser die Wiederherstellung einer naturnahen Uferregion im Bereich Werderland geplant. Dort soll durch die Öffnung eines Sommerdeiches ein natürliches tidebeeinflusstes Gebiet entwickelt werden. In einer anderen Studie der Weser Partner wird die Entwicklung und Schaffung sublitoraler Hartsubstratlebensräume in der Außenweser betrachtet. Natürliche Hartsubstratstrukturen wie z.B. Muschelbänke können einen wertvollen Beitrag zur Verbesserung der Strukturvielfalt in den Ästuaren leisten.

Verschiedene TIDE Partner entwickeln neue Sedimentmanagementstrategien, die u. a. eine Verbesserung der Ästuarfunktionen bewirken sollen. So wird z. B. an der Schelde die Strategie verfolgt, Baggergut an vorhandene Sandbänke anzulagern und somit die Bildung von ökologisch wertvollen Flächen und den Verlauf von Ebb- und Flutströmungen zu fördern. Das Pilotprojekt wird durch ein intensives Monitoring begleitet. Als weiteres gemeinsames Pilotprojekt von Schelde und Elbe sollen Strategien bewertet werden, durch strombauliche Maßnahmen im Bereich der Ästuaröffnung das Fortschreiten der Tidewelle ins Ästuar zu reduzieren. Hiermit sollen fortschreitende Erosionstendenzen und Sedimenttransporte im Ästuar reduziert werden. Am Humber werden im Rahmen von TIDE Möglichkeiten einer sinnvollen und nutzbringenden Verwendung von Baggergut evaluiert. Zur Optimierung des Sedimentmanagements hat die Hamburg Port Authority einen ca. 300 m breiten und rd. 2 km langen Sedimentfang installiert, der ca. 2 m tief ist. Die stromauf transportierten Sedimente sammeln sich in der Vertiefung und setzen sich dort gezielt ab. Im Rahmen von TIDE soll die Funktions- und Wirkungsweise dieses neuartigen Sedimentmanagementansatzes bewertet werden.

Durch diese verschiedensten Aktivitäten möchte TIDE einen Beitrag leisten, dass eine nachhaltige Entwicklung von Ästuaren gewährleistet werden kann. Die entwickelten Empfehlungen und Werkzeuge sollen Ästuarmanagern helfen, Entscheidungen und Planungen unter Betrachtung des Gesamtsystems Ästuar zu entwickeln, damit die wirtschaftliche Entwicklung der Region gefördert und gleichzeitig dem Umwelt- und Naturschutz Rechnung getragen wird. Im Rahmen von Konferenzen, Workshops, Vorträgen oder der Aktion „TIDE on Tour“ werden die TIDE Erkenntnisse auch einer breiten Öffentlichkeit vermittelt.



- Yellow boxes refer to general processes taking place in the ecological, economical and societal realms of an estuary and the arrows point to the inter-relationships between them.
- White boxes refer to the activities to be conducted by the TIDE project in the framework of these various processes.

Abb. 5: TIDE - Prozesse und Aktivitäten

Transportverhalten und ökotoxikologische Auswirkung schadstoffbelasteter kohäsiver Sedimente

Experimentelle Beschreibung der wirksamen Prozesse

353

*Frau **Catrina Cofalla**
Catrina Cofalla, Holger Schüttrumpf*

Remobilisierung schadstoffbelasteter Sedimente bei variablen physikalisch-chemischen Parametern - Experimentelle Beschreibung der wirksamen Prozesse

Catrina Cofalla¹, Sebastian Hudjetz², Stefanie Lorke¹, Markus Brinkmann², Henner Hollert², Holger Schüttrumpf¹

¹Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen
Kreuzherrenstr. 7

52062 Aachen

E-Mail: cofalla@iww.rwth-aachen.de

²Institut für Umweltforschung, RWTH Aachen

Worringer Weg 1

52056 Aachen

EINLEITUNG

Der globale Klimawandel als Folge des Treibhauseffekts wird in Europa voraussichtlich Auswirkungen auf den hydrologischen Kreislauf haben (ARNELL, 1999; FREI ET AL., 2000). Die Trends der Niederschlagsmengen für das 20. Jahrhundert haben für Nordeuropa eine Zunahme von 10 -40 % gezeigt. So zeigen auch die Klimaszenarien für das 21. Jahrhundert eine Zunahme der Niederschlagsmengen in diesem Gebiet (PARRY ET AL., 2007). Voraussichtlich werden dadurch auch die Hochwasserereignisse an Häufigkeit und Intensität zunehmen (MILLY ET AL., 2002) und sich die saisonale Veränderungen (z.B. Reduzierung des Durchflusses im Sommer oder Zunahme der Winterhochwasser) einstellen werden (MIDDELKOOP & KWADIJK, 2001). Mit der Zunahme der Intensität und Häufigkeit von Hochwässern steigt auch der Geschiebe- und Sedimenttransport. Sedimente werden aber nicht nur durch Hochwasserereignisse erodiert und in die Wassersäule eingetragen. Auch anthropogene Einflüsse wie Baggerungen im Rahmen von Unterhaltungsmaßnahmen führen zu einer Resuspension von Sedimenten.

Insbesondere Feinsedimente besitzen jedoch die Fähigkeit, Schadstoffe verschiedener Gruppen (Schwermetalle, polyzyklische aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK) etc.) zu binden. Somit stellen Feinsedimente im Gewässersystem sowohl eine Senke wie auch eine Quelle für Sediment gebundene Schadstoffe dar. Die Resuspension von kohäsiven Sedimenten aus industriell geprägten Regionen stellt damit eine Gefährdung für die Qualität und die Güte des aquatischen Ökosystems sowie die Gesundheit des Menschen (Trinkwassergewinnung, Freizeitnutzung von Gewässern) dar. Schadstoffe können nicht nur durch den Erosions- und Transportprozess die die Wassersäule gelangen, sondern können auch durch Änderungen der physikalisch-chemischen Umwelteigenschaften gelöst werden (SALOMONS ET AL., 1987). Dies gilt z.B. für Schwermetalle, die unter anoxischen Bedingungen stabil an Sedimentpartikel gebunden sind und in diesem Zustand weder mobil noch bioverfügbar sind (CALMANO ET AL., 1993; EGGLETON & THOMAS, 2004). Mit der Resuspension ändern sich die physikalisch-chemischen Eigenschaften der schadstoffbelasteten Sedimente, so dass sich die Bindungskräfte zwischen Partikel und Schadstoff verringern können. Als Folge lösen sich die Schadstoffe von den Sedimentpartikeln und die Bioverfügbarkeit steigt. Besonders Altsedimente können eine erhöhte Schadstoffkonzentration aufweisen und damit eine sekundäre Schadstoffquelle darstellen (CAPPUYNS ET AL., 2006). Art und Menge der Schadstoffe im jeweilig untersuchten Sediment hängen von der geogenen Zusammensetzung des Gesteins (z.B. natürliches Vorkommen an Schwermetallen) und der ansässigen Industrie sowie der Besiedlungsdichte im Einzugsgebiet ab.

Resuspendierte Schadstoff belastete Sedimente mindern daher nicht nur die Wasserqualität, sondern stellen in gelöster und gebundener Form eine Gefährdung für aquatische Organismen dar (HOLLERT ET AL., 1998). Über verschiedene Aufnahmepfade (Kiemen, Verdauungstrakt, Haut) gelangen Schadstoffe in den Organismus und können diesen schädigen. Erste experimentelle Untersuchungen haben gezeigt, dass es nach einer mehrtägigen Exposition von Testorganismen gegenüber organischen Schadstoffen zu einer erheblichen Aufnahme im Körper kommt. Verschiedene Biomarker (Messung von Gallenmetaboliten, Mikrokernrate, etc.) bestätigten diese Aufnahme (BRINKMANN ET AL., 2010; COFALLA ET AL., 2011). Um die resultierende Toxizität und Bioverfügbarkeit der anhaftenden Schadstoffe zu bewerten und zu beurteilen (BRYAN, 1992; ATKINSON ET AL., 2007), gilt es, die komplexe und variable Zusammensetzung der natürlichen Sedimente und der Sediment gebundenen Schadstoffe und die damit verbundenen Interaktionen mit dem Gewässer und den dort lebenden

Organismen zu verstehen.

Die ökologischen und toxikologischen Auswirkungen der Resuspension von Schadstoffen während extremer hydrodynamischer Ereignisse (z.B. Hochwasser, Baggerung) müssen daher dringend im Sedimentmanagement berücksichtigt werden und unter ganzheitlichen Bewertungskriterien betrachtet werden. Die hier vorgestellte ganzheitliche und interdisziplinäre Methode versucht alle relevanten dynamischen Prozesse bei der Erosion und dem Transport Schadstoff belasteter Sedimente zu berücksichtigen und die Folgen für aquatische Organismen zu quantifizieren.

Das hier vorgestellte Projekt verknüpft daher hydrodynamische, sedimentologische und ökotoxikologische (hydro-toxische) Methoden in einem gemeinsamen experimentellen Ansatz.

Die neuentwickelte Methode hilft, die ökotoxikologischen Auswirkungen Schadstoff belasteter Sedimente zu analysieren. Hinzukommend muss die Fragestellung des Schadstoff behafteten Sedimenttransports weiterverfolgt werden und in systematischen Versuchen die bisherigen Erkenntnisse vertieft werden. Das Kreisgerinne des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen bietet hier die Möglichkeit, die relevanten Parameter kontinuierlich zu beobachten und auch isoliert zu variieren. So ist es beispielweise möglich, den Einfluss des pH-Werts auf die Resuspension gezielt zu untersuchen.

Ziel dieses Beitrags ist es (A) die Hauptparameter zur physikalisch-chemischen Charakterisierung des Wassers und deren Wechselwirkungen mit Schadstoffen und Sediment vorzustellen und (B) den zugehörigen experimentellen Ansatz zu erläutern.

AUSWIRKUNGEN DER PHYSIKALISCH – CHEMISCHEN PARAMETER AUF DEN SCHADSTOFFBELASTETEN SEDIMENTTRANSPORT

Die Wechselwirkungen von Schadstoff belasteten Sedimenten mit dem Umgebungswasser werden durch eine Vielzahl unterschiedlicher Parameter beeinflusst (Abbildung 1). Zur Einordnung des Sediments ist es daher wichtig, die chemische Zusammensetzung, den mineralogischen Aufbau und die Korngrößenverteilung zu bestimmen (BRYAN, 1992; MITCHENER & TORFS, 1996; BLACK ET AL., 2002). Die Korngröße und -form sind bei der Beurteilung eines belasteten Sediments der wichtigste physikalische Faktor, denn erst im Bereich von 0,1 µm bis 50 µm (Ton und Schluff, HOFMANN ET AL., 2003) treten kohäsive Eigenschaften auf (MEHTA, 1989). Es gilt dabei, je kleiner die vorkommenden Korngrößen sind desto höher ist die Konzentration anhaftender Schadstoffe (FOSTER & CHARLESWORTH, 1996). Kohäsive Sedimente wie Tonpartikel besitzen einen schichtartigen Aufbau, so dass es an den Kanten und Flächen zu unterschiedlichen Ladungszuständen kommt und andere Partikel abgestoßen oder angezogen werden. Die entstehenden Kräfte reichen von van-der-Waals-Kräften bis hin zu kovalenten Bindungen. Diese Ladungszustände sind zum Teil abhängig von den physikalisch-chemischen Eigenschaften des Umgebungswassers und stellen damit einen wesentlichen Faktor für die wirkende Bindungskraft zwischen Sediment und Schadstoff dar (CALMANO ET AL., 1992; CANTWELL ET AL., 2002). Untersuchungen haben gezeigt, dass sich zuvor anoxisch gelagerte Sedimente durch den mit der Resuspension eingetragenen Sauerstoff verändern. Mit der Oxidation des Sediments steigt die mikrobielle Aktivität, das Redox-Potential steigt vom negativen in den positiven Bereich (bis +500 mV möglich) und der pH-Wert im Sediment sinkt ebenfalls. Dabei korreliert die pH-Absenkung mit der Konzentration an Sulfiden im Sediment und dem Grad der Oxidation. Die Veränderung des Redox-Potentials und die Reduzierung des pH-Werts haben eine Freisetzung an Schadstoffen zur Folge (CALMANO ET AL., 1993; EGGLETON & THOMAS, 2004), da die Bindungskraft der Partikel sinkt. Ähnliche Effekte lassen sich bei Änderungen des Salzgehalts beobachten (HILLEBRAND, 2008).

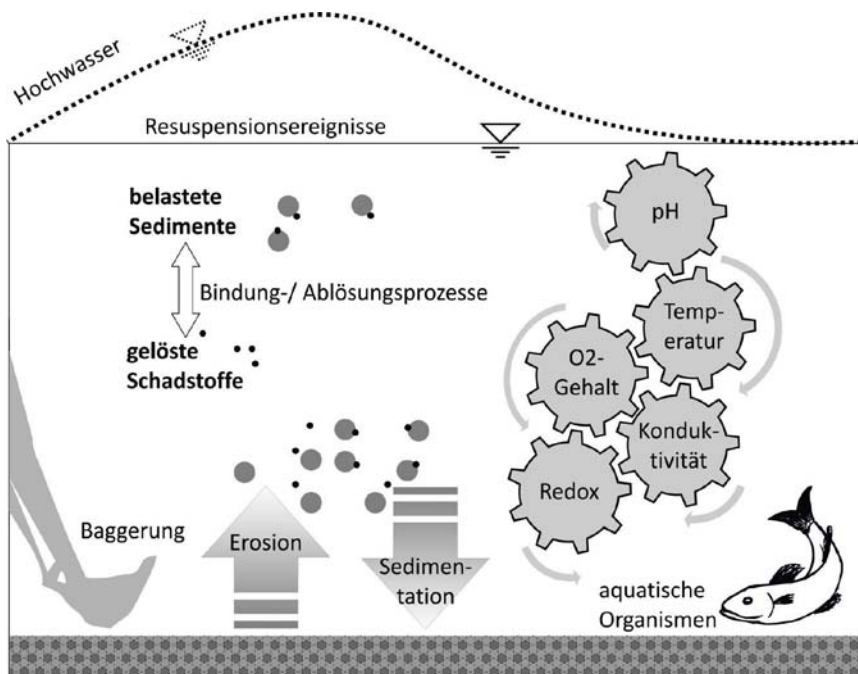


Abbildung 1: Wechselwirkungen Sediment-Schadstoffe-aquatische Organismen

Auswirkungen des pH-Werts und des Redox-Potentials

Der pH-Wert ist definiert als negativer dekadischer Logarithmus der H_3O^+ -Ionenkonzentration in wässriger Lösung. Daher wird eine hohe H_3O^+ -Konzentration durch einen niedrigen pH-Wert ausgedrückt und man spricht von einer sauren Lösung. Bei einer niedrigen H_3O^+ -Konzentration ergibt sich ein hoher pH-Wert, entsprechend handelt es sich um eine basische Lösung.

Auf den Oberflächen kohäsiver Partikel finden sich Ladungen, die in Abhängigkeit des pH-Werts unterschiedlich stark ausgebildet sind und über die kohäsiven Eigenschaften der Partikel entscheiden (Abbildung 2). Somit sinkt die Ladungsintensität mit steigendem pH-Wert und die Kohäsion der Partikel steigt, da mehr Ionen verfügbar sind (RAUDKIVI, 1990; STUMM, 1992). Durch die Ladungen bilden Partikel nicht nur untereinander Aggregate, sondern können auch Schadstoffe an sich binden. Mit der Änderung der Ladungszustände ändert sich die Bindungskraft der einzelnen Partikel untereinander und gebundene Schadstoffe können sich wieder lösen und in die Wassersäule gelangen, wodurch die Bioverfügbarkeit der Schadstoffe im Gewässer steigen kann. Dieses Verhalten wurde bei Sedimenten, die mit Schwermetallen belastet sind, von verschiedenen Autoren beobachtet (SALOMONS ET AL., 1987; CALMANO ET AL., 1993; ZOOMIS ET AL., 2001; CANTWELL ET AL., 2002).

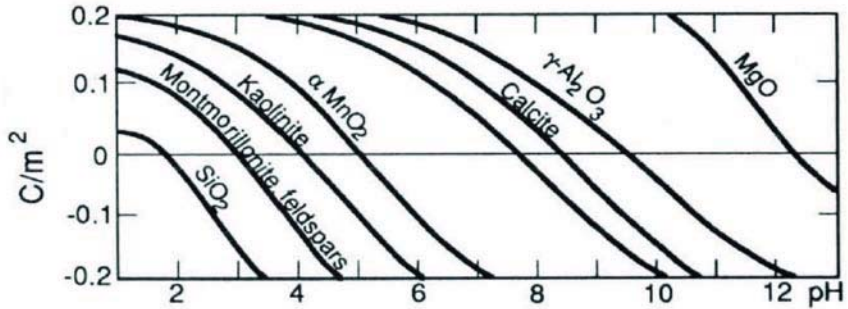


Abbildung 2: Verlauf der Oberflächenladung im Verhältnis zum pH-Wert verschiedener Minerale (Stumm, 1992)

Das Redoxpotential gibt die Stärke der Oxidations- und Reduktionsreaktionen innerhalb der Messlösung an (KOSCHKE ET AL., 2009). Die Redoxreaktion ist eine chemische Reaktion bei der zwei Stoffe Elektronen austauschen. Dabei laufen die Halbreaktionen Oxidation und Reduktion gleichzeitig ab. Als Maß für den Elektronenaustausch wird das elektrische Potential in Millivolt [mV] angegeben. Dabei beschreiben hohe Redoxpotentiale überwiegend oxidierende Prozesse, im Gegensatz dazu beschreiben negative Redoxpotentiale vorwiegend anoxische Verhältnisse. Unter diesen Bedingungen werden Schwermetalle gut gebunden und die Bioverfügbarkeit ist gering. Mit der Oxidation von anoxisch gelagerten Sedimenten ändert sich das Bindungsverhältnis und es kann zu einer Freisetzung von Schwermetallen kommen, wodurch die Bioverfügbarkeit steigt (CALMANO ET AL., 1993). Das Redoxpotential ist abhängig von der Temperatur, dem pH-Wert und dem Druck. Die Änderung des Redoxpotentials beeinflusst in natürlichen Systemen die Verteilung und Stabilität der vorkommenden Partikel (KÖLLING, 2000). Der pH-Wert als Maß für die Wasserstoffionenkonzentration kann sich mit Redoxreaktionen ändern. Der Einfluss des Drucks wird vernachlässigt, da alle Experimente unter Freispiegelbedingungen und atmosphärischen Druckverhältnissen stattfinden.

In natürlichen Gewässern befinden sich eine Vielzahl unterschiedlicher Oxidations- und Reduktionsmittel. Bei der Messung des Redoxpotentials spricht man in diesem Fall von einem gemischten Redoxpotential, was von der stärksten Reaktion maßgeblich beeinflusst wird (SCHU RING, 2000).

Auswirkungen der elektrischen Leitfähigkeit

Die elektrische Leitfähigkeit (Konduktivität) gibt die Fähigkeit eines Stoffes an, elektrischen Strom zu leiten. Sie wird in der SI-Einheit S/m angegeben. Die Leitfähigkeit ist abhängig von der Anzahl der freien Ionen. Dabei steigt die elektrische Leitfähigkeit mit der Anzahl der freien Ionen im Wasser. Die elektrische Leitfähigkeit ist proportional zur Salinität und kann mit Hilfe der Practical Salinity Scale berechnet werden. Die Umrechnung erfolgt in Abhängigkeit von Temperatur und Druck.

Im Gegensatz zur permanenten Ladung der kohäsiven Partikel ändert sich die variable Ladung der Partikel mit der elektrischen Leitfähigkeit. Es gilt, mit steigender elektrischer Leitfähigkeit nimmt die Stärke der variablen Ladung zu, wodurch auch die elektrische Anziehungskraft der Partikel (inkl. Schadstoffe) untereinander wächst (HILLEBRAND, 2008). Folglich ändern sich die Bioverfügbarkeit der Schadstoffe und der Transport belasteter Sedimente mit der elektrischen Leitfähigkeit.

Auswirkungen des Sauerstoffgehalts

Bisher lassen sich keine ausreichenden Aussagen über die Auswirkungen des Sauerstoffgehalts auf die Interaktionen zwischen Sediment und Schadstoff treffen. Es ist jedoch bekannt, dass mit der Resuspension belasteter kohäsiver Sedimente der Sauerstoffgehalt im Wasser infolge von Oxidationsprozessen, der Freisetzung von Nährstoffen und dem Wachstum von Organismen sinkt (siehe Redoxpotential). Im Rahmen des hier vorgestellten Projekts wird der Sauerstoffgehalt als Index für die Wasserqualität, die die Testorganismen als lebensnotwendige Bedingung benötigen, gemessen. Während der Experimente wird Luft und kein reiner Sauerstoff in das Wasser eingebracht. Der Sauerstoffgehalt des Wassers erreicht dabei ca. 8,3 mg/l bei einer Wassertemperatur von ca. 14,75 °C.

Auswirkungen der Wassertemperatur

Auch die Temperatur hat einen Einfluss auf die Bindungskräfte zwischen einzelnen kohäsiven Partikeln. Dabei nimmt mit steigender Temperatur die Kohäsion ab, weil die Eigenbewegungen der Partikel steigen. Dies hat Auswirkungen auf die Schadstofffreisetzung und den Erosionswiderstand (ARIATHURAI & ARULANANDAN, 1978). Für den Bereich der natürlichen Temperaturschwankungen lassen sich keine aufschlussreichen Aussagen treffen (KRIER, 1983; PARCHURE & MEHTA, 1985; SPORK, 1997).

EXPERIMENTELLER ANSATZ

Die hydro-toxischen Untersuchungen zum Partikel gebundenen Schadstofftransport wurden in einem speziell konzipierten Versuchsstand (Abbildung 3) des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) der RWTH Aachen durchgeführt. Das Kreisgerinne wurde speziell für die Untersuchung der Transportprozesse kohäsiver Sedimente entwickelt (SPORK, 1997). Durch die besondere Art der Strömungserzeugung können Transportphänomene (z.B. Flockung) kohäsiver Sedimente berücksichtigt werden, da eine unendliche und gleichförmige Strömung ohne Umwälzprozesse durch Pumpen vorliegt. Das Kreisgerinne besteht aus einem ringförmigen, drehbar gelagerten Kanal aus Glas und einem koaxial aufgehängten, ebenfalls drehbar gelagertem Deckel aus Plexiglas, der von oben auf die Wasseroberfläche im Kanal aufgesetzt wird. Der Deckel kann individuell, mit Hilfe von acht Gewindestangen, auf die gewünschte Wassertiefe eingestellt werden. Das Kreisgerinne hat einen Innendurchmesser von 3,00 m und eine Gerinnebreite von 0,25 m. Durch die gegenseitige Rotation von Deckel und Gerinne wird eine unendliche Strömung mit reduziertem Einfluss der Sekundärwirbel auf die Strömungsbedingungen erzeugt. Da alle Randbedingungen klar definiert sind, ist der gesamte Strömungsprozess steuerbar. Daher lassen sich in diesem Versuchsstand die Transporteigenschaften und die dreidimensionalen Strömungs- und Transportprozesse Schadstoff belasteter Sedimente untersuchen (COFALLA et al., 2011).



Abbildung 3: Kreisgerinne am IWW der RWTH Aachen

Zu Beginn wurde eine Machbarkeitsstudie durchgeführt (WÖLZ ET AL., 2009), um nachzuweisen, dass sich das Kreisgerinne als Versuchstand für eine kombinierte Untersuchung der komplexen und interdisziplinären Prozesse eignet. Hier wurde künstliches Sediment (OECD, 2004) verwendet, das mit einer PAK-Mischung belastet war. Im Kreisgerinne wurden Regenbogenforellen als Testorganismus der Suspension ausgesetzt. In der Machbarkeitsstudie wurde auf natürlich belastete Sedimente verzichtet, um unerwartete Nebeneffekte (Erosionswiderstand) aufgrund der Unsicherheiten in der exakten Beschreibung der Natursedimente auszuschließen. Das Kreisgerinne wurde an die Zielsetzung zur Bestimmung der dynamischen Prozesse des Schadstoff belasteten Sedimenttransports und dessen Wechselwirkungen mit den Testorganismen angepasst. Um die Anforderungen der Testorganismen zu erfüllen, wurden Maßnahmen zur Gewährleistung der Lebenserhaltung (Kühlung, Luftzufuhr) getroffen. Um Ökotoxikologie und Hydrodynamik erfolgreich zu verknüpfen, wurde das Kreisgerinne mit weiterer Messtechnik ausgestattet. Zum aktuellen Bestand gehört ein vollautomatisches System zur Trübungsmessung und Probenentnahme. Zusätzlich wurde eine durchströmte Messzelle für physikalisch-chemische Sonden (pH, gelöster Sauerstoffgehalt, elektrische Leitfähigkeit, Temperatur, Redox) installiert. Der gesamte Versuchsstand befindet sich in einer Klimakammer, um konstante Temperaturverhältnisse

zu erreichen. Die ständige Umströmung der Messsonden ist bei einer korrekten Datenerfassung unumgänglich (DIN 5814, 2010). Die physikalisch-chemischen Parameter werden mit einem Multiparameterlogger (Almemo 2690-8, Ahlborn) erfasst. Dabei ist die pH-Sonde (SenTix) mit den Pufferlösungen bei pH 4,00 und 7,00 kalibriert. Die Redox-Sonde (FY96RXEK, Ahlborn) wurde mit der Pufferlösung bei 220mV überprüft. Der Sauerstoffgehalt wird mit der Sonde FYA64002 (Ahlborn) gemessen. Die Sonde hat eine integrierte Temperaturkompensation. Die elektrische Leitfähigkeit wurde mit der Sonde FYA641LFP1 (Ahlborn) gemessen. Die Messauflösung beträgt bei dieser Sonde 0,01 mS/cm.

Zur Vorbereitung eines einzelnen Experiments wurde kohäsives (Schadstoff belastetes) Sediment als 4 cm starkes Bett in das Kreisgerinne eingebracht. Folgende Schadstoffe werden im Kreisgerinne eingesetzt: PAK, Schwermetalle (Kupfer). Die dominierende Einwirkung auf die Resuspension von Sedimenten stellt die durch die Strömung erzeugte Sohlschubspannung dar. Daher wurde nach einer siebentägigen Konsolidierungszeit mit Hilfe einer stufig ansteigenden Sohlbelastung das Sedimentbett erodiert. Die Stufenweite betrug dabei $\Delta = 0,05 \text{ N/m}^2$. Im Kreisgerinne kann eine maximale Sohlschubspannung von $= 0,8 \text{ N/m}^2$ erzeugt werden. Die maximale Sohlschubspannung wird auf $= 0,4 \text{ N/m}^2$ begrenzt, um eine Schwebstoffkonzentration von $C = 10 \text{ g/l}$ nicht zu überschreiten.

Um die Dynamik des Sedimenttransports zu erfassen, wurden zuerst Experimente ohne Testorganismen durchgeführt, alle physikalisch-chemischen Parameter wurden kontinuierlich aufgezeichnet, die Trübung gemessen und zur Kalibrierung Proben entnommen. Die Probenzeitpunkte können individuell festgelegt werden. Um die Verteilung der Konzentration über die Tiefe zu erfassen, kann an zwei unterschiedlichen Tiefen Proben entnommen werden. Mit Hilfe der Trübungsmessung kann der Erosionswiderstand bzw. die kritische Sohlschubspannung des Sediments bestimmt werden. Der Beginn der Resuspension (kritische Sohlschubspannung krit) ist abhängig von der Korngrößenverteilung, der Korndichte, der Kohäsion, dem Wassergehalt und der biogenen Stabilisierung (SANFORD & MAA, 2001).

Um den Verbleib und den Transport der Schadstoffe während der Resuspension zu beobachten ist es wichtig, das Sediment selbst und die darüber liegende Wassersäule zu untersuchen (SALOMONS ET AL., 1987). Hierfür müssen aus beiden Messhorizonten Proben entnommen und hinsichtlich der vorhandenen Schadstoffkonzentration ausgewertet werden. Um die Toxizität und die Bioverfügbarkeit der partikelgebundenen Schadstoffe zu erfassen, werden Regenbogenforellen als Testorganismen in das Kreisgerinne eingesetzt (Abbildung 4) und die genannten Parameter kontinuierlich gemessen.



Abbildung 4: Regenbogenforellen im Kreisgerinne während eines Klarwasserversuchs

Die ausgewählten Biomarker zeigten eine deutlich Reaktion, nachdem die Tiere dem belasteten Sediment ausgesetzt waren (COFALLA ET AL., 2010). Die detaillierten Ergebnisse finden sich in BRINKMANN ET AL. (2010). Nach der erfolgreichen Durchführung der Machbarkeitsstudie folgten weitere Untersuchungen, bei denen verschiedene natürliche Sedimente (z.B. Rheinsediment) und unterschiedliche Schadstoffe (Kupfer) im Kreisgerinne eingesetzt wurden.

ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Im Rahmen der Machbarkeitsstudie wurde der experimentelle Nachweis geführt, dass eine kombinierte hydrodynamisch-ökotoxikologische (hydro-toxische) Untersuchung im Kreisgerinne des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen machbar und zielführend ist.

Dazu wurde das Kreisgerinne des IWW hinsichtlich der installierten Messtechnik sowie der Betriebs- und Regelungstechnik zur Durchführung der hydro-toxischen Experimente erheblich erweitert und optimiert (z.B. geregelte Kühlung, verbesserte automatisierte Probenentnahme bei hohen Feststoffgehalten, Luftzufuhr, pH-, Temperatur- und O₂-Messung, Online-Durchlichtmessung, WLAN-Datenfernübertragung von dem rotierenden Gerinne).

Ziel war die Schaffung reproduzierbarer, möglichst naturnaher und kontrollierbarer Versuchsbedingungen. Unter definierten Umweltrandbedingungen wurden dann die hydro-toxischen Untersuchungen im Kreisgerinne durchgeführt (Morphodynamik, Sohlschubspannungen, Exposition aquatischer Organismen), um auf der Grundlage ökotoxikologischer Testverfahren (Biotests, Biomarker), die Effekte der Partikel gebundenen Schadstoffe auf die Testorganismen zu detektieren.

Um den Verbleib und den Transport der belasteten Sedimente umfassend zu bewerten, ist es bei den Untersuchungen erforderlich, auch die physikalisch-chemischen Bedingungen zu messen, zu analysieren und kontrolliert zu variieren. Dadurch können die relevanten physikalischen, chemischen und biologischen Parameter identifiziert und hinsichtlich ihres Einflusses auf Sedimentdynamik und Bioverfügbarkeit beurteilt werden. Die Experimente, die im Anschluss an die Machbarkeitsstudie folgen, werden mit natürlichen Sedimenten durchgeführt, um die Anwendung des Untersuchungskonzepts für Natursedimente zu gewährleisten. Die Verbindung der Expertisen der beiden Disziplinen Wasserbau und Ökotoxikologie soll das Forschungsgebiet der Hochwasserfolgenbewertung nachhaltig bereichern und als interdisziplinäre Arbeitsgruppe dabei helfen, die Einflüsse von Sedimentdynamik und Sedimentqualität in Hinblick auf aquatische Organismen zu erkennen und zu bewerten.

LITERATUR

- ARIATHURAI, R. & ARULANANDAN, K. (1978): Erosion Rates of Cohesive Soils. *Journal of the Hydraulics Division*, 104(2), p.279 -283.
- ARNELL, N.W. (1999): Climate change and global water resources. *Global Environmental Change*, 9(Supplement 1), p.S31-S49.
- ATKINSON, C.A. JOLLEY, D.F. & SIMPSON, S.L. (2007): Effect of overlying water pH, dissolved oxygen, salinity and sediment disturbance on metal release and sequestration from metal contaminated marine sediments. *Chemosphere*, 69, p.1428-1437.
- BLACK, K.S. TOLHURST, T.J. PATERSON, D.M. & HAGERTHEY, S.E. (2002): Working with Natural Cohesive Sediments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(1), p.2.
- BRINKMANN, M. HUDJETZ, S. ET AL. (2010): A combined hydraulic and toxicological approach to assess re-suspended sediments during simulated flood events. Part I-multiple biomarkers in rainbow trout. *Journal of soils and sediments*, 10(7), p.1347-1361.
- BRYAN, G. (1992): Bioavailability, accumulation and effects of heavy metals in sediments with special reference to United Kingdom estuaries: a review. *Environmental Pollution*, 76(2), p.89-131.
- CALMANO, W. AHLF, W. & BENING, J.C. (1992): Chemical Mobility and Bioavailability of Sediment-Bound Heavy-Metals Influenced by Salinity. *Hydrobiologia*, 235, p.605 -610.
- CALMANO, W. HONG, J. & FORSTNER, U. (1993): Binding and Mobilization of Heavy-Metals in Contaminated Sediments Affected by Ph and Redox Potential. *Water Science and Technology*, 28(8-9), p.223 -235.
- CANTWELL, M.G. BURGESS, R.M. & KESTER, D.R. (2002): Release and phase partitioning of metals from anoxic estuarine sediments during periods of simulated resuspension. *Environmental Science & Technology*, 36(24), p.5328 -5334.
- CAPPUYNS, V. SWENNEN, R. & DEVIVIER, A. (2006): Dredged River Sediments: Potential Chemical Time Bombs? a Case Study. *Water, Air, & Soil Pollution*, 171(1-4), p.49-66.
- COFALLA, C. ET AL. (2011): Hydrotoxische Untersuchungen schadstoffbehalteter Sedimente im Kreisgerinne. In *Innovative Methoden und Ansätze im Wasserbau und Wasserwirtschaft*. Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2010. Aachen: Shaker Verlag, pp. 28-47.
- COFALLA, C. ET AL. (2010): Floodsearch - Hydrotoxic Investigations of Contaminated Sediments in an Annular Flume. In *PIANC MMX papers collection: 32nd PIANC Congress, 125th Anniversary, Liverpool UK, 10-14 May 2010*. London: PIANC, pp. 1 -14.
- DIN5814 (2010): DIN EN ISO 5814: Wasserbeschaffenheit - Bestimmung des gelösten Sauerstoffgehalts - Elektrochemische Verfahren (Entwurf).
- EGGLETON, J. & THOMAS, K.V. (2004): A review of factors affecting the release and bioavailability of contaminants during sediment disturbance events. *Environment International*, 30(7), p.973-980.
- FOSTER, I. & CHARLESWORTH, S. (1996): Heavy metals in the hydrological cycle: Trends and explanation. *HYDROLOGICAL PROCESSES*, 10(2), p.227-261.
- FREI, C. DAVIES, H. GURTZ, J. & SCHÄR, C. (2000): Climate dynamics and extreme precipitation and flood events in Central Europe. *Integrated Assessment*, 1(4), p.281-300-300.
- HILLEBRAND, G. (2008): Transportverhalten kohäsiver Sedimente in turbulenten Strömungen : Untersuchungen im offenen Kreisgerinne. Karlsruhe: Univ., Diss., 2008.
- HOFMANN, T. ET AL. (2003): Aquatische Kolloide I: Eine Übersichtsarbeit zur Definition, zu Systemen und zur Relevanz. *Grundwasser*, 8(4), p.203 -212.
- Hollert, H., Dürr, M., Erdinger, L., Braunbeck, T., 1998. Wie giftig sind Schwebstoffe und Sedimente des

- Neckars? Zur Eignung von Biotests und Bioassay-dirigierten Fraktionstechniken für die Bewertung des Schadstoffpotentials in hydrologischen Fallstudien. *Heidelberger Geographische Gesellschaft Journal* 13, 130 -145.
- KÖLLING, M. (2000): Comparison of Different Methods for Redox Potential Determination in Natural Waters. In *Redox : fundamentals, processes, and applications*. Berlin, New York: Springer, pp. 42-54.
- KOSCHKE, P. HÜTTL, W. & RINN, C. (eds.) (2009): *ALMEMO - Handbuch*. Holzkirchen: Fa. Ahlborn Mess- und Regelungstechnik GmbH.
- KRIER, H. (1983): Erosionsbeginn bei kohäsiver Wasserlaufsohle. Darmstadt: TH Darmstadt.
- MEHTA, A.J. (1989): Cohesive Sediment Transport. I: Process Description. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115, No. 8, p.1076 -1093.
- MIDDELKOOP, H. & KWADIJK, J.C.J. (2001): Towards integrated assessment of the implications of global change for water management - the Rhine experience. *Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere*, 26(7-8), p.553-560.
- MILLY, P.C.D. WETHERALD, R.T. DUNNE, K.A. & DELWORTH, T.L. (2002): Increasing risk of great floods in a changing climate. *Nature*, 415(6871), p.514-517.
- MITCHENER, H. & TORFS, H. (1996): Erosion of mud/sand mixtures. *Coastal Engineering*, 29(1-2), p.1 -25.
- OECD (2004): *OECD Guideline 218 - Sediment-Water Chironomid Toxicity Test Using Spiked Sediment*.
- PARCHURE, T.M. & MEHTA, A.J. (1985): Erosion of soft cohesive sediment deposits. *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(10), p.1308 -1326.
- PARRY; CANZIANI; PALUTIKOF & VAN DER LINDEN (eds.) (2007): *Contribution of Working Group II to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*, 2007. Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA: Cambridge University Press.
- RAUDKIVI, A.J. (1990): *Loose Boundary Hydraulics* 3rd ed. Butterworth-Heinemann Ltd.
- Salomons, W., Derooij, N., Kerdijk, H., Bril, J., 1987. Sediments As A Source for Contaminants. *Hydrobiologia* 149, 13 -30.
- SANFORD, L. & MAA, J. (2001): A unified erosion formulation for fine sediments. *Marine Geology*, 179(1-2), p.9-23.
- SCHURING, J. (2000): *Redox : fundamentals, processes, and applications*. Berlin, New York: Springer.
- SPORK, V. (1997): *Erosionsverhalten feiner Sedimente und ihre biogene Stabilisierung*. Aachen: Mainz.
- STUMM, W. (1992): *Chemistry of the solid-water interface : processes at the mineral-water and particle-water interface in natural systems*. New York: Wiley.
- WÖLZ, J. ET AL. (2009): In search for the ecological and toxicological relevance of sediment re-mobilisation and transport during flood events. *Journal of Soils and Sediments*, 9(1), p.1 -5.
- ZOUMIS, T. SCHMIDT, A. GRIGOROVA, L. & CALMANO, W. (2001): Contaminants in sediments: remobilisation and demobilisation. *The Science of The Total Environment*, 266(1-3), p.195-202.

Herr Dr.-Ing. Andreas Schmidt

Wurms, S., Hahne, L., Söhngen, B., Schmidt, A.

1 Einleitung

Für die Schifffahrt ist die zukünftige Entwicklung der Abflusssituation von eminenter Bedeutung. Klimaprojektionen deuten auf Veränderungen der Häufigkeit und Intensität extremer Wetterperioden hin. Es ist daher nicht auszuschließen, dass die Bedingungen für die Binnenschifffahrt ungünstiger werden. Häufigere, länger anhaltende und ausgeprägtere Niedrigwasserphasen würden dabei die Schifffahrt an den freifließenden Binnenwasserstraßen in besonderem Maße treffen. Neben der damit einhergehenden Verschlechterung der Abladebedingungen und Einschränkungen der Befahrbarkeitszeiten mit unmittelbaren Folgen für die Wirtschaftlichkeit des Binnenschifffahrtsgewerbes können sich auch Breitereinschränkungen mit negativen Folgen für die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs ergeben.

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) untersucht im Rahmen des Forschungsprogramms „Auswirkungen des Klimawandels auf Wasserstraßen und Schifffahrt – Entwicklung von Anpassungsoptionen“ (KLIWAS, www.kliwas.de), einem Ressortforschungsprogramm des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), die Eignung und Wirksamkeit verkehrswasserbaulicher Anpassungsmaßnahmen als Reaktion auf mögliche hydrologische und morphologische Änderungen [1].

Ein Ziel der Untersuchungen der BAW im Rahmen dieses Forschungsprogramms ist es, für unterschiedliche potentielle Niedrigwasserzustände wasserbauliche und betriebliche Maßnahmen zu identifizieren und zu bewerten, mit denen Mindestfließtiefen in freifließenden Wasserstraßen auch bei verschärften Niedrigwassersituationen gewährleistet werden können. Darüber hinaus geht die BAW der Frage nach, wie breit die Fahrrinne mindestens sein muss, um einen sicheren und leichten Schiffsverkehr zu gewährleisten.

2 Das Forschungsprogramm KLIWAS

Eine Bestandsaufnahme des BMVBS aus dem Jahr 2007 zu den Grundlagen der Klimaforschung sowie zum Thema Schifffahrt und Wasserstraßen in Deutschland im Zeichen des Klimawandels macht deutlich, dass grundlegende Wissenslücken geschlossen werden müssen, um mögliche Auswirkungen des Klimawandels für die Schifffahrt und die Wasserstraßen zu konkretisieren und geeignete Anpassungsoptionen zu entwickeln [2].

Dazu wurde mit den Fachbehörden des BMVBS, dem Deutschen Wetterdienst (DWD), der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG), dem Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) und der BAW, das auf die Belange der Wasserstraßen und der Schifffahrt abgestimmte Forschungsprogramm KLIWAS konzipiert. Ziel von KLIWAS ist es, die bestehenden Wissenslücken zu reduzieren, um belastbare Aussagen zur klimabedingten Betroffenheit der Schifffahrt und der Wasserstraßen zu ermöglichen. Ziel ist es darüber hinaus, fundierte Anpassungsoptionen zu erarbeiten und damit die Grundlagen für die Wahl geeigneter Anpassungsstrategien bereitstellen zu können [2].

Das Forschungsprogramm umfasst methodisch und inhaltlich die gesamte Modellkette (Bild 1), beginnend bei unterschiedlichen Emissionsszenarien, über globale und regionale Klimamodelle, Wasserhaushaltsmodelle, hydro- und morphodynamische Modelle bis hin zu ökologischen, fahrdynamischen sowie Wasserqualitätsmodellen und ist systematisch entsprechend gegliedert.

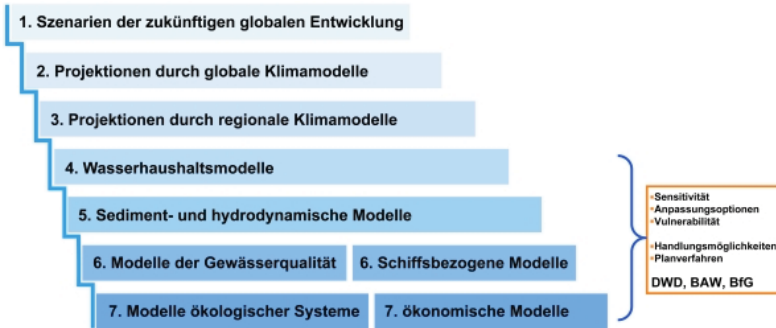


Bild 1: Modellkette im Rahmen von KLIWAS (aus [3], modifiziert)

KLIWAS verfolgt einen Multimodellansatz. Das bedeutet, dass nicht nur in der Abfolge der Modellkette, sondern auch innerhalb der einzelnen Stufen der Modellkette - sofern möglich - jeweils unterschiedliche Modelle verwendet werden, so dass im Verlauf des Forschungsprogramms eine Vielzahl unterschiedlicher realisierter Modellketten entsteht. Aus der Anwendung verschiedener Modellverfahren und der Fortpflanzung der einzelnen Unsicherheiten in die jeweils nachfolgende Stufe der Modellkette resultieren am Ende über die Gesamtheit aller Modellketten Aussagen zur Bandbreite möglicher Änderungen der betrachteten Systemgrößen, beispielsweise des Abflusses.

Die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen sind Bestandteil der KLIWAS-Projekte „Verkehrswasserbauliche Regelungs- und Anpassungsoptionen an klimabedingte Veränderungen des Abflussregimes“ (Projekt 4.03) sowie „Ermittlung von Mindestfahrrinnenbreiten für eine sichere und leichte Schifffahrt“ (Projekt 4.04). Dabei verwendet Projekt 4.03 hydrodynamische und morphodynamische Modellverfahren und ist in der Modellkette nach den Wasserhaushaltsmodellen verortet. Projekt 4.04 schließt sich in der Modellkette mit fahrdynamischen Modellen an. Zielsetzung beider Projekte ist neben der Entwicklung von Anpassungsoptionen zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt unter extremen Niedrigwasserabflussbedingungen die Minimierung des hierfür erforderlichen Unterhaltungsaufwandes.

3 Analyse des heutigen Niedrigwasserausbaus

Eine Grundlage für die Bewertung der Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße und für die Planung entsprechender Maßnahmen zu ihrer Erhöhung ist die hydrodynamische und morphodynamische Modellierung der Strömungs- und Transportprozesse, deren Komplexität in dem hier beschriebenen Kontext eine mehrdimensionale mathematisch-numerische Modellierung erfordert. Die Analyse des heutigen Niedrigwasserausbaus unter klimabedingt veränderten hydrologischen Randbedingungen erfolgt in einem ersten Schritt mit Hilfe des 2D-hydrodynamisch-numerischen Simulationsverfahrens TELEMAC-2D [4]. Ziel ist es, neben der Änderung der hydraulischen Größen potentielle Fehlstellen innerhalb der Fahrrinne unter veränderten Randbedingungen zu identifizieren. Die modelltechnischen Untersuchungen werden pilothaft für den Rheinabschnitt von Mainz bis St. Goar (Rhein-km 493,0 – 557,5) durchgeführt (Bild 2).



Bild 2: Ausdehnung des 2D-Modells Mainz – St. Goar (Bild o. l.: Blick in Fließrichtung auf die Binger Loch Strecke; Bild o. r.: Blick gegen die Fließrichtung auf die Rüdeshheimer Aue).

Innerhalb dieser Strecke befindet sich der Abschnitt mit der geringsten im freifließenden Rhein freigegebenen Fahrrinntiefe (Rhein-km 508,0 bis 557,0), welche 1,90 m unter dem Gleichwertigen Wasserstand 2002 (GIW_{2002}) beträgt. Die freigegebene Fahrrinntiefe ist damit um 0,20 m geringer als in den angrenzenden ober- bzw. unterstromigen Abschnitten. Bei niedrigen und mittleren Wasserständen werden die mögliche Abladetiefe und damit die Wirtschaftlichkeit für die durchgehende Binnenschifffahrt maßgeblich durch diesen Stromabschnitt eingeschränkt.

Die Bandbreite möglicher klimabedingter Abflussänderungen in der nahen (Jahre 2021 - 2050) sowie fernen (Jahre 2071 - 2100) Zukunft ist eines der Ergebnisse des vorgeschalteten KLIWAS-Projekts 4.01 „Klimabedingte Änderungen des Wasserhaushalts und der Wasserstände, Handlungsoptionen für Binnenschifffahrt und verladende Wirtschaft“. So wird für den Pegel Kaub, basierend auf der Auswertung von bisher 20 realisierten Modellketten, eine Änderung des Niedrigwasserabflusses $NM7Q$ (Q bei Kaub: $922 \text{ m}^3/\text{s}$) im hydrologischen Sommer von $\pm 10\%$ für die nahe und -25% bis -10% für die ferne Zukunft projiziert [5]. $NM7Q$ bezeichnet das niedrigste arithmetische Mittel des Abflusses an sieben aufeinanderfolgenden Tagen [6]. Projektionen für den im Hinblick auf den Ausbau und die Unterhaltung von Wasserstraßen relevanten Gleichwertigen Abfluss GIQ liegen derzeit noch nicht vor. Die hydrodynamische Analyse des oben genannten Streckenabschnitts erfolgt daher in Anlehnung an die projizierten Änderungen des $NM7Q$ unter Verwendung schrittweise reduzierter Niedrigwasserabflüsse, ausgehend vom GIQ_{2002} bis zum $GIQ_{2002} - 25\%$.

Die Untersuchung der hydraulischen Größen innerhalb der Fahrrinne bei heutigen sowie zukünftig möglicherweise reduzierten Niedrigwasserabflüssen ergibt, dass im betrachteten Streckenbereich im Falle sinkender Niedrigwasserabflüsse ein erhebliches Anwachsen von geometrischen Engpassstellen zu erwarten ist (Bild 3). Soll auch unter den angenommenen Bedingungen noch eine leichte und sichere Schifffahrt gewährleistet sein, sind entsprechende Anpassungsmaßnahmen erforderlich. Grundlage der Untersuchungen bilden die Fächerecholotpeilungen der Jahre 2004 und 2006. Obgleich Peilungen lediglich eine Momentaufnahme des dynamischen Systems Flusssohle darstellen, beinhalten die verwendeten Peilungen jedoch die relevanten, ständig wiederkehrenden Anlandungsstellen im betrachteten Streckenabschnitt.

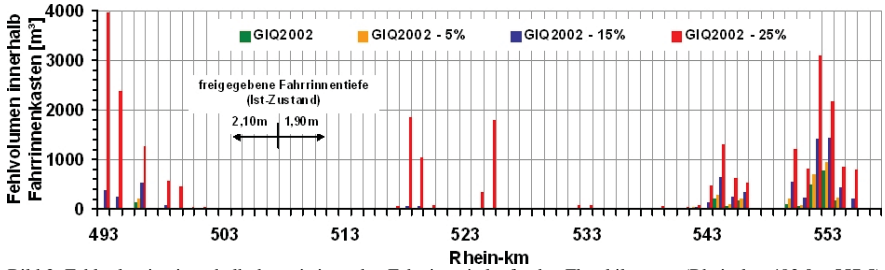


Bild 3: Fehlervolumina innerhalb der existierenden Fahrrinne je laufenden Flusskilometer (Rhein-km 493,0 – 557,5) infolge zu geringer Wassertiefen in Abhängigkeit der Größe des Niedrigwasserabflusses.

4 Anpassungsoptionen an extreme Niedrigwassersituationen

4.1 „Fahrrinne in der Fahrrinne“

Eine Möglichkeit, die Leistungsfähigkeit der Binnenschifffahrt auch bei extremen Niedrigwasserabflüssen erhalten zu können, besteht in der Realisierung einer durchgehenden, gegebenenfalls breitenreduzierten Niedrigwasserfahrrinne, welche vorhandene Übertiefen ausnutzt und zusätzlich zur existierenden Fahrrinne unterhalten wird (Bild 4).

Vorteil dieser sogenannten „Fahrrinne in der Fahrrinne“ gegenüber einer Vertiefung der Fahrrinne über deren gesamte Breite ist der voraussichtlich reduzierte Unterhaltungsaufwand. Diese Hypothese gilt es im Rahmen weiterer Untersuchungen unter Verwendung des morphodynamischen Modells zu bestätigen. Die Lage einer solchen Niedrigwasserfahrrinne wird mittels fahrdynamischer Untersuchungen ermittelt.

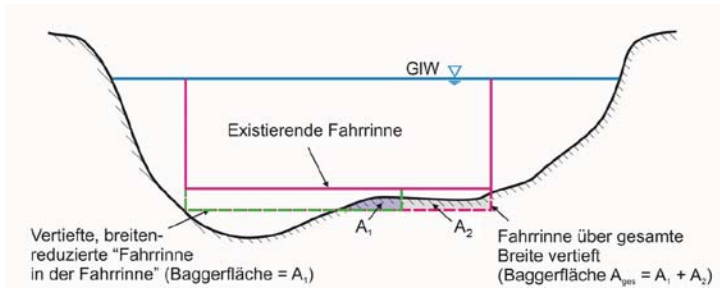


Bild 4: Gegenüberstellung der Baggerflächen zur Herstellung einer vertieften, breitenreduzierten „Fahrrinne in der Fahrrinne“ gegenüber einer über die gesamte Fahrinnenbreite vertieften Fahrrinne.

4.1.1 Ermittlung der „Fahrrinne in der Fahrrinne“

Zur Ermittlung der „Fahrrinne in der Fahrrinne“ wurden zunächst die im Rahmen der Engpassanalyse für den Rhein in den Jahren von 1998 bis 2003 im Auftrag der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) durchgeführten Naturuntersuchungen (etwa 600 beobachtete Schiffsfahrten) analysiert. Dabei wurden zwischen Mainz und Koblenz Schiffe mit verschiedenen Tiefgängen und Wasserständen von extremem Niedrigwasser bis zum höchsten Schifffahrtswasserstand einbezogen und sowohl der Schiffsfpfad als auch die benötigte Verkehrsfläche mit Hilfe von GPS-Empfängern an Bug und Heck der Schiffe bestimmt.

Die aufgenommenen Kursachsen wurden nach definierten Kriterien (Abfluss, Tiefgang, Tal- und Bergfahrt etc.) zusammengefasst, gemittelt und analysiert. Die gemittelten Fahrspuren ergeben so eine auf Erfahrungen der Schiffsführer basierende Kursachse sowie deren Streuung (siehe Bild 5) und zeigen, dass das vorhandene Fahrwasser unter Engpassbedingungen nur zu einem gewissen Teil genutzt wird.

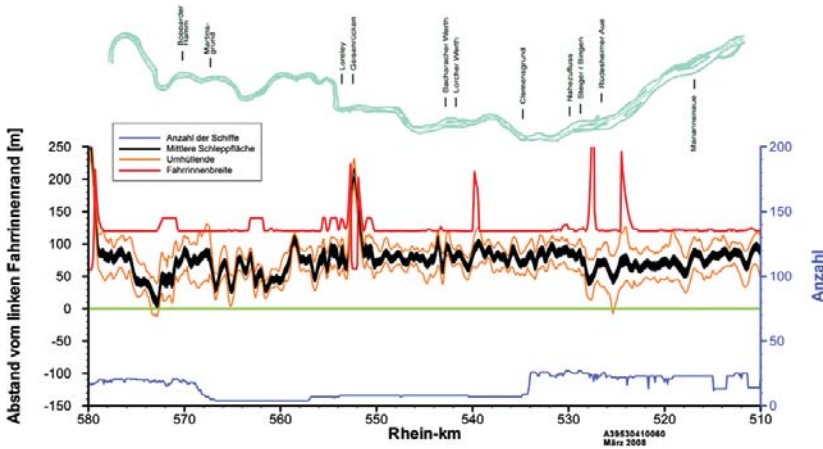


Bild 5: Gemittelte Kursachsen und Verkehrsflächenbreite (schwarzes Band) und die zugehörige Streuung (Einhüllende, orange) beobachteter beladener Talfahrer (unterste Linie = Anzahl der gemittelten Fahrten) bei Engpassbedingungen in der Mitte des untersuchten Rheinabschnitts als Abstand vom linken Fahrinnenrand.

Dieser experimentell ermittelte Ansatz eines idealen Fahrwegs durch die Engstellenbereiche und dessen notwendige Breite wurde mit Hilfe fahrdynamischer Modelle genauer untersucht. Hierfür wurde zunächst das Modellverfahren PeTra1D (eindimensionale Pegelabhängige Trassierung) [7] zur automatischen Kursachsengenerierung an den bekannten Tiefenengpässen eingesetzt. Entlang der Kursachse verwendet das Verfahren einen quasistationären Ansatz zum Ausgleich der Zentrifugalkraft in der Kurvenfahrt und der beim Driften verursachten Kräfte auf die Schiffshülle. Es berechnet die Position des taktischen Drehpunkts des Schiffs, der vom Schiffstiefgang, dem Schiffstyp, der Wassertiefe, der Längskomponente der Strömungsgeschwindigkeit und der Schiffsgeschwindigkeit abhängt und ermittelt damit die Lage des Schiffs in der Strömung. Die Einhüllende dieser berechneten Einzelpositionen ergibt den notwendigen Verkehrsflächenbedarf (Bild 6). Der zuvor ermittelte Kursweg stellt hierbei die wichtigste Größe dar. Er wird in PeTra1D weitgehend automatisiert generiert. Die resultierende Route folgt bei Niedrigwasser dem Kurs der größten Wassertiefen und bei höheren Wasserständen in der Bergfahrt überwiegend den kleinsten, in der Talfahrt den größten Fließgeschwindigkeiten. Zur Ausweisung des Flächenanspruchs werden die häufig verkehrenden Schubverbände aus einem Schubboot und zwei Leichtern oder aus einem Großmotorgüterschiff (GMS) und einem Leichter als Bemessungsschiff herangezogen.

Mit einem erweiterten numerischen Modell (PeTra2D) wurde die automatisch generierte Kursachse im Hinblick auf den Flächenbedarf, der durch Querströmungen verursacht wird, untersucht. Dieses Modell verwendet ein zweidimensionales Strömungsfeld des Flussabschnittes. Es löst die Impulsbilanzgleichungen für ein fahrendes Schiff für die laterale Bewegung und die Rotation. Kräfte durch Trägheit, Wirbel und Zähigkeit des das Schiff umgebenden Strömungsfelds werden unter Anwendung der Theorie schlanker Körper durch die Einführung von Zusatztermen in der Bewegungsgleichung berücksichtigt.

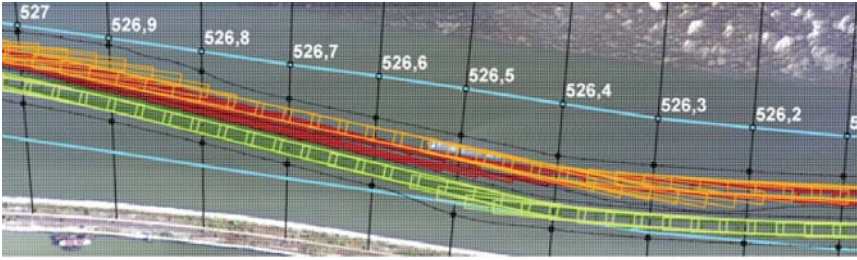


Bild 6: Ergebnisse aus PeTra1D- (hellgrüne und orange Rechtecke) und PeTra2D-Berechnungen (dunkelgrüne und dunkelbraune Rechtecke) für den Rheinabschnitt stromab der Rüdeshheimer Aue. Dargestellt sind Schleppflächen von Berg- (grün) und Talfahrern (orange).

Aus diesen Berechnungen wurde ein erster Vorschlag zur Lage und zu den notwendigen Mindestbreiten der „Fahrrinne in der Fahrrinne“ abgeleitet (siehe als Beispiel Bild 6) und für eine Teststrecke im Bereich von Oestrich umgesetzt. Dort wurde die Fahrrinne durch Austonnung auf einer Strecke von 2,6 km (Rhein-km 517 – 519,6) temporär von 120 m Breite auf 90 m eingeeengt.

Auf diesen Bereich konzentrierten sich Fahrversuche, die in zwei Messkampagnen im Herbst 2010 durchgeführt wurden. Das Bewegungsverhalten einer Großzahl von Schiffen wurde dabei auf einer insgesamt 30 km langen Teststrecke unter Einschluss der Einengungsstrecke bei Oestrich bei einem Abfluss zwischen 1000 und 1900 m³/s (Pegel Kaub) erfasst. Die Versuche erfolgten mit und ohne Einengung, um den Unterschied aufzuzeigen. Es zeigte sich, dass die genutzte Verkehrsfläche während der Austonnungsphase um 30 bis 40 m schmaler war als bei normal breiter Fahrrinne. Aus Sicherheitsgründen durften während der Einengungsphase auf der Strecke keine Begegnungen und Überholungen mehrspuriger Fahrzeuge stattfinden. Die Teststrecke stellt wegen großer Querströmungsgeschwindigkeiten im Schiffsfad zwischen der „Kleinen Gieß“ und der „Großen Gieß“ einen nautisch schwierigen Streckenabschnitt dar. Dort erhöht sich gemäß den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen für Schubverbände die Fahrspurbreite aufgrund der Querströmungen um etwa eine Schiffsbreite.

Die beobachtete Fahrspurbreite (Schiffsbreite und Zusatzbreite) ergibt sich aus dem Einfluss der Querströmungen und der Kurvenfahrt, sowie aus der Tatsache, dass ein Binnenschiff nicht von alleine exakt geradeaus fährt, sondern als Ergebnis regelmäßiger Gegensteuern durch den Schiffsführer zur Kompensation kleiner Kursabweichungen in einer sogenannten Schlangelfahrt um den eigentlichen Kurs herum pendelt. Es ist also zusätzlich ein Breitenzuschlag aus der Schlangelfahrt zu berücksichtigen (human factor). Der Einfluss dieser Schlangelfahrt auf die Fahrinnenbemessung kann mit Hilfe von Fourieranalysen aus den beobachteten Schiffsbewegungen abgeleitet werden [8]. Die Analysen ergaben im betrachteten Mittelrheinabschnitt unter Naturversuchsbedingungen Zusatzbreiten von 5-10 Metern, in Abhängigkeit u. a. von Schiffstyp und Fahrtrichtung.

Es zeigte sich, dass die Fahrspureinengung unter den Bedingungen des Naturversuches (weitgehend gerader Streckenabschnitt, Begegnungen mehrspuriger Fahrzeuge ausgeschlossen, gute Sicht- und Wetterverhältnisse etc.) möglich war. Dieses Ergebnis muss jedoch noch mit Hilfe weiterer Naturuntersuchungen und numerischer Simulationen verifiziert sowie auf schlechtere Fahr- und Sichtbedingungen ausgeweitet werden.

Um den vorgenannten „human-factor“-Einfluss auf die Fahrinnenbemessung weiter quantifizieren zu können, wurde in Zusammenarbeit mit der Universität Kassel, Fachgebiet Mensch-Maschine-Systemtechnik, eine Schiffsführerbefragung während der oben genannten Fahrversuche durchgeführt. Unter anderem wurde anhand eines standardisierten Fragebogens versucht, die subjektiv empfundene Beanspruchung der Schiffsführer innerhalb der Fahrstrecke mit normaler und verengter Austonnung zu erfassen. Hierbei wurde ein gewichtetes Mittel aus verschiedenen Angaben zu den körperlichen, zeitlichen und geistigen Anforderungen, dem erzielten Erfolg, der hierzu notwendigen Anstrengung und zur ggf. empfundenen Frustration ermittelt.

Bei beiden Messphasen zeigte sich, dass die Beanspruchung unabhängig von der Austonnung innerhalb der 2,6 km langen Strecke mit und ohne Austonnung um 50 % größer war als außerhalb (Irrtumswahrscheinlichkeit < 0,5%). In der Beanspruchung der Schiffsführer zeigte sich allerdings kein signifikanter Unterschied zwischen Austonnungsphase und Referenzmessung. Dies lässt den Schluss zu, dass die Querströmungsproblematik, die in diesem Bereich besonders groß ist, dominierte. Dies bestätigt die Ergebnisse der fahrdynamischen Analysen.

Die Ermittlung des technisch möglichen minimalen Verkehrsflächenbedarfs, wie er sich bei der Optimierung der Fahrt unter Nutzung von Autopiloten ergibt, ist notwendig, um eine Untergrenze möglicher Fahrrinneneinschränkungen zu ermitteln. Für die reale Fahrrinnenbemessung sind natürlich die oben genannten Zuschläge erforderlich, die zu einem Gutteil aus der Tatsache resultieren, dass Binnenschiffe von Menschen gesteuert werden, die nicht immer über alle nötigen Informationen verfügen, die unaufmerksam sein können und auch Fahrfehler begehen.

Im vorgestellten KLIWAS-Projekt soll, ergänzend zu den semiempirischen Untersuchungen, wie die Auswertung der Schlingelfahrten, ein möglichst objektives Simulationsverfahren zur Bestimmung der vom menschlichen Faktor verursachten Zusatzbreiten entwickelt werden. In Zusammenarbeit mit der Universität Kassel, Fachgebiet Mensch-Maschine-Systemtechnik, und mithilfe der bei den Naturuntersuchungen erhaltenen Informationen soll dazu ein vereinfachtes „Mensch-Modell“ entwickelt und in die Bahnführungs- und Routenplanungsalgorithmen des fahrdynamischen Modells Petra2D implementiert werden. Dies soll die objektive Bemessung der Fahrrinnendimensionen auch für Problemstellungen, für die keine Naturdaten erhoben werden können, ermöglichen.

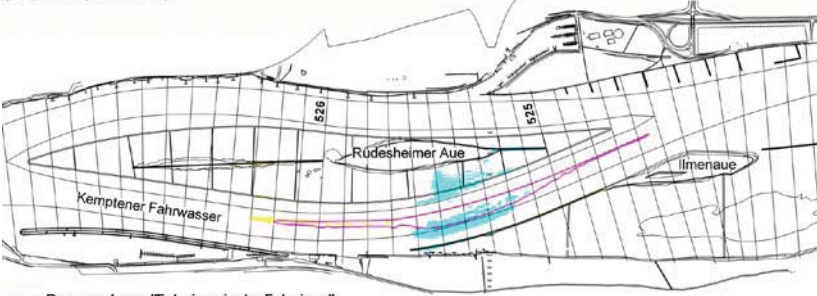
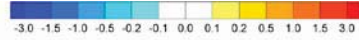
4.1.2 Hydraulische Analyse der „Fahrrinne in der Fahrrinne“

Die modellgestützten Untersuchungen zeigen, dass die Implementierung einer Niedrigstwasserfahrrinne mit einer Solltiefe von 2,10 m unter dem Wasserspiegel, welcher sich bei einem um 25 % reduzierten GIQ_{2002} einstellt, nur zu geringfügigen Änderungen der hydraulischen Größen führt. In den unmittelbaren Baggerbereichen treten jedoch leicht reduzierte Schubspannungen auf, wodurch die Anlandungstendenz in den zur Umsetzung der „Fahrrinne in der Fahrrinne“ erforderlichen Baggerbereichen nochmals erhöht wird. Exemplarisch zeigt dies Bild 7 am Beispiel des Bereichs der Rüdesheimer Aue für den bettbildenden Abfluss ($Q = 2050 \text{ m}^3/\text{s}$).

Zur Reduzierung des erforderlichen Unterhaltungsaufwandes für die Aufrechterhaltung der „Fahrrinne in der Fahrrinne“ stellen unterstützende Regelungsmaßnahmen eine Option dar. Als relevant für den Einsatz solcher Maßnahmen werden die Bereiche erachtet, bei welchen eine Überlagerung von ständig wiederkehrenden Anlandungen - belegt durch die Baggerhistorie - mit den größten zur Umsetzung der „Fahrrinne in der Fahrrinne“ erforderlichen Baggermengen auftritt. Die Regelungsmaßnahmen, die auf eine Erhöhung der Schubspannung zur Unterstützung der „Fahrrinne in der Fahrrinne“ abzielen, sind im Hinblick auf ihre Wirkungen auf die Fließtiefen sorgfältig zu planen und müssen hochwasserneutral ausgeführt werden.

Bild 8 zeigt die Wirkung solch einer Regelungsmaßnahme auf die Schubspannungen exemplarisch für den Bereich der Rüdesheimer Aue. Als eine wesentliche Ursache für die Entstehung der wiederkehrenden Anlandungen zwischen Rhein-km 524,6 und 526,1 wurde die Querströmung identifiziert, welche bei Abflüssen größer als Mittelwasser bei Überströmung des mit der Ilmenau verbundenen Längswerkes im Kemptener Fahrwasser auftritt. Durch die Querströmung werden ein Energieverlust im Kemptener Fahrwasser und dadurch ein geringfügiger, die Sedimentationstendenz begünstigender Rückstau oberstrom der Einmündung induziert. Die Regelungsmaßnahme zur Verminderung des Querströmungseinflusses besteht aus einem linksseitig angeordneten Leitwerk im Kemptener Fahrwasser mit einer Kronenhöhe auf Mittelwasser-Niveau plus 0,4 m und einer Länge von 560 m (Rhein-km 525,09 – 525,65), welches dem bestehenden Leitwerk um 30 m vorgelagert ist. Eine Optimierung der Regelungsmaßnahmen hinsichtlich ihrer morphologischen Auswirkungen ist den anschließenden morphodynamischen Simulationen vorbehalten.

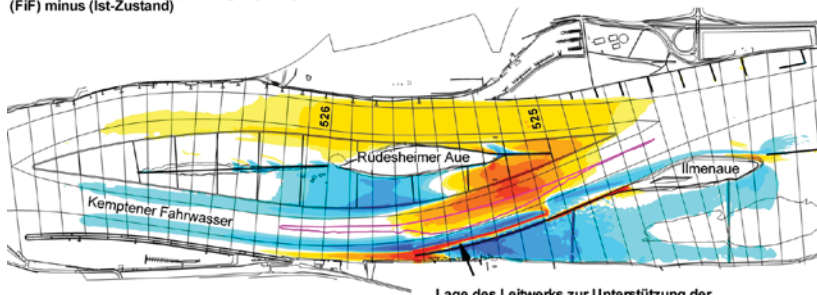
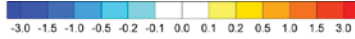
Q = 2050 m³/s
Differenz der Sohlschubspannungen [N/m²]:
(FIF) minus (Ist-Zustand)



— Baggerpolygon "Fahrrinne in der Fahrrinne"

Bild 7: Auswirkungen des Ausbaus der „Fahrrinne in der Fahrrinne“ auf ein Niveau von 2,10 m unter dem Wasserspiegel, welcher sich bei $GIQ_{2002} - 25\%$ einstellt, auf die Sohlschubspannungen bei bettbildendem Abfluss.

Q = 2050 m³/s
Differenz der Sohlschubspannungen [N/m²]:
(FIF) minus (Ist-Zustand)



— Baggerpolygon "Fahrrinne in der Fahrrinne"

Lage des Leitwerks zur Unterstützung der
"Fahrrinne in der Fahrrinne" (Rhein-km 525,09 - 525,65)

Bild 8: Auswirkungen des Leitwerks zur Unterstützung der „Fahrrinne in der Fahrrinne“ auf die Sohlschubspannungen bei bettbildendem Abfluss im Bereich Rüdesheimer Aue.

4.2 Flexible, temporär wirkende Regulationsmaßnahmen

Neben der Breitereinschränkung der Fahrrinne besteht generell die Möglichkeit, über den Einbau von Regulationsmaßnahmen Fahrwassertiefe zu gewinnen. Konventionelle, statische Regelungsbauelemente wie Bühnen oder Leitwerke kommen in Frage, wenn durch sie weder die Schifffahrt behindert noch eine Erhöhung der Wasserspiegellagen bei Hochwasserabflüssen induziert wird. Ist dies jedoch zu befürchten, könnten flexible Regelungselemente Abhilfe schaffen, deren Wirkung sich lediglich in einem begrenzten Abflussspektrum entfaltet, z. B. zur temporären Stützung des Wasserspiegels lediglich in Niedrigwasserperioden. Nachfolgend soll exemplarisch das grundsätzliche Regelungspotential einer solchen, auf spezifische Abflussbedingungen zielenden Maßnahme aufgezeigt werden, ohne hier auf die konstruktive Umsetzung einzugehen.

Sind Streckenabschnitte, welche unter reduzierten Niedrigwasserabflussbedingungen Fehltiefen innerhalb der Fahrrinne aufweisen, im Bereich einer Stromverzweigung lokalisiert, so bietet sich die temporäre Abtrennung eines Seitenarmes der Verzweigung zur Stützung der Wasserspiegellagen an. Bild 9 zeigt beispielhaft für den Bereich des Bacharacher Werths den maximalen Anstieg der Wasserspiegellage infolge einer vollständigen Absperrung des Seitenarmes (Kauber Wasser) bei extremem Niedrigwasserabfluss ($GIQ_{2002} - 25\%$). Durch die Maßnahme könnte in diesem Streckenabschnitt in der Fahrrinne ein Tiefengewinn von bis zu 0,3 m im unmittelbaren Maßnahmebereich und von etwa 0,14 m noch 1,4 km stromauf, im Bereich eines unter Niedrigwasserverhältnissen maßgeblichen Tiefenengpasses, erzielt werden. Die Gestaltung des Absperrbauwerks derart, dass eine aus ökologischen Gründen erforderliche Durchströmung des Rückstaubereichs in der Größenordnung von 0,2 m/s bei Abflüssen in der Größenordnung des GIQ gewährleistet ist, führt zu einer Reduzierung der Wirkung von ca. 25 % im Bereich des genannten Tiefenengpasses.

Zur Feststellung der konstruktiven Machbarkeit solch eines ggf. nur bei entsprechenden Niedrigwassersituationen wirksam werdenden Absperrbauwerks bedarf es jedoch weitergehender grundsätzlicher Untersuchungen.

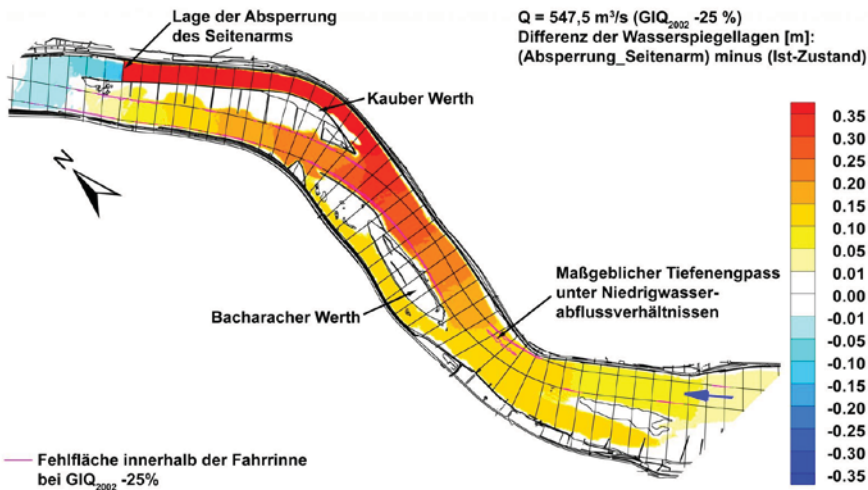


Bild 9: Wirkung einer vollständigen Absperrung des Seitenarms einer Stromverzweigung auf die Wasserspiegellage bei extremen Niedrigwasserabflussverhältnissen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegenden Erkenntnisse zur möglichen Entwicklung des Abflussverhaltens als Folge klimatischer Veränderungen [5] weisen in den Projektionen für die ferne Zukunft (2071-2100) auf wesentliche Änderungen hin. Im Lichte dieser Einschätzungen wäre eine verkehrswasserbauliche Anpassung erforderlich, um auch zukünftig die Leichtigkeit und Sicherheit der Schifffahrt in Niedrigwasserperioden gewährleisten zu können. Obgleich die Pilotstrecke als Folge mehrerer Ausbauphasen in der Vergangenheit bereits nahezu über die gesamte Länge flussbaulich geregelt ist, besteht dennoch ein wasserbauliches Potenzial zur Anpassung der Schifffahrtsverhältnisse an zukünftige hydrologische und morphologische Änderungen.

Unter rein technischen Aspekten stellt eine breitenreduzierte, tiefere „Fahrrinne in der Fahrrinne“ eine geeignete Maßnahme dar, um ausreichende Fahrwassertiefen zu erzielen, bei einem gegenüber einer Vertiefung der Fahrrinne auf ihrer gesamten Breite reduzierten Unterhaltungsaufwand. Weiter verringert werden kann der Unterhaltungsaufwand zur Aufrechterhaltung der „Fahrrinne in der Fahrrinne“ u. a. durch ergänzende Regelungsmaßnahmen, welche die durch die Vertiefungen leicht erhöhten Anlandungstendenzen im Bereich ständig wiederkehrender Fehlstellen neutralisiert oder zumindest reduziert.

Ein nicht zu vernachlässigendes Potenzial zur Erhöhung des Wasserspiegels bei Niedrigwasserabflüssen könnten auch flexible, nur bei diesen Abflüssen wirksam werdende Regelungselemente aufweisen. Insbesondere unter konstruktiven Aspekten besteht in diesem Zusammenhang jedoch noch erheblicher Untersuchungsbedarf.

6 Dank

Die Autoren danken S. Wassermann, R. Zentgraf, Dr. M. Schröder und P. Hänßig für ihre wertvollen Beiträge. Das Forschungsprogramm KLIWAS wird durch das BMVBS finanziert.

7 Literatur

[1] Heinzlmann, C., Schmidt, A. (2010): „Verkehrswasserbau im Zeichen des Klimawandels“, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen Heft 40, S. 3-13, 2010.

[2] BMVBS (Hrsg.) (2007): „Schifffahrt und Wasserstraßen in Deutschland – Zukunft gestalten im Zeichen des Klimawandels - Bestandsaufnahme“.

[3] BMVBS (Hrsg.) (2009): „Tagungsband KLIWAS – Auswirkungen des Klimawandels auf Wasserstraßen und Schifffahrt in Deutschland - 1. Statuskonferenz“, Bonn.

[4] Hervouet, J.A., Bates, P. (Ed.) (2000): “The Telemac Modelling System”, Special Issue of Hydrological Processes, Volume 14, Issue 13, 2207-2363.

[5] Nilson, E., Carambia, M., Krahe, P. (2010): „Low Flow Changes in the Rhine River Basin“, In: Görgen, K. et al. (2010): Assessment of climate change impacts on discharge in the Rhine River Basin: Results of the RheinBlick2050 Project. CHR Report No. I-23. pp. 115-119. Download: http://www.chr-khr.org/files/CHR_I-23.pdf.

[6] Belz, J.U., Engel, H., Krahe, P. (2004): „Das Niedrigwasser 2003 in Deutschlands Stromgebieten“, Hydrologie und Wasserbewirtschaftung. - 48. 2004, 4. - S. 162-169.

[7] Dettmann, T., Zentgraf, R. (2002): „Pegelabhängige Fahrspurberechnung in fließenden Gewässern“, BAW Mitteilungen 84, 127-140.

[8] Söhngen, B., Qaqunda, R. (2011): „Untersuchungen zur Befahrbarkeit des Neckars mit 135 m langen Schiffen in der Streckenfahrt“, Wasserwirtschaft 6/2011.

Neubau des Offshore Windparks EnBW Baltic 2 in der deutschen Ostsee

Einblick in die Planung und Ausführungskonzepte eines komplexen Offshore Projekts

371

Herr Dipl.-Ing. Knud Grimm

Dipl.-Ing. Knud Grimm

1. Einleitung

In der Ostsee, 32 km nördlich der Insel Rügen, realisiert EnBW nun das zweite von insgesamt vier Offshore-Projekten in der deutschen Nord- und Ostsee.

Das Projekt EnBW Baltic 2 hat knapp ein Drittel größere Windräder, ist viermal so groß und soll mit seinen 80 Anlagen und einer Leistung von insgesamt 288 MW rund sechsmal so viel Strom wie der bereits im Mai 2011 in Betrieb gegangene EnBW Windpark Baltic 1 produzieren. Für das "Offshore Kraftwerk" wird mit einem jährlichen Ertrag von rund 1,2 Milliarden kWh gerechnet, geeignet, um 340.000 Haushalte zu versorgen und etwa 900.000 Tonnen CO₂ im Jahr einzusparen.

Der Offshore-Windpark EnBW Baltic 2 ist im August 2010 in die Ausführungsphase eingetreten. EnBW hat sämtliche Aufträge vergeben, angefangen bei der Lieferung der Turbinen, den Fundamenten und die maritime Logistik bis hin zu Verkabelung und Umspannstation. Insgesamt beläuft sich das Auftragsvolumen für alle Gewerke auf eine Milliarde Euro.

Die Wassertiefen variieren zwischen 23 und 44 Meter und stellen mit den besonderen odenbedingungen hohe Anforderungen an die Planung und Ausführung der Gründungen.

HOCHTIEF Solutions AG und die belgische DEME-Group werden wesentliche Teile des deutschen Ostsee-Windparks EnBW Baltic 2 realisieren: Die Arbeitsgemeinschaft soll die Fundamente liefern, errichten und die Logistik für den Aufbau der Türme und Turbinen übernehmen. Der Auftrag hat ein Volumen von knapp 400 Mio. Euro.

2. Lokale Randbedingungen

Der Offshore-Windpark EnBW Baltic 2 liegt etwa 32km nördlich der Insel Rügen in der deutschen "Ausschließlichen Wirtschaftszone" (AWZ) im Dreiländereck Deutschland, Dänemark und Schweden (Abbildung 1).



Abbildung 1 : Lage Baltic 2 in der AWZ

Die Tiefenlagen des Seebodens liegen von Norden nach Süden abnehmend zwischen 23 und 44m unter MSL und sind schematisch in der Abbildung 2 gezeigt.

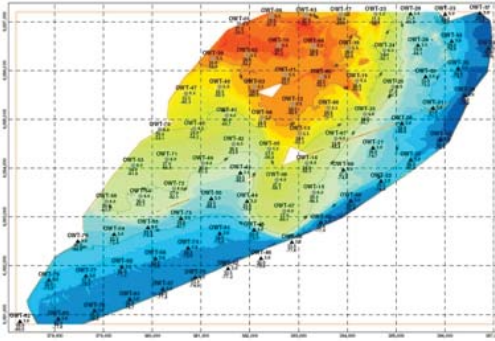


Abbildung 2 : Wassertiefen im Baugebiet

Der Baugrund im Bereich des ist sehr inhomogen und ist durch Schichtungen von Geschiebemergel und Kreide in unterschiedlicher Lagerungsdichte und Festigkeit gekennzeichnet. Im gesamten Baugebiet steht ab ca. 50-60 Meter unter MSL Kreide an, die insbesondere bei der Bemessung der Pfähle für die Jacket Gründungen besondere Aufmerksamkeit verdient.

In den flacheren, nördlichen Bereichen des Baufeldes sind der Kreide Formationen aus Geschiebemergel überlagert, wie in der Abbildung 3 exemplarisch für einen nord-westlichen Bereich bei ca. 25 m Wassertiefe gezeigt. In diesen Bereichen sind sog. "Monopile Gründungen" vorgesehen, die die Lasten im Wesentlichen lateral in den Baugrund abtragen.

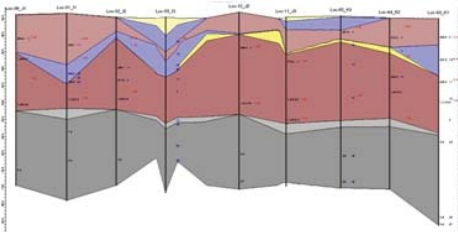


Abbildung 3 : Bodenprofil Flachbereiche

Für die tieferen Abschnitte ab ca. 35m Wassertiefe sind die Baugrundverhältnisse durch die Kreideformationen geprägt, die exemplarisch in Abbildung 4 gezeigt sind. Hier sind als Gründungen sog. "Jacket Gründungen" mit einem vorwiegend axialen Lastabtrag geplant. Für die Erlangung spezifischer Parameter für die Bemessung in der Kreide wurden dynamische Pfahlprobelastungen an testpfählen an der Offshore Lokation ausgeführt. Zusätzlich werden onshore Pfahlprobelastungen zur Kalibrierung und zur Bewertung des zyklischen Tragverhaltens der Kreide ausgeführt.

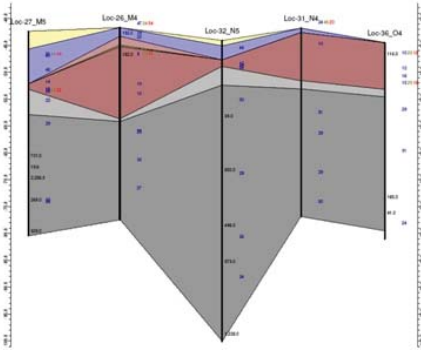


Abbildung 4 : Bodenprofil Tiefbereiche

Für die Planung der Gründungen sind vor allem die folgenden Randbedingungen zu berücksichtigen:

- Wind Turbine : Typ Siemens SWT 3.6-120, Rotordurchmesser 120m
- Nennleistung: 3.6 MW
- Nabenhöhe: +78.25 mMSL
- Höhe Übergangsflansch Gründung – Turbine: +10,0 mMSL
- Unterer Turmdurchmesser: 5,00m
- Höhe der Maximalwelle: 8,70m

Die geometrischen Elemente des Gesamtsystems sind exemplarisch für eine Monopile-gründung in Abbildung 5 dargestellt.

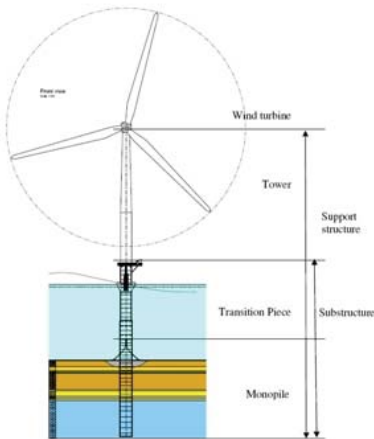


Abbildung 5 : Prinzip Gesamtsystem

3. Auswahl des Gründungskonzets

Eine der größten Herausforderungen im Offshore-Markt ist die schnelle und sichere Verankerung der Anlagen auf dem Meeresgrund.

Die im Vergleich zu Jacket Gründungen allgemein als wirtschaftlicher einzustufenden Monopile Gründungen haben, je nach Standortbedingungen und Turbinentyp, eine wirtschaftliche Einsatzgrenze bei ca. 30-35m Wassertiefe. Ziel der Überlegungen zu einem optimierten Gründungskonzept war es daher, nach den Untersuchungen der Rammbarkeit die wirtschaftliche Einsatzgrenze für Monopile Gründungen für den Standort "Kriegers Flak" zu finden.

Um die Risiken der als "schwere Rammung" eingestuften Rammarbeiten in der späteren Offshore Installation zu reduzieren, wurde für die Auslegung der Jackets eine dreibeinige Variante ausgewählt. Dadurch konnte die Anzahl der Jacket Gründungspfähle und die damit verbunden Risiken reduziert werden.

Im Ergebnis hat sich damit ein Gründungskonzept mit insgesamt 39 Monopile Gründungen und 41 Jacket Gründungen ergeben. Für die Monopiles werden 2 Typen mit Durchmessern 5,50m und 6,00 Meter (im Bereich des Seebodens) vorgesehen. Für die 41 Jackets werden insgesamt 2 verschiedene Jackettypen (siehe Abbildung 6), abhängig von der Wassertiefe, ausgeführt. Die Höhenunterschiede der Wassertiefen werden durch die Längen der Gründungspfähle kompensiert.

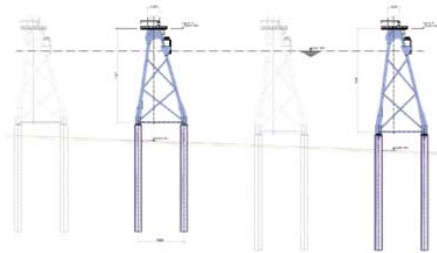


Abbildung 6 : 2 Jackettypen

Der Park ist in insgesamt 6 Bauabschnitte, sog. Cluster unterteilt, die jeweils getrennt an die Umspannstation angeschlossen werden. Eine Übersicht der verschiedenen Gründungen im Baufeld ist in Abbildung 7 dargestellt, wobei die rote Linie die Bereiche Monopiles und Jackets trennt.

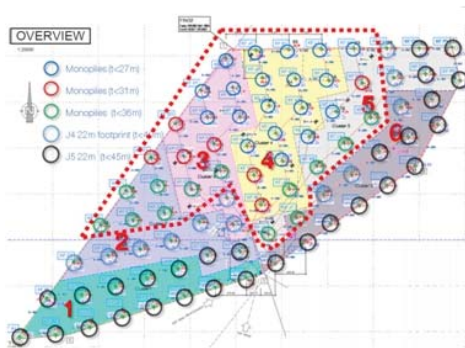


Abbildung 7: ParkLayout

4. Herstellung des Bauwerks

Für die flacheren Bereiche bis ca. 35m Wassertiefe sind sogenannte "Monopile" Gründungen an 39 Standorten vorgesehen. Dies sind Stahl-Großrohre mit bis zu 6 Metern Durchmesser und einem Gewicht von bis 730 Tonnen und einer Länge von bis zu 67 Metern. Auf diese Monopiles wird ein sogenanntes ca. 240 Tonnen schweres "Transitionpiece" aufgesetzt, das den Turmflansch zur späteren Windturbine sowie Arbeitsplattform und Zugangsstrukturen beinhaltet (siehe Abbildung 8).

Insgesamt werden für die Monopile Gründungen ca. 32.000 Tonnen Stahl verbaut, etwa 30.000 m² Oberflächen mit Korrosionsschutz beschichtet und ca. 1.200 Tonnen Groutmaterial verwendet.



Abbildung 8 : Jacket und Monopile Struktur

Für die tieferen 41 Standorte sind Fachwerkkonstruktionen, sogenannte "Jackets" vorgesehen, die als dreibeinige Stahlbaukonstruktion mit einer Gesamthöhe von über 50 Metern und einem Gewicht von ca. 450 Tonnen ausgelegt sind (siehe Abbildung 8). Die Jackets werden mit 3 vorinstallierten Gründungspfählen im Baugrund verankert. Für die Jacket Gründungen selber werden ca. 17.000 Tonnen Stahl verbaut, für die Gründungspfähle sind ca. 14.000 Tonnen Stahlrohr mit einem Durchmesser von 3,00 Metern vorgesehen. Etwa 24.000 m² Oberfläche wird mit einem Korrosionsschutzsystem beschichtet und für die Groutverbindungen müssen knapp 5.000 Tonnen Groutmaterial verbaut werden.

Die Verbindung beider Gründungskomponenten, also Pfähle mit Jacket bzw. Monopile mit Transition Piece, erfolgt über eine kraftschlüssige Verbindung des Ringspalts zwischen beiden Bauteilen mittels einer Groutverbindung, die in Abbildung 9 schematisch dargestellt ist. Für diese Groutverbindung ist eine Zustimmung im Einzelfall einzuholen.

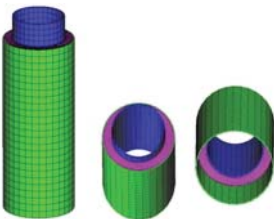


Abbildung 9 : Prinzip Groutverbindung

In einer Offshore-Bauzeit von nur ca. 9 Monaten sollen alle 80 Gründungen durch Spezialgeräte wie Hubinseln und Schwimmkräne installiert werden.

Die vorinstallierten Gründungspfähle für die Jackets werden mit einer speziellen Ramm-schablone zur Erreichung der erforderlichen Achsmaße und Absetztiefen von einer Hubinsel mittels Rammung installiert (siehe Abbildung 10).

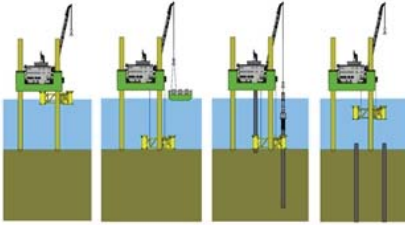


Abbildung 10 : Installation der Gründungspfähle

In diese Pfähle werden dann im Anschluß mit einer weiteren Installationseinheit die Jackets eingestellt und mittels einer Groutverbindung mit den Pfählen verbunden (siehe Abbildung 11).

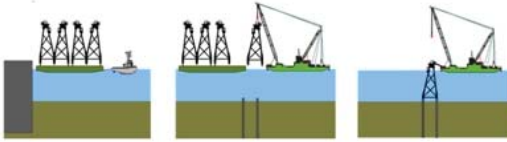


Abbildung 11 : Installation der Jackets

Für die Installation der Monopile Gründungen ist es vorgesehen, die Großrohre der Monopiles schwimmend zur Offshore Lokation zu verschleppen. Dort werden sie durch einen Offshore Kran aufgerichtet und in einer Rammführung auf der Hubinsel gestellt. Von dort aus werden die Rammarbeiten mit einem der größten überhaupt verfügbaren Hydraulikhämmer mit einer Leistung von 2.000 kNm ausgeführt (siehe Abbildung 12).

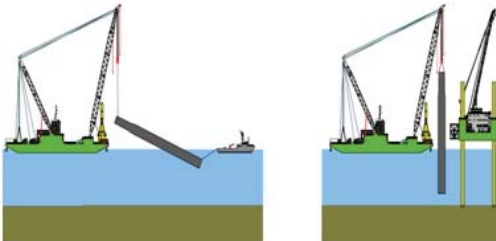


Abbildung 12 : Installation MP

Nach Abschluss der Rammarbeiten wird das an Bord der Hubinsel befindliche Transition Piece auf den Monopile gesetzt und nach dem Ausrichten mittels einer Groutverbindung mit dem Monopile verbunden (siehe Abbildung 13).

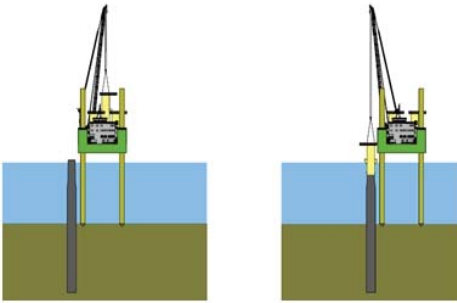


Abbildung 13 : Installation TP

Im Anschluss an die Gründungen werden nach Abschluss der Kabelverlegearbeiten im Offshorefeld die Siemens Windturbinen auf den Gründungen montiert. Die Installation der Windturbinen erfolgt ebenfalls mit geeigneten Hubinseln, die in den großen Wassertiefen die erforderliche Krankapazität liefern können.

Die besonderen Risiken wie zum Beispiel den komplexen Baugrundbedingungen sowie den Wetterbedingungen auf der Offshore Lokation wurden bereits frühzeitig in der Fundament Planung und den Ausführungskonzepten mit der Auswahl der Geräteeinheiten berücksichtigt.

5. Zusammenfassung

Mit dem Projekt EnBW Baltic 2 erhält der Energieversorger EnBW AG nun das zweite von insgesamt vier "Offshore Windkraftwerken" in der deutschen Nord- und Ostsee mit einer rund sechsmal so hohen Leistung wie das Vorgängerprojekt EnBW Baltic 1.

Die Besonderheiten dieses Projekts liegen in den äußerst komplexen Baugrundverhältnissen, die von Geschiebemergel und Kreideformationen dominiert werden. Außerdem sind an dem Standort "Kriegers Flak" Wassertiefen von bis zu 44 Metern bei der Planung der Fundamente und der Installation eine besondere Herausforderung an alle Beteiligten.

Eine weitere Besonderheit liegt in dem aus zwei unterschiedlichen Systemen bestehenden Gründungskonzept: In einem einzigen Projekt kommen zwei Gründungstypen, Monopile- und Jacket Gründungen zum Einsatz – eine besondere Herausforderung für Planung und Logistik.

HOCHTIEF Solutions AG und die belgische DEME-Group werden die Fundamente liefern, errichten und die Logistik für den Aufbau der Türme und Turbinen übernehmen. Die Arbeitsgemeinschaft verfügt über großes Know-how und wird für EnBW Baltic 2 die weltweit leistungsfähigsten Spezialplattformen einsetzen.

6. Abbildungsverzeichnis:

Abbildung 1: Lage Baltic 2 in der AWZ

Abbildung 2: Wassertiefen im Baugebiet

Abbildung 3 : Bodenprofil Flachbereiche

Abbildung 4 : Bodenprofil Tiefbereiche

Abbildung 5 : Prinzip Gesamtsystem

Abbildung 6 : 2 Jackettypen

Abbildung 7: ParkLayout

Abbildung 8 : Jacket und Monopile Struktur

Abbildung 9 : Prinzip Groutverbindung

Abbildung 10 : Installation der Gründungspfähle

Abbildung 11 : Installation der Jackets

Abbildung 12 : Installation MP

Abbildung 13 : Installation TP

Offshore Terminal Bremerhaven

Entwicklung eines Offshore Basishafens

Frau Dipl.-Ing. Ines Teuteberg

Dr. Hans-Werner Vollstedt, Christian Hein

OFFSHORE TERMINAL BREMERHAVEN

Entwicklung eines Offshore Basishafens

Dipl.-Ing. Ines Teuteberg, Dr.-Ing. Hans-Werner Vollstedt, Dipl.-Ing. Christian Hein
bremenports GmbH & Co. KG

1. EINLEITUNG

Im Rahmen der Ausarbeitung eines Masterplanes für das Gebiet des Fischereihafens in Bremerhaven wurde 2008 als eine der zentralen Zielsetzungen des Strukturentwicklungskonzeptes für die Region die Entscheidung getroffen, Bremerhaven als Zentrum für die Offshore Windenergie zu etablieren und im südlichen Fischereihafen Gewerbeflächen mit Zugang zum seeschifftiefen Wasser zu erschließen und entsprechende schwerlastgeeignete Umschlagsanlagen zu errichten.

Nach der Schaffung von infrastrukturellen Voraussetzungen haben sich bereits zahlreiche Firmen aus dem Offshore Bereich im Industriegebiet Luneort im Süden Bremerhavens angesiedelt und dort Entwicklungs- und Produktionsstätten aufgebaut (s. Abb. 1). Das Ansiedlungsinteresse war und ist so hoch, dass die Flächen des angeschlossenen Industriegebietes Luneort nahezu vollständig vergeben sind. Weitere 200 ha Fläche auf der sog. Luneplate stehen zur Verfügung, die zurzeit für die Besiedlung vorbereitet werden.

Im Zuge der weiteren Ansiedlung von Unternehmen aus dem Offshore-Bereich und der Nachfrage nach Hafen- und Logistikflächen für die Vorinstallation und den Umschlag von Windkraftanlagen und deren Komponenten wird die geschaffene Umschlagskapazität für schwere Lasten nicht mehr ausreichen, zumal das Umschlaggeschehen durch die Kapazitäten und die Geometrie der Fischereihafenschleuse limitiert ist.

Vor dem Hintergrund der intensiven Nachfrage und des Bedarfes an einer Warenausgangszone im Außendeichsbereich mit direktem Zugang zum seeschifftiefen Wasser hat der Bremer Senat im September 2009 den Beschluss über die Einleitung eines Prüfverfahrens für den Bau einer Schwerlast-, Montage- und Umschlagsanlage gefasst.



Abb.1: Umschlagsanlage Labradorfahren

Das Projekt Offshore Terminal Bremerhaven (OTB) soll entgegen dem sonst in europäischen Häfen üblichen „Landlord“-Modell, in dem die Infrastruktur von den jeweiligen Gebietskörperschaften erstellt und vermietet wird, als sog. Konzessionsmodell realisiert werden. Bau, Finanzierung und Betrieb des OTB werden europaweit in einem wettbewerblichen Verfahren ausgeschrieben. Es ist beabsichtigt, dass der Investor Planung, Bau, Finanzierung und Betrieb des OTB auf eigene Kosten und eigenes Risiko realisiert und durch Benutzerentgelte refinanziert.

2. VARIANTENPLANUNG FÜR EINEN OFFSHORE TERMINAL IN BREMERHAVEN

2.1. Hafeninfrastuktur

Bremerhaven bietet grundsätzlich drei Bereiche, an denen ein Offshoreterminal realisiert werden könnte. Zum einen könnten bestehende Hafenanlagen im Fischereihafen, die zum Teil bereits für den Offshore-Umschlag genutzt werden, erweitert werden. Denkbar wäre im Weiteren die Ansiedlung im Überseehafen, d.h. im Bereich der Kaiserhäfen, die hauptsächlich für den Automobilumschlag genutzt werden, oder eine Nutzung eines Teils des Containerterminals (s. Abb. 2). Die Nutzung der Kaiserhäfen und des Fischereihafens unterliegt allerdings der Beschränkung, dass nur Transporte stattfinden können, deren Abmessungen nicht über den geometrischen Grenzen der jeweiligen Schleusen liegen. Die Transporte sind somit nicht restriktionsfrei, insbesondere da die Errichterschiffe der nächsten Generation bereits ohne Ladung die Breite der Fischereihafenschleuse überschreiten. Die Errichtung eines Schwerlastterminals im Bereich bestehender Hafenanlagen würde darüber hinaus Umschlagsverluste im Bestandsgeschäft nach sich ziehen. Die Flächen am Containerterminal stehen ebenfalls nur für ein bestimmtes Zeitfenster zur Verfügung und werden mittelfristig wieder für den Containerumschlag benötigt. Die dritte Alternative ist der Bau einer neuen Anlage im Bereich des sog. Blexer Bogens der Weser, zumal hier die Zuwegung und die anschließende Gewerbeflächenentwicklung problemlos herstellbar sind.



Abb. 2: Standortvarianten für ein Offshoretterminal in Bremerhaven

Im Zuge einer Detailplanung sind in den beschriebenen Bereichen zwölf Varianten festgelegt worden, die im Rahmen der Variantenprüfung auf Ihre Machbarkeit untersucht wurden, mit dem Ziel, eine oder ggf. mehrere Vorzugsvarianten zu erarbeiten.

2.2. Ökologische Randbedingungen

Die Terminalvarianten im Blexer Bogen liegen in nächster Nähe zur Luneplate südlich von Bremerhaven, die auf erheblichen Flächenanteilen mit Kompensationsmaßnahmen von Hafenbauprojekten belegt ist. Außendeichsflächen sind außerdem sowohl Vogelschutz- als auch des FFH-Gebiete. Je weiter der Terminal in Richtung Süden geplant wird, desto größer ist die Betroffenheit des Naturschutzes, zumal die Planungsräume im Bereich des Weserwatts liegen, das hier bis zu 600 Meter breit ist und deren Flächen in der Wasserwechselzone eine hohe ökologische Bedeutung haben. Rast- und Nahrungsgebiete für Watt- und Wasservögel finden sich hier ebenso wie Bereiche, in denen sich einige Vogelarten während der Mauserzeit im Spätsommer zurückziehen. Herauszuheben sind dabei die Säbelschnäbler und die Nonnengänse. Bei der Konzeption möglicher Hafenvarianten wurde versucht, die Auswirkungen des Vorhabens auf die Natur so gering wie möglich zu halten.

2.3. Nautische Randbedingungen

Die durch den Betrieb des Terminals entstehenden zusätzlichen Verkehre müssen in die bestehenden Verkehre aus der Unterweser eingegliedert werden, zumal es bei einigen Transportvarianten (liegender Transport des Rotorsterns) auf Teilen der Bundeswasserstraße zu Engpässen kommen könnte. Einen Einfluss hat allerdings auch das Transportkonzept der zukünftigen Betreiber. Desweiteren muss bei der Variantenplanung darauf geachtet werden, die entsprechenden Sicherheitsabstände zur im Rahmen der Unterweseranpassung verlegten Fahrinne einzuhalten, um den durchgehenden Verkehr nicht zu beeinträchtigen. Die Auswirkungen auf die sog. Blexer Reede sind ebenfalls zu untersuchen. Darüber hinaus müssen auch morphologische Einflüsse sowie Strömungs- und Windbeeinflussungen in die Standortentscheidung einfließen, da diese die Navigation im Bereich des Blexer Bogens direkt beeinflussen.

2.4. Logistische Anforderungen

An dem geplanten Offshoreterminal sollen die einzelnen Windkraftanlageile zwischengelagert, end- oder vormontiert, aufgerichtet und verladen werden, mit dem Ziel, möglichst viele Prozesse an Land vorzubereiten. Die Maße und Gewichte der umzuschlagenden Komponenten sind für die Hafenanlage eine besondere Herausforderung. Als Gründungskörper werden in Abhängigkeit von der Wassertiefe und dem Einsatzgebiet unterschiedliche Gründungsstrukturen verwendet. Bekannt sind bislang Jackets (L/B/H 20/20/50 m, 550 t), Tripods (L/B/H 32/32/60 m, 950 t), Monopiles (D= 5,5-7 m, L= bis 60 m, 300-700 t) und Tripiles (L/B/H 17/17/21 m, 490 t). Darüber hinaus können Schwerlastfundamente mit Stückgewichten von mehreren Tausend Tonnen zum Einsatz kommen. Im Aufbau benötigt jede Windenergieanlage zwei bis vier Turmsegmente mit Durchmessern von 6-7 m und einem Gewicht von etwa 150 t/Stück. Die auf dem Turm befindlichen Maschinenhäuser erreichen bei einem Gewicht von bis zu 500 t Längen von 21 m, Breiten von 8 m und Höhen von 9 m. Abschließend werden drei Rotorblätter mit einer Länge bis etwa 60 m und einem Gewicht bis 25 t an die entsprechende Nabe montiert. Die Naben weisen Durchmesser von 8 m und Stückgewichte von 90 t auf.

Je nach endgültiger Lage des Terminals erfolgt der Wareneingang von See oder über Land, z.T. aus den direkt angeschlossenen Gewerbeflächen, auf denen ein Großteil der Anlagen produziert wird.

Um die einzelnen Elemente der Windenergieanlagen vormontieren und verladen zu können und ausreichende Lagerkapazitäten zur Verfügung zu stellen, ist eine Terminalfläche von 25 ha und für den Umschlag eine Kajenlänge von 500 m notwendig. Aufgrund des hohen Gewichtes der einzelnen Anlageile ist die Kaje als Schwerlastkaje vorzusehen und auf eine Belastung von mindestens 200 kN/m² auszuliegen. Die Verladeeinrichtung muss von der Wasserseite so gestaltet sein, dass der Zufahrts- und Verladebereich möglichst keinen Restriktionen unterliegt. Dabei wird besonders der sog. liegende Sterntransport betrachtet, der einen Fahrkorridor von etwa 110 m in Anspruch nehmen würde. Ziel ist es, den Terminal so auszuliegen, dass 160 Anlagen pro Jahr von diesem Standort aus verschifft werden können.

3. ERGEBNIS DER VARIANTENPRÜFUNG

Auf Grundlage eines Kriterienkataloges wurden alle zwölf in Frage kommenden Standortalternativen geprüft. In der Endbetrachtung der Variantenauswahl verblieben zwei Varianten im Bereich des Blexer Bogens (s. Abb. 3). Entscheidend waren neben der Restriktionsfreiheit des Zugangs zum seeschifftiefen Wasser, der Vermeidung von Verlusten im Bestandsgeschäft und das Potential für die Entwicklung von Gewerbeflächen für die weitere Ansiedlung von Betrieben aus dem Offshore-Bereich die Minimierung der Eingriffe in die Natur.



Abb. 3: Terminalvarianten am Blexer Bogen der Weser

Da im südlichen Bereich vor der Luneplate die Auswirkungen auf die angrenzenden Naturareale als zu intensiv befunden wurden und die Variante A innerhalb planfestgestellter Kompensationsflächen liegt, fiel am 15.06.2010 die Entscheidung, den Offshore Terminal am Standort B im Blexer Bogen zu planen (s. Abb. 4).



Abb. 4: Lage Offshore Terminal Blexer Bogen mit geplanter Gewerbefläche und bereits angesiedelten Unternehmen

4. GENEHMIGUNGSVERFAHREN

Für die beschriebene Variante wird zurzeit das Genehmigungsverfahren vorbereitet, dass mit dem sog. Scoping-Termin beginnt. Das Verfahren wird ein Planfeststellungsverfahren nach dem Bremischen Wassergesetz sein. Nach dem bisherigen Bearbeitungsstand erscheinen die Umweltauswirkungen als beherrschbar. Die nach den nationalen und europäischen Naturschutzgesetzen erforderlichen Kompensationen sind soweit vorbereitet, dass sich auch hieraus im Verfahren keine Probleme ergeben dürften.

5. OFFSHORE TERMINAL BREMERHAVEN IM BLEXER BOGEN NORD

Der geplante Offshore Terminal liegt westlich des Fischereihafens zwischen Weser-km 64 und 65. Außendeichs wird die 25 ha große Terminalfläche errichtet, die binnendeichs angrenzenden Gewerbe-, Logistik- und Verkehrsflächen werden planungsrechtlich über die parallel durchgeführte Bauleitplanung von der Stadt Bremerhaven vorbereitet. Das Vorhaben umfasst weiterhin die Herstellung und Unterhaltung der weserseitig an den Terminal angrenzenden Zufahrts- und Liegebereiche.

Vorgesehen ist, wie oben beschrieben, Bau und Betrieb im Zuge einer Ausschreibung einem Konzessionär zu übertragen. Als Grundlage wurde von der bremenports GmbH & Co. KG eine Referenzplanung erstellt, welche Mindestbedingungen enthält, die aufgrund der Erfahrungen am Standort, der Inhalte des Planfeststellungsverfahrens und der Anforderungen der weiteren Verwertung der Anlage nach Ablauf der Konzessionszeit als erforderlich angesehen werden.

5.1. Konstruktion der Referenzplanung

Primäres Tragelement der 500 m langen Kaje ist eine geschlossene kombinierte Spundwand, die die Konstruktion zur Weser abschließt. Die Oberkante der späteren Kaje liegt auf NN +7,50 m. Die Spundwand wird durch Schrägpfähle verankert, die stahlbaumäßig an die Spundwand angeschlossen werden. Hinter der Spundwand ist eine 35 m breite Schwerlastplatte aus Stahlbeton angeordnet, die auf mehreren Pfahlreihen tiefgegründet ist (s. Abb. 5).

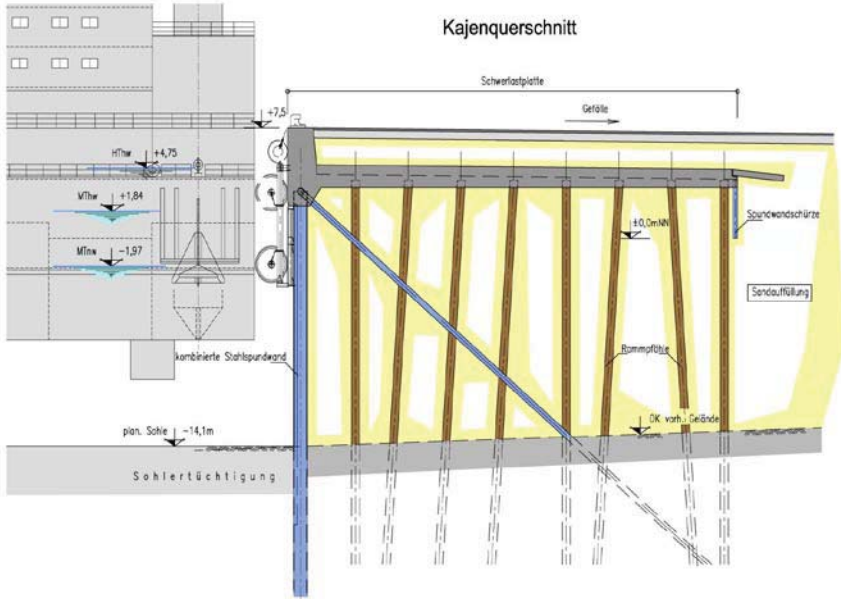


Abb. 5: Querschnitt der Kaje aus der Referenzplanung

5.2. Bauverfahren des Terminals der Referenzplanung

Aus statischen Gründen kann es erforderlich werden, im Bereich der Kaje einen Bodenaustausch vorzunehmen. Dies ist in Bremerhaven aufgrund der ungünstigen geologischen Verhältnisse ein übliches Verfahren.

Der Einbau der Tragelemente soll, sofern die statischen Nachweisverfahren es zulassen, weitestmöglich im Vibrationsverfahren erfolgen. Die tragenden Elemente der Spundwand, die Schrägpfähle sowie die Pfähle der Schwerlastplatte müssen erfahrungsgemäß aus statischen Gründen allerdings mindestens auf den letzten 5 Metern gerammt werden.

Die Rammarbeiten müssen vorlaufend erfolgen, da die Spundwand kraftschlüssig mit den Schrägpfählen verbunden sein muss, bevor die Hinterfüllung beginnen kann. Vor der Sandauffüllung muss im Auffüllungsbereich abgesetzter Schlack entfernt werden. Die Flächenaufhöhung erfolgt mit Sand, der, soweit möglich, im Rahmen der Unterhaltung aus der Außenweser gewonnen wird. Insgesamt werden für die Hinterfüllung der Spundwand und die Aufhöhung der Fläche etwa 3 Mio m³ Sand benötigt. Der Spülbetrieb sollte bis zu der Höhe von NN +2,5 m erfolgen, um die weiteren Arbeiten von einem trockenen Niveau aus zu ermöglichen. Gegen Hochwasser ist die Baustelle für diesen temporären Bauzustand durch konstruktive Maßnahmen zu schützen.

Parallel zur Aufhöhung werden die beiden Randdämme aufgebaut und die Zufahrtsrampe hergestellt. Die geplanten Randdämme binden als Hochwasserschutz an den Landesschutzdeich an, der ca. 180 m lange Norddamm bildet dabei den Sturmflutschutz der Hafensflächen gegen die Hauptangriffsrichtung bei Stürmen aus Nordwest bis Nord.

Die Schwerlastplatte wird nach der Flächenaufhöhung in Ortbetonbauweise über den Gründungspfählen hergestellt, die von Land aus eingebracht werden können. Die Einbindetiefe aller Gründungselemente hängt von den jeweiligen Baugrundverhältnissen ab. Als Übergangselement zwischen der Schwerlastplatte und der restlichen Terminalfläche wird eine Spundwandschürze mit Schleppplatte eingebaut. Die Schwerlastplatte erhält eine Auffüllung mit Oberflächenbefestigung, angepasst an die schweren Lasten. Ebenso wird auch die Terminalfläche für schwere Lasten befestigt.

5.3. Zufahrtbereich (wasserseitig)

Aufgrund der Abmessungen der zu erwartenden Transporteinheiten, die die Verladeeinheit uneingeschränkt erreichen sollen, muss zufahrtsseitig bis zur Verladeeinrichtung eine ausreichende Wassertiefe vorgehalten werden. Der Zufahrtbereich darf keiner Höhenbegrenzung unter 130 m und keiner Breitenbegrenzung von unter 76 m im Wasserbereich und 110 m auf der Ebene des Schiffsdecks unterliegen.

Ferner ist es notwendig, dass sich die Installationseinheiten für die Beladung und die Nutzung der Bordkräne an der Verladeeinrichtung ggf. „aufjacken“, d. h. die Hubbeine ausfahren und sich direkt auf dem Gewässergrund abstützen. Bei den in Bremerhaven vorherrschenden weichen Sedimenten würden sich diese „Jacking Legs“ am Fuß der Kaje in den Untergrund eindrücken und somit die Standsicherheit der Kaje beeinträchtigen. Dies ist in der Konstruktion der Kaje statisch und konstruktiv zu berücksichtigen.

Der Zufahrtbereich erstreckt sich von der Kajenanlage bis zum Fahrwasser der Weser. Zur Manövrierbarkeit der schwimmenden Einheiten ist er an den Enden der Kajenanlage bis zum Fahrwasser der Weser unter 45° aufgeweitet. Dieser Bereich umschließt ca. 29 ha und wird bedarfsweise bis auf eine Solltiefe von rd. NN -13,00 m ausgehoben. Nach vorliegenden Peildaten sind Baggerungen nur in Teilbereichen des späteren Zufahrtbereiches erforderlich, da dieser einen Teil der bisherigen sog. Blexen Reede mit natürlich vorhandenen Tiefen einnimmt. Das anfallende Baggergut von rd. 550.000 m³, soweit nicht wiederverwertbar, wird auf bestehende Unterhaltungsklappstellen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung verklappt.

6. VERGABEVERFAHREN / KONZESSIONSMODELL

Die Konzession für den Offshore Terminal Bremerhaven wird im Rahmen eines europaweiten wettbewerblichen Ausschreibungsverfahrens mit vorgeschalteter Präqualifikation vergeben. Konzessionsgeber ist die Freie Hansestadt Bremen, vertreten durch bremenports

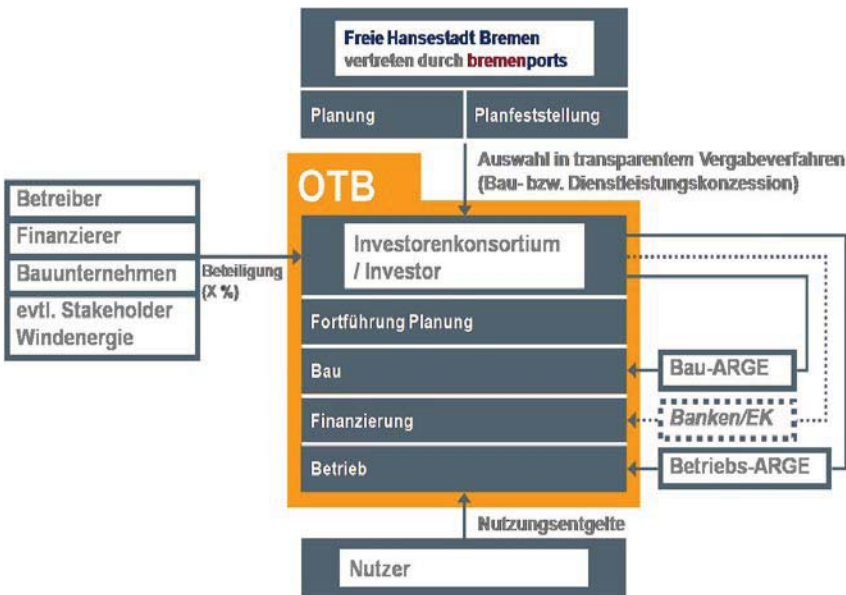


Abb. 6: Konzessionsmodell für den Offshore Terminal

6.1. Präqualifikationsphase

In der Präqualifikationsphase, die zum Zeitpunkt des Kongresses bereits abgeschlossen ist, werden aufgrund der eingereichten Bewerbungen diejenigen Bieter ausgewählt, die zur Abgabe eines ersten Angebotes aufgefordert werden.

6.2. Verhandlungsverfahren

Das Verhandlungsverfahren erfolgt nach Abschluss der Präqualifikation in einem gestuften Verfahren in zwei Phasen. Die in der Präqualifikation ausgewählten Bewerber werden aufgefordert ein erstes Angebot einzureichen. Mit diesem Angebot können Bieter Verhandlungsbedarf zum Konzessionsvertrag anmelden. Die eingereichten Angebote werden nach bestimmten Zuschlagskriterien bewertet. Aus den eingereichten Angeboten wird eine Rangliste erstellt.

Im Anschluss an die erste Verhandlungsphase werden mit den bevorzugten Bietern Verhandlungen über die Modalitäten des Konzessionsvertrages geführt.

Als nächstes werden die Anforderungen an die Angebote der bevorzugten Bieter konkretisiert, und die Bieter werden aufgefordert, ein letztes verbindliches Angebot abzugeben. Auf das anhand vorher bekannt gemachter Zuschlagskriterien als bestes Angebot ausgewählte Gebot wird der Zuschlag erteilt

6.3. Termine

Es ist geplant, das Verhandlungsverfahren im Jahr 2012 mit der Zuschlagserteilung abzuschließen, so dass die Realisierung des ca. 200 Mio. Euro teuren Projektes in 2012 noch beginnen kann. Der Betriebsbeginn ist für das Jahr 2015 geplant.

7. ZUSAMMENFASSUNG

Die bremenports GmbH & Co. KG plant für die Freie Hansestadt Bremen die Herstellung eines sog. Offshore Terminals für den Umschlag von Windkraftanlageanteilen. Das Genehmigungsverfahren wird von der bremenports GmbH & Co. KG durchgeführt. Sowohl Bau als auch Betrieb des Terminals sollen durch einen Konzessionär erfolgen, die Konzessionsausschreibung findet zurzeit statt.

Grundlage der Konzessionsausschreibung ist eine Referenzplanung für die Kaje, für die Randedämme, die Fläche und die Hinterlandanbindung.

Der Offshore Terminal soll im Jahr 2015 den Betrieb aufnehmen.

Untersuchung von Transportketten im Bereich der Offshore-Windparkinstallation

Diplomarbeit

387

Herr Hauke Schnoor
Hauke Schnoor

Einleitung

Seit Anfang der 90er Jahre wird die nachhaltige Stromproduktion durch Windenergie an Land stetig weiterentwickelt. Derzeit wird diese Windenergieproduktion um die Nutzung der Windenergie auf dem Meer (Offshore) erweitert. Diese Erweiterung ist mit vielen Herausforderungen verbunden, vor allem bietet sie aber im Vergleich zum heutigen Strommix die Chance zur klimaverträglichen Stromproduktion. Als Vorteil sind zum einen der auf See stetig und kräftig wehende Wind zu nennen wie auch weniger restriktive Größenbeschränkungen der Windenergieanlagen (WEA). Zum anderen wird der Ausbau der Offshore-Windenergie erheblich durch das von der Bundesregierung erlassene Erneuerbare-Energien-Gesetz, kurz EEG, vorangetrieben. Die im EEG formulierten Ziele sehen bis 2020 einen Anteil der erneuerbaren Energien an der Stromerzeugung von 30% vor. Hintergrund dieses Gesetzes ist, gegenüber 1990 den Ausstoß von Treibhausgasen um 21% zu senken (Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU), 2008). Da dieses ambitionierte Ziel durch Biomasse, Photovoltaik, Geothermie, Wasserkraft und Onshore-Windenergie allein nicht zu erreichen ist, liegt der Fokus auf dem Ausbau der Offshore-Windenergieerzeugung. Dieser milliardenschwere Zukunftsmarkt steht in seiner Entwicklung noch ganz am Anfang und ist daher sehr abhängig von politischen Entscheidungen. So hat sich zum Beispiel die zwischenzeitliche Verlängerung der Atomlaufzeiten aufschiebend auf den Ausbau der Offshore-Windenergie ausgewirkt. Trotz dieser Unwägbarkeiten investiert bereits heute eine große Anzahl von Unternehmen in den Aufbau der benötigten Infrastruktur zum Ausbau der Offshore-Windenergieerzeugung, auch in Hinblick auf die angelsächsischen und skandinavischen Märkte. Die Entwicklung dieser Infrastruktur ist unerlässlich, um in Zukunft rentabel und nachhaltig Strom zu gewinnen. Gegenwärtig ist davon auszugehen, dass ein Megawatt (MW) installierte Nennleistung offshore im Gegensatz zu einer Anlage an Land ein Vielfaches (das 5-10fache) kosten wird. Da die Fundament- bzw. Installationskosten den größten Teil dieses Preisunterschiedes ausmachen, liegt der Fokus zur Kostensenkung auf der Materialbeschaffung und der Fabrikation von Fundamenten. Neben der Notwendigkeit der konsequenten Nutzung von Serieneffekten, bezogen auf die Kosteneffizienz bei der Herstellung von Offshore-Fundamenten bzw. der dabei anfallenden Material- und Personalkosten, bieten gerade die Transportketten innerhalb eines Offshore-Windprojektes eine Vielzahl von Einsparungsmöglichkeiten. Ziel der Diplomarbeit war es daher ein Konzept zur Senkung der Transportkosten für Monopilegründungen von Offshore-Windenergieanlagen zu erarbeiten. Als Grundlage zur Erarbeitung eines Konzepts zur Senkung der Transportkosten dienten diverse Rahmenbedingungen, die im Wesentlichen den Ablauf der Transportketten bestimmten. Die Bearbeitung dieser Rahmenbedingungen gliederte die Diplomarbeit in die nachfolgenden Abschnitte:

1. **Ausbauziele der Offshore-Windenergie**
2. **Gründungsarten von Offshore-Windenergieanlagen**
3. **Offshore-Modellprojekt**
4. **Transport-/Installationsgeräte**
5. **Erstellung von Kostenblöcken bezogen auf den Fundamenthersteller**
6. **Baustellen-Logistik-Konzept**
7. **Bewertung der verschiedenen Transportketten**
8. **Konzept zur Senkung der Transportkosten / Fazit**

Jeder dieser Abschnitte stand im direkten (z.B. Transport-/Installationsgerät) oder im indirekten Zusammenhang (z.B. Erstellung von Kostenblöcken bezogen auf den Fundamenthersteller) mit den in dieser Arbeit betrachteten Transportketten. Dies bedeutete zum Beispiel, dass neben den reinen Transportkosten auch die Herstellungskosten der Monopilegründungen betrachtet werden mussten, um einen wirtschaftlichen Vergleich der Transportketten zu ermöglichen. Um eine Zusammenfassung zu vereinfachen wird nachfolgend die Gliederung der Diplomarbeit beibehalten und jede Rahmenbedingung einzeln zusammenfassend beschrieben.

1. Ausbauziele der Offshore-Windenergie

Die Offshore-Windenergie entwickelt sich derzeit in der gesamten und vielerorts strukturschwachen deutschen Küstenregion zu einem bedeutungsvollen Wirtschaftsfaktor. Aktuell entstehen in diesem Bereich an der deutschen Küste bereits neue Arbeitsplätze. In Hinblick auf das Werftensterben an den deutschen Küsten bietet diese Entwicklung eine langfristige Alternative zum Schiffbau. Die für den Schiffbau eingesetzten Fachkräfte besitzen die gleiche Qualifikation wie die in der Offshore-Fundamentherstellung (Stahlbau), daher ist eine gleitende Übernahme der Arbeitskräfte möglich.

In der Transportkette für die Offshore-Windenergie sind Häfen unerlässlich. Sie sind das Bindeglied zwischen den Transportvorgängen und Arbeitsabläufen an Land und auf See. Die einzelnen Bestandteile für Offshore-Windenergieanlagen sind in ihren Abmessungen so groß, dass nur ein Transport auf dem Wasser möglich ist. Vor allem Cuxhaven hat sich als Offshore-Hafen einen Namen gemacht. Dort entsteht unter anderem neben der bestehenden Offshore-Basis der Firma Bard gegenwärtig die Offshore-Basis der Firma Züblin.

Offshore-Logistikhäfen benötigen sowohl große Wassertiefen als auch eine gute Infrastruktur im Hinterland. Cuxhaven erfüllt diese Kriterien. Bis 2012 sollen hier rund 2.000 Arbeitsplätze in der Offshore-Industrie entstehen. Ähnliches geschieht in Bremerhaven, wo sich mittlerweile rund 100 Windenergiefirmen niedergelassen haben. Aber auch Emden und Rostock beginnen ihre Häfen offshore-tauglich auszurüsten. Die im Rostocker Hafen ansässige Firma EEW-Erdtebrücker Eisenwerk GmbH & Co konnte erst kürzlich einen Großauftrag zur Herstellung von Offshore-Fundamenten für den Offshore-Windpark London Array akquirieren (Erhardt, 2010) und ist deswegen auf den Ausbau des Hafens angewiesen. Auch im europäischen Ausland entstehen zahlreiche Offshore-Basis-Häfen, zum Beispiel in Esbjerg/Dänemark, Ramsgate/England, Swinemünde/Polen oder Ijmuiden in den Niederlanden.

Trotz der genannten positiven Beispiele aus Deutschland sind andere europäische Länder längst weiter im Sektor der Offshore-Windenergie. Führend sind Dänemark und Großbritannien, sie betreiben längst große Offshore-Windparks mit Leistungen von über 200 MW, aber auch die Niederlande, Belgien und Schweden haben erste Offshore-Windparks installiert. Der Vorsprung im Ausbau der Offshore-Windenergie gegenüber Deutschland hängt von den technischen Herausforderungen für die Windenergieindustrie ab, die hierzulande erheblich höher sind als andernorts in Europa:

- In Deutschland müssen große Entfernungen zur Küste überwunden werden, da die Windparks von den Küsten aus nicht zu sehen sein dürfen.
- Das ökologische Gleichgewicht des Wattenmeers muss geschützt bleiben.
- Die in Frage kommenden Wassertiefen liegen zwischen 20 und 40 m, und damit wesentlich tiefer als bei den derzeit betriebenen Offshore-Windparks.

Diesen Anforderungen ist es möglicherweise zu schulden, dass die Ausbauziele, bezogen auf den Energieertrag, relativ verhalten im Vergleich zu unseren europäischen Nachbarn ausfallen (siehe auch Abbildung 1). So streben die Niederlande mit einer Bevölkerungszahl von ca. 16,5 Millionen, das entspricht etwa der Bevölkerungszahl Nordrhein-Westfalens (17,8 Mio.), bis zum Jahre 2030 eine Stromproduktion von 15.000 MW an (SenterNovem/Agentschap.NL, 2010). Deutschlands Ausbauziel bis 2030 dagegen liegt bei 25.000 MW (Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU), 2008). Selbst ein so kleines Land wie Dänemark mit nur ca. 5,5 Millionen Einwohnern (Berlin ca. 3,5 Millionen) hat sich ein Ziel von 5.000 MW bis 2030 gesetzt (Danish Energy Authority, 2007). Am Beispiel von Großbritannien ist sehr gut zu erkennen, wie dort der Ausbau der Offshore-Windenergie forciert wird, so wollen die Briten bereits bis zum Jahre 2020 eine installierte Leistung von 20.000 MW ins Netz einspeisen (British Wind Energy Association, 2010). Im Jahre 2030 liegt das Ausbauziel der Briten bei 33.000 MW, dies unterstreicht noch einmal die Bedeutung, die der Offshore-Windenergieerzeugung dort beigemessen wird.

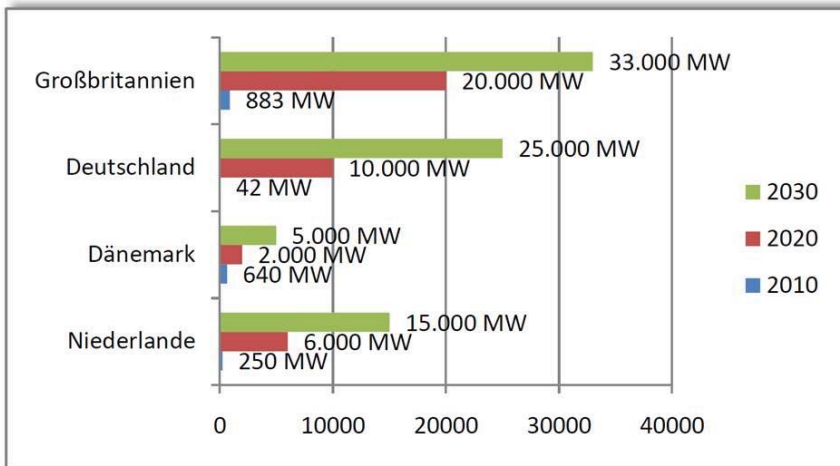


Abbildung 1: Ausbauziele nach Energieertrag in MW
 (British Wind Energy Association, 2010; Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU), 2008; Danish Energy Authority, 2007; SenterNovem/Agentschap.NL, 2010)

2. Gründungsarten von Offshore-Windenergieanlagen

Den jetzigen Stand der Technik bilden vier verschiedene Gründungsarten (siehe Abbildung 2). Bei den bis zum heutigen Tag realisierten Offshore-Projekten in der Nordsee wurde überwiegend das Monopilefundament eingesetzt. Der erste deutsche Offshore-Windpark „Alpha Ventus“ bildet mit seinen Jacket - bzw. Tripod - Fundamenten derzeit eine Ausnahme, allerdings gilt dieses auch für die erreichte große Wassertiefe von ca. 30 m. An dem Beispiel „Alpha Ventus“ lassen sich daher die vier momentan auf dem Markt verfügbaren Gründungsstrukturen in zwei Gruppen teilen. Zum einen in die Gruppe der Gründungen bis 30 m Wassertiefe mit den Schwergewichtsfundamenten und den Monopiles, sowie in die Gruppe über 30 m Wassertiefe mit den Tripod - bzw. Jacket - Konstruktionen.

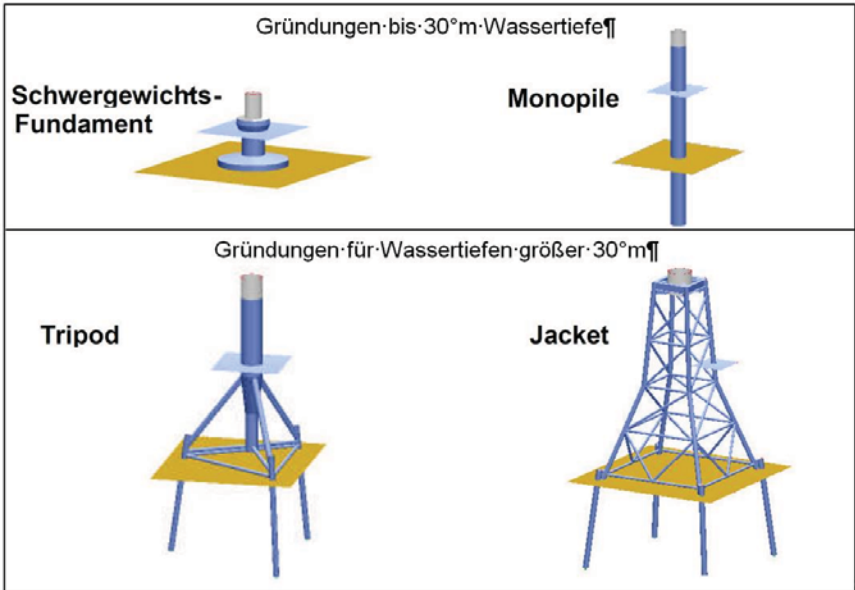


Abbildung 2: Gründungsstrukturen
(F+Z Baugesellschaft, 2009)

Schwergewichtsfundament

Bei den Schwergewichtsfundamenten wird das Gründungselement als Betonfundament ausgebildet. Die Schwergewichtsfundamente werden hauptsächlich in flachen Gewässern bis 20 m Wassertiefe eingesetzt und sind daher gut geeignet für Gründungen in der Ostsee.

Monopile

Die Monopile-Gründung unterteilt sich in einen zylindrischen (im oberen Bereich wahlweise leicht konisch verlaufenden) hohlen Pfahl, dem Monopile und einem Verbindungsstück zur späteren Windenergieanlage (WEA), dem Transitionpiece. Monopilegründungen bieten den Vorteil der einfachen und schnellen Installation, jedoch werden für die Errichtung schwere Rammergeräte benötigt.

Jacket-Fundament

Das Jacket-Fundament ist als Fachwerkkonstruktion ausgebildet und besteht aus Stahlrohrhohlprofilen mit einer quadratischen Aufstandsfläche am Meeresboden. Die Fachwerkgerüste werden von den durchlaufenden Plattformbeinen gebildet. Vom Meeresboden verlaufen diese schräg räumlich aufeinander zu und enden im Anschlussring zur späteren WEA.

Tripod-Fundament

Das Tripod-Fundament ist eine dreibeinige Konstruktion aus Stahlrohren, die unter Wasser schräg in einen Hauptpfahl laufen und ihn damit stützen. Die Gründung der Tripodstruktur im Baugrund erfolgt über drei Rammrohrpfähle. Im Vergleich zum Monopile-Fundament können hier Stahlrohre mit kleinerem Durchmesser verwendet werden. Es ist so möglich, das Tripod für Meerestiefen größer 30 m einzusetzen.

3. Offshore-Modellprojekt

Da für die Erstellung einer Offshore-Transportkette die Schaffung eines Zielprojektes unabdingbar ist, wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Offshore-Modellwindpark generiert. Als Ausbauziel des Offshore-Modellwindparks (OWP) wurde eine Nennleistung von 400 MW angenommen, dieser Wert orientiert sich an den bisher vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) genehmigten OWP's (Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 2010). Diese Standardnennleistung von 400 MW verteilt sich auf 80 Windkraftanlagen (WEA) mit einer Turbinenleistung von je 5 MW. Für den OWP wurde ein Standort zwischen der dänischen Ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) und der deutschen AWZ gewählt. Wie in Abbildung 3 dargestellt, liegt der gewählte Standort vor der Westküste von Schleswig-Holstein, unmittelbar an der Grenze zur dänischen AWZ. Die Entfernung zur Insel Sylt beträgt ca. 70 km. Das für das Offshore-Modellprojekt benötigte Areal befindet sich in einem bereits zum Bau freigegebenen Gebiet.

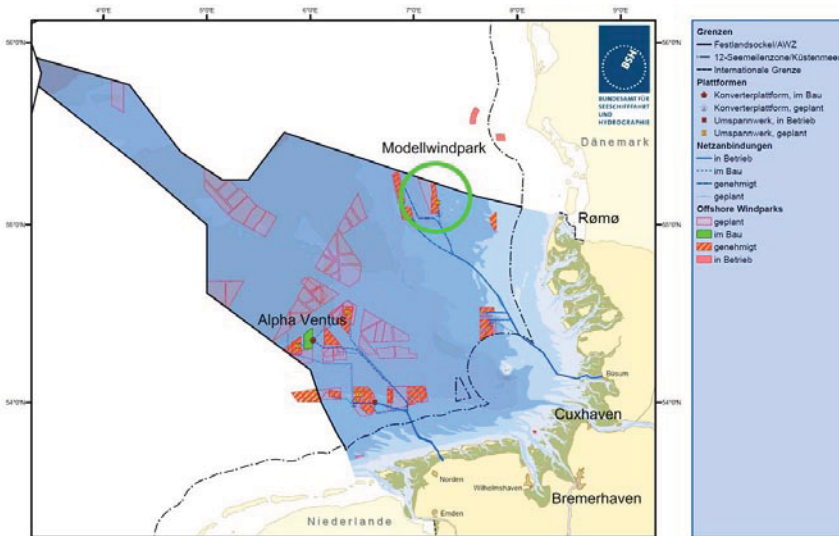


Abbildung 3: Standort des Offshore-Modellprojekts
(Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 2010)

Die Wassertiefen am Standort variieren von -21 m bis -32 m in Bezug auf den mittleren Meeresspiegel (Main Sea Level [MSL]). Die am Standort herrschenden Bodenverhältnisse setzen sich aus dicht und sehr dicht gelagerten Sanden zusammen, mit vereinzeltm Auftreten von kohäsiven Bodenschichten und Kiesschichten. Die gewählten Bodenverhältnisse erlauben das Rammen von Pfählen.

Die Gründungsstruktur des untersuchten Modellparks besteht aus zwei Hauptelementen: dem Monopile und dem Transitionpiece. Der Monopile hat einen Durchmesser von 6 m, je nach Wassertiefe eine Länge von 50 m bis 70 m und ist bis zu 800 t schwer. Das Transitionpiece besteht aus einem Zentralrohr sowie Plattform und Bootsanlegerkonstruktion. Der Durchmesser des Transitionpieces beträgt 6,30 m und hat eine Länge von 27 m sowie ein Gewicht von ca. 300 t.

Als Offshore-Basis-Hafen wurde Cuxhaven gewählt. Aufgrund seiner Lage bot er sich optimal als Versorgungshafen für den Modellpark an, zudem verfügt dieser Hafen auch bei niedrigen Tidewasserständen über eine ausreichende Wassertiefe.

4. Transport-/ Installationsgeräte

Bei der Errichtung eines OWP's kommt es zur Verwendung verschiedenster Seefahrzeuge. Hier wurden die für die Transportkette sowie für das Baustellen-Logistik-Konzept maßgebenden Schiffseinheiten beschrieben. Die

Kenntnis der jeweiligen Schiffsspezifikation bestimmt im Wesentlichen die Effizienz der späteren Transportkette bzw. Logistikkette. Daher war es zur Grundlagenermittlung erforderlich, eine Vielzahl von verschiedenen Seefahrzeugen aufzuführen, aus denen sich durch Vergleich und Bewertung die optimale Gerätekonfiguration ergab. Das Erstellen einer Bewertungsmatrix bildet hierbei die Basis, um das Zusammenwirken von verschiedenen Seefahrzeugen innerhalb einer Transportkette untersuchen zu können. Nachfolgend findet sich eine Liste der im Rahmen dieser Diplomarbeit untersuchten Seefahrzeuge:

- Barge / Ponton
- Jack-up Barge / Hubinsel
- Errichterschiff
- Schwergutschiffe
- Schlepper

5. Erstellung von Kostenblöcken bezogen auf die Fundamenthersteller

Zur Erstellung von Kostenblöcken bezogen auf die Fundamenthersteller wurden im ersten Schritt Informationen gesammelt. Als Basis für die Informationen bezüglich der Herstellungskosten dienten Angebote, die der Firma Bilfinger Berger in den vergangenen Jahren seitens der Fundamenthersteller offeriert worden waren (Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH, 2010). In Relation zum Offshore-Modellprojekt fanden in diesem Abschnitt nur Angebote Benennung, die von ihrem Umfang und ihrer Ausführung (Monopile-Fundamente) vergleichbar waren. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die Angebote im Rahmen von Ausschreibungen zum Bau von Offshore-Windprojekten erstellt wurden und daher gar nicht oder nur teilweise zum Zuge kamen. Um mögliche Transportwege und konsequenterweise auch die daraus entstehenden Transportketten bewerten zu können, war ein fundiertes Wissen der am Herstellungsort bestehenden Gegebenheiten von Nöten. So ist es durchaus denkbar, dass ein europäischer Fundamenthersteller trotz seines hohen Einheitspreises pro Fundament, der durch die hohen Personalkosten bedingt ist, im Vergleich zu einem asiatischen Hersteller mit geringeren Personalkosten und damit niedrigerem Einheitspreis allein aufgrund der im Zuge der Qualitätssicherung nötigen Nachbesserungsarbeiten preiswerter ist. Aufgrund dieser Tatsache bezog sich die Abschätzung der Gegebenheiten in erster Linie auf die Verarbeitungsqualität der Monopile-Fundamente am Herstellungsort. Die Einrichtung einer ständigen Qualitätskontrolle an manchen Herstellungsorten könnte durchaus notwendig sein, um dauerhaft die Verarbeitungsqualität zu gewährleisten. Die Einrichtung einer ständigen Qualitätskontrolle durch den Auftraggeber würde zusätzliche Kosten verursachen, die wie gerade erwähnt, auf den Einheitspreis beaufschlagt werden müssten. Um die Möglichkeit einer Qualitätskontrolle überhaupt wirtschaftlich mit einplanen zu können, sind im Vorfeld die Mindeststandards nach (EN 1090-2, 2008) zu erfüllen, andernfalls wäre eine zusätzliche Qualitätskontrolle nicht zielführend. Die bei der Qualitätskontrolle anfallenden Kosten wirken zwar nicht direkt auf die Transportkette, aber aufsummiert mit den Herstellungskosten und den Transportkosten gaben sie den wahren Preis einer Ware wieder.

6. Baustellen-Logistik-Konzept

Zentrales Element dieser Arbeit war das Baustellen-Logistik-Konzept. In ihm vereinten sich alle bisher getroffenen Aussagen auf Transportmittel und Transportziele. In diesem Abschnitt galt es, drei Varianten eines Baustellen-Logistik-Konzeptes (BLK) zu erarbeiten. Diese drei Varianten sollten möglichst alle unter dem Abschnitt „Transport-/ Installationsgeräte“ genannten Seefahrzeugtypen (Ponton, Errichterschiff, Schwergutschiff usw.) enthalten.

- Variante 1 oder besser gesagt die „klassische Lösung“ beinhaltete den Transport der Offshore-Fundamente vom Fundamenthersteller zu einem Offshore-Basishafen, dortiger Vorhaltung und dem anschließenden Weitertransport der Fundamente zur OWP Lokation (Installation).
- In der Variante 2 wurde auf Grundlage eines seit Jahren bewährten Logistik-Konzeptes aus der Automobilbranche versucht, das „just in time“- Konzept auf die Offshore-Windparkinstallation zu übertragen.
- Die Variante 3 hingegen bestach durch ihre Einfachheit. Lediglich ein einziges Transportmittel war für den Transport und für die Installation der Offshore-Fundamente vorgesehen. Eine auf so wenige Transportschritte reduzierte Transportkette kann auch als direkte Lieferung bezeichnet werden.

Des Weiteren wurde jeder Variante ein Zeitplan zugrunde gelegt, der Auskunft über die Dauer der einzelnen Arbeitsschritte enthielt. Dies bildete die Grundlage einer detaillierten Kostenbetrachtung über die gesamte Transportkette des jeweiligen Konzepts. Naturgemäß gab es bei der in dieser Arbeit erwähnten Vielzahl von Transportmöglichkeiten und Umschlagmöglichkeiten eine hohe Anzahl von Kombinationsmöglichkeiten. Aus diesem Grund wurde nur auf die drei oben genannten Transportkettenvarianten detailliert eingegangen. Um die Transportkosten der Varianten möglichst genau zu beschreiben, wurden die Transportketten in einzelne Arbeitsschritte zerlegt und beschrieben. Dies bot den Vorteil, dass in der späteren Auswertung bestimmte Arbeitsschritte auf andere Transportketten übertragbar waren und damit alle Kombinationsmöglichkeiten bewertet werden konnten. Als Beispiel sei hier der Transport mit einem Schwergutschiff aufgeführt. So sind die Arbeitsschritte des Be- und Entladens völlig unabhängig von der dazwischen liegenden Transportdauer bzw. Distanz. Daher kann bei allen Transportketten mit der Verwendung von Schwergutschiffen auf den Vergleichswert des Be- und Entladens zurückgegriffen werden. Infolgedessen bildeten die drei Baustellen-Logistik-Konzepte in gewisser Weise einen Grundstamm, der als Grundlage für die Bewertung diente.

7. Bewertung der verschiedenen Transportketten

Nicht alle in der Diplomarbeit aufgeführten Fundamenthersteller kamen für alternative Transportmöglichkeiten wie dem Transport „just-in-time“ oder der direkten Lieferung in Frage. Die Distanz ist bei den meisten Herstellern einfach zu groß für diese Transportarten. Um dennoch einen Vergleich zu ermöglichen, wurde in den nachfolgenden Schritten, bezogen auf den Fundamenthersteller, die Transportkette bis zur Vorhaltung im Offshore-Basishafen Cuxhaven betrachtet und das Schwergutschiff als Transportfahrzeug gewählt. Das Ergebnis sollte in erster Linie bei zukünftigen Angebotsbearbeitungen die Wahl des Fundamentherstellers erleichtern. Der gesamte Vergleich basiert auf Excel-Berechnungen, die im Rahmen der Diplomarbeit erstellt wurden und von daher auch in Zukunft durch die Eingabe von aktuellen Werten (Charterkosten etc.) nutzbar wären. Die Bewertung der verschiedenen Transportketten erfolgte mit Hilfe von Bewertungsmatrizen, dessen Kerngedanke die Vergabe von Punkten war, da die Transportketten nicht allein anhand ihrer Kosten verglichen werden konnten. So waren Punkte wie zum Beispiel Transportrisiken nicht als Preis darstellbar. Daher vereinfachte die Vergabe von Bewertungspunkten den Vergleich und ließ ein eindeutiges Ergebnis zu. Das Punktesystem, das dem Vergleich der Transportketten unterlag, gliederte sich wie folgt:

- 25 Punkte: sehr gut (günstiger Preis, sehr gute Qualität etc.)
- 20 Punkte: gut (geringe Transportrisiken, gute Qualität etc.)
- 15 Punkte: befriedigend (mögliche Transportrisiken, befriedigende Qualität etc.)
- 10 Punkte: ausreichend (Transportrisiken, ausreichende Qualität etc.)
- 5 Punkte: mangelhaft (schlechter Preis, mangelhafte Qualität etc.)

Grundlage für die Vergabe von Punkten waren die in dieser Arbeit ermittelten Kosten, Risiken und Qualitätsunterschiede. Zusätzlich zu dem Punktesystem wurde in der Endbewertung noch ein Multiplikator eingeführt, der die Gewichtung der Bewertungspunkte widerspiegelte. Da die Herstellungskosten der Fundamente ein Vielfaches der Transportkosten betragen, wurde diesem Punkt eine wesentlich höhere Gewichtung (sechs Punkte) beigemessen, als zum Beispiel den Transportrisiken (zwei Punkte).

Firma	Kürzel	Land	Qualitätsniveau	Gewichtungs-multiplikator 2 x	Preisniveau	Gewichtungs-multiplikator 6 x	Transport-distanz	Gewichtungs-multiplikator 2 x	Transport-varianten	Gewichtungs-multiplikator 2 x	Transportkosten zum Offshore-Basishafen	Gewichtungs-multiplikator 2 x	Gesamtpunktzahl
DONGJUK S&S	DK	Südkorea	10	20	25	150	5	10	5	10	5	15	205
Shanghai Zhenhua Port Machinery Co. Ltd.	ZPMC	China	5	10	30	120	5	10	5	10	25	75	225
SIF Group bv/ Smulders Group	SIF/Smulders	Niederlande	25	50	10	60	20	40	30	40	15	45	235
BLADT industries A/S	BLADT	Dänemark	25	50	15	90	20	40	25	50	20	60	290
Ingenierby Dansk, Farnes SA	IDESA	Spanien	15	30	5	30	15	30	15	50	15	45	165
Emtbrocker Farnes & Gjesb & Co.	EFW	Deutschland	20	40	10	60	20	40	25	50	15	45	235
Sonderfal Metzker Osten	KA	V.A.E	5	10	15	90	10	20	5	10	5	15	145

Abbildung 4: Bewertungsmatrix der Transport und Herstellungskosten

Aus dieser Bewertung der Transportkosten ging die direkte Lieferung der Offshore-Fundamente als das günstigste Angebot hervor.

8. Konzept zur Senkung der Transportkosten / Fazit

Bei der Betrachtung der Transportkosten fiel auf, dass naturgemäß eine Abhängigkeit zwischen den Kosten und der Transportdistanz bestand. So wäre es einfach anzunehmen, dass die Lösung zur Senkung der Transportkosten in der bloßen Reduzierung der Transportdistanz läge. Wäre dem so, dürfte es heutzutage keine Containerschiffe und Transporte über längere Distanzen geben. Das dem keinesfalls so ist, lässt sich an den seit Jahren steigenden Frachtraten erkennen (mit Ausnahme der vergangenen Jahre). Warum also kommt es trotzdem zu den Transporten rund um den Globus? Die Antwort hierauf besteht in den großen Preisunterschieden der Waren auf dem globalen Markt, die den Transport von Waren über tausende von Seemeilen erst wirtschaftlich gestalten. Dieser Umstand ist übertragbar auf die in dieser Arbeit untersuchten Fundamenthersteller in Übersee, deren Preise weit unter denen ihrer Konkurrenten in Europa liegen. Jedoch zeigen sich gerade hier die momentanen Grenzen des weltweiten Handels auf. So egalisieren die Kosten und Risiken im Bereich des Offshore-Fundamenttransports den Preisvorteil der Produzenten in Übersee. Ob sich dies in näherer Zukunft ändert, bleibt abzuwarten. Mittelfristig ist jedoch damit zu rechnen, dass ein Preisvorteil in Übersee entsteht.

Um jedoch ein derzeit gültiges Konzept zur Senkung der Transportkosten zu erstellen, ist eine Minimierung der Transportkosten bezogen auf europäische Fundamenthersteller notwendig. Die in dieser Arbeit getätigten Untersuchungen zu den einzelnen Transportketten lassen einen übergeordneten Schluss zur Senkung der Transportkosten zu, so dass sich die Reduzierung der Arbeitsschritte innerhalb einer Transportkette generell positiv auf die Höhe der Transportkosten auswirkt. So bildet die direkte Lieferung der Offshore-Fundamente mit Hilfe des Errichterschiffs ein perfektes Beispiel dafür, wie so ein Konzept aussehen kann (siehe Variante 3). Um einen Überblick über alle Vorteile der direkten Lieferung zu bekommen, werden sie an dieser Stelle benannt:

- Keine Vorhaltungskosten
- Nur ein Vertragspartner bezogen auf den Transport
- Keine zu planenden Zwischenschritte
- Wegfall eines Großteils der Hafenkosten
- Das Transportrisiko sinkt aufgrund der Transportdistanz und Benutzung nur eines Schiffs
- Flexibles Reagieren auf neue Umstände (Schlechtwetter usw.)
- Geringerer Planungsaufwand
- Minimierung der möglichen Transportschäden
- Einmalige Ausrüstung

Somit stellt die direkte Lieferung (Variante 3) nach der Untersuchung und Bewertung der einzelnen Varianten das wirtschaftlichste und effizienteste Konzept zur Belieferung des in dieser Arbeit aufgeführten Offshore-Modellprojekts dar. Eine weitere Optimierung dieses Konzeptes könnte die Gesamtkosten einer Offshore-Windparkinstallation zusätzlich senken.

Kolkbildung und Dimensionierung des Kolkenschutzsystems eines OWEA Schwerkraftfundaments

Hydraulische Modellversuche zum STRABAG Schwerkraftfundament

395

Frau Dipl.-Ing. Mayumi Wilms

Mayumi Wilms, Holger Wahrmond, Arne Stahlmann, Claas Heitz, Torsten Schlurmann

1. Abstract

The continuous development and installation of offshore wind turbines in the North and Baltic Sea raise questions concerning longterm usability and stability as well as efficiency of support structures. Regarding costs, the installation of complex support structures in water depths up to 40 meter is still a significant factor compared to onshore installations. The STRABAG gravity foundation is a further development of the classical, simple type gravity foundation, consisting mainly of a reinforced and sand-filled concrete structure with a cross-shaped base forming the foundation of the wind turbine. In order to investigate the scouring phenomena around the STRABAG gravity foundation and scour protection systems, physical model tests in wave flumes on a scale of 1:50 and 1:17 have been carried out by the Franzius-Institute, University of Hanover. The experiments show that a scour protection system is necessary for the given wave boundary conditions; the performance of the selected protection system using geobags is verified.

2. Einleitung

Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) stellen aufgrund des Standortes „auf hoher See“ besondere Anforderungen an die Planer und die Bauausführenden. Große zyklische Belastungen aus Wind und Wellen und schwierige, hochgradig wetterabhängige Installationsbedingungen sind zwei der wesentlichsten beim Entwurf zu berücksichtigenden Faktoren. Aufgrund der für die kommenden Jahre geplanten, hohen Anzahl zu installierender Windenergieanlagen bietet sich eine Serienfertigung mit Chancen und Risiken an.

Das von der Fa. STRABAG entwickelte Schwerkraftfundament bietet eine innovative und wirtschaftliche Lösung für die Gründung von Offshore-Bauwerken. Das ca. 6.500 t schwere Fundament soll zukünftig als Fertigteil in Kainähe in Serie gefertigt werden. Der Transport zu seinem endgültigen Standort und das Absetzen auf dem vorbereiteten Meeresgrund erfolgen in der Serienfertigung mit einem speziellen Baugerät, einem Halbtaucher (Hartwig & Pöllath, 2009). In der Produktionsstätte werden sowohl der Stahlmast als auch die Maschinengondel mitsamt den Rotorblättern auf dem Fundament montiert. Anschließend wird die gesamte Anlage in einem Stück verschifft. Der Umfang der wetterabhängigen Offshore-Installationsarbeiten kann hierdurch im Vergleich zu anderen Gründungskonzepten signifikant reduziert werden.

Das an Land vorgefertigte Fundament einschließlich der bereits aufgesetzten Windenergieanlage wird am Offshore-Standort in eine zuvor ausgehobene und planierte Baugrube abgesetzt. Die Baugrubentiefe beträgt dabei je nach Baugrundverhältnissen ca. 3 bis 6 m. Der Einbau der Sohlsicherung auf der Baugrubensohle schließt sich unmittelbar an. Hierfür sollen geotextile Sandcontainer zum Einsatz kommen, die mit Aushubmaterial aus der Baugrube gefüllt sind. Oberhalb der Sohlsicherung wird die Baugrube bei Bedarf mit dem restlichen Aushubmaterial wieder verfüllt. Der Vorteil dieser Anordnung besteht darin, dass die Sohlsicherung unter der Geländeoberfläche angeordnet ist. Auf diese Weise sind an den Rändern der gesicherten Fläche keine über das Gelände ragenden Strukturen vorhanden, die Angriffsmöglichkeiten für eine fortschreitende Kolkbildung bieten. Kolke von der Geländeoberfläche bis zur Sohlsicherung werden ggf. in Kauf genommen. Sie können nur eine Tiefe bis zur Oberkante der Sohlsicherung erreichen und stellen damit keine Gefahr für die Standsicherheit der Gründung dar. Abbildung 1 zeigt den Bauzustand nach dem Absetzen des Fundamentes in der vorbereiteten Baugrube (a), den Zustand nach Einbau der Sohlsicherung auf der Baugrubensohle (b) und den Endzustand mit verfüllter Baugrube (c).

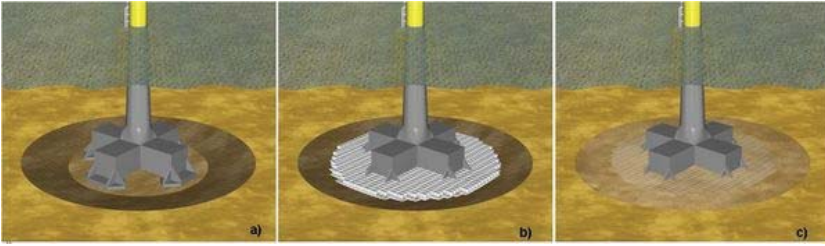


Abbildung 1: Bauzustände der Sohlsicherung

Zur dauerhaften Erhaltung der Standsicherheit des STRABAG-Schwerkraftfundamentes gehört es, dass eine Kolkbildung bis unter die Aufstandsflächen der Struktur sicher vermieden wird. Hierzu ist eine möglichst genaue Kenntnis der durch Strömung und Wellen hervorgerufenen Sedimenttransporte am Meeresboden erforderlich. Zweifelsohne stellt das Fundamentkreuz mit einer Breite von 40 m und einer Höhe von 8 m abzüglich der Baugrubentiefe ein Strömungshindernis dar, wodurch die Strömungsverhältnisse im Umgebungsbereich und damit verbunden auch der bodennahe Sedimenttransport beeinflusst werden. Es war bereits im Vorfeld der Untersuchungen davon auszugehen, dass für die Umgebungsbedingungen der angestrebten Standorte der Anlagen in der Nordsee ohne besondere Schutzmaßnahmen Kolke an den Bauwerksrändern entstehen, die unter Umständen die Standsicherheit beeinträchtigen können.

Um die Strömungsverhältnisse und Kolkbildungsvorgänge im Nahbereich des Fundamentes besser einschätzen und die darauf aufbauenden Kolk Schutzmaßnahmen gesichert planen zu können, wurden in 2010 vom Franzius-Institut (FI) der Leibniz Universität Hannover zunächst kleinmaßstäbliche, grundlegende physikalische Modellversuche im Wellenkanal des FI (WKS) als Parameterstudie durchgeführt. Diese wurden im Anschluss durch ausgewählte, großmaßstäbliche Versuchsreihen im Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrums Küste (FZK) validiert. Die Versuche wurden ergänzt durch numerische Simulationsmodelle der Fa. FlowConcept GmbH, Hannover. Mit Hilfe der Untersuchungen konnten die Prozesse der Kolkbildung sowie die maßgebenden Einflussparameter quantifiziert und ein Kolk Schutzsystem, basierend auf der Verwendung geotextiler Sandcontainer, überprüft sowie dessen Wirksamkeit nachgewiesen werden. Die Versuchsergebnisse ermöglichten es, geeignete Materialien sowie Sandcontainergrößen und -geometrien zu finden und ihre Eignung zu bestätigen.

3. Hydraulische Modellversuche

Die Messungen im GWK umfassen Strömungsmessungen im Strukturbereich, Kolkmessungen, Untersuchungen zum Einzelnachweis der Lagestabilität verschiedener geotextiler Sandcontainer (Elementversuche) und Untersuchungen zum Nachweis der Wirksamkeit eines Gesamtkolk Schutzsystems für das Schwergewichtsfundament (Gesamtkolk Schutzversuche). Der vorliegende Beitrag befasst sich primär mit den Element- und Gesamtkolk Schutzversuchen.

3.1 Versuchsaufbau

3.1.1 Allgemein

Im Rahmen der großmaßstäblichen Untersuchungen wird ein Modell des STRABAG-Schwerkraftfundamentes im Maßstab 1:17 gefertigt und im GWK bei fester Verbindung mit der Kanalsohle in das bestehende Sandbett aus eng gestuftem Feinsand ($d_{50} = 0,148 \text{ mm}$) eingebaut. Der horizontale Teil des Sandbetts hat dabei eine Schichtdicke von 1,20 m und eine Länge von 34,3 m. Vor und hinter dem horizontalen Teil des Sandbetts werden entsprechende Anrampungen mit Neigungen von etwa 1:20 hergestellt. In Abbildung 2 sind der Längs- und Querschnitt des Versuchsaufbaus im GWK schematisch dargestellt.

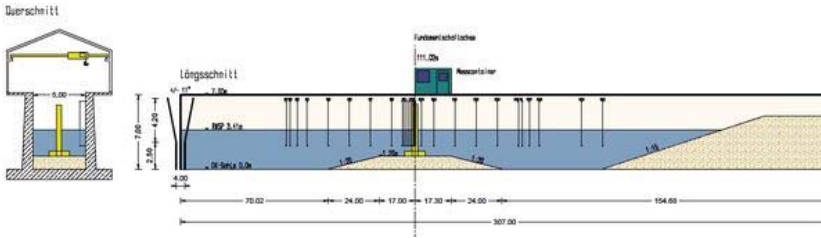


Abbildung 2: Querschnitt und Längsschnitt des Versuchsaufbaus im GWK

Zur Aufmessung des Sandbetts und des welleninduzierten Sedimenttransports kommt ein Multibeam Fächerecholot zum Einsatz. Die Wasseroberflächenauslenkung wird mit 24 Drahtwellenpegeln aufgenommen. Versuchstechnisch bedingt werden keine Tide- oder windinduzierten Strömungen im Labor simuliert, daher sind die sich einstellenden Strömungsfelder und Kolke ausschließlich welleninduziert.

3.1.2 Versuchsaufbau Elementversuche

Im Rahmen der Kolkstudienuntersuchungen am STRABAG-Schwerkraftfundament wird die vom Auftraggeber bevorzugte Variante des Einsatzes geotextiler Sandcontainern gewählt und dezidiert analysiert. Da die Versuche zunächst ohne Präsenz des Fundaments durchgeführt werden, wird der Längenmaßstab der Einzelelementversuche der geotextilen Sandcontainer auf 1:10 erhöht, um bessere Rückschlüsse auf die natürlichen Randbedingungen zuzulassen und Modelleffekte weiter zu minimieren. In einer Grundlagenuntersuchung wird die Lagestabilität unter Wellenlast von fünf verschiedenen geotextilen Sandcontainertypen von zwei Herstellern synchron im GWK untersucht. Dabei sind drei Sandcontainertypen von der Fa. NAUE GmbH & Co. KG angefertigt. Das verwendete geotextile Material ist ein vernetzter Stapelfaservliesstoff vom Typ Secutex R201. Die zwei anderen Sandcontainertypen sind von der Fa. HUESKER Synthetic GmbH aus einem geotextiler Verbundstoff vom Typ HaTe B 200 J hergestellt. Beide Hersteller nutzen als Füllmaterial den gleichen fein gestuften Sand mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 0,148$ mm, der auch für das Sandbett im WKS und GWK eingesetzt wird. Neben dem Material unterscheiden sich die fünf verwendeten Sandcontainertypen in ihrem Befüllungsgrad, ihrem Füllvolumen und somit auch in ihrem Füllgewicht. Hinsichtlich der Zuschnittabmessungen der Sandcontainer werden Seitenverhältnisse von 1:1, 1:1,33 und 1:1,5 untersucht. In Tabelle 1 sind die Geometrien und Dimensionierung der fünf eingesetzten Sandcontainertypen zusammengefasst.

Tabelle 1: Dimensionierung der fünf verwendeten geotextilen Sandcontainertypen für die Elementversuche

Containertyp	Seitenverhältnis	Befüllungsgrad	Zuschnittabmessung 1:1	Theoret. max. Füllvolumen 1:1	Zuschnittabmessungen 1:10	Gewicht 1:10
[-]	[-]	[%]	[m]	[m ³]	[m]	[kg]
N1 Stapelvlies	1:1	100	2,05 x 2,05	1,5	0,205 x 0,205	2,7
N2 Stapelvlies	1:1,5	100	1,79 x 2,69	1,5	0,179 x 0,269	2,7
N3 Stapelvlies	1:1,33	100	4,0 x 3,0 x 0,5	6,0	0,4 x 0,3 x 0,05	10,8
H1 Stapelvlies	1:1,33	80	4,0 x 3,0 x 0,5	6,0	0,4 x 0,3 x 0,05	9,0
H2 Stapelvlies	1:1	80	2,05 x 2,05	1,5	0,205 x 0,205	1,8

Die geotextilen Sandcontainer sind in Einzel- und Gruppenanordnung auf dem horizontalen Teil des Sandbetts vor dem Schwerkraftfundament platziert, unter Minimierung einer möglichen Beeinflussung der Sandcontainer durch die Kanalwände bzw. einer Beeinflussung der Sandcontaineranordnungen untereinander. Die Untersuchung von Containergruppen wird durchgeführt, um den Einfluss eines möglichen Verzahnungs- bzw. Verklammerungseffekts der Sandcontainer untereinander zu verdeutlichen. Bei den rechteckigen Sandcontainern besteht eine Gruppe aus 6 Sandcontainern (3x2) in der unteren Schicht und 2 Containern in der oberen Schicht. Bei den quadratischen Sandcontainern besteht eine Gruppe aus 9 Sandcontainern (3x3) in der unteren Schicht und 4 Containern (2x2) in der oberen Schicht. Die einzeln liegenden Sandcontainer und die jeweiligen Containergruppen werden sowohl längs als

auch quer zur Wellenfortschrittsrichtung positioniert. Die Sandcontainertypen mit einem Seitenverhältnis von 1:1 werden in einem 0° und 45° Winkel zur Wellenfortschrittsrichtung positioniert. Aus Abbildung 3 ist der Ausgangszustand der Anordnung der verschiedenen Sandcontainer im GWK vor den durchgeführten Elementversuchen ersichtlich. Ergebnisse der Untersuchungen sind Kapitel 4.1.1 zu entnehmen.



Abbildung 3: Anordnung der geotextilen Sandcontainertypen im Anfangszustand

3.1.3 Versuchsaufbau Gesamtkolkschutzversuche

Die geotextilen Sandcontainertypen, die im Rahmen der Untersuchungen im GWK zur Dimensionierung eines Gesamtkolkschutzsystems verwendet werden, sind hinsichtlich ihres Volumens, des Seitenverhältnisses und der Art des zu verwendenden Textiles vom Auftraggeber vorgegeben. Es wird der Sandcontainer vom Typ N1 im Maßstab 1:17 verwendet (siehe Tabelle 2).

Tabelle 2: Ausgewählter Sandcontainertyp für die Untersuchungen zur Dimensionierung des Kolkschutzsystems im GWK

Typ N1	Zuschnittabmessungen	Füllvolumen	Gewicht
Natur 1:1	2,05 x 2,05 m	1,50 m ³	2700 kg
Modell 1:17	0,121 x 0,121 m	0,0003 m ³	0,550 kg

Das Versuchsprogramm zur Dimensionierung des Kolkschutzsystems beinhaltet insgesamt drei verschiedene Versuchsvarianten, in denen die Wirksamkeit dreier unterschiedlicher Kolkschutzmaßnahmen untersucht wird. In Tabelle 3 sind die Parameter der verschiedenen Versuchsvarianten im Naturmaßstab zusammengefasst. In diesem Beitrag werden der Referenzversuch ohne Kolkschutz und der Versuch zum Kolkschutz Variante 3 verglichen. Informationen zu den Kolkschutzvarianten 1 und 2 sind Wärmund et al. (2011) zu entnehmen.

Tabelle 3: Übersicht der drei Varianten der Kolkschutzmaßnahme im GWK, Naturmaßstab

Variante	Sandcontainer Typ	Einbindetiefe des Fundaments	Kolkschutzmaßnahme
1	N1	0,0 m	Sandcontainer
2	N1	3,0 m	Sandcontainer + Vlies
3	N1	3,0 m	Sandcontainer

Die Anzahl der verwendeten Sandcontainer im Kolkschutzgesamtsystem wird über eine Flächenberechnung bestimmt. Bei der Berechnung wird von einem zweilagigen Einbau der Sandcontainer auf der vorgegebenen Fläche des Kolkschutzsystems mit einem Durchmesser von 52,5 m (in Natur) bei unregelmäßiger Anordnung ausgegangen.

Insgesamt werden 1104 Sandcontainer für das Kolkschutzsystem des Schwerkraftfundaments eingesetzt und direkt auf das Sandbett verlegt. Der Einbau der Sandcontainer erfolgt unter Wasser, bei einer Wassertiefe von 0,45 m. Die Sandcontainer werden zufällig verlegt, indem sie in das Wasser eingetaucht und anschließend losgelassen werden, so dass sie ihre endgültige Lage im freien Fall erreichen. Um eine gleichmäßige Verteilung der Sandcontainer um das Schwerkraftfundament zu erzielen, wird die kreisförmige Fläche des vorgesehenen Kolkschutzkreises in 4 Segmente geteilt und es werden pro Segment 276 Sandcontainer in einem definierten Muster verteilt. Anschließend wird die Baugrube verfüllt, sodass das Fundament (im Modellmaßstab) 0,18 m in das Sandbett eingebunden ist. Abbildung 4 (links) zeigt das Fundament mit einem fertig verlegten Segment des Kolkschutzkreises. Abbildung 4 (rechts) zeigt das Fundament mit fertig eingebautem Kolkschutzsystem.



Abbildung 4: Fundament während der Einbauphase des Kolkschutzsystems (links) und Fundament mit fertig eingebautem Kolkschutzsystem im Anfangszustand im GWK (rechts)

3.2 Versuchsdurchführung

3.2.1 Versuchsdurchführung Elementversuche

Zu Beginn der Versuchsreihe wird der Ausgangszustand und Lageposition der kontrolliert angeordneten geotextilen Sandcontainern fotografisch festgehalten. Die geotextilen Sandcontainer werden mit Wellenzügen bestehend aus insgesamt 3000 Einzelwellen des 50-jährlichen Extremereignisses beaufschlagt, bei einer Wassertiefe von 3,75 m (37,50 m Natur) über Sandsohle. Die genauen hydraulischen Randbedingungen für das Versuchsprogramm der Elementversuche sind in Tabelle 4 zusammengefasst.

Tabelle 4: Hydraulische Randbedingungen für das Versuchsprogramm im GWK, Längenmaßstab 1:10

Parameter	Symbol	Natur	Modell
Wasserstand	d	37,5 m	3,75 m
Peakperiode	T_p	13,8 s	4,36 s
Signifikante Wellenhöhe	H_s	10,8 m	1,08 m
Wellenbeanspruchung		50-jährliches Extremereignis	

Um die Stabilität der einzelnen Sandcontainertypen und der angeordneten Containergruppen zu analysieren, erfolgt das Aufmaß des Sandbetts nach

- 0, 1000, 2000 und 3000 Einzelwellen

des 50-jährlichen Extremereignisses mittels Fächerecholot. Nach der Messung wird das Wasser langsam und kontrolliert aus dem GWK abgelassen und der Zustand der Sandcontainer fotografisch erneut festgehalten.

3.2.2 Versuchsdurchführung Gesamtkolkschutzversuche

Zu Beginn jeder Versuchsreihe wird der Ausgangszustand fotografisch festgehalten. Die hydraulischen Randbedingungen für das Versuchsprogramm sind in Tabelle 5 angegeben.

Tabelle 5: Hydraulische Randbedingungen für das Versuchsprogramm im GWK, Längenmaßstab 1:17

Parameter	Symbol	Natur	Modell
Wellenangriffsrichtung		45°	45°
Wasserstand	d	37,5 m	2,21 m
Peakperiode	T_p	13,8 s	3,35 s
Signifikante Wellenhöhe	H_s	10,8 m	0,64 m
Wellenbelastung		50-jährliches Extremereignis	

Um die Verlagerung der Sandcontainer über die Zeit und die damit einhergehende Wirksamkeit des vollständigen Kolkschutzsystems analysieren zu können, erfolgt das Aufmaß des Sandbetts nach

- 0, 500, 1000, 2000, 3000, 4000 und 5000 Einzelwellen

des 50-jährlichen Extremereignisses mittels Fächerecholot. Nach der Messung wird das Wasser langsam und kontrolliert aus dem GWK abgelassen, um eine visuelle Bewertung des ungestörten Zustands vornehmen zu können.

4. Ergebnisse und Diskussion

4.1.1 Ergebnisse und Diskussion Elementversuche

In Abbildung 5 – Abbildung 6 sind die Ergebnisse der Untersuchungen dargestellt.

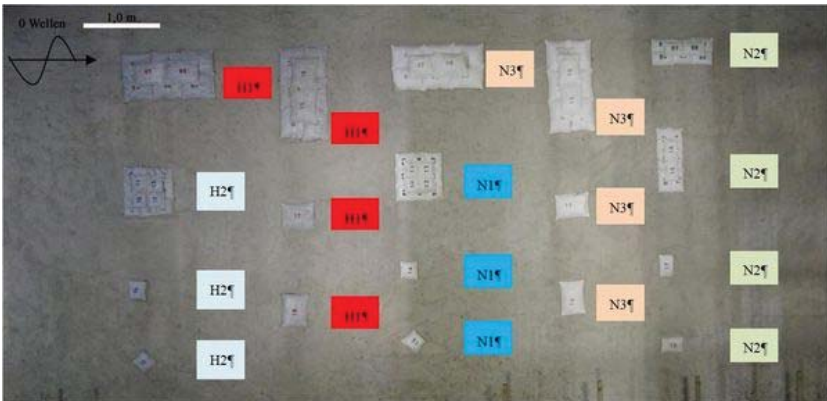


Abbildung 5: Anfangszustand der Sandcontainer mit Containertypbezeichnung, Wellenangriffsrichtung erfolgt von links



Abbildung 6: Zustand der Sandcontainer nach Belastung mit 3000 Wellen des 50-jährlichen Extremereignisses, Wellenangriffsrichtung erfolgt von links

Es lässt sich feststellen, dass sich bereits nach der Belastung von 1000 Wellen des 50-jährlichen Extremereignisses ein Zustand einstellt, der sich auch durch die fortgesetzte Wellenbelastung nicht signifikant ändert. Sowohl um die Einzel- als auch die Gruppencontainer bilden sich lokale Kolk, die zu einer Art Einspülung der geotextilen Sandcontainer in das Sandbett führen.

Die Containergruppen, die quer zur Wellenangriffsrichtung angeordnet sind, weisen eine geringere Lagestabilität als längsliegende Containergruppen auf, da sie eine größere Angriffsfläche für die Wellen bieten. Außerdem lässt sich beobachten, dass die leichtesten Container (H2), sowohl in Einzel- als auch in Gruppenanordnung lageinstabil sind. Dagegen sind die Sandcontainer vom Typ N1, die zwar dieselben Zuschnittabmessungen aufweisen, jedoch schwerer sind, insgesamt lagestabil. Somit stellt ein Füllvolumen von $1,5 \text{ m}^3$ und ein Gewicht von $2,7 \text{ t}$ das Mindestmaß für einen Sandcontainer dar, der von dem bemessungsrelevanten 50-jährlichen Extremereignis belastet wird.

4.1.2 Ergebnisse und Diskussion Gesamtkolkenschutzversuche

In Abbildung 7 sind der Zustand der Kolkentwicklung und die Ergebnisplots der Fächerecholot-Messungen nach 5000 Wellen für die Versuchsreihen ohne Kolkenschutz und die Kolkenschutzmaßnahme Variante 3 dargestellt (von oben nach unten). Eine schwarze Färbung der Fächerecholot-Plots gibt Sedimenterosion, eine weiße Sedimentakkumulation im Bezug zum Ursprungsplanum an.

Es zeigt sich, dass für die Versuchsreihe ohne Kolkenschutz die deutlichsten Auskolkungen sowohl an den vier äußersten Aussteifungselementen (in Wellenangriffsrichtung gesehen) entstehen, als auch zwischen den dem Wellenangriff zu- und abgewandten Hohlkästen. Außerdem lässt sich eine leichte Sandakkumulation im vorderen Bereich zwischen den dem Wellenangriff zugewandten Hohlkästen und in den seitlichen Zwischenräumen beobachten.

Für die Versuchsreihen mit Kolkenschutzsystem ist festzustellen, dass die geotextilen Sandcontainer vom Typ N1 unter den gegebenen Randbedingungen des 50-jährlichen Extremereignisses lagestabil sind, so wie in den Elementversuchen bereits nachgewiesen. Für die Versuchsreihe mit der Kolkenschutzmaßnahme Variante 3 ist zu beobachten, dass durch die Wellenbelastung leichte Sedimenterosionen oberhalb des Kolkenschutzes sowohl vor und hinter dem Schaft wie auch seitlich des Schaftes auftreten (jedoch nicht so tief wie in der Versuchsreihe ohne Kolkenschutzmaßnahme).



Abbildung 7: Zustand der Kolkentwicklung vor (links) und hinter (Mitte) dem Schaft, Ergebnisplot des Fächerecholots (rechts) nach 5000 Wellen. Wellenangriffsrichtung erfolgt von links. Versuch ohne Kolkchutz (oben). Versuch mit Kolkchutzmaßnahme Variante 3 (unten)

Für die Diskussion und Bewertung der Messdaten wird die Entwicklung der gemessenen Kolkiefen für jede Versuchsreihe an repräsentativen Punkten über die Wellenzahl aufgetragen und miteinander verglichen. Bei der Ermittlung der Kolkverläufe wird die Kreisfläche mit Radius $r = 1,54 \text{ m}$ ($r = 26,25 \text{ m}$ in Natur) um das Schwerkraftfundament herum betrachtet. Dieser Radius entspricht dem Radius der für den Prototyp geplanten Kolkchutzfläche. Innerhalb dieser betrachteten Kreisfläche gelten die Bereiche als repräsentativ, die im Zustand nach der Belastung mit 5000 Wellen den tiefsten Kolk aufweisen. Die sich hieraus ergebenden Kolkiefen werden mit dem Bauwerksdurchmesser D ($D = 1,91 \text{ m}$ im Modell) normiert und über die Wellenzahl aufgetragen, vgl. Abbildung 8 (links). In Abbildung 8 (rechts) ist das Fundament mit Markierung der repräsentativen Punkte dargestellt.

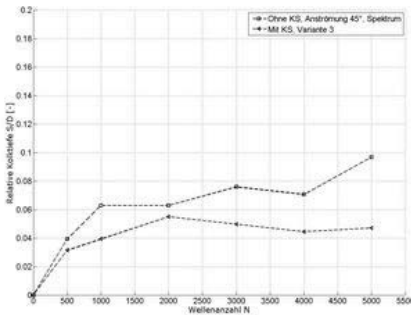


Abbildung 8: Verlauf der relativen Kolktiefe S/D über die Wellenzahl (links) und Markierung des repräsentativen Messpunktes (rechts)

In der Versuchsreihe ohne Kolkchutz ist nach den ersten 500 Einzelwellen bereits 50 % der maximalen, relativen Kolktiefe S/D erreicht. Die relative Kolktiefe nimmt anschließend nur noch langsam zu und beträgt nach 5000 Wellen rd. 10 %. In der Versuchsreihe mit Kolkchutz liegen die relativen Kolkiefen quantitativ unter den Ergebnissen der Untersuchung ohne Kolkchutz, mit rd. 5 % um die Hälfte kleiner. Die relativen Kolkiefen entwickeln sich rasch in den ersten 500 – 1000 Wellen und nehmen anschließend nicht mehr signifikant zu. Wie geplant wird die Tiefe der Kolke durch die Sohlsicherung begrenzt.

Neben der zeitlichen Betrachtung der Kolkentwicklung wird auch die räumliche Kolkentwicklung betrachtet, indem Schnittdiagramme durch die o.g. repräsentativen Kolkbereiche entlang der y-Achse (Kanalbreite) gezogen werden. In Abbildung 9 ist der Querschnitt für die Untersuchungen mit und ohne Kolkchutzmaßnahme dargestellt; das Schwerkraftfundament ist schematisch abgebildet. Es kann beobachtet werden, dass der Kolk im Modell von den Fundamentaufstandsflächen aus gemessen maximal 0,50 m breit ist und nicht von der Kanalwand beeinflusst wird. Hieraus lässt sich schließen, dass der vorhandene Verbauungsgrad im Kanal keinen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse der Kolkabildung hat. Weiterhin lassen sich die in den vorgegangen Abschnitten getroffenen Beobachtungen bestätigen:

- der Kolk entwickelt sich rasch in den ersten 500 – 1000 Einzelwellen,
- der Kolk entsteht an den Fundamentaufstandsflächen und hinter dem Schaft zwischen den Hohlkästen,
- infolge des Kolk schutzes entwickeln sich geringere Kolk tiefen und –breiten.

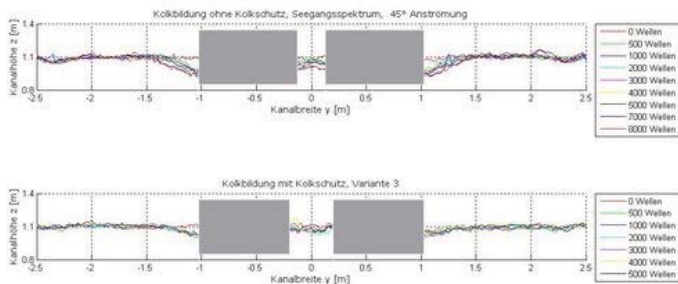


Abbildung 9: Schnittdiagramm der Kolkentwicklung entlang der Kanalbreite für die Position des tiefsten Kolks, ohne Kolk schutz (oben), mit Kolk schutz (unten)

5. Zusammenfassung

Erfahrungen aus den zuletzt installierten Windkraftanlagen in der deutschen AWZ der Nordsee zeigen, dass die Kolkbildung bezogen auf die Standsicherheit der Anlagen ein sehr ernst zu nehmendes Phänomen darstellt. Die vorhandenen Berechnungsmöglichkeiten können bisher nicht alle Wirkungsmechanismen insbesondere bei geometrisch komplexen Fundamentstrukturen beschreiben. Für das STRABAG-Schwerkraftfundament lagen bisher keine praktischen Erfahrungen zur Kolkbildung vor, die als Grundlage für geeignete Bemessungsverfahren des Kolk schutzes hätten dienen können. Großmaßstäbliche Versuche waren daher unumgänglich, um ein ausreichendes Maß an Planungssicherheit zu erreichen.

Im Rahmen dieses Beitrages wurden die Versuchsreihen und Ergebnisse zum Einzelnachweis der Lagestabilität verschiedener geotextiler Sandcontainer und zum Nachweis eines Gesamtkolk schutzsystems für das STRABAG-Schwerkraftfundament vorgestellt.

Zur Ermittlung eines geeigneten Sandcontainertyps (insbesondere hinsichtlich Abmessungen und Gewicht) für die Kolk schutzmaßnahme wurden fünf verschiedene Typen geotextiler Sandcontainer auf der horizontalen Sandbettfläche in Einzel- und Gruppenanordnung sowohl längs als auch quer zur Wellenangriffsrichtung verlegt. Die Sandcontainertypen unterschieden sich in Material, Zuschnittabmessungen, Befüllungsgrad und Gewicht. Die Untersuchung zur Lagestabilität geotextiler Sandcontainer ergibt, dass der Sandcontainer vom Typ N1 mit (in der Natur) 2,05 x 2,05 m Abmessung, 1,5 m³ Füllvolumen und 2,7 t Gewicht lagestabil ist und die Mindestgröße darstellt, die den gegebenen hydraulischen Randbedingungen widerstehen sollen.

Für den Nachweis des Gesamtkolk schutzsystems wurden Versuchsreihen mit beweglicher Sohle, einer Wellenangriffsrichtung von 45° (bezogen auf die horizontale Fundamentausrichtung) und einem Seegangsspektrum (50-jährliches Extremereignis) entsprechend den hydraulischen natürlichen Randbedingungen durchgeführt. Eine Versuchsreihe ohne Kolk schutz diente dabei als Referenzmessung. Es wurden drei Varianten von Kolk schutzmaßnahmen untersucht. In allen drei Varianten kam der Sandcontainer vom Typ N1 als geotextiler Sandcontainer zum Einsatz. Dieser wurde zweilagig und zufällig im vorgegebenen Kolk schutzkreis mit dem

Durchmesser 52,50 m (Naturmaßstab) eingebaut. In der Kolkchutzvariante 3 war das Fundament in das Sandbett eingebunden ($d = 3$ m in Natur). Im Rahmen dieses Beitrages wurde die Referenzmessung mit der Kolkchutzvariante 3 (Einbettung und Kolkchutzsystem wie für Prototyp vorgesehen) verglichen. Nach der Belastung mit 5000 Einzelwellen des 50-jährlichen Extremereignisses kam es zu keiner signifikanten Kolkbildung. Die geplante Kolkchutzkreisfläche ist somit als ausreichend anzusehen.

Die Untersuchungen im GWK im Maßstab 1:17 bestätigen insgesamt die Leistungsfähigkeit der Kolkchutzmaßnahme Variante 3 aus geotextilen Sandcontainer vom Typ N1 unter Belastung durch 5000 Wellen des 50-jährlichen Extremereignisses.

6. Schrifttum

Hartwig, U.; Pöllath, K.: *Das Züblin-Fundament: Eine innovative Flachgründung für Offshore-Windenergieanlagen in großen Wassertiefen*. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 47, 2009, Vortrag zum 5. Hans Lorenz Symposium am 1.10.2009

Wahrmund, H.; Wilms, M.; Stahlmann, A.; Heitz, C.; Schlurmann, T.: *Kolkbildung und Dimensionierung des Kolk schutzes eines OWEA-Schwerkraftfundaments*. 8. FZK-Kolloquium-Maritimer Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Forschungszentrum Küste, S. 93-104, 10. März 2011, Hannover

Analyse der Fluid-Struktur-Interaktion an einem Schwergewichtsfundament einer Offshore-Windenergieanlage

Studienarbeit am Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Leibniz Universität Hannover

405

Frau Nina Manig

Nina Manig

EINLEITUNG

Die Errichtung einer Offshore-Windenergieanlage (WEA) und insbesondere die Installation ihrer Gründungsstruktur führt zu einer künstlichen Änderung der vorhandenen Strömungsverhältnisse, hervorgerufen durch eine komplexe Interaktion zwischen Seegang, Strömung und der Struktur. Abhängig von der Geometrie der errichteten Struktur, den vorherrschenden Strömungs- sowie Seegangsbedingungen kommt es beim Umströmungsvorgang zu erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten, Bildung von Wirbelsystemen sowie Turbulenzen. Durch diese Veränderungen im Strömungsfeld wird im Bereich des Meeresbodens das örtlich bestehende Gleichgewicht zwischen den hydrodynamischen und morphologischen Prozessen gestört und es kommt in der Regel zu einer lokalen Erhöhung der Sedimenttransportraten und damit zur Ausbildung von Kolken in der direkten Umgebung der Struktur (Stein, 1981). Diese Kolkerscheinungen setzen die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit der gesamten Offshore-WEA herab, wenn nicht geeignete Kolk Schutzmaßnahmen ausgeführt werden. Für die funktionelle Planung solcher Maßnahmen ist die Kenntnis der komplexen Umströmungsvorgänge im Bereich der Gründungsstruktur unabdingbar, um eine richtige Voreinschätzung der Geometrie und der zeitlichen Entwicklung der Kolke zu treffen.

Für die Geometrie des neu entwickelten Schwerefundaments der STRABAG OFFSHORE WIND GmbH liegen derzeit keine ausreichenden Kenntnisse über die komplexen Strömungsprozesse und die daraus resultierende Kolkbildung um das Fundament vor. Das Ziel dieser Arbeit ist daher die Gewinnung von neuen Erkenntnissen über die veränderten Strömungsvorgänge, die sich unter regelmäßiger Wellenbelastung in direkter Umgebung des STRABAG-Schwerefundaments einstellen. Die phänomenologischen Untersuchungen zur Umströmung des Fundaments erfolgen anhand hydraulischer Modellversuche im Maßstab 1:50 (Längenmaßstab) im Wellenkanal Schneiderberg des Franzius-Instituts der Leibniz Universität Hannover unter Berücksichtigung variierender Lastparameter einschließlich der Ausrichtung des Fundaments sowie Wellenperiode und Wasserstand, die zuvor mit dem Auftraggeber abgestimmt wurden. Basierend auf der Analyse der visualisierten Untersuchungsergebnisse können erste Aussagen über Bereiche um das STRABAG-Schwerefundament gemacht werden, in denen es zu erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten in Sohlhöhe sowie Wirbelausbildungen kommt. Zudem können die Wellenlasten sowie der Ausrichtung des Fundaments bestimmt werden, die zu maximalen Strömungsgeschwindigkeiten in Sohlhöhe und damit zu einer möglichen maximalen Kolkbildung führen.

THEORETISCHE GRUNDLAGEN

Unter ungestört fortschreitenden Schwerewellen breitet sich das oszillierende Geschwindigkeitsfeld ungestört aus (Koether, 2002) und es ist möglich, Partikelgeschwindigkeiten mit Hilfe von deterministischen Wellentheorien hinreichend analytisch zu beschreiben. Für viele ingenieurpraktische Fragen, u.a. die Sedimentbewegung, ist vor allem die Partikelgeschwindigkeit in horizontale Richtung von großer Bedeutung, da eine erhöhte Horizontalgeschwindigkeit in Sohlhöhe zu erhöhten Schubspannungen und damit zu einer Sedimentmobilisierung führen kann. Während einer Wellenphase ist die horizontale Geschwindigkeitskomponente u der Strömung am Wellenberg maximal und in Wellenfortschrittsrichtung gerichtet. Im Wellental wird die horizontale Komponente u wiederum maximal jedoch entgegen der Wellenfortschrittsrichtung gerichtet. Im Nulldurchgang strömt das Wasser mit max. w vertikal nach oben oder unten, je nachdem ob der Wasserspiegel in diesem Nulldurchgang ansteigt oder absinkt (Abb. 1). Je flacher das Wasser wird, desto schwächer wird die Vertikalkomponente w (Zanke, 2002).

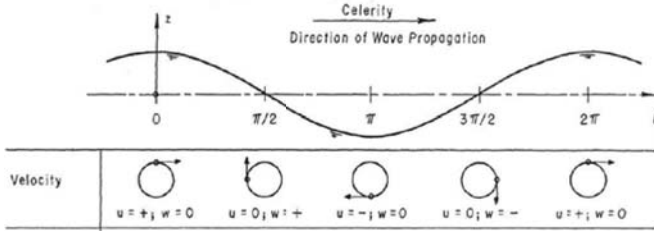


Abbildung 1. Lokale Partikelgeschwindigkeiten unter einer ungestört fortschreitenden Welle (nach SPM, 1984)

Bei der Interaktion mit Strukturen werden die Wasserpartikel teils beschleunigt oder verzögert in neue Bahnen gelenkt oder zusätzlich in Rotation versetzt (Koether, 2002) mit der Folge, dass die Wasserpartikel mit erhöhten Geschwindigkeiten, Wirbelausbildungen sowie Turbulenzen um die Struktur herumgeleitet werden (Ahrendt, 2006). In welchem Maß die Partikelbewegung gestört wird, hängt von den Parametern der anlaufenden Welle einschließlich Wellenhöhe, Wellenperiode und Wassertiefe sowie der geometrischen Form der Struktur ab. Eine analytisch exakte Beschreibung der hochkomplexen, dreidimensionalen und zeitabhängigen Geschwindigkeits- und Wirbelfelder, die sich an umströmten Strukturen unter Wellen- und Strömungsbelastung einstellen, ist derzeit nicht möglich, so dass zur Erlangung von Einblicken in dieses komplexe Phänomen die Durchführung von hydraulischen Modellversuchen unabdingbar ist.

HYDRAULISCHE MODELLVERSUCHE

Versuchsaufbau und Messtechnik

Das im Längenmaßstab 1:50 gefertigte Modell des STRABAG-Schwerkraftfundaments wurde im Wellenkanal Schneiderberg (Länge 110 m, Breite 2,2 m, Tiefe 2,0 m) des Franzius-Instituts in einer Entfernung von ca. 26 m von der Wellenmaschine mittig positioniert und dort mit regelmäßigen Wellen belastet. Die Messung der Wasserspiegelauslenkung wurde anhand von vier fest installierten Wellenpegeln durchgeführt. Die Strömungsgeschwindigkeitsmessungen erfolgten punktuell mittels einer ADV-Sonde (Acoustic Doppler Velocimeter) der Fa. Nortek AS, die an einer 3-Achsen-Verfahreinheit befestigt wurde (Abb. 2 und Abb. 3).

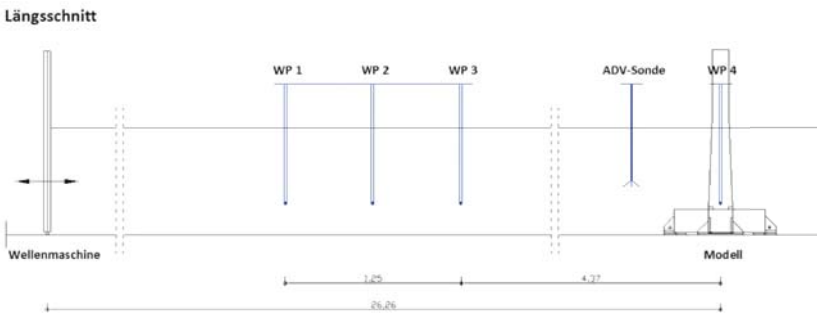


Abbildung 2. Längsschnitt des Versuchsaufbaus im Wellenkanal Schneiderberg des Franzius-Instituts

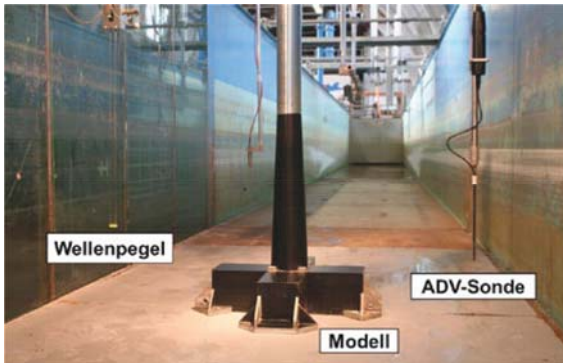


Abbildung 3. Versuchsaufbau im Wellenkanal Schneiderberg des Franzius-Instituts

Hydraulische Randbedingungen und Versuchsdurchführung

Die hydraulischen Randbedingungen wurden nach den Extremereignissen mit einem Wiederkehrintervall von 50 Jahren gemäß den Vorgaben des Auftraggebers ausgelegt. Die Umrechnung der Naturwerte in die Modellwerte erfolgte mit dem Froude'schen Modellgesetz (Tab. 1).

Tabelle 1. Hydraulische Randbedingungen nach den Extremereignissen mit einem Wiederkehrintervall von 50 Jahren

Parameter	Symbol	Natur	Modell
Ausrichtung des Fundaments	α_1	0°	0°
	α_2	45°	45°
Wasserstand	d_1	37,5 m	0,75 m
	d_2	42,8 m	0,856 m
Wellenperiode	T_{m1}	11,6 s	1,64 s
	T_{m2}	15,1 s	2,135 s
Wellenhöhe (signifikant)	H_s	10,8 m	0,216 m
Wellenhöhe (root-mean-square)	H_{rms}	7,637 m	0,153 m

Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden insgesamt neun Versuchsserien durchgeführt, in denen die Wellenparameter Wellenperiode und Wasserstand aber auch die Ausrichtung des Fundaments variiert wurden. Die erste Versuchsserie diente als Referenzversuch ohne Anwesenheit des Fundaments mit einem Wasserstand von $d_1 = 0,75$ m und einer Wellenperiode von $T_{m2} = 2,135$ s. Jeweils vier Versuchsserien wurden für die 0° und 45° Ausrichtung mit variierenden Wellenparametern durchgeführt. Für die Positionierung der ADV-Sonde wurden räumlichen Messpunkte in direkter Umgebung des Fundaments festgelegt, an denen die Strömungsgeschwindigkeiten punktuell gemessen wurden. Insgesamt gibt es bei der 0° Ausrichtung des Fundaments acht Messpositionen und bei der 45° Welleneinlafrichtung zwölf Messpositionen bezüglich des x-y-Koordinatensystems, an denen in jeweils elf Höhen bezüglich der z-Koordinate die Strömungsgeschwindigkeiten punktuell erfasst wurden (Abb. 4).

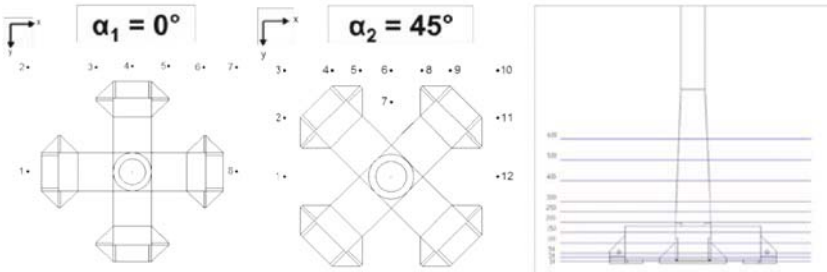


Abbildung 4. Lage der Messpositionen in der Draufsicht für die Fundamentausrichtungen 0° (links), 45° (mitte) und im Höhenprofil (rechts)

Um die veränderten Strömungsvorgänge erfassen, verstehen und gleichzeitig bewerten zu können, wurde eine geeignete Visualisierungsmethode entwickelt, die die gemessenen resultierenden Strömungsgeschwindigkeiten an den einzelnen Messpunkten vektoriell darstellt. Die Gesamtbeträge der auftretenden Geschwindigkeiten werden dabei geometrisch durch Pfeile in der jeweiligen Ebene repräsentiert, wobei der Betrag der Geschwindigkeit über die Pfeillänge und die Pfeilfarbe illustriert wird. Generell gilt, je rötlicher die Färbung, desto höher der Geschwindigkeitsbetrag und je bläulicher die Färbung, desto geringer sind die Geschwindigkeiten. Des Weiteren erfolgt eine Skalierung der Geschwindigkeitsvektoren zur besseren Darstellung. Die Koordinaten der Messpunkte beziehungsweise der Punkt, an dem die ADV-Sonde die Geschwindigkeiten misst, bilden dabei die Koordinaten der Basispunkte der Geschwindigkeitsvektoren (Abb. 5).

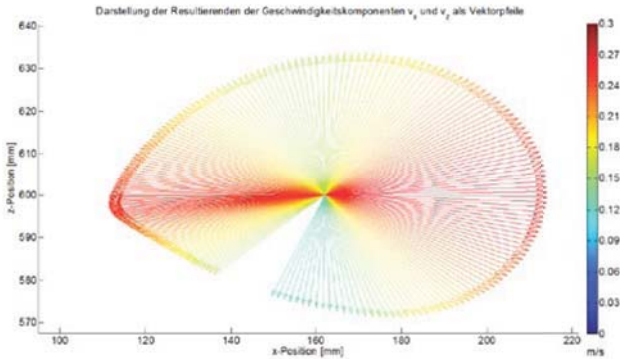


Abbildung 5. Darstellung der resultierenden Geschwindigkeitskomponenten u und w in der x - z -Ebene als Vektorpfeile mit farblicher Codierung für einen ausgewählten Messpunkt

ERGEBNISSE UND DISKUSSION

Abb. 6 und Abb. 7 zeigen exemplarisch die visualisierten Versuchsergebnisse der Parameterkombination mit einer Fundamentausrichtung von 45° , einem Wasserstand von $d_1 = 0,75$ m und einer Wellenperiode von $T_{m2} = 2,135$ s. Dargestellt sind die visualisierten resultierenden Geschwindigkeiten in der x - z -Ebene, die sich unter einer regelmäßigen Welle an den jeweiligen Messpunkten einstellen. Dabei werden die auftretenden Geschwindigkeiten sowohl im seitlichen Bereich des Fundaments (Abb. 6) als auch direkt vor, hinter sowie zwischen den Hohlkästen (Abb. 7) in der x - z -Ebene näher analysiert.

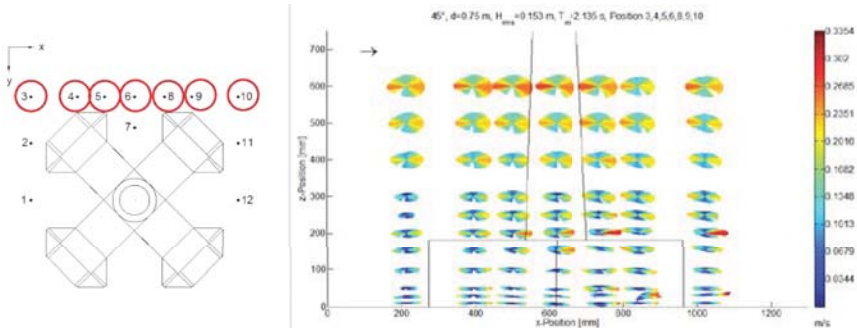


Abbildung 6. Darstellung der Geschwindigkeitskomponenten u und w für die Positionen 3, 4, 5, 6, 8, 9 und 10 (Wasserstand $d_1 = 0,75$ m, Wellenperiode $T_{m2} = 2,135$ s)

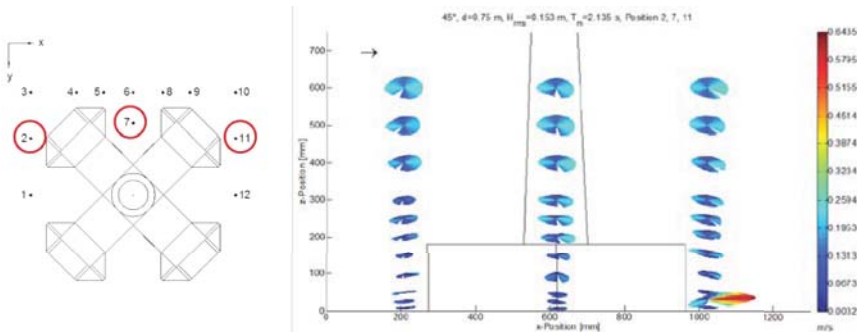


Abbildung 7. Darstellung der Geschwindigkeitskomponenten u und w für die Positionen 2, 7 und 11 (Wasserstand $d_1 = 0,75$ m, Wellenperiode $T_{m2} = 2,135$ s)

Aus Abb. 6 wird deutlich, dass die Orbitalgeschwindigkeiten ab einer Höhe von 300 mm über der Sohle weitestgehend mit der Geschwindigkeitstheorie unter ungestört fortschreitenden Wellen übereinstimmen. Die Welle wird in diesem Bereich weitestgehend nicht gestört und es kommt in dieser Wassertiefe zu keiner starken Beeinflussung des Fundaments auf die Strömung. Unterhalb der 300 mm insbesondere in der Höhe der Hohlkästen finden dagegen zum Teil große Abweichungen mit teilweise starken Erhöhungen der horizontalen Komponente u der Strömung in Wellenfortschrittsrichtung statt. Sehr große Horizontalgeschwindigkeiten treten an den Messpositionen 8, 9 und 10 im Bereich des hinteren Hohlkastens in 30 mm über der Sohle auf, wobei sich an Position 9 Geschwindigkeitsbeträge von 0,29 m/s ergeben. Auch 10 mm über der Sohle treten noch verhältnismäßig hohe Horizontalgeschwindigkeiten in Wellenrichtung auf, die an der Position 9 0,26 m/s beträgt. Aber auch im Bereich des vorderen Hohlkastens treten an der Position 4 in Sohlhöhe erhöhte Horizontalgeschwindigkeiten in Wellenrichtung auf. Der Vergleich mit den Ergebnissen aus dem Referenzversuch ohne Anwesenheit der Struktur wird dazu genutzt, um erste quantitative Aussagen bezüglich einer Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten zu machen. So beträgt die Erhöhung der Horizontalgeschwindigkeit in Wellenfortschrittsrichtung exemplarisch an der Position 8 bei 10 mm über der Sohle rund 40%, bei 30 mm rund 12%.

Aus Abb. 7 wird ersichtlich, dass die Strömung unter der Welle ab einer Höhe von 300 mm über der Sohle nicht durch das Fundament gestört wird. Unterhalb der 300 mm kommt es dagegen vor dem vorderen Hohlkasten an Position 2 sowie zwischen den Hohlkästen an Position 7 zu einer Beeinflussung, da sowohl die vertikale als auch die horizontale Geschwindigkeitskomponente der Strömung mit abnehmender Wassertiefe abnehmen. Auf der Rückseite des hinteren Hohlkastens an Position 11 kommt es dagegen zu einer deutlichen Erhöhung der horizontalen Geschwindigkeitskomponente in Wellenfortschrittsrichtung mit einem maximalen Betrag von 0,64 m/s in 30 mm über der Sohle.

Einfluss der Fundamentausrichtung

Abb. 8 zeigt exemplarisch die Auswirkungen einer veränderten Ausrichtung des STRABAG-Schwerkraftfundaments auf das Strömungsregime unter einer regelmäßigen Welle in direkter Umgebung des Fundaments. Dargestellt sind die resultierenden Orbitalgeschwindigkeiten aus den Komponenten u und v in der x - y -Ebene an allen vorhandenen Positionen in 30 mm über der Sohle für die 0° und 45° Ausrichtung des Fundaments.

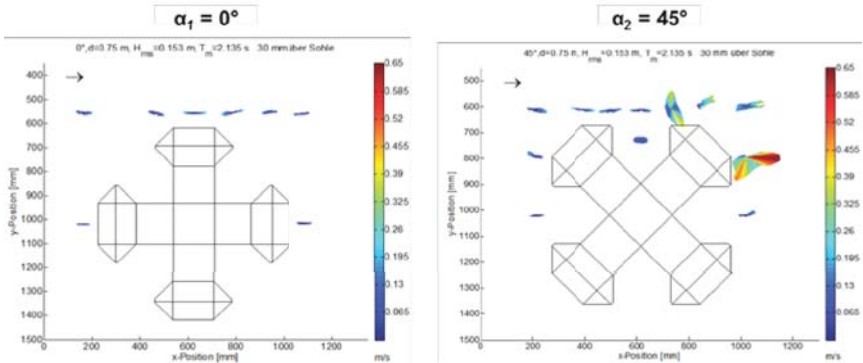


Abbildung 8. Darstellung der resultierenden Geschwindigkeiten in der x - y -Ebene für alle Positionen in 30 mm über der Sohle (Wasserstand $d_1 = 0,75$ m, Wellenperiode $T_{m2} = 2,135$ s) für die 0° Ausrichtung (links) und 45° Ausrichtung (rechts)

Aus Abb. 8 wird ersichtlich, dass bei beiden Ausrichtungen im Bereich direkt vor dem Fundament keine ausgeprägten Geschwindigkeiten auftreten. Insgesamt treten bei der 45° Ausrichtung im Bereich des hinteren Hohlkastens die betragsmäßig größten Geschwindigkeitsbeträge in y -Richtung auf, die auf deutlich veränderte Strömungsverhältnisse und insbesondere auf die Ausbildung von Wirbeln sowie Turbulenzen hinweisen. Die 45° Ausrichtung des STRABAG-Schwerkraftfundaments ist nach diesen Versuchsergebnissen die kritischere Ausrichtung, da es hier bei gleichen Wellenparametern zu weitaus größeren Strömungsgeschwindigkeiten und Wirbelbildungen im Bereich des hinteren Hohlkastens kommt.

Einfluss der Wellenperiode

Abb. 9 zeigt exemplarisch die Auswirkungen einer veränderten Wellenperiode auf die Strömungsverhältnisse unter einer regelmäßigen Welle in direkter Umgebung des Fundaments. Dargestellt sind die resultierenden Orbitalgeschwindigkeiten in der x - y -Ebene an allen vorhandenen Positionen in 30 mm über der Sohle für die Wellenperioden $T_{m1} = 1,64$ s und $T_{m2} = 2,135$ s.

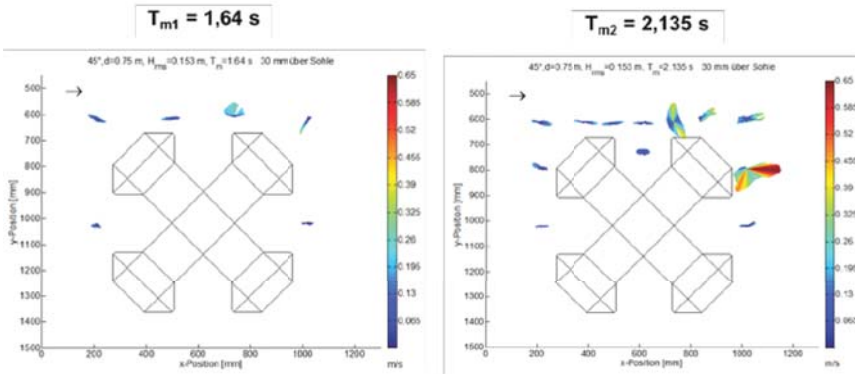


Abbildung 9. Darstellung der resultierenden Geschwindigkeiten in der x-y-Ebene für alle Positionen in 30 mm über der Sohle (Wasserstand $d_1 = 0,75$ m, 45° Ausrichtung) für die Wellenperioden $T_{m1} = 1,64$ s (links) und $T_{m2} = 2,135$ s (rechts)

Bei beiden Wellenperioden treten bei der 45° Fundamentausrichtung Änderungen im Strömungsfeld 30 mm über der Sohle auf. Dabei ist insbesondere der Bereich um den hinteren Hohlkasten betroffen, da hier die betragsmäßig größten Beträge der Geschwindigkeitskomponente v auftreten. Aus Abb. 9 wird ersichtlich, dass die höhere Wellenperiode im Vergleich zu der niedrigeren Wellenperiode einen größeren Einfluss auf das Strömungsregime hat, da deutlich größeren Geschwindigkeitsbeträgen der Komponente v der Strömung auftreten. Die höhere Wellenperiode stellt somit einen einflussreicheren Lastparameter dar.

Einfluss des Wasserstands

Abb. 10 zeigt exemplarisch die Auswirkungen eines veränderten Wasserstands auf die Strömungsverhältnisse unter einer regelmäßigen Welle in direkter Umgebung des STRABAG-Schwerkraftfundaments. Dargestellt sind die resultierenden Orbitalgeschwindigkeiten in der x-y-Ebene an allen vorhandenen Positionen in 30 mm über der Sohle für die Wasserstände $d_1 = 0,75$ m und $d_2 = 0,856$ m.

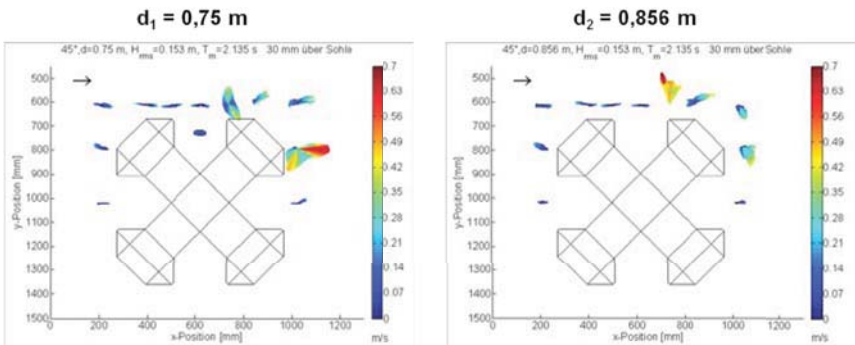


Abbildung 10. Darstellung der resultierenden Geschwindigkeiten in der x-y-Ebene für alle Positionen in 30 mm über der Sohle (Wellenperiode $T_{m2} = 2,135$ s, 45° Ausrichtung) für die Wasserstände $d_1 = 0,75$ m (links) und $d_2 = 0,856$ m (rechts)

Aus Abb. 10 wird ersichtlich, dass es unabhängig vom Wasserstand zu starken Ausprägungen der Geschwindigkeitskomponente v im Bereich des hinteren Hohlkastens 30 mm über der Sohle kommt. Insbesondere an den Messpositionen 8 und 11 sind bei beiden Wasserständen deutliche Veränderungen im Strömungsfeld aufgrund Wirbelausbildungen zu erkennen. Weitere Analysen des Wasserstandeinflusses auf die Umströmung des Fundaments haben jedoch gezeigt, dass der geringere Wasserstand im Vergleich zum höheren Wasserstand einen deutlich größeren Einfluss auf die Interaktion zwischen Schwerkraftfundament und dem vorhandenen

Strömungsfeld unter einer regelmäßigen Welle hat und damit der entscheidende Lastparameter hinsichtlich einer maximalen Belastung des Fundaments ist.

SCHLUSSFOLGERUNG

Die Ergebnisse aus den phänomenologischen Untersuchungen zur Umströmung des STRABAG-Schwerkraftfundaments geben erste Einblicke in die auftretenden komplexen, räumlichen Strömungsstrukturen im direkten Umfeld der Struktur unter regelmäßiger Wellenbelastung. Die visualisierten Versuchsergebnisse aus den hydraulischen Modellversuchen spiegeln die theoretischen Ansätze der Wellenbewegung beziehungsweise die Kinematik der Wasserpartikel gut wider und die Beeinflussung der Strömungsverhältnisse durch das Fundament wird nachvollziehbar. So sind erste Aussagen über kritische, kolkgefährdete Bereiche um das Fundament möglich, die sich unter regelmäßiger Wellenbelastung einstellen. Bei der 0° Ausrichtung des Fundaments befinden sich diese kritischen Bereiche direkt vor den seitlichen Hohlkästen. Bei der 45° Fundamentausrichtung sind die kritischen Bereiche im direkten Umfeld der hinteren Hohlkästen zu finden. Unabhängig vom Wasserstand und der Wellenperiode treten in diesen kritischen Bereichen erhöhte Horizontalgeschwindigkeiten, stärkere Wirbelausbildungen sowie Turbulenzen in Sohlnähe auf, die in erhöhten Schubspannungsgeschwindigkeiten resultieren können, die wiederum zur Sedimentmobilisierung und damit zur Ausbildung von Kolken führen können. Dabei ergaben sich als kritische Lastparameter die 45° Ausrichtung des Fundaments, der niedrigere Wasserstand $d_1 = 0,75$ m (37,5 m in Natur) und die höhere Wellenperiode $T_{m2} = 2,135$ s (15,1 s in Natur), die bei der Interaktion zwischen dem STRABAG-Schwerkraftfundament und dem vorhandenen Strömungsfeld zu maximalen Strömungsgeschwindigkeiten in Sohlnähe führen und damit in einer maximalen Belastung des Fundaments resultieren.

Für eine vertiefte analytische Quantifizierung der vorhandenen Strömungsverhältnisse sowie für konkrete Aussagen über die entstehenden Wirbelsysteme in der direkten Umgebung des STRABAG-Schwerkraftfundaments sind weitere Untersuchungen mit optischen Messverfahren (Particle Image Velocimetry, PIV) notwendig, da die auftretenden komplexen Strömungsstrukturen durch punktuelle Messungen (ADV-Sonde) aufgrund der hohen erwarteten Turbulenzen nicht vollständig auflösbar sind (Unger, 2006). Des Weiteren sind aufbauend auf den Ergebnissen dieser Arbeit weitere Untersuchungen im hydraulischen Modell mit beweglicher Sohle durchzuführen, um vertiefte Kenntnisse über die Geometrie und die zeitliche Entwicklung der Kolkerscheinungen um das STRABAG-Schwerkraftfundaments zu erlangen. Diese Untersuchungen wurden kleinmaßstäblich im Wellenkanal Schneiderberg des Franzius-Instituts sowie im großmaßstäblich im Großen Wellenkanal des Forschungszentrums Küste durchgeführt. Mit den Ergebnissen aus den Untersuchungen zur Umströmung des Fundaments sowie aus den Untersuchungen zur Kolkbildung wird eine funktionelle Planung geeigneter Kolkchutzmaßnahmen für das Schwerkraftfundament der STRABAG OFFSHORE WIND GmbH ermöglicht.

DANKSAGUNG

Diese Studienarbeit entstand im Rahmen des Bauingenieurstudiums an der Leibniz Universität Hannover am Franzius-Institut im Projekt „Untersuchungen zur Kolkbildung und Dimensionierung des Kolkshutzes für das STRABAG Schwerkraftfundament“ beauftragt durch STRABAG OFFSHORE WIND GmbH. Ein herzlicher Dank geht an Prof. Dr.-Ing. habil. T. Schlurmann sowie Dipl.-Ing. M. Wilms für ihre Unterstützung sowie ihre vielen wertvollen Kommentare.

REFERENZEN

- Ahrendt, K. (2006) Technische Aspekte von Offshore-Windparks und Möglichkeiten von Marikulturnutzung. *Forum Geoökologie*, 17(2), 24-27.
- Koether, G.R. (2002) Hydraulische Wirksamkeit getauchter Einzelfilter und Filtersysteme – Prozessbeschreibung und Modellbildung für ein innovatives Riffkonzept. Dissertation, Technische Universität Braunschweig.
- SPM (1984) Shore Protection Manual. Coastal Engineering Research Centre, U.S. Corps of Engineers, Vicksburg.
- Stein, D. (1981) Kolkbildung und ihre Verhinderung an Offshore-Plattformen. Marine Rohstoffe und Meerestechnik, Band 5, Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- Unger, J. (2006) Strömungscharakteristika um kreiszylindrische Brückenpfeiler - Anwendung von Particle Image Velocimetry in der Kolkhydraulik., Mitteilungen 197, ETH Zürich.
- Zanke, U.C.E. (2002) Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer – Für Bauingenieure, Umwelt- und Geowissenschaftler. Parey Buchverlag Berlin.

Herr *Karlheinz Pröpping*
RA Sylvia Lisa Mathias



**Miteinander rügen –
Kommunikationskultur zwischen
Auftraggeber und Auftragnehmer
im Vergabeverfahren**

- HTG Kongress 2011 -



HTG Kongress 2011/ Abstract

Würzburg

Miteinander rügen –

Kommunikationskultur zwischen Vergabestelle und Bieter im Vergabeverfahren

Dipl.-Ing. Karlheinz Pröpping, RA Sylvia Lisa Mathias

„Miteinander reden“ lautet der Titel eines der Standardwerke der Kommunikationspsychologie. Der Autor, Friedemann Schulz von Thun, ist Erfinder des „Nachrichten-Quadrates“, das in jeder Botschaft vier Seiten sieht, auf die der Empfänger reagieren kann: die Sachinformation, der Appell an den Empfänger, die Selbstoffenbarung des Senders sowie die Beziehung von Sender und Empfänger.

Im Hinblick auf die Kommunikation zwischen zukünftigem Auftragnehmer und Auftraggeber im Vergabeverfahren halten wir das Nachrichten-Quadrat für ergänzungsbedürftig und betrachten im Rahmen des Vortrages das neue „Nachrichten-Pentagon“, das die vergaberechtliche Seite jeder Botschaft sowohl aus Sender als auch aus Empfängersicht berücksichtigt. Juristen als neue Player im Vergabeverfahren erhöhen die Komplexität der Kommunikation. Es stellen sich zunehmend Fragen, wie

- Was können Auftraggeber im Vorwege tun, um ihre Ausschreibungsbedingungen für die Bieter transparenter und kalkulierbarer zu machen?
- Wie kann ein Bieter - wie es von der Rechtsprechung gefordert wird - in Ansätzen die Entscheidung des Auftraggebers, seinem Angebot nicht den Zuschlag zu erteilen, nachvollziehen?
- Was sind die geringstmöglichen, was die umfangreichsten Inhalte des Bieterinformationsschreibens?
- Hat die Erhöhung der Transparenz seitens der Vergabestelle automatisch die Beantwortung eines Nachprüfungsverfahrens zur Folge?
- Ist eine sichere und eindeutige Vergabeentscheidung allein auf der Grundlage der angebotenen Preise der richtige Weg, um technisch innovative Projekte umzusetzen?

Am Beispiel des Bieterinformationsschreibens und der Antwort auf eine vergaberechtliche Rüge soll gezeigt werden, dass technische Erläuterungen mit juristischen Notwendigkeiten oftmals nicht konform gehen oder sogar ungeahnte Risiken bergen. Aktuelle Entscheidungen von Oberlandesgerichten und Vergabekammern sowie Beispiele aus der Vergabepaxis der Hamburg Port Authority machen dies deutlich. Veränderungen in der Kommunikation führen zu veränderten Anforderungen an Ausschreibungunterlagen und Angebote. Im Ergebnis darf dies jedoch für die Relevanz technischer Kriterien ebenso wenig eine Rolle spielen wie die Gefahr einer Minderung der Qualität oder der Innovationsbereitschaft mit sich bringen. Wer soll/ kann die Antworten auf diese Fragen geben, die technischen Auftraggeber oder die begleitenden Juristen?

Wir werden mit diesem Vortrag nicht alle Fragen beantworten können; wir wollen vielmehr Impulse geben, um den Meinungsaustausch zwischen Auftraggebern und Auftragnehmern weiter auszubauen.

Karlheinz Pröpping / Sylvia Lisa Mathias



Miteinander rügen – Kommunikationskultur zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer im Vergabeverfahren

„Gründe der vorgesehenen Nichtberücksichtigung des Angebotes“

- Bieter soll durch Information Klarheit über Erfolgsaussichten eines Rechtsschutzverfahrens gewinnen
- Information soll hinsichtlich ihres Umfanges auch Komplexität des Auftrages und den Aufwand für die Angebotserstellung berücksichtigen
- Aussagekräftige Begründung für Nichtberücksichtigung des Angebotes – Bieter muss in Ansätzen nachvollziehen können, welche Erwägungen des AG für seine Entscheidung ausschlaggebend waren
- Keine bloßen Leerformeln
- AG muss wahrheitsgemäß informieren (keine Täuschung des Bieters über Aussichten eines Nachprüfungsverfahrens)
- AG kann weitere Infos geben z. B. über Platzierung
- AG darf sich kurzfassen und muss nicht Inhalt des Vergabevermerks bekannt geben

Karlheinz Pröpping / Sylvia Lisa Mathias



Miteinander rügen – Kommunikationskultur zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer im Vergabeverfahren

Kausalkette eines Standardisierten Absageschreibens – aus der Praxis:

- Der Bieter ist nicht in der Lage, die genauen Gründe seiner Nichtberücksichtigung nachzuvollziehen
- Die oft sehr zeit- und kostenintensive Angebotsbearbeitung des Bieters erfährt dadurch keine Würdigung
- Juristische Prüfungen eröffnen oft aufgrund der bestehenden Vergaberegularien die Chance, den Auftrag noch zu erhalten – Folge: Rügen und Anträge „ins Blaue hinein“, um Akteneinsicht zu erzwingen
- Jurist wird seiner Geschäftsführung empfohlen, zunächst – kostenfrei - zu rügen. Diese ist wiederum ihrem Aufsichtsgremium verpflichtet. So führt es zur Rüge, wenn vorher keine angemessene Sachaufklärung erfolgt



Miteinander rügen – Kommunikationskultur zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer im Vergabeverfahren

Kausalkette eines Standardisierten Absageschreibens – aus der Praxis:

- Es kommt zur Rüge und anschließendem Nachprüfungsantrag bei der Vergabekammer. Einsichtnahme in die gesamte Vergabeakte, Suche nach formalen Fehlern – oftmals erfolgreich
- Das Vergabeverfahren steht und das Geld kommt nicht in die Wirtschaft – immenser betriebs- und volkswirtschaftlicher Schaden
- Ggfs. sofortige Beschwerde beim Oberlandesgericht (OLG): („hohe Gebühren“)

Die Gebühren für Vergabekammer-/Beschwerdeverfahren sind gemessen an einer möglichen Chance, den Bauauftrag noch zu erhalten, eher gering



Miteinander rügen – Kommunikationskultur zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer im Vergabeverfahren

Ziel: Nachprüfungsverfahren vermeiden

- Ziel muss es sein, Nachprüfungsverfahren zu vermeiden und bereits Rügen miteinander zu klären

Risiken

- Sender und Empfänger missverstehen sich, da sie mit verschiedenen „Ohren hören“ und mit verschiedenen „Schnäbeln sprechen“
- Offenheit aus juristischem Blickwinkel oft kontraproduktiv, z.B. Bekanntgabe der Platzierung – grundsätzlich gilt: je mehr Informationen, desto mehr Angriffspunkte für Rügen und Vergabekammerverfahren
- Gefahr des Verstoßes gegen Grundsatz des Geheimwettbewerbs durch Mitteilung von Inhalten aus Konkurrenzangeboten
- Anregung zu Rügen „ins Blaue hinein“ durch Preisgabe von im Sinne des § 101 a GWB nicht erforderlichen Informationen

Karlheinz Pröpping / Sylvia Lisa Mathias



Miteinander rügen – Kommunikationskultur zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer im Vergabeverfahren

Risiken, vergaberechtlich

- Rüge eines Verstoßes gegen § 101 a GWB
- Schwebende Unwirksamkeit des Vertrages gemäß § 101 b GWB
- Nichtigkeit des Vertrages und erneute Ausschreibung

Chancen

- Akzeptanzförderung durch Wertschätzung der angebotenen Leistung
- Vermittlung der wesentlichen AG-Entscheidung, diese ist nicht vom Himmel gefallen sondern wurde sorgfältig abgewogen
- AG steht zu seiner Entscheidung und kann diese erläutern – Gefühl des obrigkeitlichen Handelns wird abgebaut. AG und AN stehen sich bei Vermittlung der Entscheidungsgründe auf gleicher Augenhöhe gegenüber
- Bessere Akzeptanz der Argumente und Transparenz der Entscheidung des AG
- Das Verstehen und Verständnis wird auf beiden Seiten gefördert

Karlheinz Pröpping / Sylvia Lisa Mathias



Miteinander rügen – Kommunikationskultur zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer im Vergabeverfahren

Inhalte des Bieterinformationsschreibens verbessern - aus Sicht des Ingenieurs

Verbesserung:

- Würdigung der Angebotsbearbeitung, insbesondere von Nebenangeboten
- Verdeutlichung der ausführlichen Prüfung und Abwägung auf Seiten des AG
- Unterstützung für den Bieter, der die Absage des AG im eigenen Haus rechtfertigen muss
- Objektivität der Entscheidung klarstellen
- Weitergabe der Entscheidungsmatrix des AG
- Ausführliche Begründungen zu jedem Wertungskriterium und darüber hinaus

Was kann der AG tun, um Rügen zu vermeiden:

- offene und ausführliche Kommunikation bei der Absage
- Abbau von Misstrauenskultur
- Neben schriftlicher auch mündliche Erläuterung



Miteinander rügen – Kommunikationskultur zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer im Vergabeverfahren

Auftraggeber und Bieterverhältnis

- Der AG sollte transparent sein aber trotzdem noch einen angemessenen Abwägungsspielraum haben, den Bieter seines Vertrauens aus einem engeren Kreis auszusuchen
- Der Bieter sollte akzeptieren, dass nur einer den Auftrag erhalten kann
- Das Geld aus öffentlichen Aufträgen muss zum Interesse aller Seiten die Wirtschaft möglichst schnell erreichen. Die volkswirtschaftlichen Schäden durch Kosten und Zeitverlust tragen alle Beteiligten
- Wollen wir, dass der öffentlichen AG heute in den Projektzeitplänen ein zusätzliches ½ Jahr Vergaberisiko planmäßig berücksichtigt?



Miteinander rügen – Kommunikationskultur zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer im Vergabeverfahren

Eine Vision

Austausch der AG- und AN Verbände (-auf einander zugehen) über gegenseitige Wünsche

„miteinander (rügen) reden!“

Herr Roland Görs
Roland Görs

Sektorenverordnung – oder wie gehen wir mit der gewonnenen Freiheit um?

1. Einleitung

Eine etwas reißerische Überschrift, vor allem, da wir über eine neue Rechtsverordnung im Vergaberecht sprechen. Hat sich das Vergaberecht in den letzten Jahren durch die geänderte Gesetzgebung und Rechtsprechung nicht ständig verkompliziert?

Während eine Statik oder ein Baugrundgutachten von jedem Ingenieur bei der Planung als wichtige und notwendige Teile einer Planung anerkannt werden, wird das Vergaberecht doch eher für unangenehmen Ballast gehalten. Dementsprechend stiefmütterlich sind wir Planer auch mit diesen Verordnungen umgegangen. Bis 1999, konnten wir uns das auch noch erlauben. Es gab noch keinen Primärrechtsschutz, und wir konnten uns durch eine Auftragsvergabe einer vertieften Überprüfung entziehen. Der dann maximal vom unterlegenen Bieter einklagbare Schadensersatz war gering und schwer durchsetzbar, daher kein lohnendes Ziel.

Mit dem 1999 in Kraft getretenem Vergaberechtsänderungsgesetz (VgRÄG) wurden wesentliche materielle Vergabegrundsätze erstmals zusammenfassend geregelt und ein gerichtlicher Primärrechtsschutz im Vergaberecht eingeführt.

Die nun den Bietern gegebene Möglichkeit, ein Vergabeverfahren vor der Auftragsvergabe durch eine zuständige Vergabekammer auf Rechtmäßigkeit überprüfen zu lassen, und möglicherweise den Auftrag zu bekommen, war nun natürlich ein lohnendes Ziel.

Von diesem Zeitpunkt an rüsteten zuerst die Bieter und dann die öffentlichen Auftraggeber juristisch auf, mit der Folge, dass bei der Vergabe von großen Projekten heute meistens ausgebildete Juristen mitwirken.

Juristen legen aber Vertrags- und Leistungstexte oft anders aus als wir Planer. Hier mussten wir dann feststellen, dass das, was wir ausgeschrieben hatten, häufig nicht dem entsprach, was wir haben wollten.

Formalien traten bei der Wertung in den Vordergrund. Teilweise mussten wir gute und günstige Angebote wegen winziger formaler Fehler ausscheiden.

Die Umsetzung des Europäischen Vergaberechts mit dem sogenannten Kaskadensystem war für uns Planer nicht mehr durchschaubar. Eigentlich hilfreiche Handlungsanleitungen in den Vergabehandbüchern wurden, um die Formalien einzuhalten, so sperrig, dass sie eher hinderlich waren. Insgesamt war und ist die Umsetzung des klassischen Europäischen Vergaberechts in der Anwendung sehr sperrig.

Ein weiteres Problem ist, dass durch diese juristische Überprüfbarkeit bei großen Projekten ein zusätzliches, von uns nur schwer beherrschbares Terminrisiko hinzu kam.

Für die einfache Entscheidung einer Vergabekammer muss man mindestens 5 bis 8 Wochen als Verzug rechnen. Geht die Entscheidung danach noch vor ein Oberlandesgericht, ist man mit mindestens 3 Monaten Verzug dabei. Jegliche Termin- und Kostenpläne sind dann Makulatur.

In ihrem Koalitionsvertrag sprach sich die damalige Regierung aus CDU/CSU und SPD dafür aus, eine mittelstandsgerechte Vereinfachung des Vergaberechts unter Aufrechterhaltung der VOB im bestehenden System vorzunehmen.

Ob eine Vereinfachung bei der Umsetzung der klassischen Richtlinie 2004/18/EG Mitte 2010 gelungen ist, darf bezweifelt werden.

Bei der Umsetzung der Sektorenrichtlinie 2004/17/EG hat sich mit der Einführung der Sektorenverordnung im September 2009 jedoch einiges bewegt.

Dies gilt sowohl für die Rechtssystematik wie auch für die einzelnen in der SektVO enthaltenen Regelungen.

2. Was ist die Sektorenverordnung?

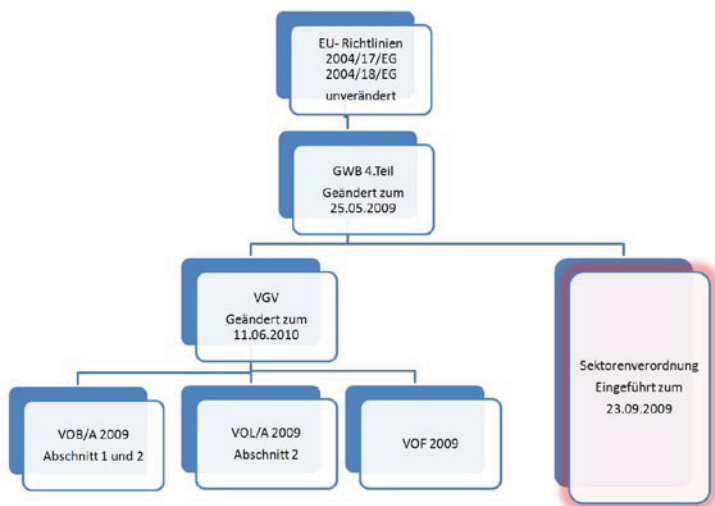
Die Sektorenverordnung stellt die direkte Umsetzung der Sektorenrichtlinie 2004/17/EG dar.

In der folgenden Systemdarstellung kann man auf der linken Seite das nach wie vor bestehende Kaskadenprinzip für die Umsetzung der klassischen Richtlinie 2004/18/EG sehen.

Diese Richtlinie wird durch das Gesetz gegen Wettbewerbsbeschränkungen -vierter Teil (GWB) in nationales Recht umgesetzt. Es folgt der Verweis auf die Vergabeverordnung (VgV) die heute eigentlich nur noch einen

Verweischarakter und weniger einen Regelungscharakter hat. Von dieser wird dann auf die direkt anzuwendenden Vergabeverordnungen verwiesen.

420



Anders wird bei der Umsetzung der Sektorenrichtlinie 2004/17/EG in nationales Recht direkt vom GWB Teil 4 auf die Sektorenverordnung verwiesen. Für alle Leistungsarten, ob Bauleistungen, Lieferleistungen, gewerbliche oder freiberufliche Dienstleistungen gibt es nur noch eine Verordnung. Es gibt weder die Auffächerung durch VOB/A, VOL/A und VOF noch die Zwischenstufe der VgV.

3. Wer ist Sektorenauftraggeber?

In § 98 Nr.4 GWB werden die sogenannten Sektorenauftraggeber benannt.

Eine Spezifizierung findet dann nochmals in der Anlage zu o.g. Paragraphen statt.

Hier werden dann die Tätigkeiten auf dem Gebiet der Trinkwasser- oder Energieversorgung oder des Verkehrs beschrieben.

Die Bereitstellung und der Betrieb von Häfen oder anderen Verkehrseinrichtungen zum Zwecke der Versorgung von Beförderungsunternehmen im See- oder Binnenschiffsverkehr gehört zu den Sektorentätigkeiten. Aber schon bei den auch zum Sektor Verkehr gehörenden Verkehrsdienstleistungen in Bezug auf Eisenbahnen gibt es bei den Kommentatoren unterschiedliche Auslegungen. Während die einen das Bereitstellen von Schieneninfrastruktur auch für den Güterverkehr als Sektorentätigkeit werten, sieht ein anderer Kommentator die Sektorentätigkeit nur für den Bereich des öffentlichen Personenverkehrs gegeben. Hier bleibt dann abzuwarten, wie die Rechtsprechung dies werten wird.

4. Was ist bei Vergabeverfahren nach der Sektorenverordnung zu beachten?

Wer auf Basis der SektVO ein Vergabeverfahren durchführen will, wird nicht umhin kommen, die SektVO gründlich durcharbeiten, bevor er ein entsprechendes Verfahren einleitet. Dies ist dem Verfasser dieses Beitrages nicht anders ergangen.

Viele der Regelungen erscheinen bekannt, da sie denen der VOB/A und VOL/A ähnlich sind. Bei jedem Vergabeverfahren findet man aber wieder neue Details, die anders bzw. gar nicht geregelt sind. Die jetzt folgende Aufzählung soll daher nur die wesentlichen Regelungen und Abweichungen zur VOB/A darstellen. Einen Anspruch auf Vollständigkeit haben diese nicht.

§ 32 Dokumentation

Es gibt ähnliche Regelungen wie bei der VOB/A. Aber genau wie bei dieser, ist es immens wichtig, das Vergabeverfahren von Anfang an parallel zu dokumentieren. Alle Vergabeentscheidungen sind zu dokumentieren, und eine Vergabeentscheidung ist nicht nur, ob Bieter A oder B den Auftrag bekommt. Schon die Auswahl, ob z.B. Nebenangebote zugelassen werden oder nicht, ist eine zu dokumentierende Vergabeentscheidung. Bei den Vergabekammern führen schlampig geführte Vergabevermerke in der Regel zu einer gegen den Auftraggeber gerichteten Entscheidung.

Warum steht diese Regelung am Anfang der inhaltlichen Betrachtung?

Eine organisatorische Entscheidung, dass vor dem Start eines Vergabeverfahrens die wesentlichen Eckpunkte des Verfahrens in einem Vermerk schriftlich niedergelegt und ggf. begründet werden, vermeidet grobe Vergabefehler. Es ist wie bei allen von uns begleiteten Prozessen:

Wer an der Planung spart, zahlt bei der Ausführung drauf.

§ 6 Vergabeverfahren

Dies ist eine der herausragenden Änderungen. Nach der SektVO hat der Sektoren- Auftraggeber die freie Wahl zwischen dem Offenen Verfahren, dem Nichtoffenen Verfahren und dem Verhandlungsverfahren mit (vorheriger) Bekanntmachung. Eine Privilegierung des Offenen Verfahrens gibt es hier nicht!

Weiterhin gibt es einen umfassenden Katalog von Tatbeständen, die es erlauben, ein Verhandlungsverfahren ohne Bekanntmachung durchzuführen.

Die zuerst genannte freie Vergabewahl verweist auf eine uneingeschränkte Freiheit. Aber vorsichtig, wenn man sich für ein Verfahren entschieden hat, muss man dieses auch mit allen notwendigen Formalien durchführen.

Bedarfspositionen.

Man wird in der SektVO vergeblich nach Regelungen zu Bedarfspositionen suchen. Eine Regelung vergleichbar § 7 Abs.1 Nr.4 VOB/A ist nicht enthalten. D.h. anders als bei Ausschreibungen nach VOB und VOL können hier noch Bedarfspositionen genutzt werden.

Verhandlungsverbot.

Auch eine Regelung analog zu § 15 VOB/A ist in der SektVO nicht enthalten. Auf diese nicht vorhandene Regelung bezieht sich in erster Linie auch der Titel dieses Beitrages. Ob oder in welchem Rahmen man in einem Offenen oder Nichtoffenen Verfahren nach dem Eröffnungstermin mit den Bietern über seine Angebote verhandeln darf, ist in der SektVO nicht erwähnt. Da die Vergabeverfahren aber genau so benannt sind wie in VOB/A und VOL/A, ist zu erwarten, dass hier dann ähnliche Regelungen gelten. Man kann davon ausgehen, dass es in diesem Bereich relativ schnell Klarstellungen durch die zu erwartende Rechtsprechung geben wird.

Beim Verhandlungsverfahren ist es explizit erlaubt, nach Angebotsabgabe über die Angebote und Änderungen an diesen zu verhandeln. Für uns Ingenieure sind dies doch eigentlich paradisische Zustände. Wir schreiben etwas aus, und die sachkundigen Bieter machen uns Angebote wie sie dieses verstanden haben bzw. umsetzen wollen. Nachdem diese „Lösungsvorschläge“ vorliegen, verhandeln wir mit den Bietern über die genaue Ausgestaltung der dann zu schließenden Verträge.

§ 30 Aufhebung von Ausschreibungen

Anders als in der analogen Regelung des § 17 VOB/A sind in der SektVO keine Gründe für eine eventuelle Aufhebung benannt. Vergaberechtlich ist dies auch nicht notwendig. Der Auftraggeber kann jederzeit ein Vergabeverfahren auch ohne Zuschlagserteilung beenden. Er kann auch nicht durch ein Gericht gezwungen werden, etwas zu beschaffen, das er nun nicht mehr haben will.

Die Gründe sind nur wichtig im Bezug auf etwaige Schadensersatzansprüche der Bieter. Diese unterliegen aber nicht dem Vergaberecht, sondern dem BGB. Insofern weicht diese Regelung nicht von den Regelungen der VOB/A ab.

Ausschreibungsunterlagen

Für Ausschreibungen nach VOB/A oder VOL/A liegen bei den öffentlichen Auftraggebern Formularsätze für die Vergabe vor. In den meisten Fällen sind dieses entweder Formulare, die direkt den Vergabehandbüchern des Bundes entsprechen oder, so wie in Bremen, werden von der zuständigen senatorischen Behörde solche Formularsätze, die auch die für die einzelnen Bundesländer Spezifika wie z.B. Tarifreue-Gesetze etc. enthalten, zur Verfügung gestellt.

Als Sektorenauftraggeber ist man hier zurzeit noch auf sich allein gestellt. In den meisten Fällen wird man sich seine Formulare selber erstellen müssen.

Was kommt nach der SektVO?

Diese Frage bezieht sich auf den Verfahrensablauf im Einzelnen. Die SektVO stellt genau wie die VOB/A bzw. VOL/A Regelungen für die Phase der Auftragsanbahnung auf. Was kommt danach? Bei VOB und VOL sind jeweils mit dem B-Teil die sogenannten Allgemeinen Geschäftsbedingungen schon vorformuliert. Diese sind von beiden Seiten anerkannt. Einen Teil B der SektVO gibt es aber nicht. Wir erklären zurzeit auch bei Vergabeverfahren nach SektVO auf die VOB/B bzw. die VOL/B zur Vertragsgrundlage.

5. Resümee

Die ersten Erfahrungen, die wir mit der SektVO gemacht haben, sind sehr positiv verlaufen. Seit dem 23.09.2009 haben wir etwa 10 Vergabeverfahren auf Basis der SektVO durchgeführt. Bisher wurden nur Verhandlungsverfahren durchgeführt. Durch die Möglichkeit dieser Verfahrensart, schon frühzeitig mit den Bietern zu verhandeln, kann deren oft viel spezielleres technisches Know-how bei der Ausführung mit in die Angebotsgestaltung einfließen.

Bisher lag erst bei einem dieser Verfahren eine Rüge eines Bieters vor. Dieser rügte über seinen Rechtsanwalt einen seiner Ansicht nach formellen Fehler bei der Wertung. In einem Verfahren nach VOB/A wäre dies auch so gewesen. Die Regelungen der SektVO ermöglichte uns aber die von uns vorgenommene Wertung. Unseren Hinweis auf die anderslautenden Regelungen der SektVO wurde von ihm angenommen. Den Weg zur Vergabekammer hat er, wegen offensichtlicher Aussichtslosigkeit, nicht gewählt.

Die Vergabe von Bauleistungen – Formalismus zu Lasten der Wirtschaftlichkeit?

Arbeitshilfen für eine erfolgreiche Auftragsvergabe nach VOB/A

423

Frau Dipl.-Ing Maika Ehrensberger
Dipl.-Ing. Maika Ehrensberger

Zu viel an Formalismus im Zeichen der beiden Vergabegrundsätze „Transparenz“ und „Gleichbehandlung“ kann sowohl den dritten Vergabegrundsatz „Wettbewerb“, als auch und vor allem die Wirtschaftlichkeit gefährden. Schon zu oft ist die Erteilung eines wirtschaftlichen Zuschlags aus formalen Gründen gescheitert. Dieser vergaberechtlichen Fehlentwicklung wurde mit der Vergaberechtsnovelle entgegengetreten. In diesem Beitrag werden die aktuellen Regeln der Vergabe von Bauleistungen aus Sicht des Beratenden Ingenieurs als Anwender der Vergabe- und Vertragsordnung (VOB) dargelegt.

1 Ein Blick in die Praxis

Wer hat das nicht schon einmal erlebt? Im Rahmen eines öffentlichen Vergabeverfahrens geht eine Vielzahl von Angeboten ein; das einzige Angebot, das vollständig ist und damit in die engere Wertung kommt, ist das mit dem höchsten Preis. Um keinen Vergabefehler zu begehen, entscheidet die ausschreibende Stelle, den Zuschlag auf das höchste Angebot zu erteilen. Die sparsame Verwendung von Haushaltsmitteln sieht anders aus. Können wir uns ein solches Handeln in Zeiten der Euro- und Finanzkrise und angesichts leerer Staatskassen leisten?

Angenommen, die Vergabestelle geht diesen formal richtigen Weg, dem teuersten Bieter den Zuschlag zu erteilen. Dann muss diese Entscheidung, sofern es sich um ein Verfahren oberhalb der Schwellenwerte (Bauaufträge: 5,278 Mio. €) handelt, zunächst durch das Gremium der Mitbieter. Denn die Vergabestelle ist verpflichtet, eine Vorinformation an die Bieter zu geben und darf den Zuschlag erst nach einer Wartezeit von 15 Tagen erteilen, vorausgesetzt es ist kein Einspruch eingegangen. Da die Bieter mit öffentlicher Submission die Angebotssummen aller Konkurrenten kennen, war allen klar, dass der für den Zuschlag ausgewählte Bieter das Angebot mit dem höchsten Preis abgegeben hatte. In solchen Fällen ist der Einspruch mindestens eines Bieters mit der Folge eines Nachprüfungsverfahrens vorprogrammiert. Und so wird erst einmal gestritten, und nicht gebaut. Das kostet Zeit, und Zeit ist Geld. Wenn die Vergabekammer entscheidet, dass die Ausschreibung aufzuheben und zu wiederholen ist - unter der Bedingung, dass die Vergabeunterlagen unverändert bleiben - kommt es in der nächsten Runde in aller Regel zu höheren Submissionspreisen. Denn die Bieter kennen die Preise des Wettbewerbs aus der ersten Submission, und auch die Namen der Mitbieter.

Im Ergebnis leidet die Wirtschaftlichkeit, und auch der Wettbewerb; zugunsten von Transparenz und Gleichbehandlung.

2 Die Grundsätze des Vergaberechts

Kern des EU-Vergaberechts ist, dass bei Einspruch eines Bieters kein Zuschlag mehr erteilt werden darf. Dem Bieter wird so die Chance auf den Auftrag nicht genommen. Vielmehr darf ein Auftrag erst erteilt werden, wenn die Bedenken des Bieters, der ein Nachprüfungsverfahren eingeleitet hat, rechtlich geprüft und beschieden worden sind. Seitdem hat sich mit dem EU-Vergaberecht ein eigenständiges neues Rechtsgebiet entwickelt. Die Praxis der Vergabe von Bauleistungen wird dementsprechend von ständiger Rechtsprechung begleitet.

Grundlage des Vergaberechts ist der Dreiklang der Grundsätze Wettbewerb, Transparenz und Gleichbehandlung. Wie die letzten Jahre gezeigt haben, führen diese Grundsätze der Vergabe in ihrer stringenten Auslegung durch die Gerichte zu immer mehr Formalismus. Dies sei am Beispiel des Grundsatzes Gleichbehandlung aufgezeigt: Gleichbehandlung bedeutet, dass alle Bieter den gleichen Anforderungen unterliegen, welche durch die Vorgaben der Ausschreibung definiert sind. Damit müssen Angebote, die nicht vollständig sind, ausgeschlossen werden. Ein Ermessen in der Frage der Vollständigkeit wurde der Vergabestelle nicht zuerkannt. In seiner strengen, durch viele Urteile untersetzten Auslegung des Grundsatzes Gleichbehandlung genügte das Fehlen eines einzigen Einheitspreises - auch wenn 599 von 600 geforderten Preisangaben gemacht worden sind - um das Angebot zwingend auszuschließen. Gleiches gilt für eine fehlende Fabrikatsangabe oder einen fehlenden Eintrag im Wartungsangebot, nur um ein paar Beispiele zu nennen. Das war Formalismus zu Lasten der Wirtschaftlichkeit. Und der Vergabegrundsatz „Wettbewerb“ trat damit in die zweite Reihe.

Dem steuerte der Verordnungsgeber mit der Modernisierung der VOB entgegen.

3 Neuerungen mit der VOB Teil A 2009

Die VOB Teil A 2009 trat im Juni 2010 in Kraft. Neben der redaktionellen Überarbeitung der Vergabeordnung und der Aufnahme von Bedingungen für die elektronische Übermittlung von Informationen und Angeboten, wurden - teils mit Blick auf die negativen Folgen eines überbordenden Formalismus - die folgenden Neuerungen herausgebracht:

- Pflicht zur Vergabe nach Lösen
- Verbot von Bedarfpositionen
- Verpflichtungserklärungen der Nachunternehmer nicht schon mit Angebot
- Kein Ausschluss eines Angebotes, wenn nur **eine** unwesentliche Preisangabe fehlt
- Fehlende Erklärungen und Nachweise **müssen** nachgefordert werden.

Mit der VOB/A 2009 wird der Formalismus ein Stück weit zurückgenommen. Inwieweit sich die Änderungen der VOB/A 2009 in der Praxis bewähren und wie sie von der Rechtsprechung aufgenommen werden, wird die Zukunft zeigen.

4 Die Auswertung der Angebote

4.1 Die Prüfung der Angebote

Die VOB/A differenziert die Angebotsauswertung in die Vorgänge „Prüfung der Angebote“ und „Wertung der Angebote“.

Die Prüfung der Angebote gliedert sich in vier Teilvorgänge:

1. Formale Prüfung
2. Rechnerische Prüfung
3. Technische Prüfung
4. Wirtschaftliche Prüfung

Die bei der rein handwerklichen Prüfung der Angebote ermittelten Ergebnisse und Vergleiche sind Grundlage für die Wertung der Angebote.

4.1.1 Die formale Prüfung

Die formale Prüfung umfasst die Prüfung des Angebots auf Vollständigkeit. Maßgeblich dafür ist der sich aus den Ausschreibungsunterlagen ergebende Forderungskatalog. Übliche Forderungen sind in erster Linie Preisangaben sowie Hersteller- und Typenbezeichnungen im Leistungsverzeichnis. Aus der Aufforderung zur Abgabe eines Angebotes oder der Leistungsbeschreibung können sich weitere Forderungen, z.B. nach Nachweisen, Angaben zur Kalkulation, Materialproben, einem Bauzeitenplan etc. ergeben. Zur Vollständigkeitsprüfung zählt auch die Prüfung auf vorhandene rechtsverbindliche Unterschriften, und ob der Bieter womöglich unzulässige Änderungen an den Ausschreibungsunterlagen vorgenommen hat oder ob der Bieter eigene Bedingungen (AGB's) genannt hat, die den Vergabeunterlagen widersprechen. Abbildung 1 zeigt ein Beispiel für eine Prüfmatrix für die formale Prüfung. Die Prüfmatrix lässt sich anhand der Vergabeunterlagen erstellen, indem diese durch den Prüfer auf geforderte Erklärungen und Nachweise durchgegangen werden. Es ergibt sich eine Auflistung, die dann Grundlage für die Prüfung der Angebote mit entsprechender Dokumentation in den Spalten je Bieter ist. Mit der formalen Prüfung sollten auch die Kriterien für einen Ausschluss des Angebotes abgearbeitet werden, siehe hierzu auch Kap. 4.2.1.

Erst wenn die formale Ordnungsmäßigkeit eines Angebotes festgestellt ist, kann die inhaltliche Angebotsprüfung, die die technische und wirtschaftliche Prüfung umfasst, folgen.

a) Vollständigkeitsprüfung:				
Formblatt 213 - Angebot	ja		ja	ja
Formblatt 214 - BVB	ja		ja	ja
Formblatt 215 - ZVB	ja		ja	ja
Vergütung, Angaben im Wartungsvertrag	ja		ja	ja, unvollständig / geändert*
Formblatt 243 - Datenverarbeitung	ja		ja	ja
Formblatt 247 - Mindestanf. Nebenangebote	ja		ja	ja
Leistungsbeschreibung	Baubeschreib. Ingbau fehlt	Baubeschreib. Ingbau fehlt	Baubeschreib. Ingbau fehlt	Bau
BTV	ja		ja	ja
Formblatt 311a - EFB Preis 1a oder				ja, /
Formblatt 311b - EFB Preis 1b	ja		ja	ja
Formblatt 312 - Aufglied. Einheitspreise	ja		ja	ja
Erklärung Bietergemeinschaft	entfällt	entfällt		ja
Technischer Erläuterungsbericht Bieter	ja		ja	ja
Vorläufiger Bauzeitenplan	ja		ja	ja
Vorläufiger BE-Plan Bieter	ja		ja	ja
Formblatt Angebot unterzeichnet?	ja		ja	ja
Formblatt Angebot vollständig?	ja		ja	ja
Unterschriften unter Preisangebot?	ja		ja	ja, fehlt aber im LV-Langtext
Fabrikats-/Herstellangaben vollständig?	ja		ja	teilweise unvollständig **
Akkreditierung Labor	fehlt		ja	ja
Akkreditierung Schweißnahtprüfung Rohrleit	fehlt		ja	ja
b) Prüfung auf Änderungen:				
Anschreiben ohne AGBs	kein Anschreiben		ja	kein Anschreiben
Änderungen an den Verdingungsunterlagen				Änderung Pos. 12.4.60 *R

Abb. 1 – Beispiel für eine Prüfmatrix für die formale Prüfung

4.1.2 Die rechnerische Prüfung

Die rechnerische Prüfung erfolgt meist direkt nach Submission auf elektronischem Wege, mit Hilfe gängiger Ausschreibungssoftware. Hier werden von der Vergabestelle oder von seinem Erfüllungsgehilfen alle von den Bietern in den Angeboten eingetragenen Einheits- und Gesamtpreise in die schon vorbereitete Ausschreibungsmaske des Programms eingegeben. Das Programm stellt die Diskrepanzen zwischen den Daten der Angebote und den elektronischen Rechenergebnissen fest und korrigiert diese nach den Vorschriften des § 16 Abs. 4 Nr. 1 VOB/A, wonach der Einheitspreis maßgebend ist, falls der Gesamtbetrag einer Position nicht dem Ergebnis der Multiplikation von Mengenansatz und angebotenen Einheitspreis entspricht. Die in den Angeboten enthaltenen und festgestellten Schreib-, Rechen- und Übertragungsfehler werden in einem Fehlerprotokoll dokumentiert. Die Fehler werden automatisch korrigiert. Dies kann Auswirkungen auf die submittierte Rangfolge der Bieter haben. Die Ergebnisse der rechnerischen Prüfung werden in Preisspiegeln (nach Bereichen, Titeln Positionen) und Positionenlisten (z. B. Fehlerprotokolle, Ausreißerpositionen, Eventual- und Alternativpositionen) ausgeworfen.

4.1.3 Die technische Prüfung

Bei der technischen Prüfung geht es darum, das Angebot auf Einhaltung der technischen Vorgaben und Randbedingungen zu prüfen. Zur technischen Prüfung zählt auch die technische Prüfung von Nebenangeboten und Sondervorschlägen.

4.1.4 Die wirtschaftliche Prüfung

Im Rahmen der wirtschaftlichen Prüfung werden auffallend hohe oder niedrige Einheitspreise und Spekulationspreise, Nachlässe und Skonti, Preisgleitklauseln sowie Nebenangebote und Sondervorschläge bewertet. Ist die rechnerische, technische und wirtschaftliche Prüfung der Angebote abgeschlossen, so sind die geprüften Angebotssummen in das Submissionsprotokoll nachzutragen.

4.2 Die Wertung der Angebote

Die Wertung der Angebote stellt eine Fortsetzung des Prüfverfahrens dar. Nach Vorlage der Ergebnisse der Angebotsprüfung erfolgt die Angebotswertung in vier Wertungsstufen:

1. Stufe: Ausschluss von Angeboten wegen formeller oder inhaltlicher Mängel
 2. Stufe: Prüfung der Eignung der Bieter (im offenen Verfahren)
 3. Stufe: Prüfung der Angemessenheit der Angebotspreise
 4. Stufe: Auswahl des wirtschaftlichsten Angebotes
- Die Wertungsstufen sollten nacheinander abgearbeitet werden. Eine Vermengung der Wertungsstufen ist unzulässig. Die einzelnen Wertungsstufen werden nachfolgend näher beleuchtet.

4.2.1 1. Wertungsstufe: Angebotsausschluss?

Die erste Wertungsstufe setzt auf den Ergebnissen der formalen Prüfung der Angebote auf. Hier wird bewertet, ob ein Angebot ausgeschlossen werden kann oder muss. Nach § 16 Abs. 1 Nr. 1 bis 3 VOB/A wird unterschieden zwischen zwingenden Ausschlussgründen ohne Ermessen der Vergabestelle und fakultativen Ausschlussgründen im Ermessen der Vergabestelle. Wichtig ist dabei, dass die fakultativen Ausschlussgründe nachweislich vorliegen müssen. Ein schlechter Ruf allein genügt hier nicht. Die Ausschlussgründe nach VOB/A sind in der Abbildung 2 dargestellt.

Ausschlussgründe nach § 16 Abs. 1, Nr. 1, 2 und 3 VOB/A	
Ausschluss	Ausschlussgründe
zwingend	Verspätet eingegangene Angebote
	Nicht bzw. nicht rechtsgültig unterzeichnete Angebote
	Fehlen geforderter Erklärungen oder Nachweise, auch nach Nachforderung (Frist 6 Kalendertage)
	Fehlen mehr als einer Preisangabe, oder wenn diese nicht unwesentlich ist
	Änderungen des Bieters an den Vergabeunterlagen bzw. von der Leistungsbeschreibung abweichende Angebote
	Angebote, die durch wettbewerbsbeschränkende Abreden zustande gekommen sind
	Angebote von Bietern, die vorsätzlich unzutreffende Erklärungen über ihre Eignung abgegeben haben
	Nicht zugelassene oder formal fehlerhafte Nebenangebote
fakultativ	Unternehmen im Insolvenzverfahren
	Unternehmen in Liquidation
	Vorliegen einer nachweislich schweren Verfehlung
	Keine ordnungsgemäße Zahlung von Steuern und Sozialabgaben
	Keine Anmeldung bei der Berufsgenossenschaft

Abb. 2 – Ausschlussgründe

Mit der Modernisierung der VOB/A wurde zu der Forderung, dass Angebote die geforderten Preise enthalten müssen, eine Ausnahme eingeführt. So sind Angebote nach § 16 Abs. 1 Nr. 1 c) VOB/A vom zwingenden Ausschluss ausgenommen, bei denen lediglich in einer einzelnen unwesentlichen Position die Angabe des Preises fehlt und durch die Außerachtlassung dieser Position der Wettbewerb und die Wertungsreihenfolge, auch bei Wertung dieser Position mit dem höchsten Wettbewerbspreis, nicht beeinträchtigt werden. Sobald im Angebot allerdings eine weitere Preisangabe fehlt, ist das Angebot wegen Unvollständigkeit zwingend auszuschließen.

Mit dem Vergabehandbuch des Bundes [2] wird bezüglich der Frage der Wesentlichkeit der einen fehlenden Preisangabe folgende Vorgehensweise vorgezeichnet: Zunächst ist der fehlende Preis mit 0,00 € einzusetzen und der preisliche Rang des Angebotes festzustellen. In einem zweiten Schritt ist der fehlende Preis mit dem höchsten für diese Position angebotenen Preis anzusetzen und der Rang des Angebotes erneut zu ermitteln. Ändert sich hierdurch der Rang des Angebotes, ist die fehlende Preisangabe nicht unwesentlich und das Angebot ist auszuschließen. Ändert sich die Rangfolge hingegen nicht, ist die weitere Wertung mit dem höchsten Wettbewerbspreis für diese Position fortzusetzen. Sollte auf dieses Angebot der Zuschlag erteilt werden, kommt der Vertrag ohne die in der betreffenden Position beschriebene Leistung zustande.

Mit der neuen VOB/A 2009 wurde auch eine Abschwächung des Dogmas „Vollständigkeit“ bezüglich solcher Angebote eingeführt, die nicht sämtliche verlangten Erklärungen und Nachweise enthalten. Während diese Angebote früher zwingend auszuschließen waren, ist der Auftraggeber nach § 16 Abs. 1 Nr. 3 VOB/A nun verpflichtet, die betroffenen Bieter zur Vervollständigung ihrer Angebote aufzufordern. Diese sind spätestens innerhalb von 6 Kalendertagen nach Aufforderung durch den Auftraggeber vorzulegen. Die Frist beginnt am Tag nach der Absendung der Aufforderung. Werden die Erklärungen oder Nachweise innerhalb dieser Frist nicht vorgelegt, ist das Angebot auszuschließen.

4.2.2. Wertungsstufe: Prüfung der Eignung der Bieter

In der zweiten Wertungsstufe erfolgt die Prüfung der Eignung der Bieter. Es geht um Fachkunde, Zuverlässigkeit und Leistungsfähigkeit anhand der veröffentlichten Eignungskriterien und geforderten Nachweise. Der Verweis eines Bieters auf frühere Angebote oder seinen Bekanntheitsgrad können nicht gewertet werden.

Sofern es sich bei dem Vergabeverfahren um ein zweistufiges bzw. nichtoffenes Verfahren handelt, d.h. um eine Beschränkte Ausschreibung nach Öffentlichem Teilnahmewettbewerb, entfällt diese Wertungsstufe.

4.2.3. Wertungsstufe: Prüfung der Angemessenheit der Preise

Gegenstand der dritten Wertungsstufe ist die Prüfung der Angemessenheit der Preise. Auf ein Angebot mit einem unangemessen hohen oder niedrigen Preis darf nach VOB/A der Zuschlag nicht erteilt werden. Maßgeblich für die Bewertung der Angemessenheit der Preise ist der Gesamtpreis des Angebotes. Als Anhaltspunkte für einen ungewöhnlich niedrigen Preis dienen die marktüblichen Preise, also z.B. die auf Grundlage marktüblicher Preise aufgestellte Kostenberechnung des Planers oder eine erhebliche Differenz zum zweitgünstigsten Angebot. Im Falle eines unangemessen niedrigen Gesamtpreises muss die Vergabestelle vom Bieter schriftlich Aufklärung über die Preisermittlung für die Gesamtleistung oder für die betroffenen Teilleistungen verlangen. Ein Ausschluss eines eines vermuteten Unterkostenangebotes darf nicht erfolgen, ohne beim Bieter Aufklärung verlangt zu haben. Eine Aufklärung darf zudem nicht zu Änderungen an den Preisen führen.

Ein Bieter hat grundsätzlich keinen Anspruch auf Ausschluss eines Unterkostenangebotes eines anderen Bieters, es sei denn, es handelt sich um einen offenkundigen Verdrängungswettbewerb. Im Vordergrund dieser dritten Wertungsstufe steht vielmehr der Schutz des Auftraggebers vor wirtschaftlichem Risiko. Der Schutz des Bieters ist in dieser Wertungsstufe nachrangig.

Im Rahmen der Prüfung der Angemessenheit der Preise sind die Angebote auch immer auf Mischkalkulation und auf spekulative Preise zu prüfen.

4.2.4. Wertungsstufe: Auswahl des wirtschaftlichsten Angebotes

Im Rahmen der vierten Wertungsstufe erfolgt die Auswahl des wirtschaftlichen Angebotes. Maßgeblich für die Vergabeentscheidung ist das beste Preis-Leistungs-Verhältnis. Der Zuschlag soll nach § 16 Abs. 6 Nr. 3 VOB/A auf das Angebot erteilt werden, das unter Berücksichtigung aller Gesichtspunkte, wie z.B. Qualität, Preis, technischer Wert, Ästhetik, Zweckmäßigkeit, Umwelteigenschaften, Betriebs- und Folgekosten, Rentabilität, Kundendienst und technische Hilfe oder Ausführungsfrist als das wirtschaftlichste Angebot erscheint. Der niedrigste Angebotspreis allein ist nicht entscheidend. Eine Ausnahme stellen standardisierte Leistungen dar, bei deren Vergabe ausnahmsweise allein der Preis entscheiden kann.

Die Auswahl der Kriterien, die zur Auswertung der Angebote herangezogen werden, soll die besonderen Anforderungen des jeweiligen Projektes berücksichtigen und liegt im Ermessen der ausschreibenden Stelle. Diese ist verpflichtet, die Zuschlagskriterien bekannt zu machen. Wenn keine Zuschlagskriterien bekannt gegeben wurden, entscheidet allein der Preis! Im Rahmen eines Nichtoffenen Verfahrens genügt es, in der Vergabebekanntmachung lediglich die Eignungskriterien bekannt zu geben, wenn mit den Vergabeunterlagen ergänzend auch die Zuschlagskriterien allen Bietern bekannt gegeben werden. Im Offenen Verfahren sind sowohl die Eignungskriterien, als auch die Zuschlagskriterien mit der Vergabebekanntmachung zu veröffentlichen. An die einmal bekannt gemachten Kriterien ist die Vergabestelle gebunden.

Gerne wird bei der Betrachtung der Wirtschaftlichkeit der Angebote noch einmal die Eignung als ausschlaggebendes Kriterium herangezogen. Das ist nicht zulässig. Geboten ist eine strikte Trennung von Eignungs- und Zuschlagskriterien. Es gibt kein „Mehr“ an Eignung, denn die Eignung wird abschließend in der Wertungsstufe 2 oder im Rahmen eines vorgeschalteten Teilnahmewettbewerbs (zweistufiges bzw. nichtoffenes Verfahren) geprüft.

4.3 Die Wertungsmatrix

Auch bei der Aufstellung der Wertungsmatrix darf der Auftraggeber seinen Ermessensspielraum voll ausschöpfen. Die Wertungsmatrix darf jedoch nur solche Kriterien und Unterkriterien enthalten, die vorher bekannt gemacht worden sind. Das betrifft sowohl die Eignungs- als auch die Zuschlagskriterien. Und auch die Gewichtung der

Kriterien und Unterkriterien ist den Unternehmen mitzuteilen, damit sie sich bei der Erstellung ihrer Angebote auf die Erwartungen des Auftraggebers einrichten können. Die größtmögliche Transparenz schafft die Vergabestelle, indem sie den Bietern die vollständige Wertungsmatrix zur Kenntnis gibt, die für die Auswertung der Angebote verwendet wird.

Die Wertungsmatrix enthält die Zuschlagskriterien und deren jeweilige von der Vergabestelle zu fixierende Wichtung in % zur Gesamtbetrachtung. Die Wertung der Angebote erfolgt über die Bepunktung der jeweiligen Kriterien. Eine weitere vergaberechtliche Vorgabe lautet, dass der Preis nicht marginalisiert werden darf, das heißt, der Preis sollte nicht unterhalb der Wertungsgröße von 30 % angesetzt werden. Üblich ist eine Gewichtung des Preises in den Grenzen von 70 bis 90 %, die des Technischen Wertes maximal 30 %. Ergebnis der Wertungsmatrix ist die Rangfolge der Bieter. Ein Beispiel für die Gewichtung der Zuschlagskriterien zeigt Abbildung 3.

	Zuschlagskriterien	Gewichtung %	Grundlage Punktebewertung	Punkte min./max je Kriterium
1	Preis (Wertungssumme einschl. evtl. Wartungskosten)		Angebot mit der niedrigsten Wertungssumme Angebote mit dem 2-fachen der niedrigsten Wertungssumme und darüber	10 0
2	Technischer Wert (Produktangaben: berücksichtigte Positionen siehe Nr. 2; Nebenangebote: siehe 226EG)		Angebot wie LV Besser als LV Mindestanforderungen	
3	Vertragsbedingungen Nebenangebote 226EG		Angebot wie LV Besser als LV Mindestanforderungen	
4	Folgekosten Nebenangebote 226EG		Angebot wie LV Besser als LV Mindestanforderungen	
	andere, z.B. Gestaltung			
6	Summe	100		

Abb. 3 – Beispiel für die Gewichtung der Zuschlagskriterien, VHB Formblatt 227 EG [2]

4.4 Der Vergabevorschlag

Die Ergebnisse der Angebotsauswertung und eventuell geführter Bietergespräche werden in einem Vergabevorschlag dokumentiert. Dieser sollte abschließend einen Vorschlag darüber enthalten, welchem der Bieter der Zuschlag aus technisch-wirtschaftlichen Erwägungen heraus erteilt werden sollte. Als Arbeitshilfe für Aufbau und Inhalt des Vergabevorschlags dient die Checkliste für die Erstellung eines Vergabevorschlags in Abbildung 4.

Der Vergabevorschlag		
1	Vorliegende Angebote	1.1 Hauptangebote — Anknüpfung an Ausschreibung / Teilnahmewettbewerb — Auflistung Angebote (Firma, Adresse, Angebotssumme)
		1.2 Nebenangebote / Sondervorschläge — Auflistung Nebenangebote je Bieter (Titel, Einsparpotenzial)
2	Formale Prüfung	— Angaben über rechtzeitige Vorlage der Angebote — Aussagen zur Vollständigkeit der Angebote — Aussagen zur rechtsgültigen Unterzeichnung der Angebote bzw. rechtsgültige Vollmachten bei Bietergemeinschaften — Aussagen über Ausschlussgründe
3	Prüfung der Eignung	— Aussagen z. Zuverlässigkeit, Leistungsfähigkeit, Fachkunde (nur pauschal bei Vorschaltung Teilnahmewettbewerb)
4	Rechnerische Prüfung	4.1 Hauptangebote — qualitative Aussagen zum Ergebnis rechnerische Prüfung — Auflistung Angebotssummen geprüft — Rangfolge der Bieter — Bewertung der Bieter in Prozent, bezogen auf Rang 1 — Auflistung + Bewertung von Ausreisepositionen
		4.2 Bedarfs-/Alternativpositionen <u>ohne</u> Gesamtpreis — Angabe geänderte Angebotssummen bei Wertung — Aussage über die Rangfolge bei Wertung
		4.3 Bedarfs-/Alternativpositionen <u>mit</u> Gesamtpreis — Angabe geänderte Angebotssummen bei Entfall — Aussage über die Rangfolge bei Entfall
5	Nebenangebote / Sondervorschläge	5.1 Erläuterung + Bewertung Nebenangebote / Sondervorschläge — Aussagen zur fachtechnischen Wertung mit Begründung
		5.2 Wertung der Nebenangebote / Sondervorschläge — Angabe geänderte Angebotssummen bei Wertung gem. 3.1 — Aussage über die Rangfolge bei Wertung gem. 3.1
6	Inhaltliche Wertung	6.1 Bewertung der Angebote entsprechend Wichtungskatalog
		6.2 Inhaltliche Wertung der Angebote — berücksichtigt der Bauzeitenplan die Vertragstermine? — geplante Art der Durchführung — Plausibilitätsprüfung der beigefügten Planunterlagen — Bezugsquellen von Stoffen und Bauteilen / Produktangaben — Nachuntersuchungseinsatz
7	Angemessenheit der Preise	7.1 Prüfung der Angemessenheit der Preise — Prüfung auf Vorliegen eines Unterkostenangebotes — Prüfung der Ausreisepositionen — Prüfung der kalkulatorischen Angaben — Prüfung auf Mischkalkulation — Aussagen zu Ausführungsverlangen an die Bieter — Vergleich mit Kostenansatz des Planers
		7.2 Wertung der Prüfergebnisse
8	Ergebnis / Vergabevorschlag	— Ergebnis der rechnerischen Prüfung — Änderung Ergebnis bei Wertung von Nebenangeboten — Vergabeempfehlung / -vorschlag
Anlagen	1	Submissionsprotokoll
	2	Preispiegel nach Bereichen Preispiegel nach Titeln Preispiegel nach Positionen Liste der Ausreisepositionen
	3	Wertungsmatrix
	4	Anlagen zur Wertungsmatrix (inhaltliche Wertung)
	5	Protokolle der Bietergespräche

Abb. 4 – Checkliste für die Erstellung eines Vergabevorschlags [1]

5 Die Vergabeentscheidung / Bieterinformation

430

Die Vergabeentscheidung liegt allein beim Auftraggeber und seinen zugehörigen Gremien. Nachdem die Entscheidung über den Zuschlag gefallen ist, ist die Vergabestelle bei Vergabeverfahren über dem Schwellenwert nach dem Gesetz gegen Wettbewerbsbeschränkungen (GWB) § 101a verpflichtet, die nicht berücksichtigten Bieter über die Vergabeentscheidung und die Gründe der Nichtberücksichtigung zu informieren. Eine Zuschlagserteilung darf erst 15 Kalendertage nach Absendung dieser Information an die Bieter erfolgen, vorausgesetzt, es ist kein Einspruch gegen die Vergabeentscheidung eingegangen.

Die Vergabestelle ist zudem verpflichtet, das Vergabeverfahren in einem Vergabevermerk in allen seinen Einzelschritten, die letztendlich zu der Vergabeentscheidung geführt haben, zu dokumentieren. Diesem Vergabevermerk kommt im Nachprüfungsverfahren oder auch bei späteren haushaltsrechtlichen Prüfungen durch Rechnungsprüfungsämter oder Rechnungshöfe etc. eine zentrale Rolle zu.

6 Handlungsempfehlungen für Vergabestellen und Bieter

Was können die an Vergabeverfahren Beteiligten tun, um möglichst rechtssicher und wirtschaftlich durch ein Vergabeverfahren zu kommen?

Den Vergabestellen und den in ihrem Auftrag tätigen Architekten- und Ingenieurbüros werden die folgenden Empfehlungen an die Hand gegeben:

- Bestellen Sie einen Vergabeverantwortlichen oder rufen Sie eine Vergabekommission in's Leben, die sich mit den Erfahrungen aus allen größeren Vergaben projekt- und sachgebietsübergreifend unterstützend einbringen kann.
- Gewähren Sie den mit den Leistungen der Planung und Ausschreibung beauftragten Büros auskömmliche Fristen und Honorare, um so eine schlüssige und möglichst fehlerfreie Ausschreibung erst zu ermöglichen.
- Gliedern Sie Ihre Vergabeunterlagen übersichtlich und heften Sie eine Liste über alle mit dem Angebot einzureichenden Angaben, Erklärungen und Nachweise vorne vor.
- Berücksichtigen Sie in Ihrer Terminplanung ein ausreichendes Zeitfenster für die Prüfung und Abstimmung der Ausschreibungsunterlagen auf Auftraggeberseite und die ggf. anschließend erforderliche Überarbeitung durch den Planer. Bei großen Vergaben hat sich die unabhängige Prüfung der Ausschreibungsunterlagen durch Fachbüros für das Vergabewesen bewährt.

Der Bieter muss in der Phase der Angebotserstellung eine Vielzahl von Regelungen beachten, um nicht Gefahr zu laufen, dass sein Angebot im Zuge der Wertung ausgeschlossen wird. Den Bietern werden folgende Empfehlungen mitgegeben:

- Nutzen Sie das Angebot einer Begehung der Örtlichkeit!
- Nutzen Sie die Möglichkeit, während der Angebotsfrist Rückfragen zu den Vergabeunterlagen an die Vergabestelle zu richten, insbesondere, wenn Sie Widersprüche in den Ausschreibungsunterlagen festgestellt haben. Dadurch, dass die Bieterfragen mit den Antworten der Vergabestelle an alle Bieter kommuniziert werden, nehmen Sie Ihren Mitbietern die Chance auf spekulative Preisbildung bei Widersprüchen in der Ausschreibung.
- Schärfen Sie Ihren Blick auf die Formalien Ihres Angebotes. Neben der Kalkulation der Preise und der technischen Ausarbeitung ist die formale Abarbeitung der Ausschreibungsunterlagen und Ihres Angebotes unumgänglich und sollte gefördert werden, z.B. durch konsequente formale Prüfläufe zu verlangten Angaben, Nachweisen und Erklärungen, im Abgleich zwischen Vergabeunterlagen und Ihrem Angebot.

7 Schrifttum

- [1] Ehrensberger, M. (2006), Die Angebotsauswertung nach VOB/A, Vergabe Navigator, Heft 4 (2006), S. 9 - 12.
[2] VHB, Vergabe- und Vertragshandbuch für die Baumaßnahmen des Bundes, Ausgabe 2008, Stand Mai 2010

Autoren

Dipl.-Ing. Maïke Ehrensberger
BCM BauConsult Management GmbH
Wichertstr. 14a
10439 Berlin
Ehrensberger@bcm-gmbh.de

Konzeptionelle Entwicklung von Ansätzen für ein Lebensdauermanagement für Hafeninfrastrukturen

am Beispiel von Kai- bzw. Kajenanlagen

431

Frau Dipl.-Ing. Nannina Horstmann

Dipl.-Ing. Nannina Horstmann, Forschungszentrum Küste

1. Einleitung

Bei der Vorstellung dieser Diplomarbeit geht es um ein Lebensdauermanagementsystem für Hafeninfrastrukturen am Beispiel von Kai- bzw. Kajenkonstruktionen. Diese Bauwerke sind als Schnittstelle zwischen Wasser- und Landtransport ein zentraler Bestandteil der Hafenanlagen und sollen daher möglichst uneingeschränkt zur Verfügung stehen, um einen schnellen und reibungsfreien Umschlag gewährleisten zu können. Mit der rasanten Entwicklung der Schifffahrt und dem stetig steigenden Containerverkehr seit Ende der 60er Jahre wachsen die Anforderungen an die Kai- bzw. Kajenanlagen sukzessive, resultierend zum Beispiel aus höheren Geländesprüngen, die abgefangen werden müssen, oder den größeren Schiffsabmessungen und den damit zunehmenden Maschinenleistungen sowie Manövrierhilfen der Schiffe [1]. Infolge der entstehenden Belastungen auf Kai- bzw. Kajenkonstruktionen müssen diese überwacht und geprüft werden, besonders wenn diese für solche Anforderungen nicht konzipiert wurden. Daher wurde in dieser Diplomarbeit die Ansätze eines möglichen Lebensdauermanagement auf Grundlage von Schadensaufzeichnungen an diesen Hafenstrukturen entwickelt werden.

2. Grundlagen prädiktiver Lebensdauermanagementsystem

Der Bestand an Infrastrukturen wird zunehmend älter und gleichzeitig werden die zur Verfügung stehenden Haushaltsmittel für Unterhaltung und Neubau immer knapper. In Anbetracht dessen wird mit neuen Monitoring- und Instandsetzungsverfahren sowie mit neuen Bemessungsansätzen versucht, eine optimierte Instandhaltungs- und Instandsetzungsplanung von Infrastrukturen zu schaffen und Neubauten von Grund auf wirtschaftlicher zu gestalten, um mit den vorhandenen Ressourcen bestmögliche Zustände der Bauwerke gewährleisten zu können. Seit einiger Zeit werden Bauwerks-Management-Systeme bzw. Lebensdauermanagementsysteme entwickelt, um aus den Ergebnissen kontinuierlicher Prüfungen und Überwachungen Zustandsbewertungen des jeweiligen Bauwerks ermitteln sowie Lebensdauerprognosen aufzustellen zu können. Aus diesen Ergebnissen heraus sollen optimale Eingreifzeitpunkte für Erhaltungsmaßnahmen inklusive derer Investitionen gefunden werden, infolge derer dann langfristig für die Sicherheit der Bauwerke garantiert werden kann. Infrastrukturen aller Art unterliegen während ihrer Nutzungsdauer Abnutzungserscheinungen. Ohne Instandsetzungsmaßnahmen oder mit nur geringen Unterhaltungsaufwendungen nimmt der Bauwerkszustand sukzessive im Laufe dieser Zeit ab, bis eine Abnutzungsgrenze erreicht ist, an der eine Instandsetzung oder ein Neubau unabwendbar ist (siehe Abbildung 1).

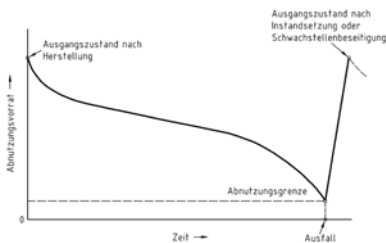


Abbildung 1: Abbaukurve des Abnutzungsvorrates und seine Erstellung durch Instandsetzung oder Verbesserung [2]

Diese Taktik der Bauwerksunterhaltung ist unrentabel und kostenintensiv. Daher werden zum Beispiel für Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen Intervallzeiten für die Inspektionen bzw. Prüfungen nach der DIN 1076 „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung“ [3] und der „Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach

DIN 1076“ [4] festgelegt. Dennoch können viele aufgetretene Schäden an Bauwerken aus Kostengründen erst behoben werden, wenn ein kritisches Maß erreicht und die Gebrauchstauglichkeit oder sogar die Tragfähigkeit gefährdet ist. Durch langfristige Investitionsplanungen kann jedoch die Lebensdauer von Bauwerken verlängert werden. Für diese optimierte Instandhaltungsplanung werden daher Bauwerksmanagementsysteme (BMS) bzw. Life-Cycle-Managementsysteme (LCM) benötigt, die ein Bauwerk über alle Lebenszyklusphasen während der Nutzungsdauer hinweg begleiten. Nach SCHIEBL [5] unterteilen sich diese Phasen in Planung und Bemessung, Ausführung und Abnahme, Bauwerksüberwachung, Instandhaltung, Instandsetzung/Erüchtigung und Abriss/Recycling des Bauwerks (siehe Abbildung 2).



Abbildung 2: Lebenszyklusphasen von Bauwerken [5]

Um die Restlebensdauer eines Bauwerks abschätzen zu können, werden in die Bauwerksmanagementsysteme Schädigungsmodelle mit einbezogen, die eine Zustandsprognose des Bauwerks ermöglichen und durch Bauwerksuntersuchungen während jeder Lebenszyklusphase aktualisiert und somit verbessert werden können. Generell sind Bauwerksmanagementsysteme bzw. Life-Cycle-Managementsysteme in erster Linie für Bauwerke relevant, die während ihrer Nutzungsdauer Umwelteinwirkungen ausgesetzt sind und demzufolge die Lebensdauer der Konstruktion dadurch beeinträchtigt werden kann. Dementsprechend betrifft dies vor allem Infrastrukturen wie Brückenbauwerke, Tiefgaragen und Parkhäuser sowie Verkehrswasserbauten, zum Beispiel Schleusen und Schiffshebewerke, aber auch Küstenschutz- und Hafeninfrastrukturen wie Deichanlagen und Kai- bzw. Kajenkonstruktionen. [Irrelevant sind solche Managementsysteme bei Bauwerken, bei denen über die Nutzungsdauer hinweg keine Schädigung zu erwarten ist [5].

Des Weiteren können Life-Cycle-Managementsysteme sowohl für Neubauten als auch für bestehende Bauwerke oder auch nur für spezielle Teile einer Infrastruktur angewendet werden und sollen während der Nutzungsdauer der Infrastrukturen infolge der Daten aus den Bauwerksuntersuchungen aktualisierbar sein [4]. Entsprechend nach Größe der Infrastrukturen, ihrer Funktionen und der vorhandenen Datenmenge aus Inspektionen und Prüfungen werden verschiedene Anforderungen an Life-Cycle-Managementsysteme gestellt. Dabei können Prioritäten in der Instandhaltungsplanung ökologische, ökonomische oder nachhaltigkeitsorientierte Aspekte und auch Kombinationen dieser sein [5].

Kernanforderung an ein Life-Cycle-Managementsystem ist die Prognose der Zustandsentwicklung sowie der Lebensdauer unter Berücksichtigung der tatsächlichen Umwelteinwirkungen und Materialeigenschaften mittels vollprobabilistischer Bemessungsmodellen [6]. Außerdem sollen optimale Instandhaltungsstrategien ermittelt werden, die mit Kosten sowie einer Kostenentwicklung über die Nutzungsdauer des Bauwerks verknüpft sind und so Handlungsempfehlungen für optimierte Budgetzuweisungen geben können [5].

3. Bausteine eines prädiktiven Life-Cycle-Managementsystems

Life-Cycle-Managementsysteme sind in der Regel computergestützte Systeme, deren zentraler Baustein eine Datenbank ist, in der alle Bauwerksdaten abgespeichert sind. Des Weiteren setzen sich die Managementsysteme aus den Bausteinen „Bauwerkserfassung“, „Zustandsprognose, -erfassung und -bewertung“ sowie „Instandsetzungsplanung“ zusammen, die wiederum auf die Datenbank zurückgreifen und somit zur Aktualisierung der Bauwerksdaten beitragen [5].

Die *Bauwerkserfassung* stellt dabei den ersten Arbeitsschritt dar, bei der die Infrastruktur in Bauteile gleichen Widerstandes und gleicher Exposition unterteilt wird und eine Aufgliederung des Bauwerks in verschiedene Ebenen erfolgt, um der Komplexität eine übersichtliche Struktur geben zu können. Ausgehend von der Bauwerkebene erfolgt die Aufgliederung auf Teilbauwerke, funktionale Untereinheiten bis hin zum Unterbauteil und ist in Abbildung 3 in fünf Ebenen als Beispiel für Brückenbauwerke dargestellt.



Abbildung 3: Hierarchische Systematik zur Bauwerkserfassung in fünf Ebenen [6]

Mit der Aufgliederung des Bauwerks in die unterschiedlichen Ebenen sollen Elemente geschaffen werden, für die eine vergleichbare zeitabhängige Zustandsentwicklung in Abhängigkeit der gleichen Bauteilwiderstände und Umwelteinwirkungen zu erwarten ist. Eine Aufteilung in mehr als fünf Ebenen führt nach SCHIEBL [5] zu einem erhöhten Aufwand der Datenverwaltung und Zustandserfassung, so dass diese fünf Ebenen als ausreichend und am effizientesten betrachtet werden können.

Die *Zustandsprognose* liefert mit den Daten aus Bauwerksüberwachung und -prüfung unter Verwendung von Schädigungsmodellen Prognosen über die Zustandsentwicklung des Bauwerks. Mit diesen Prognosen, welche als Wahrscheinlichkeiten ausgedrückt werden, können in dem Bereich der Zustandserfassung eine optimierte Planung in Bezug auf Zeitpunkt, Ort und Umfang von Bauwerksüberwachungen und -prüfungen in Anlehnung an die zu erwartende Zustandsentwicklung festgelegt werden. So soll nach SCHIEBL [5] gewährleistet werden, dass durch frühzeitige Überwachungen und Prüfungen vorwiegend visuelle und zerstörungsfreie Prüfmethoden eingesetzt werden und nur in Ausnahmefällen auf zerstörende Methoden zurückgegriffen wird. Aus den Ergebnissen der Bauwerksüberwachungen und -prüfungen erfolgt die Bewertung von Bauteilen und Bauteilgruppen anhand eines Benotungssystems. Mit diesen Zustandsnoten können Bauteilzustände formuliert werden und es ergibt sich so die Möglichkeit, Zustände mehrerer Bauteile zu vergleichen, um so eine Prioritätenreihung bei der Planung von Instandsetzungsmaßnahmen zu erhalten. Durch Aggregation der Zustandsnoten auf Bauteilebene kann eine Gesamtbauwerksnote ermittelt werden, welche zur Prognostizierung der Restnutzungsdauer des Bauwerks und als Grundlage zur Ermittlung von Eingreifzeitpunkte für die Instandhaltungs- bzw. Instandsetzungsplanung dient [5]. Der Baustein „*Instandsetzungsplanung*“ stellt die letzte Stufe des Lebensdauermanagements dar, in dem die durchzuführenden Maßnahmen sowie die zu erwartenden Kosten und Zeitpunkte für die Instandsetzung ermittelt werden. Nach der Instandsetzung des Bauwerks wird der dann aktuelle Zustand in die Bauwerksdatenbank übergeben, um so als neuer Ausgangspunkt für weitere Zustandsprognosen und zur Abschätzung von Restlebensdauern zu dienen.

4. Bestehende Lebensdauermanagement-Systeme in Deutschland

4.1. Bauwerks-Management-System für das deutsche Fernstraßennetz

Vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen wurde 1998 das Projekt „Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems (BMS) für das deutsche Fernstraßennetz“ ins Leben gerufen, das das Prinzip der systematischen Straßenerhaltung an Bundesfernstraßen beinhalten soll, um so auf Dauer ein befriedigendes Qualitätsniveau des gesamten Bestandsnetzes gewährleisten zu können. Die Bundesanstalt für Straßenwesen ist mit der Konzeption dieses Projektes beauftragt worden, das bis 2005 umgesetzt wurde, sich seitdem im Einsatz befindet und fortlaufend optimiert wird [8]. Das Leitziel des Bauwerks-Management-Systems ist ein höchst möglicher Gebrauchswert bei minimalen gesamtwirtschaftlichen Kosten in Vereinbarung einer höchstmöglichen Umweltverträglichkeit. Das heißt, dass dieses Management-System technische und operative Funktionen umfasst, die für einen effizienten Betrieb und die Auswahl optimaler Erhaltungsmaßnahmen erforderlich sind [7]. Mit der aktuellen Auflage der DIN 1076 von November 1999 und der Richtlinie RI-EBW-PRÜF „zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076“, Stand 11/2007, liegen Vorschriften vor, nach denen Bauwerke hinsichtlich ihrer Schäden erfasst und beschrieben werden können sowie eine Zustandsbewertung ermittelt werden kann. Die DIN 1076 regelt die Überwachung und Prüfung von Ingenieurbauwerken im Zuge von Straßen und Wegen hinsichtlich ihrer Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit. Die Ergebnisse aus Überwachungen und Prüfungen erfolgt in einem Prüfbericht, der Bestandteil eines Bauwerksbuches für jedes einzelne Bauwerk ist. Diese Daten sind Grundlage für das Erhaltungsmanagement [8]. Prüfingenieure oder Sachverständige führen nach den Vorschriften der DIN 1076

Bauwerksprüfungen und Überwachungen durch, bewerten und dokumentieren ihre Ergebnisse gemäß der RI-EBW-PRÜF [4], wobei hier die Schadensbewertung innerhalb der Bauteilebene stattfindet. Dafür wurden die folgenden 20 Bauteilgruppen eingeführt, denen Konstruktionsdaten, Schadensinformationen, Zustandsnoten und Maßnahmenempfehlungen zugeordnet werden. Dabei erfolgt die Bewertung nach den drei Kriterien mit einem fünfstufigen Benotungssystem von 0 bis 4. Weiterhin sind Angaben über Schadensmenge und Schadensort sowie eine Abschätzung des prozentualen Umfanges der Schädigung in der Erhaltungskategorie zu machen [8].

4.2. Erhaltungsmanagementsystem für Verkehrswasserbauten (EMS)

Für die Errichtung, den Betrieb und die Unterhaltung sowie die Sicherstellung der Schifffahrt ist die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes verantwortlich, deren Brutto-Anlagevermögen zu rund 40 Mrd. € angenommen wird (Stand 1998). In dieses Anlagevermögen fallen neben den Wasserstraßen 408 Schiffschleusenanlagen, 416 Schleusenammern, 4 Schiffshebewerke, 337 Wehranlagen, 11 Sperrwerke, 1.354 Brücken über die Bundeswasserstraßen, 15 Kanalbrücken sowie 4.359 Buhnen, 106 Wasserkraftanlagen ab 900 MW und 2 Talsperren (Stand Juni 2007), die ebenfalls betrieben und unterhalten werden müssen. Infolgedessen entwickelt die Bundesanstalt für Wasserbau ein IT-gestütztes Erhaltungsmanagementsystem (EMS) in Anlehnung an das Bauwerksmanagement-System für das deutsche Fernstraßennetz, so dass durch kontinuierliche Bauwerksinspektionen technisch sinnvolle und wirtschaftliche Instandhaltungsstrategien für die Verkehrswasserbauwerke entwickelt werden können.

Das in den Straßenbauverwaltungen verwendete Programmsystem BWPRUF ist als WSVPruf für Inspektionen von Bundeswasserstraßen und deren Bauwerke unter Berücksichtigung der Verwaltungsvorschrift VV-WSV 2101 „Bauwerksinspektion“ von 1985, Stand 2009, adaptiert worden. Mittels dieses Programms können die Auswertungen und Ergebnisse von Bauwerksprüfungen digitalisiert und so schneller und übersichtlicher als Informationen für Schwachstellenanalysen verwendet werden. Wie auch schon beim Bauwerksmanagement-System für das deutsche Fernstraßennetz werden auch im Programm WSVPruf elf Schadenobergruppen gebildet und zusätzlich eine zwölfte Obergruppe „ohne Befund“ [9].

Für die Bewertung der Schäden aus Prüfungen und Überwachungen steht den Prüfern das BAW-Merkblatt „Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken (MSV), Stand Januar 2010“ zur Verfügung, in dem in Anlehnung an den Schadenskatalog aus der RI-EBW-PRÜF typische Schäden mit einer Einteilung in die entsprechende Schadensklasse erfolgen. Die Bewertungskriterien sind dabei die Begriffe „Schaden“, „Tragfähigkeit“ und „Gebrauchstauglichkeit“, nach denen die Schäden bewertet werden sollen. Die anderen Begriffe wie „Standicherheit“, „Funktionssicherheit“ und „Betriebsfähigkeit“ sind damit mitberücksichtigt. Bei der Bauwerksprüfung soll nur der aktuelle Zustand des Schadens an einem Bauwerk bewertet und dokumentiert werden. Ebenfalls sollen die Schäden nur in Bezug auf das betroffene Bauteil und nicht auf die Gesamtlage oder das Schadensausmaß bewertet werden. Die Bewertung erfolgt mittels einer vierstufigen Schadensklassifikation von „1“ bis „4“ [10].

5. Lebensdauermanagement-System für Kai- und Kajenanlagen

Bevor ein Zustandsbewertungssystem aufgestellt werden kann, müssen Voraussetzungen dafür geschaffen werden, die in den folgenden Abschnitten näher erläutert werden. Zum einen müssen die Kriterien, nach denen bewertet werden sollen, definiert werden. Zum anderen müssen Bauteilgruppen gebildet werden, da die Zustandsbewertung bauteilbezogen erfolgen soll. Hierfür wird in den folgenden Abschnitten in Anlehnung an ein Lebensdauermanagementsystem eine Hierarchie in vier Ebenen geschaffen, um innerhalb dieser Unterteilungen Gruppen vergleichbarer zeitabhängiger Zustandsentwicklungen zu bilden.

5.1 Darstellung der Kriterien

Die Kriterien müssen für die Prüfer, die die Schadensbewertung anhand dieser durchführen sollen, praktikabel und nicht zu detailliert sein, um einen unnötig hohen Zeit- und Arbeitsaufwand während der Prüfungen zu vermeiden. Gleichzeitig müssen aber die Schäden mittels der Bewertung so erfasst werden können, dass der Bauteilzustand sowie der Zustand des Gesamtbauwerks repräsentativ wiedergegeben werden kann. Dabei sollte die Bewertung möglichst objektiv erfolgen und reproduzierbar sein.

Generell muss ein Bauteil und das Gesamtbauwerk nach der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit bewertet werden, nach denen es auch bemessen wird. Ein Bauwerk kann jedoch durchaus noch tragfähig sein, wenn die Gebrauchstauglichkeit überschritten wurde. Hingegen ist ein Bauwerk nicht mehr gebrauchstauglich, wenn die Tragfähigkeit verloren geht. Von daher soll die Tragfähigkeit das erste und vor allem auch das wichtigste Kriterium sein.

Die Gebrauchstauglichkeit wird allerdings auch als Kriterium verwendet. Es besteht nicht sofortiger

Handlungsbedarf, wenn ein Bauwerk nicht mehr gebrauchstauglich ist, jedoch kann der Umschlagsbetrieb infolge Setzungen in der Verkehrsfläche möglicherweise derart eingeschränkt sein, dass dieser eingestellt werden muss. Ebenfalls kann es bei beschädigten Fendern oder Pollern der Fall sein, dass Schiffen das Anlegen an die Kai- bzw. Kajenanlagen verwehrt ist. Demzufolge ist auch dies ein Kriterium, das Berücksichtigung finden soll. Im Hinblick auf die Stahlkorrosion der Spundwandkonstruktionen, welches der häufigste und gravierendste Schadensfall an Kai- bzw. Kajenanlagen ist, sowie die Beton- und Bewehrungskorrosion muss das zweite Kriterium definiert werden. Da es sich hierbei im Normalfall um Materialreduzierungen und Qualitätsminderungen über Lebensdauer handelt, wird dafür das Kriterium der Dauerhaftigkeit herangezogen. Bei Schäden an den Geländern oder Steigleitern von Kai- bzw. Kajenanlagen kann es zu Abstürzen und damit zu Personenschäden kommen, weswegen das Kriterium der Verkehrssicherheit nicht zu vernachlässigen ist. Jedoch ist es im Gegensatz zur Tragfähigkeit oder Dauerhaftigkeit eher geringer gewichtet anzusetzen. In den nachfolgenden Ansätzen für ein Zustandsbewertungssystem für Kai- bzw. Kajenanlagen wird dementsprechend nach den Kriterien "*Tragfähigkeit*", "*Gebrauchstauglichkeit*", "*Dauerhaftigkeit*" und "*Verkehrssicherheit*" bewertet. Aufgrund der Gewichtung der Bauteilgruppen bekommen die einzelnen Kriterien einen unterschiedlichen Einfluss auf die Bewertung des Bauwerks. Dies wird im Weiteren noch genauer dargestellt.

5.2 Noteneinteilung für die Bauwerksbewertung

Für die Noteneinteilung gibt es verschiedene Möglichkeiten. In diesem Zustandsbewertungssystem für Kai- bzw. Kajenanlagen wird auch eine fünfstufige Notenvergabe verwendet. Da auch in diesem Bewertungssystem für Kai- bzw. Kajenanlagen die Gebrauchstauglichkeit mit bewertet werden soll, wird dementsprechend hier die Notengabe 1 bis 5 wie folgt definiert:

- Note 1 Geschützt. Gebrauchstauglichkeit ist voll gegeben.
- Note 2 Ungeschützt. Die Gebrauchstauglichkeit ist vermindert (z. B. durch abgeplatzten Beton)
- Note 3 Angegriffen. Physische oder chemische Prozesse, wie z. B. Korrosion, Verrottung, Verschleiß, setzen ein. Gebrauchstauglichkeit ist noch nicht gefährdet
- Note 4 Geschädigt. Materialverlust ist zu verzeichnen. Die Gebrauchstauglichkeit ist zweifelhaft
- Note 5 Versagt. Die Gebrauchstauglichkeit ist nicht mehr gegeben.

5.3 Schadensdarstellung und Schwachstellenanalyse

Neben Belastungen resultierend aus den Schiffsabmessungen sowie deren An- und Ablegelasten, Pollerzugkräfte und Schiffsantrieben kommen noch weitere Lasten hinzu, die auf Kai- und Kajenanlagen einwirken, wie zum Beispiel die anstehenden Untergrundverhältnisse, die Boden-Bauwerk-Fluid-Interaktion sowie instationäre Strömungsvorgänge unter anderem infolge Tide. Des Weiteren werden Kai- bzw. Kajenanlagen infolge der Lasten aus den Containerbrücken sowie der Verkehrs- und Stapellasten beeinflusst. Die zu wählende Kai- bzw. Kajenkonstruktion ist neben diesen Lasten auch abhängig von den vorherrschenden Umwelteinflüssen, so dass diese Anlagen entsprechend des aktuellen Bemessungshochwassers sowie korrosionsfördernder Bedingungen konstruiert werden müssen [1].

Neben diese Belastungen und Einwirkungen unterliegen Kai- bzw. Kajenkonstruktionen über ihre Nutzungsdauer hinweg auch Einflüssen aus Materialverschleiß, Materialabbau und Qualitätsminderung. Aus der Auswertung von 11 Prüfberichten aus vier deutschen Nordseehäfen konnten typische Degradationsmechanismen und -prozesse analysiert werden, deren die Kai- bzw. Kajenanlagen im Laufe ihrer Nutzungsdauer unterliegen. Insgesamt wurden 227 Schäden gezählt, die sich aus diesen 11 Berichten ergaben und schematisch in der Abbildung 4 dargestellt sind.

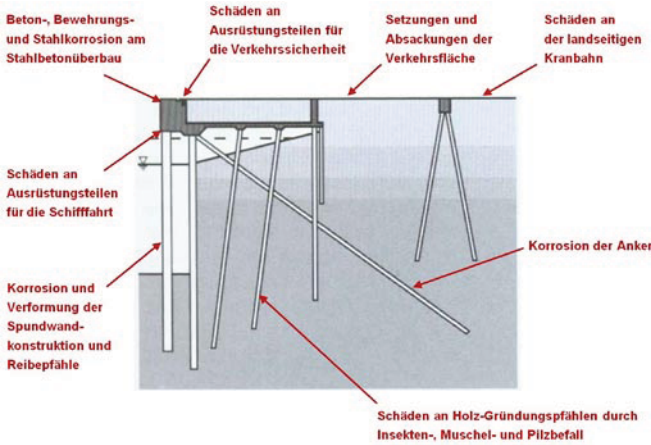


Abbildung 4: Übersicht über die typischen Schäden an Kai- bzw. Kajenanlagen in den deutschen Nordseehäfen

Bei genauer Betrachtung fallen von den insgesamt 227 Schäden 69 Stück auf den „Stahlbetonüberbau“ und 59 Schäden auf die „Spundwandkonstruktion“, womit diese beiden Kategorien mit mehr als 56 % den Hauptbereich für Schäden an Kai- bzw. Kajenanlagen darstellen (Tabelle 1).

Tabelle 1: Auflistung der Schadensanzahl je Schadensgruppe und prozentualen Anteil an der Schadensgesamtsomme

Schadensgruppe	Schadensanzahl [Stück]	Anteil an Gesamtschadensanzahl [%]
Spundwandkonstruktion	59	26,00
Stahlbetonüberbau	69	30,38
Gründungselemente	4	1,76
Rückverankerung	6	2,64
Verkehrsfläche	31	13,66
Ausrüstungsteile für die Versorgung	7	3,08
Ausrüstungsteile für die Schifffahrt	26	11,45
Ausrüstungsteile für die Verkehrssicherheit	25	11,01







Infolge dieses Schadensvergleichs aus den Prüfberichten der jeweiligen Nordseehäfen ergibt sich, dass das Hauptproblem an Kai- bzw. Kajenanlagen und damit auch die Schwachstelle dieser Konstruktionen die Korrosion der Stahlbauteile sowie die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion und die Betonkorrosion infolge des durch den Umschlagbetrieb hervorgerufenen Verschleißes ist.

Insbesondere die Spundwandkonstruktionen korrodieren während ihrer Nutzungsdauer in erheblichem Maß. Durchgeführte Untersuchungen der Außenstelle „Küste“ der Bundesanstalt für Wasserbau in den letzten 15 Jahren haben ergeben, dass bei etwa 15 % der Kai- bzw. Kajenanlagen die Spundwände schon nach der Hälfte der geplanten Nutzungsdauer durchgerostet und Sackungsschäden dementsprechend die Folge waren [11]. Analysen von HANGEN [12] bestätigen, dass im aggressiven Meerwasser Abrostungsraten an Spundwänden von 0,3 – 0,7 mm pro Jahr vorkommen können.

5.4 Aufstellung von Expositionsklassen für eine Kai- bzw. Kajenanlage

Die Expositionsklassen dienen als Basis für verschiedene dauerhaftigkeitsrelevante Bewertungen, wobei für die Einteilung der Bauteilgruppen diese nach der DIN 1045-2 (2001) verwendet werden. In der Tabelle 2 sind mit der Darstellung der Flächen in Abbildung 5 die Expositionsklassen für die verschiedenen Bauteile an einer Kai- bzw. Kajanenkonstruktion aufgeführt.

Tabelle 2: Auflistung der Expositionsklassen für Kai- bzw. Kajenanlagen in Abhängigkeit der jeweiligen Flächen

Ort / Fläche	Expositionsklassen						
Stahlbetonüberbau		XC 4		XS 3	XF 2	XA 2	XM 1
		XC 4	XD 3	XS 3	XF 2	XA 2	XM 1
Stahlbeton-Verkehrsfläche		XC 4	XD 3	XS 3	XF 2	XA 2	XM 2/3
Unterseite Stahlbetonplatte		XC 2/4		XS 3	XF 4	XA 2	
Oberseite Stahlbetonplatte		XC 2				(XA 2)	
Ortbetonpfähle der landseitigen Kranbahn		XC 2				(XA 2)	

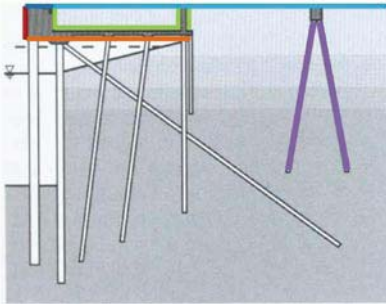


Abbildung 5: Darstellung der Flächen unterschiedlicher Expositionen an einer Kai- bzw. Kajenanlage in den Nordseehäfen

Die Gründungselemente der Kai- bzw. Kajenkonstruktion, abgesehen von der Gründung der landseitigen Kranbahn, sowie die Spundwandkonstruktion und Rückverankerung derer werden in diesem Fall als Stahlbauteile angenommen, für die dementsprechend die Expositionsklassen nicht gelten.

5.5 Aufstellen von Bauteilgruppen

Für ein Lebensdauermanagementsystem für Kai- und Kajenanlagen wird eine hierarchische Bauwerkserfassung vorgeschlagen. Demnach ergibt sich für die 1. Ebene die Bauwerksebene, die die Kai- bzw. Kajenanlage selbst darstellt. Diese Ebene sollte in Abhängigkeit eines Bauabschnitts einer Kai- bzw. Kajenkonstruktion gewählt werden. Als 2. Ebene ergibt sich die Modulebene, die in diesem Fall als Bauteilobergruppe benannt wird und sich in folgende fünf Bereiche aufteilt:

- Spundwandkonstruktion
- Gründungspfähle
- Stahlbetonüberbau
- Verkehrsflächen
- Ausrüstungsteile

Aus diesen Bauteilobergruppen ergibt sich die 3. Ebene mit den folgenden 14 Bauteilgruppen:

- Spundwandkonstruktion von Oberkante bis Hafensohle
- Reibepfähle
- Rückverankerung aus Stahllankern
- Stahl-Gründungspfähle
- Ortbeton-Gründungspfähle
- Holz-Gründungspfähle
- Stahlbetonüberbau, senkrechte Fläche
- Stahlbetonüberbau, obere Fläche
- Stahlbetonüberbau, untere Fläche
- Stahlbetonverkehrsflächen
- Verkehrsflächen, anderweitig befestigt
- Ausrüstungsteile für die Schifffahrt

- Ausrüstungsteile für die Verkehrssicherheit
- Ausrüstungsteile für die Versorgung

Mit der 4. Ebene werden die Unterbauteilgruppen dargestellt. Für die Kai- bzw. Kajenanlagen wurden hierfür anhand der ausgewerteten Prüfberichte bereits 55 Unterbauteilgruppen identifiziert. Zur Vervollständigung dieser Gruppen sollten in weiteren Forschungsarbeiten umfangreiche Analysen von Schadensberichten durchgeführt werden, um jedes Unterbauteil zu erfassen. Des Weiteren sollte für die Bauteile ein Schadenkatalog mit der Verknüpfung eines zugehörigen Maßnahmenkataloges erstellt werden, welche dann in ein Lebensdauermanagementsystem mit einfließen können. Bei der Erstellung des Schadenkatalogs ist darauf zu achten, dass Werte für maximale Grenzzustände sowie korrespondierende Versagenswahrscheinlichkeiten für jedes Bauteil angegeben werden, um so auch für unterordnete Bauteile eine Mindestqualität garantieren zu können. Die nachfolgende Bewertung eines Bauwerkszustandes wird innerhalb der 14 Bauteilgruppen durchgeführt werden, so dass die im Schadensbericht enthaltenen Schäden von Einzelteilen in die Unterbauteilgruppen eingeordnet werden, die dann wiederum in eine übergeordnete Bauteilgruppe gehören.

5.6 Gewichtung von Bauteilgruppen

Die Gewichtung von Bauteilgruppen wird in dieser Ausarbeitung dahingehend in Erwägung gezogen, da infolge eines abgängigen Geländers oder eines defekten Fenders das Gesamtbauwerk nicht anhand der schlechten Note dieser Bauteilgruppe bewertet werden soll. Es soll dabei unterschieden werden zwischen den konstruktiven Bauteilgruppen wie „Spundwandkonstruktion“, „Rückverankerung“, „Reibepfähle“ sowie dem kompletten Stahlbetonüberbau und den Bauteilgruppen für die Ausrüstung für die Verkehrssicherheit, Schifffahrt und Versorgung sowie den Verkehrsflächen. Die Zustandsnote eines Bauwerks ermittelt sich aus der maximalen Zustandsnote einer Bauteilgruppe zuzüglich eines Zu- oder Abschlags in Abhängigkeit der Anzahl der geschädigten Bauteilgruppen.

Mit der Abschwächung der maximalen Bauteil-Zustandsnote aus dem Bereich der Ausrüstung bekommen die konstruktiven Bauteilgruppen mehr Einfluss. Gleichzeitig werden die Bauteilgruppen für die Ausrüstung nicht zu sehr vernachlässigt. Bei der Implementierung dieser Berechnungsweise in ein Computerprogramm sollte zusätzlich zur Ausgabe der Gesamtzustandsnote für das Bauwerk in einem Prüfbericht ein Hinweis bzw. eine Warnung ausgegeben werden, wenn in einer der Bauteilgruppen für die Ausrüstungsteile die Note 4 und 5 erreicht ist, so dass sofortige Maßnahmen zur Behebung der Schäden eingeleitet werden können und diese Noten nicht in der Mittelung mit den konstruktiven Bauteilgruppen-Noten verloren gehen.

6. Anwendung und Vergleich verschiedener Algorithmen für ein Zustandsbewertungssystem für Kai- und Kajenanlagen

6.1 Beschreibung der verschiedenen Algorithmen

Es wurden in der Diplomarbeit vier mögliche Algorithmen vorgestellt, deren Vorgehensweise alle anhand eines beispielhaften Schadensberichtes angewandt und erläutert wurden. Die Algorithmen werden hier kurz vorgestellt und deren Ergebnisse aus den Berechnungen miteinander verglichen und hinsichtlich ihrer Wirksamkeit und Komplexität bewertet.

Bei dem vierzähligen Algorithmus werden alle vier Kriterien (Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit, Verkehrssicherheit) separat vom Prüfer für die einzelnen Schäden bewertet und aus dieser Bewertung eine Basiszustandszahl BZZ ermittelt. Der Ansatz, der diesem vierzähligen Algorithmus zu Grunde liegt, ist die Abhängigkeit zwischen der Dauerhaftigkeit, der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit. Diese drei Kriterien stehen miteinander in Verbindung. Bei Verminderung der Qualität der Dauerhaftigkeit wird die Gebrauchstauglichkeit beeinflusst, was sich wiederum auf die Tragfähigkeit auswirken kann. Bei der Aufstellung der Formeln zur Ermittlung der Basiszustandszahlen BZZ aus den Kriterien „Gebrauchstauglichkeit“, „Tragfähigkeit“ und „Dauerhaftigkeit“ wurde der Einfluss der Tragfähigkeit bewusst stärker gewichtet, da dieses Kriterium bedeutend für die Standsicherheit eines Bauwerks ist. Der Einfluss der Gebrauchstauglichkeit wird für die Noten 1 bis 5 mit der Hinzurechnung eines Faktors sukzessive gesteigert. Im Anschluss an die Ermittlung der Basiszustandszahl BZZ aus der Bewertung für die Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit und die Dauerhaftigkeit wird die Verkehrssicherheit berücksichtigt, deren Bewertung ebenfalls für jeden Schaden einzeln durchgeführt wird.

Die Änderung vom vierzähligen zum dreizähligen Algorithmus besteht darin, dass das Kriterium „Gebrauchstauglichkeit“ nicht mehr explizit mit einer Note bewertet wird. Es verbleiben zur Bewertung die

Kriterien der Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit.

Anhand des zweizahligen Algorithmus wird für das Zustandsbewertungssystem von Kai- bzw. Kajenanlagen noch eine andere Variante zur Ermittlung der Bauwerksnoten vorgeschlagen. Diese Variante ist ähnlich dem Bewertungssystem des amerikanischen Brückenmanagementsystems PONTIS, in dem der Prüfer visuell die Schäden in die Zustände 1 bis 5 einteilt und den Umfang des Schadens prozentual gewichtet [13]. In Anbetracht dessen, dass insbesondere Spundwände lokal größere Korrosionsstellen aufweisen und auch dass die Schäden im Stahlbetonüberbau nicht überall den gleichen Umfang haben, kann dieser Algorithmus für ein Bewertungssystem als geeignet angesehen werden.

Der einzahlige Algorithmus soll sich ähnlich dem der Bundesanstalt für Wasserbau berechnen lassen, in dem die Beurteilung eines Bauwerks anhand von Schadensklassen SK erfolgt. Dabei wird jedoch bei der Bildung der Noten die zuvor dargestellte Gewichtung der Bauteilgruppen verwendet. Die Schadensklassen entsprechen den Noten 1 bis 5 mit den zuvor genannten Definitionen, in denen die Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt wird. Des Weiteren sollen die Prüfer bei der Beurteilung von Einzelschäden auch im Hinblick auf die Tragfähigkeit und die Verkehrssicherheit bewerten, auch wenn nur eine einzige Note vergeben werden kann. Das Kriterium der Dauerhaftigkeit ist damit ebenfalls berücksichtigt.

6.2 Vergleich der Ergebnisse

Die zuvor durchgerechneten Algorithmen sind der Übersicht halber in einem Diagramm in der Abbildung 6 zusammengefasst.

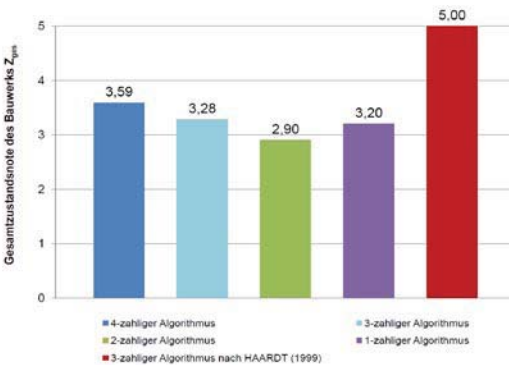


Abbildung 6: Vergleich der Ergebnisse aus den berechneten Algorithmen

Es ist erkennbar, dass die Gesamtzustandsnote des Bauwerks Z_{ges} mit dem zweizahligen Algorithmus geringer ausfällt als mit dem dreizahligen und das Ergebnis des dreizahligen wiederum geringer als das des vierzahligen. Bei dem vierzahligen Algorithmus spielt der Einfluss der Gebrauchstauglichkeit eine entscheidende Rolle, die beim dreizahligen nur indirekt berücksichtigt wird, weswegen die Zustandsnote hierbei besser ausfällt. Infolgedessen dass in jedem Algorithmus eine andere Vorgehensweise zur Berechnung der Gesamtzustandsnote des Bauwerks Z_{ges} beinhaltet ist, können die Ergebnisse aus ihnen nur indirekt hinsichtlich ihrer Wirksamkeit verglichen werden.

Aufgrund der detaillierten Bewertung bilden der vierzählige und der dreizählige Algorithmus die Einzelschäden gut ab und auch schlechtere Noten werden nicht durch bessere kompensiert. Jedoch ist der Aufwand der Bewertung für die Prüfer möglicherweise zu komplex bzw. es erfordert ein hohes Maß an Fachwissen und Erfahrung im Umgang mit den Schäden, insbesondere was die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit angeht.

Der zweizahlige Algorithmus kann in der Praxis gut angewendet werden, da die Schäden nur mit einer Note bewertet werden sollen und die prozentuale Einschätzung des Schadenumfanges durch das Fachpersonal leicht durchführbar ist. Nachteilig ist jedoch, dass bei dem zweizahligen Algorithmus das Ergebnis der Zustandsnote wesentlich besser ausfällt als beim drei- oder vierzahligen Algorithmus. Hier ist zu überlegen, ob eine zusätzliche Gewichtung der schlechteren Noten nicht sinnvoll wäre, um den Einfluss derer zu steigern.

Die Notenbildung erfolge des einzahligen Algorithmus, der vom Prinzip her auch von der Bundesanstalt für

Wasserbau für die Bewertung von Schleusenbauwerken verwendet wird, gibt hier die zweitbeste Note hervor. Möglicherweise kann dieser Algorithmus als zu allgemein betrachtet werden. Es ist zumindest zu überlegen, ob es bei der Berücksichtigung des Schadensumfanges ausreichen ist, diesen mit einem Zu- bzw. Abschlag von 0,1 einzurechnen und ob eine weitere Gewichtung schlechterer Noten als sinnvoll erachtet werden kann. Wie zu erwarten war, ergibt sich aus der Notengebung nach dem dreizahligen Algorithmus von HAARDT [9], der im Brücken-Bauwerks-Managementsystem für das deutsche Fernstraßennetz verwendet wird, die schlechteste Note und damit die Aussage, dass das Bauwerk nicht mehr standsicher ist. Infolgedessen dass sich die Gesamtzustandsnote eines Bauwerks anhand der maximal schlechtesten Zustandsnote einer Bauteilgruppe heraus berechnet und diese in dem Beispielschadensbericht in der Bauteilgruppe „Ausrüstungsteile für die Verkehrssicherheit“ lag, wird dieser Algorithmus in dieser Form für die Bewertung von Kai- bzw. Kajenanlagen als ungeeignet angesehen.

Generell sind jedoch diese Bewertungen von Schäden und die Ermittlung von Zustandsnoten subjektive Beurteilungen, die auf den Erfahrungen und dem Fachwissen der Prüfer beruhen. Daher sollte ein Zustandsbewertungssystem hinsichtlich der Bewertung von Schäden nicht zu kompliziert sein, jedoch den Zustand eines Bauwerks für weitere Lebensdauerprognosen und zur Berechnung von Eingreifzeitpunkten für Instandhaltungsmaßnahmen genau genug abbilden. In weiteren Forschungsarbeiten sollte daher die Entwicklung eines Zustandsbewertungssystems für Kai- bzw. Kajenanlagen anhand von mehreren realen, umfangreichen Schadensberichten analysiert und in Zusammenarbeit mit den Hafengebäuern und Bauwerksprüfer hinsichtlich der Handhabung und Schadensabbildung optimiert werden.

7. Zusammenfassung, Fazit, Ausblick

In dieser Diplomarbeit geht es um die Entwicklung von Ansätzen für ein Lebensdauermanagementsystem von Hafeninfrastrukturen, wobei dies speziell für Kai- bzw. Kajenkonstruktionen konzipiert wurde. Lebensdauermanagementsysteme erlangen in der heutigen Zeit immer mehr Einzug in alle Baubereiche und werden auch in Zukunft sukzessive an Bedeutung gewinnen, infolgedessen dass der Infrastrukturbestand fortwährend altert und finanzielle Mittel für Investitionen von Instandhaltungsmaßnahmen immer weniger zur Verfügung stehen, so dass eine langfristig Planung unerlässlich ist. Es wurden die Grundzüge eines prädiktiven Lebensdauermanagementsystems aufgezeigt und anhand zweier bereits bestehender Managementsysteme im Bereich des Brückenbaus im deutschen Fernstraßennetz und der Schleusenbauwerke in der Zuständigkeit der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes dargestellt. Dabei ist entscheidend, dass in einem Lebensdauermanagementsystem der Bauwerkszustand in allen Lebenszyklusphasen aktualisiert werden kann, um so die Eingreifzeitpunkte für die Instandsetzungsstrategien sowie die Restnutzungsdauern prognostizieren und infolgedessen die Aufrechterhaltung der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit gewährleisten zu können. Im Rahmen eines Lebensdauermanagementsystems für Kai- bzw. Kajenanlagen bedarf es hinsichtlich dieser Degradationsmechanismen noch viel Forschungsarbeit. Aufgrund der dieser Arbeit zur Verfügung stehenden Prüfberichte ging aus der Schwachstellenanalyse hervor, dass bei diesen Hafeninfrastrukturen insbesondere die Abrostung der Spundwand sowie die Korrosion des Betons die hauptsächlichsten Schädigungsprozesse sind. Zur Prognostizierung der Abrostungsraten an Spundwänden wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau bereits eingehende Untersuchungen angestellt, so dass die tiefenabhängige Korrosion mittels einer Exponentialfunktion realitätsnah abgebildet werden kann. Da jedoch bei diesem Verfahren keine Unterscheidung zwischen dem Binnenwasser- und dem Salzwasserbereich gemacht wird, ist zu überlegen, inwieweit diese Formel für Abrostungen an Spundwandkonstruktionen in Seehäfen konkretisiert werden kann. Mit einer ausführlichen Datenanalyse von Restwanddickenmessungen getrennt nach Nord- und Ostseehäfen sollte dieser Überlegung in weiteren Forschungstätigkeiten nachgegangen werden, wobei insbesondere die unterschiedlichen Milieubedingungen in den einzelnen Häfen berücksichtigt werden sollten.

Neben der Untersuchung der Degradationsmechanismen von Kai- bzw. Kajenkonstruktionen ist die Erstellung eines Zustandsbewertungssystems für ein Lebensdauermanagement der zweite Punkt, der noch detaillierter diskutiert werden sollte, wozu auch die Einteilung der Kai- bzw. Kajenkonstruktion in die dargestellten Bauteilober- und -untergruppen gehört. In dieser Diplomarbeit wurden vier Ansätze von möglichen Algorithmen zu den schon bestehenden Algorithmen aufgezeigt und anhand von einem Beispielschadensbericht durchgerechnet. Bei der Aufstellung der Algorithmen wurde versucht, die ausgewählten, für die Zustandsbewertung wichtigen Kriterien in Abhängigkeit ihrer Bedeutung für die Kai- bzw. Kajenkonstruktion entsprechend zu gewichten, was jedoch in weiteren Forschungsarbeiten eingehender zu definieren ist.

Seit dem 01.07.2010 läuft im Rahmen des NTH-Verbundes zwischen der Leibniz Universität Hannover (LUH) und der Technischen Universität Braunschweig (TUBS) ein Top-Down-Projekt, innerhalb dessen universitätsübergreifend im Bereich des Bauingenieurwesens „Strategien und Methoden des Life-Cycle-Engineerings für Ingenieurbauwerke und Gebäude“ erarbeitet werden sollen. Unter anderem wird hier

im Teilprojekt 4 eine risikobasierte Monitoring-, Inspektion- und Unterhaltungsstrategie (MIU-Strategie) für Küstenschutzwerke wie Kai- bzw. Kajenanlagen und See- und Ästuardeiche entwickelt, die ein integraler Bestandteil eines Life-Cycle Bemessungs- und Optimierungsverfahren sein wird. Vorrangig werden die noch fehlenden wissenschaftlichen Grundlagen hinsichtlich der Degradations- und Versagensmechanismen, deren Auswirkungen auf den Gebrauchszustand und die Sicherheit des Bauwerkes zu erarbeiten.

Danksagung

Diese Diplomarbeit ist die Abschlussarbeit meines Bauingenieurstudiums an der Leibniz Universität Hannover und wurde am Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen geschrieben, welche eine Vorstudie für das NTH-Bau-Projekt „Strategien und Methoden des Life-Cycle-Engineerings für Ingenieurbauwerke und Gebäude“ ist. Mein Dank gilt insbesondere Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten Schlurmann für die Ermöglichung dieser Arbeit und seinen wissenschaftlichen Mitarbeitern des Franzius-Instituts für ihre Unterstützung sowie die wertvollen Kommentare und Kritiken. Viel größerer Dank gilt jedoch den Hafenbetreibern wie NPorts Emden, NPorts Norden, HPA und Bremenports, ohne deren Zusammenarbeit und Informationsweitergabe in Form von Inspektions- und Prüfberichten über ihre Kai- bzw. Kajenanlagen die Erstellung dieser Diplomarbeit und die Ausarbeitung eines Konzeptes für ein Lebensdauermanagement-System nicht möglich gewesen wäre.

Schrifttum:

- [1] MARDFELDT, B.: „Zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen im Gebrauchszustand“, Veröffentlichungen des Arbeitsbereiches Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Heft 11, Hamburg, 2005
- [2] DIN 31051: „Grundlagen der Instandhaltung“, Ausgabe 2003-06, Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [3] DIN 1076: „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung“, Ausgabe 1999-11, Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [4] „RI-EBW-PRÜF – Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfung nach DIN 1076“, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Stand 11/2007
- [5] SCHIEBL, P.: „Lebensdauermanagementsystem – Teilprojekt A2“, Schlussbericht zur ersten Phase des DAFStb/BMBF Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltiges Bauen mit Beton“, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 572, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2007
- [6] SCHIEBL UND MAYER: „Lebensdauermanagementsystem von Stahlbetonbauwerken“, In: Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 11, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, S. 747-753
- [7] HOLST, R.: „Entwicklung eines Bauwerks-Managementystems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufe 3“, Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 50, Bergisch Gladbach, 2006
- [8] HAARDT, P.: „Konzeption eines Managementsystems zur Erhaltung von Brücken- und Ingenieurbauwerken“, Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 25, Bergisch Gladbach, 1999
- [9] KUNZ UND BÖDEFELD: „Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement“, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr. 83, Karlsruhe, 2001
- [10] BAW: „Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken (MSV)“, Merkblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Januar 2010
- [11] ALBERTS UND HEELING: „Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden – Statistische Datenauswertung zur Abschätzung der maximalen Abrostung“, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Heft 75, Hamburg, S. 77-94, 1987
- [12] HANGEN: „Korrosion an Stahlspundwänden in einigen ostfriesischen Sielhäfen“, In: Wasser und Boden, Heft 8, S. 381-386, 1984
- [13] THOMSON UND SHEPARD: “AASHTO – Commonly-Recognized Bridge Elements, Successful Applications and Lessons Learned”, National Workshop on Commonly Recognized Measures for Maintenance in June 2000, Scottsdale, Arizona, USA

Vereinheitlichung oder individuelle Beurteilung?

Bauwerksprüfungen von Wasserbauwerken und Hafenanlagen

Frau Dr.-Ing. Susanne Potthoff

Dr.-Ing. Susanne Potthoff

EINLEITUNG

Aufträge für Bauwerksprüfungen an Wasserbauwerken und Hafenanlagen sind für ein Ingenieurbüro durch ein breites Spektrum von Bauwerken und Fragestellungen gekennzeichnet. Der Beitrag befasst sich mit einigen Hauptaspekten und stellt die Vorgehensweise der Ingenieurberatung Bröggelhoff bei der Zustandsfeststellung von Bauwerken vor.

GRUNDLAGE FÜR BAUWERKSPRÜFUNGEN

Für die Durchführung und Auswertung von Bauwerksprüfungen an Wasserbauwerken und Hafenanlagen gibt es keine einheitliche Handlungsanweisung. Bereits für die regelmäßige Kontrolle der Bauwerke existiert in den unterschiedlichen Regelwerken eine Reihe von Begriffen wie Bauwerksprüfung, Bauwerksüberwachung und Bauwerksinspektion, die mit unterschiedlichen Bedeutungen belegt sind.

Im Folgenden wird der Begriff "Bauwerksprüfung" im Sinn der weit verbreiteten DIN 1076 *„Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung“* verwendet. Ein konkreter Bezug auf Wasserbauwerke ist in dieser Norm jedoch nicht enthalten. Die aus der DIN 1076 entwickelte *„Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076“* (RI-EBW-PRÜF) und das darauf aufbauende Programmsystem *„SIB-Bauwerke“* sind auf Bauwerke des Straßenbaus (Brücken, Tunnel) ausgerichtet.

Für Wasserbauwerke existieren Detailregelungen im Bereich einzelner Verwaltungen, wie beispielsweise der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes mit der Verwaltungsvorschrift *„Bauwerksinspektion“* (VV-WSV 2101) und den Merkblättern *„Bauwerksinspektion“* (MBI) und *„Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken“* (MSV) der Bundesanstalt für Wasserbau.

Allgemein gültige Normen und Regelwerke für Wasserbauwerken verweisen zunehmend auf die generelle Erfordernis regelmäßiger Bauwerksprüfungen bzw. Bauwerksüberwachungen. Zu nennen sind hier u.a.

- DIN 19702: Massivbauwerke im Wasserbau – Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit
- DIN 19700-10: Stauanlagen
- EAU 2004: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Uferneufassungen“ – E 193: Überwachung und Prüfung von Uferneufassungen in Seehäfen
- ETAB: Empfehlungen und Berichte des Technischen Ausschusses Binnenhäfen – E30: Verkehrssicherung in Binnenhäfen, Technische Hinweise für die Überwachung von Land- und Uferanlagen

Konkrete Angaben zu Prüfintervallen und Umfang der Prüfung werden nur in der DIN 1076 und VV-WSV 2101 gegeben. In den auf Wasserbauwerke bezogenen Normen wird lediglich festgelegt, dass die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit ständig sichergestellt sein muss. Sie heben hervor, dass das Programm zur Bauwerksüberwachung unter Berücksichtigung der baulichen und betrieblichen Besonderheiten individuell angepasst werden muss.

Eine Gemeinsamkeit aller Regelwerke ist die Betonung der Sachkunde der prüfenden Ingenieure bei der Durchführung von Bauwerksprüfungen. Sie sollten *„in jedem Fall durch einen mit dem Bauwerk vertrauten Ingenieur vorgenommen werden, der auch die statischen, konstruktiven und hydromechanischen Verhältnisse des Bauwerks vor dem Hintergrund der nutzungsbedingten Anforderungen beurteilen kann“* (EAU 2004, E 30).

AUFTRAGGEBER VON BAUWERKSPRÜFUNGEN UND IHRE ANFORDERUNGEN

Auftraggeber von Bauwerksprüfungen an Ingenieurbüros sind öffentliche Verwaltungen mit einem großen Bestand an Wasserbauwerken und langjährigen Erfahrungen im Bauwerksmanagement bis hin zu Privateigentümern mit wenigen Anlagen und oftmals akutem Handlungsbedarf. Ebenso vielfältig sind die Fragestellungen, die zur

Bauftragung einer Bauwerksprüfung führen. Diese reichen von der planmäßigen Prüfung nach festgelegten Prüfintervallen bis zu Prüfungen aus besonderen Anlässen wie gewünschten Nutzungsänderungen.

Dementsprechend unterscheidet sich die Bearbeitungstiefe. Bei Bauwerken, die schon in der Vergangenheit regelmäßig geprüft wurden, sind in der Regel Bestandsunterlagen vorhanden und die Prüfung erfolgt nach einem vorgegebenen Schema. Hier besteht die Aufgabe des Ingenieurbüros darin, die Vorgaben des Auftraggebers hinsichtlich des Prüfumfanges zu erfüllen, d.h. dessen Bewertungskriterien zu übernehmen und die Prüfung in der vorgeschriebenen Berichtsstruktur zu dokumentieren.

Es gibt jedoch auch 100 Jahre alte Bauwerke, die noch nie geprüft wurden und für die kaum Bestandsunterlagen vorliegen. Umbau- und Sanierungsmaßnahmen wurden bei diesen Bauwerken nicht immer vollständig dokumentiert. Hier muss mit dem Auftraggeber in der Regel zunächst der Prüfumfang festgelegt werden. Diese Bauwerksprüfungen beginnen oftmals mit einem Suchen, Sichten und Zusammenstellen von Bestandsunterlagen sowie dem Prüfen bzw. Berechnen der Möglichkeiten einer Trockenlegung. Im Rahmen der Bauwerksprüfung sind neben der visuellen Untersuchung oftmals aufwändige Zusatzmaßnahmen (z.B. Materialuntersuchungen, Ankerfreilegungen) erforderlich. Eine Zustandsfeststellung bzw. Bewertung ist teilweise nur mittels Nachrechnung des Bauwerks oder einzelner Bauwerksteile möglich.

Privateigentümern von Hafenanlagen steht im Allgemeinen nur ein begrenztes Budget für eine Bauwerksprüfung zu Verfügung. Hier ist es die Aufgabe des Ingenieurbüros, erst einmal die Sensibilität für die Erfordernis regelmäßiger Kontrollen zu schärfen und mit einem oftmals eingeschränkten Prüfumfang den Bauwerkszustand auf der sicheren Seite liegend zu bewerten.

Von Seiten der öffentlichen Verwaltung ist seit einigen Jahren der Wunsch nach einer Vereinheitlichung der Prüfberichte und Zustandsnoten hinzugekommen. Dahinter steht das Ziel eines elektronisch gestützten Unterhaltungs- und Instandsetzungsmanagements, das einen zentralen Überblick über den baulichen Zustand aller Objekte gibt und die Steuerung der Finanzmittel für die Unterhaltung sowie Instandsetzung ermöglicht.

1. MÖGLICHKEIT DER BEWERTUNG: STANDARDISIERTE DOKUMENTATION UND ZUSTANDSFESTSTELLUNG

Eine standardisierte Bewertung von Schäden und ihre Dokumentation ist Grundlage jedes elektronisch gestützten Unterhaltungs- und Instandsetzungsmanagementsystems. Im Brückenbau ist diese Vorgehensweise mit der *Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF)* und dem darauf aufbauenden Programmsystem „*SIB-Bauwerke*“ weit verbreitet.

Für Verkehrswasserbauwerke wurde ein vergleichbares System in den letzten Jahren von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) entwickelt (*Kühni, Bödefeld, 2008, 2010*). Für die Bewertung von Schäden liegt das BAW-Merkblatt *Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken (MSV)* vor. Die zur Dokumentation der Ergebnisse und Berechnung der Prüf- und Zustandsnote entwickelte Software "*WSVPruf*" ist bisher nicht auf dem freien Markt erhältlich.

Die Zustandsfeststellung erfolgt bei den Software gestützten Programmsystemen auf Basis einer Einzelschadensermittlung. Die Vorgehensweise ist folgende:

1. Vor Durchführung der ersten Bauwerksprüfung wird das Gesamtbauwerk in Teilbauwerke und Bauteilgruppen bzw. Bauteile gemäß einer vorgegebenen Struktur unterteilt. Die Bauwerksstruktur wird in die Datenbank des Programmsystems eingegeben.
2. Bei der Prüfung wird jeder Schaden in Bezug auf das Teilbauwerk, die Bauteilgruppe bzw. das Bauteil bewertet. Das Gesamtbauwerk bzw. das Schadensausmaß werden bei der Schadensfeststellung nicht berücksichtigt (= Einzelschadensermittlung). Die Schadensmenge wird separat erfasst. Die RI-EBW-PRÜF unterscheidet bei der Schadensbewertung nach den Kriterien Standsicherheit (S), Verkehrssicherheit (V) und Dauerhaftigkeit (D). In allen Kategorien reicht die Bewertung von 0 bis 4. Bei Anwendung des BAW-Merkblatts MSV wird jeder Schaden den Schadensklassen SK1 bis SK 4 zugeordnet.
3. Die Ermittlung der Zustandsnote für das Gesamtbauwerk erfolgt programmintern über einen festgelegten Algorithmus. Der Bauwerksprüfer hat nach Eintragung aller Einzelschadensbewertungen keinen Einfluss auf die Zustandsnote.

ERFAHRUNGEN MIT DER STANDARDISIERTEN ZUSTANDBEWERTUNG

Die Zielsetzung und der Wunsch nach einem objektiven Maßnahmen-, Bewertungs-, Unterhaltungs- und Instandsetzungsmanagement sind verständlich. Bei der Anwendung standardisierter Verfahren im Alltag unseres Ingenieurbüros durch treten folgende Schwachstellen und Kritikpunkte an der Software-gestützten Zustandsfeststellung auf.

1. Wasserbauwerke sind Unikate mit vielfältigen Bauweisen. Selbst bei vollständig vorliegenden Bauwerksunterlagen lassen sich einzelne Bauwerksteile unter Umständen nur schwer in vorgegebene Programmstrukturen einpassen. Allein die Eingabe der Bauwerksstruktur bedeutet einen hohen Zeitaufwand. Kaum umsetzbar ist die Vorgehensweise bei komplexen Wasserbauwerken, für die nur wenige Unterlagen über den Bau sowie zahlreiche An- und Umbauten vorliegen. Besonders bei Bauwerken, die hinsichtlich einer nur geringen Restnutzungsdauer und der Erfordernis eines Ersatzneubaus geprüft werden, ist dieser Aufwand nicht zu rechtfertigen.
2. Hafenanlagen sind oftmals Linienbauwerke. Durch konstruktionsbedingte Fehler (z.B. Betonabplatzung im Bereich von fehlerhaft ausgeführten Fugen im Spundwandholm) können sich Schäden in regelmäßigen Abständen wiederholen, wobei in solchen Fällen eine hohe Schadensanzahl nicht unbedingt einen schlechten Bauwerkszustand bedeutet. Zudem sind besonders Hafenanlagen mit einer Vielzahl von „Verbrauchsmaterialien“ (Fender, Reibepfähle etc.) ausgestattet. Die Nutzungsdauer dieser Ausrüstungsgegenstände ist begrenzt. Der regelmäßige Austausch ist planmäßig vorgesehen. Viele Schäden in diesem Bereich deuten nicht auf gravierende Mängel der Bauwerksstruktur sondern auf einen erhöhten Unterhaltungsaufwand hin.
Die Aussagekraft einer Zustands ist somit begrenzt. Aus einer schlechten Zustandsnote kann nicht abgelesen, mit welchem Aufwand eine Verbesserung zu erzielen ist. Bei Schäden an Ausrüstungsteilen wird mit den regelmäßig erforderlichen Unterhaltungsarbeiten bereits eine deutliche Verbesserung der Zustandsnote erreicht. Bei konstruktionsbedingten Fehlern ist in der Regel eine aufwändige Instandsetzung erforderlich.
3. Eine Dringlichkeitsabstufung der einzelnen Maßnahmen zur Schadensbeseitigung kann aus den standardisierten Berichten nicht abgeleitet werden.

Für erfahrene Ingenieurbüros ist eine Bauwerksprüfung mit der Ausführung der Prüfvorschriften und Eingabe der Einzelschadensbewertungen nur abgeschlossen, sofern auf der Auftraggeberseite ebenfalls ein sachkundiger Ingenieur für die Umsetzung der Folgemaßnahmen verantwortlich ist. In den anderen Fällen führen programmintern ermittelte Prüfnoten durchaus schon zu Irritationen, wenn beispielsweise einzelne fehlende Ausrüstungsgegenstände zu einer nicht ausreichenden Gesamtnote führen. In diesen Fällen sind zeitintensive Nachinterpretationen bezüglich der Bewertung der Zustandsnote und der daraus abzuleitenden Maßnahmen erforderlich.

2. MÖGLICHKEIT DER BEWERTUNG: EINZELBEWERTUNG VON BAUWERKEN

Die Ingenieurberatung Bröggelhoff nimmt in der Mehrzahl der Bauwerksprüfungen eine Einzelbewertung der Bauwerke auf Grundlage der vorhandenen Richtlinien und Merkblätter vor. Hierbei werden zunächst sämtliche Schäden und Mängel an dem zu prüfenden Bauwerk erfasst und dokumentiert. Eine Bewertung der Einzelschäden (Notengebung) wird jedoch nicht vorgenommen. Die Ausnahme bilden Schäden, die Sofortmaßnahmen erfordern. Nach Zusammenstellung aller Schäden und Auswertung von Kontrollmessungen (Spundwanddickenmessungen, Kontrollmessungen nach Lage und Höhe, Auswertung von Peilplänen etc.) wird vom prüfenden Ingenieur eine Zustandsnote für das Bauwerk vergeben. Grundlage bei der Ingenieurberatung Bröggelhoff sind hier in der Regel die in *Abbildung 1* zusammengestellten sechs Zustandsnotenbereiche der RI-EBW-PRÜF. Hierbei wird das Ausmaß aller festgestellten Schäden und Mängel auf die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit bewertet. Anhand der Beeinträchtigung in den einzelnen Bereichen wird eine realistische Zustandsnote ermittelt.

Zustandsnoten für Ingenieurbauwerke nach DIN 1076 unter Berücksichtigung der Schadensauswirkung auf die „Standsicherheit“, „Verkehrssicherheit“ und „Dauerhaftigkeit“.

Note	Beschreibung
1,0 – 1,4	<p>sehr guter Zustand</p> <p>Die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit des Bauwerks sind gegeben. Laufende Unterhaltung erforderlich.</p>
1,5 – 1,9	<p>guter Zustand</p> <p>Die Standsicherheit und Verkehrssicherheit des Bauwerks sind gegeben. Die Dauerhaftigkeit mindestens einer Bauteilgruppe kann beeinträchtigt sein. Die Dauerhaftigkeit des Bauwerks kann langfristig geringfügig beeinträchtigt werden. Laufende Unterhaltung erforderlich.</p>
2,0 – 2,4	<p>befriedigender Zustand</p> <p>Die Standsicherheit und Verkehrssicherheit des Bauwerks sind gegeben. Die Standsicherheit und/oder Dauerhaftigkeit mindestens einer Bauteilgruppe können beeinträchtigt sein. Die Dauerhaftigkeit des Bauwerks kann langfristig beeinträchtigt werden. Eine Schadensausbreitung oder Folgeschädigung des Bauwerks, die langfristig zu erheblichen Standsicherheits- und/oder Verkehrssicherheitsbeeinträchtigungen oder erhöhtem Verschleiß führt, ist möglich. Laufende Unterhaltung erforderlich. Mittelfristig Instandsetzung erforderlich. Maßnahmen zur Schadensbeseitigung oder Warnhinweise zur Aufrechterhaltung der Verkehrssicherheit können kurzfristig erforderlich werden.</p>
2,5 – 2,9	<p>ausreichender Zustand</p> <p>Die Standsicherheit des Bauwerks ist gegeben. Die Verkehrssicherheit des Bauwerks kann beeinträchtigt sein. Die Standsicherheit und/oder Dauerhaftigkeit mindestens einer Bauteilgruppe können beeinträchtigt sein. Die Dauerhaftigkeit des Bauwerks kann beeinträchtigt sein. Eine Schadensausbreitung oder Folgeschädigung des Bauwerks, die mittelfristig zu erheblichen Standsicherheits- und/oder Verkehrssicherheitsbeeinträchtigungen oder erhöhtem Verschleiß führt, ist dann zu erwarten. Laufende Unterhaltung erforderlich. Kurzfristig Instandsetzung erforderlich. Maßnahmen zur Schadensbeseitigung oder Warnhinweise zur Aufrechterhaltung der Verkehrssicherheit können kurzfristig erforderlich sein.</p>
3,0 – 3,4	<p>nicht ausreichender Zustand</p> <p>Die Standsicherheit und/oder Verkehrssicherheit des Bauwerks sind beeinträchtigt. Die Dauerhaftigkeit des Bauwerks kann nicht mehr gegeben sein. Eine Schadensausbreitung oder Folgeschädigung kann kurzfristig dazu führen, dass die Standsicherheit und/oder Verkehrssicherheit nicht mehr gegeben sind. Laufende Unterhaltung erforderlich. Umgehend Instandsetzung erforderlich. Maßnahmen zur Schadensbeseitigung oder Warnhinweise zur Aufrechterhaltung der Verkehrssicherheit oder Nutzungseinschränkungen sind umgehend erforderlich.</p>
3,5 – 4,0	<p>ungenügender Zustand</p> <p>Die Standsicherheit und/oder Verkehrssicherheit des Bauwerks sind erheblich beeinträchtigt oder nicht mehr gegeben. Die Dauerhaftigkeit des Bauwerks kann nicht mehr gegeben sein. Eine Schadensausbreitung oder Folgeschädigung kann kurzfristig dazu führen, dass die Standsicherheit und/oder Verkehrssicherheit nicht mehr gegeben sind oder dass sich ein irreparabler Bauwerksverfall einstellt. Laufende Unterhaltung erforderlich. Umgehend Instandsetzung bzw. Erneuerung erforderlich. Maßnahmen zur Schadensbeseitigung oder Warnhinweise zur Aufrechterhaltung der Verkehrssicherheit oder Nutzungseinschränkungen sind sofort erforderlich.</p>

Abbildung 1: Zustandsnoten für Ingenieurbauwerke nach RI-EBW-PRÜF 11/2007

Bei dieser Vorgehensweise ist eine Differenzierung der Zustandsbewertung möglich. So wird beispielsweise eine Unterscheidung in Bauwerkskonstruktion und Ausrüstung vorgenommen. Ebenso werden die Schäden, die für die Zustandsfeststellung maßgeblich sind, auf einer Seite zusammen mit der Zustandsnote aufgeführt. Ein Beispiel für eine derartige Zustandswertung aus unserem Büro ist in der *Abbildung 2* dargestellt.

Bauwerks - Haupt - Prüfung
Prüfbericht

Teil A - Allgemeiner Bau- und Unterhaltungszustand

Gegenstand der Bauwerksprüfung sind die Spundwände und allgemeinen Kaianlagen der Beispiel-Kaiwand im Musterhafen.

Die Standsicherheit des Bauwerkes ist gegeben.

Die Verkehrssicherheit kann durch Schäden am Geländer, stark korrodierte Steigeleitern, scharfkantigen Abrostungen der Griffmulden der Steigeleitern und Stolperkanten zwischen Pflaster und Betonholm beeinträchtigt sein.

Die Dauerhaftigkeit ist langfristig durch umfangreiche Schäden am Betonholm und Korrosion an den Spundwänden beeinträchtigt.

Vorhandene Schäden und Mängel machen kurzfristige Reparaturmaßnahmen erforderlich. Mittelfristig muss von umfangreichen Instandsetzungsmaßnahmen ausgegangen werden.

Zustandsbewertung

Die Zustandsbewertung auf der Grundlage der RI-EBW-PRÜF (Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076) hat ergeben:

Zustandsnote 2,7 – 2,8

Abbildung 2: Beispiel für eine individuelle Zustandsfeststellung

Die Zustandsbewertung wird den Anforderungen des Nutzers entsprechend sinnvoll ergänzt. Hier sind u.a. folgende Zusatzinformationen möglich:

- Verwendung weiterer Richtlinien und Empfehlungen zur Zustandsfeststellung
- Dringlichkeitsabstufung der erforderlichen Maßnahmen (Fristen bis zur Durchführung der nächsten Bauwerkshauptprüfung)
- Angaben zu Kosten für Unterhaltungsmaßnahmen (Kostenschätzung)
- Mengenermittlung für Reparatur- und Unterhaltungsmaßnahmen
- Empfehlungen zu Instandsetzungsmaßnahmen
- Bewertung des Bauwerks hinsichtlich einer generellen Sanierungsfähigkeit bzw. einer angestrebten Nutzungsänderung.

Ergebnisse ergänzender Untersuchungen und Berechnungen, die bei kritischen Bauwerkszuständen zur Zustandsbewertung erforderlich sind, werden bei Bedarf direkt in den Prüfbericht integriert. Besonders häufig werden dabei folgende Ergänzungen vorgenommen:

- Ergebnisse ergänzender Materialuntersuchungen, beispielsweise der Bestimmung der Chlorideindringtiefe
- Nachrechnung von Ufersicherungen bei hohen Lagerlasten
- Nachrechnungen bei Übertiefen der Hafensohle

Somit existiert mit dem erweiterten Prüfbericht abschließend ein Dokument, in dem alle für die Zustandsbewertung maßgebenden Untersuchungen und Berechnungen aufgeführt sind.

Beide Wege der Bewertung von Bauwerkszuständen von Wasserbauwerken und Hafenanlagen haben ihre Vor- und Nachteile.

Die standardisierte Auswertung ist sinnvoll bei einem großen Bestand an Bauwerken. Hier ermöglicht die Vorgabe von Bewertungsschemata bei Durchführung der Bauwerksprüfungen durch mehrere Ingenieure eine objektive Bewertung. Die Einschaltung eines erfahrenen Ingenieurbüros für die standardisierte Einzelschadensbewertung und deren Eingabe in ein softwaregestütztes System zur Bauwerksprüfung setzt in jedem Fall auch auf der Auftraggeberseite sachkundiges Personal für die Einleitung der weiterführenden Maßnahmen voraus.

Prüfungen von Bauwerken mit unklaren oder unbekanntem Bestandsverhältnissen und Prüfungen mit besonderen Fragestellungen zu Sanierungsfähigkeiten oder Nutzungsänderungen sind in der Regel mit einem erhöhten Beratungsumfang hinsichtlich des Prüfumfanges und der Interpretation der Ergebnisse verbunden. Hier wird eine individuelle Bewertung des Bauwerkszustands mit ausführlichen Empfehlungen zu den erforderlichen Unterhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen bzw. erforderlichen Nutzungseinschränkungen weiterhin alternativlos bleiben.

Das gleich gilt, wenn zusätzlich zu der Bauwerksprüfung die Kosten und Fristen zu einem von vorhandener Bauwerksprüfsoftware losgelöstem Unterhaltungs- und Instandsetzungsmanagement geliefert werden.

Für die Zusammenarbeit von Ingenieurbüros mit unterschiedlichen Auftraggebern bei Bauwerksprüfungen an Wasserbauwerken und Hafenanlagen sind aus unserer Sicht folgende Punkte wünschenswert:

- Einheitliche Empfehlungen und Regelungen, die auf die Besonderheiten von Wasserbauwerken ausgerichtet sind
- Empfehlungen zum Prüfumfang einschließlich prüfbegleitender Kontrollmessungen, die von der Mehrheit der Auftraggeber akzeptiert werden
- Eine intensivere Einbindung der Ingenieurbüros in das Instandsetzungsmanagement
- Eine zutreffende Berücksichtigung der regelmäßigen Unterhaltungskosten einschließlich der Kosten für den Ersatz von "Verbrauchsmaterial" wie beispielsweise Fender bei der Planung und Finanzplanung neuer Bauwerke bzw. umfangreicher Instandsetzungsmaßnahmen
- Gemeinsame Veranstaltungen wie Workshops und Fachvorträge mit Bauwerksprüfungsexperten der öffentlichen Verwaltung und aus Ingenieurbüros sowie den Verantwortlichen für das Unterhaltungs- und Instandsetzungsmanagement.

LITERATUR

DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung, Deutsches Institut für Normung e.V. November 1999.

DIN 19702: Massivbauwerke im Wasserbau – Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.

Deutsches Institut für Normung e.V. Juni 2010.

DIN 19710-10: Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen, Deutsches Institut für Normung e.V. Juni 2007

VV-WSV 2101 „Bauwerksinspektion“. Verwaltungsvorschrift der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2009

BAW-Merkblatt Bauwerksinspektion (MBI). Bundesanstalt für Wasserbau, Juli 2010

BAW-Merkblatt Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken (MSV). Bundesanstalt für Wasserbau, Januar 2010

Arbeitsausschuss Uferereinigungen: *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Uferereinigungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 2004*. 10. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn, 2004.

Bundesverband öffentlicher Binnenhäfen: *Empfehlungen und Berichte des Technischen Ausschusses Binnenhäfen (ETAB)*, Neuss

Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF). Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 11/2007

KÜHNI, K.; BÖDEFELD, J.; KUNZ, C.: EMS-WSV – Ein Erhaltungsmanagementsystem für

Verkehrswasserbauwerke. In: *Bautechnik* 85 (2008), S. 514-520

KÜHNI, K.; BÖDEFELD, J.: EMS-WSV – Standardisierte Grundlagen für die Instandhaltung. In: *Tagungsband BAW-Kolloquium Erhaltung von Wasserbauwerken und Brücken*, 2010, S. 24-26

Stahlwasserbauprogramm des Wasser- und Schifffahrtsamtes Nürnberg

Ersatz und Grundinstandsetzung von 389 Betriebs-, Reserve- und Revisionsverschlüssen der Schleusen, Wehre und Hochwassersperstore am Main-Donau-Kanal

Herr Dipl.-Ing. Guido Zander

Dipl.-Ing. Guido Zander, Dipl.-Ing. Marko Ruszczyński, Dipl.-Ing. Johannes Engler

Einleitung

Der Main-Donau-Kanal überwindet mit 16 Kanal- oder Staustufen bei einer Länge von 171km über die europäische Hauptwasserscheide hinweg einen Höhenunterschied von insgesamt 243m. Besonders die 13 hohen Sparbeckenschleusen mit Fallhöhen bis 24,67m gelten als technisch sehr anspruchsvoll. Die rund 190 Betriebs- sowie 199 Reserve- und Revisionsverschlüsse (größer 2m²) der Schleusen (Tore, Sparbecken-/Längskanalverschlüsse), Wehre und Hochwassersperstore sind entsprechend der Bauzeit von 1960 – 1992 rund 20 – 50 Jahre alt. Die Bauteile weisen aufgrund der Einsatzdauer und der zum Zeitpunkt des Baus geltenden Bauvorschriften erhebliche Schäden auf, welche die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit einschränken.

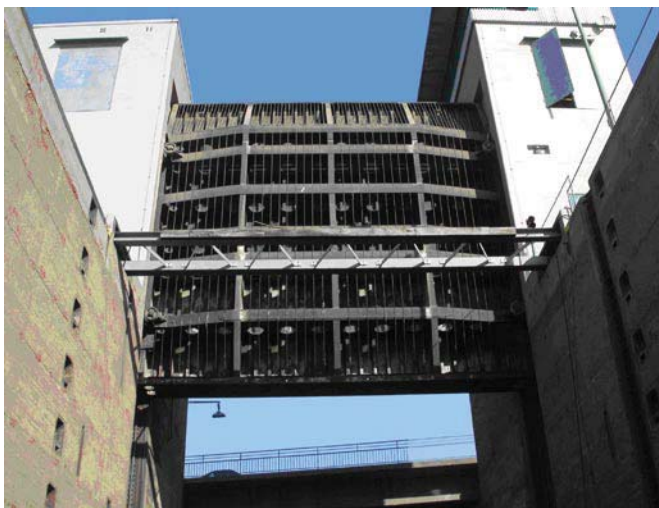


Bild 1: Untertor Strullendorf vor dem Wechsel 2008

Ausgangslage

Trotz dem begrenzten Alter weisen die dynamisch belasteten Verschlüsse zum Teil gravierende Schäden wie Risse und starke Korrosionsschutzschäden auf. Ursächlich sind die Schäden besonders auf mangelnde Betriebsfestigkeit (Ermüdung) der Gesamtkonstruktionen zurückzuführen. Zudem werden bei den Untertoren im Bereich der Torstöße (ein Tor besteht aus 3 einzelnen Torsektionen) die gurtseitigen Verschraubungen übermäßig auf Zug belastet, weil die Berührungsebenen der Torhartenlage zu den Hartauflagern der Tormaske nicht parallel zueinander verlaufen. Das führte zu weiteren Rissbildungen wie z.B. Hauptspannungsrissen in den Endschotten oder Rissen an den Anschlüssen der Druckgurte sowie zu wiederholtem Versagen von Sektionsschrauben und Elastomerlager.



Bild 2: gerissener Druckgurt eines Hauptträgers

Das für den Betrieb und die Unterhaltung des Main-Donau-Kanals zuständige Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Nürnberg musste nach Feststellung der Schadensbilder in den 90er Jahren im Rahmen der planmäßigen Unterhaltung und der Bauwerksinspektion die Inspektionsintervalle zum Teil auf ein vierteljähriges Maß verkürzen und diverse Notreparaturen durchführen, um zunächst einen sicheren Betrieb weiter zu gewährleisten. Die benötigten Personalressourcen für die erforderlichen Bauwerksinspektionen, für die zum Teil verkürzten Besichtigungen und für die Notreparaturen waren und sind sehr begrenzt und stellten das Wasser- und Schifffahrtsamt Nürnberg von Beginn an unter erhebliche personalwirtschaftliche und organisatorische Herausforderungen. Der Umgang mit den Verschlüssen wird noch dadurch erschwert, dass die damals eingesetzten Korrosionsschutzanstriche PAK- und/oder asbestbelastet sind.

Alle Kanalstufen besitzen jeweils nur eine Schleusenkammer. Eine Umfahrungsmöglichkeit zwischen dem Rhein-Main- und dem Donaugebiet besteht nicht. Das führt dazu, dass der Ersatz entweder unter laufendem Betrieb durchgeführt werden muss, was bei Längskanal- und Sparbeckenverschlüssen mit Einschränkungen für die Schifffahrt möglich ist oder aber während möglichst kurzer Vollsperrungen. Letzteres ist für den Ersatz der Schleusentore notwendig.

Die Kriterien Schadensbild und Gefährdungsrisiko, durch unabhängige Gutachten bestätigt, führten dazu, dass der Ersatz der älteren Schleusenuntertore vorrangig umgesetzt werden musste. Inzwischen liegen Erkenntnisse und Erfahrungen aus der Planung, Fertigung und baulichen Umsetzung der Untertorwechsel in den Schleusensperren 2008 und 2010 vor.

Aufgaben und Zielsetzung zur Erarbeitung des Stahlwasserbauprogramms

Das Wasser- und Schifffahrtsamt Nürnberg ist bauaufsichtlich verantwortlich für die Sicherheit und Ordnung der in ihrer Unterhaltungslast stehenden Anlagen. Hierzu gehört auch die Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit und damit der Betriebssicherheit des Stahlwasserbaus.

Um die Herausforderungen hinsichtlich der Planung der Grundinstandsetzung bewältigen zu können, war es notwendig, eine stricte und schlüssige Priorisierung der einzelnen Bauteile und Baugruppen vorzunehmen. Dies geschah unter Berücksichtigung der nachfolgend aufgeführten Aspekte:

Objekt- und Bauteilbezogen:

- Havarie- und Schadensrisiko,
- Allgemeiner Zustand und Alter des Bauteils und der Baugruppe,
- Schäden und Schadenszunahme,
- Reparaturfähigkeit.

Personalbezogen:

- Ing.- und Technikerkapazität des WSA,
- Fachpersonal des Bauhofes und der Außenbezirke.

Zur Optimierung der Konstruktion und Verfahrensabläufe wurden die internen Fachabteilungen des WSA (Bauhof,

Außenbezirke) sowie die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) und die Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd (WSD Süd) bei der Vorplanung einbezogen. Wertvoll waren auch die Erfahrungen und Fachbeiträge anderer WSÄ/WNÄ.

Weitere zu beachtende Randbedingungen und Restriktionen waren:

- die Dauer der Schleusensperren,
- die Kapazitätsgrenzen für die Anzahl gleichzeitig trockenlegenden Schleusen (z.B. aufgrund Revisionsverschlüsse),
- die freien Planungs- und Fertigungskapazitäten am Markt.

Unter Berücksichtigung der zuvor genannten Aspekte kam im Ergebnis das WSA Nürnberg zu der Entscheidung, dass die Untertore prioritär zu bearbeiten sind. Aufgrund der festgestellten Schäden, der fehlenden Betriebsfestigkeit, unter Abwägung des notwendigen Mehraufwands an Inspektionen und Reparaturen und unter Berücksichtigung der desolaten Altbeschichtung (PAK und Asbest) wurden und werden die Untertore nach bestehenden Baugruppen in einzelne Projekte zusammengefasst vorrangig behandelt.

Entsprechend der vorgenannten Kriterien haben die 7 Wehranlagen, die 2 Hochwassersperre, die Längskanalverschlüsse (4 Stück je Sparschleuse) und die Sparbeckenverschlüsse (i.d.R. 4-6 Stück je Sparschleuse) eine geringfügig nachrangige Priorität. Dennoch müssen einzelne Baugruppen oder Verschlüsse parallel zum Topprogramm instandgesetzt werden oder sind in den verbleibenden Freiräumen zu beschaffen bzw. einer Grundinstandsetzung zu unterziehen.

Im Nachfolgenden wird das derzeitige Stahlwasserbauprogramm für die bestehenden 6 Baugruppen der Untertore und die 3 Baugruppen der Obertore dargestellt (Siehe Tabelle 1) Der im Gesamt-Stahlwasserbauprogramm enthaltene Ersatz der Sparbecken-, Längskanal- und Revisionsverschlüsse ist der Übersicht halber nicht aufgeführt. Diese Maßnahmen sind parallel eingetaktet und werden außerhalb der Sperrpausen unter laufendem Schleusenbetrieb durchgeführt.

Schiffschleuse	Hubhöhe [m]	2003	2008	2010	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2020	2021	2022
Bamberg	10,94			UT		OT								
Strullendorf	7,41		UT			OT								
Forchheim	5,29	UT												OT*
Hausen	12,00		UT				OT							
Erlangen	18,30				UT				OT					
Kriegenbrunn	18,30				UT				OT					
Nürnberg	9,40		UT				OT							
Eibach	19,49				UT			OT						
Laerstetten	24,67			UT				OT						
Eckersmühlen	24,67			UT					OT					
Hilpoltstein	24,67			UT					OT					
Bachhausen	17,00									OT				UT*
Berching	17,00									OT				UT*
Dietfurt	17,00									OT		UT*		
Riedenburg	8,40										OT	OT		
Kelheim	8,40										OT	OT		
Reservetor UT-Grp I			X**											
Reservetor UT-Grp III					X**									
Reservetor UT-Grp IV											X**	X*		
Reservetor UT-Grp V							X**				X*			
Reservetor UT-Grp VI							X**							X*
Reservetor OT-Grp I						X**								
Reservetor OT-Grp II								X**						
Reservetor OT-Grp III						X**								

* , Einbau des Reservetores

** Beschaffung

UT Wegfall wegen Schleusenrenew

Tabelle 1: Programmplanung für die Erneuerung oder Instandsetzung der Tore

Neben der Priorisierung setzte sich des WSA Nürnberg insbesondere mit der Optimierung der Anlagen im Hinblick auf Betrieb und Unterhaltung auseinander.

Nachfolgende grundsätzliche Ziele und Optimierungsansätze wurden definiert:

- Erhöhte Schadenstoleranz,
- Möglichkeit zu Überarbeitung/Grundinstandsetzung,
- hohe Kompatibilität der Baugruppen durch Standardisierung,
- Vereinfachung des statischen System (Vermeidung von Platten- oder Raumtragwerke),
- Beibehaltung der peripheren Anlagengeometrie,
- Verbesserung der Begehrbarkeit der Bauteile (für Inspektionen und Wartungsarbeiten),
- Minimierung des Einsatzes von Edelstahl,
- einheitliches Korrosionsschutzsystem,
- Beseitigung der PAK- und Asbestbelastung an den Objekten.

Umsetzung am Beispiel der Untertore der Gruppen I und III

Die erste große Ersatzbeschaffungsmaßnahme mit Torwechsel in 2008 und 2010 umfasste die ältesten Hubtore der Schleusen Bamberg [BBG], Strullendorf [STRD], Hausen [HAU] und Nürnberg [NBG]. Diese 4 Tore sowie ein zugehöriges Reservetor sind baugleich (Untertor-Gruppe I). Die Bemessung richtete sich nach der höchsten Schleuse der betreffenden 4 Anlagen mit unterschiedlicher Hubhöhe.

Die zweite große Ersatzbeschaffungsmaßnahme mit Torwechsel in 2010 und 2012 umfasste die Hubtore der Schleusen Eibach [EIB], Leerstetten [LEST], Eckermühlen [ECK] und Hilpoltstein [HILP] (Untertor-Gruppe III). Es handelt sich auch hierbei um Tore gleicher Bauart und Ausführung, bemessen nach der höchsten Schleuse der betreffenden 4 Anlagen.

Die konkrete Aufgabenstellung umfasste die Planung, Herstellung, Lieferung und Montage der Stahlwasserbauteile für jeweils 4 baugleiche Untertore und 1 Reserveuntertor, einschließlich Schienen und Material zur Ertüchtigung der Tormaske am Unterhaupt. Ergänzend waren infolge der höheren Eigengewichte der Tore auch die Seiltriebe und teilweise die Gegengewichtsanlagen zeitgleich zu beschaffen und auszutauschen. Die Ersatzbeschaffung der Tore war auf die Schifffahrtssperren 2008/2010 und 2010/2012 abzustimmen (nachfolgende Torwechsel unterliegen ähnlichen Bedingungen).

3 Torwechsel waren in der 16-tägigen Sperrzeit April 2008 zeitgleich fertig zu stellen, 4 Torwechsel in der 18-tägigen Sperrzeit April 2010. Dabei waren die Schienen für die gefederten Laufrollen der Gegen- und Seitenführungsrollen ebenfalls zu ersetzen. Ebenso waren die verschlissenen Hartauflagen an den Tormasken (umlaufendes Stahlblech im Zweitbeton zur gleichmäßigen Lasteintragung aus dem belastenden Tor) zu ertüchtigen. Die Entsorgung der Alttore erfolgte im Anschluss an die Torwechsel, ebenso die Einlagerung des Reservetores.

Bei allen Arbeiten an der Altkonstruktion war PAK- und Asbestbelastung vorhanden. Dieser Umstand war in der Gesamtmaßnahme im Hinblick auf Arbeitssicherheit, Gesundheitsschutz sowie Termin- und Ablaufplanung angemessen zu berücksichtigen.

In Anbetracht des zu bewältigenden Aufgabenumfanges und der zur Verfügung stehenden Personalressourcen wurde bereits frühzeitig deutlich, dass der Umfang der zu vergebenden Leistungen nicht allein auf die Bauleistungen beschränkt war.

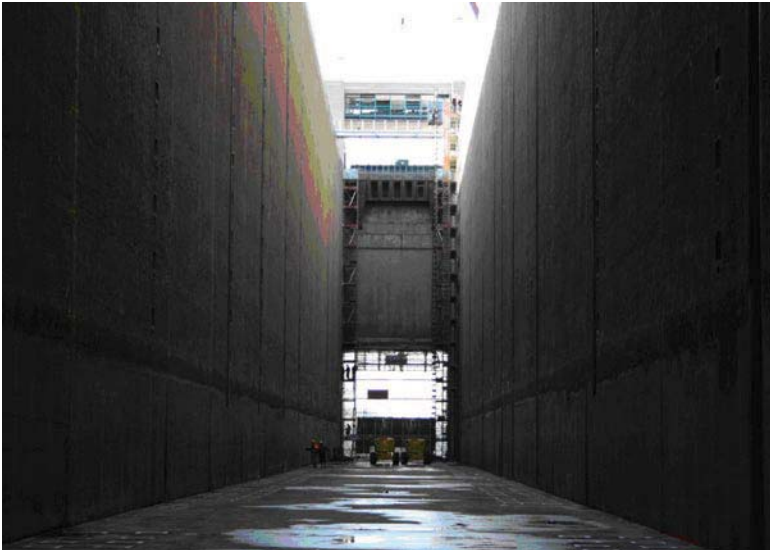


Bild 3: Schleuse Leerstetten mit einer Kammerwandhöhe von ~30 m, während dem Untertorwechsel 2010

Vorplanung

Die Vorplanung kam zu dem Ergebnis, dass bei den hoch belasteten Untertoren ein Ersatz der Verschlüsse gegenüber einer Grundinstandsetzung wirtschaftlicher ist. Im Fall einer Grundinstandsetzung der geschädigten Stahlkonstruktionen wäre zuerst der asbest- und PAK- haltige Altanstrich unter Berücksichtigung der TRGS 519 und 551 fachgerecht zu entfernen und zu entsorgen, danach die Umarbeitung und Verstärkung auf Betriebsfestigkeit durchzuführen und abschließend der erforderliche Korrosionsschutz herzustellen gewesen. Da diese Arbeiten nicht an den Schleusen durchgeführt werden dürfen, hätten alle Torteile in verschiedene Bearbeitungsstätten und wieder zurück zum Lagerort an der Schleuse transportiert werden müssen.

Vergabe und Organisation

Nach Bearbeitung und Aufstellung des Entwurfes-AU durch das WSA Nürnberg und Genehmigung durch die WSD Süd erfolgte die Ausschreibung zur Ersatzbeschaffung. Der komplexe Umfang, die geforderte Optimierung der Tore im Bestand, der anspruchsvolle zeitgleiche Wechsel von 3 bzw. 4 Toren mit Seiltriebe und teilweise Gegengewichtsanlagen bei sehr kurzen feststehenden Sperrzeiten bedurfte einer entsprechende Eignung und Leistungsfähigkeit des Bauunternehmens. Die Gesamtleistung wurde im offenen Verfahren nach VOB/A ausgeschrieben und vergeben. Ziel war es, keine unnötigen Schnittstellen zwischen Planung, Fertigung und Montage zu schaffen.

Die zu vergebenden Aufträge beinhalteten zugleich den Einsatz eines SiGe-Koordinators zur Überwachung des Gesamtprojektes von Beginn der Ausführungsplanung bis zur Fertigstellung. Zur bauaufsichtlichen Prüfung der Statik, der Konstruktions- und Montagepläne sowie der Schweißpläne wurden Prüfingenieure nach VOF/A beauftragt.

Für die Sicherstellung der Qualität und der Einhaltung präziser Liefertermine waren fachlich anspruchsvolle und intensive Fertigungsüberwachungen in den Herstellerwerken erforderlich. Diese wurden ebenfalls an Dritte nach VOL/A vergeben. Zu Beginn eines jeden Fertigungsintervalls des Auftragnehmers [AN] oder der Nachunternehmer [NU] wurden gemeinsame Startgespräche im Herstellerwerk durchgeführt, um die Zielsetzung und damit die Arbeitsweise und das Zusammenspiel aller Beteiligten zu erörtern, zu optimieren und abschließend zu vereinbaren. Die Fertigungsüberwacher berichten direkt und zeitnah dem Baubevollmächtigten des WSA und parallel allen Beteiligten, um den Informationsfluss aktiv zu halten und Probleme sofort anzugehen.

Darüber hinaus stellte der zeitgleiche Torwechsel an 3 bzw. 4 Schleusen im 24-Stunden-Betrieb mit je ca. 7-13 Arbeitern eine hohe Herausforderung an die Bauleitung [AN] und Bauüberwachung [AG] dar. Da die vorhandenen Ressourcen des WSA Nürnberg für die Bauüberwachung bei weitem nicht ausreichten, wurde die Bauüberwachung an geeignete Ing.-Büros nach der VOL/A vergeben. Während der Bauphase übernahm jeweils eine Bauaufsicht je Schleuse und Schicht die gestellten Aufgaben und berichtete dem Baubevollmächtigten des WSA.

Das Trockenlegen der betroffenen Schleusen erfolgte vollständig durch die Außenbezirke mit personeller Unterstützung benachbarter Wasser- und Schifffahrtsämter (Beistellen von Tauchern und Wasserfahrzeuge). Der Bauhof Nürnberg stellte mit seinem Personal die Außerbetriebnahme und Inbetriebnahme der Antriebe und Steuerung der Anlagen sicher.

Besonderheiten

Die Planung und Konzeption der neuen Hubtore hatte die aktuellen Bauvorschriften, die Bestandsgeometrie, die vorhandenen Antriebe und die Beschränkung des Gesamtgewichtes zu berücksichtigen. Zur Bemessung der Tore einer Baugruppe war die jeweils höchste Belastung einer Schleuse unter Berücksichtigung von Schwall und Sunk maßgebend.

Eine Alternative zur derzeitigen Torkonstruktion (Trägerrost bzw. Riegelkonstruktion), wie z.B. ein Falwerk oder generell andere Verschlussarten, waren infolge der nicht veränderbaren gesamten Bauwerksgeometrie ausgeschlossen. Neben dem noch höheren Eigengewicht des Falwerkes wären zudem die Bauwerksinspektionen und Kontrollen infolge der mangelnden Begehbarkeit grundsätzlich nur mit Wasserfahrzeugen und Hubarbeitsbühnen durchführbar.

Aufgrund der gesammelten Erkenntnisse aus der Konstruktion und dem Betrieb der alten Tore wurden folgende Anforderungen im Rahmen der Konstruktion der neuen Tore definiert und in der Ausschreibung vorgegeben:

Grundsätzlich wurde mittels 3 Iterationsschritte die zukünftige Torkonstruktion in statischer und konstruktiver Hinsicht untersucht und optimiert:

1. Berechnung in Anlehnung an das Eigengewicht des Bestands mit Betriebsfestigkeitsnachweis,
2. Hauptträgerlage und Anzahl so ändern, dass die Torteile für Inspektions- und Wartungsarbeiten gut zugänglich sind,
3. die erforderlichen Eisabweiser-Elemente möglichst bis zur UW- Ebene führen und den oberen Hauptträger eisabweisend ausbilden.

Um genaue Aussagen über Spannungsspitzen an ausgesuchten kritischen Bereichen zu erhalten, wurde festgelegt, die FEM- Berechnung mit einem Maschennetz von ca. 30 – 80 mm durchzuführen.

In der Leistungsbeschreibung wurden detailliert alle Konstruktionsteile und -merkmale hinsichtlich ihrer Materialgüten sowie hinsichtlich der Mindest- und Qualitätsanforderungen definiert.

Weitere Vorgaben waren:

- Stahlgüte: S235J2+N oder höherwertig,
- Begrenzung des Edelstahlensatzes auf ein Minimum,
- keine Zulassung von Kerbfallgruppen ≤ 50 nach EC 3,
- zusätzliche Qualitätsanforderungen an Schweißnahtbewertungen und an Dichtungen aus Elastomeren.

Als Korrosionsschutz wurde ein 1-Komponentiger PUR- Anstrich, der bei 30-80% Luftfeuchte härtet, vorgeschrieben. Diese Eigenschaft bietet im Reparaturbetrieb den entscheidenden Vorteil, besonders bei feuchten Witterungsbedingungen noch einen Korrosionsschutz (mit nur geringen zeit- und kostenaufwendigen Zusatzmaßnahmen) aufbringen zu können. Vorgesehen war ein Korrosionsschutzsystem, dass den nachträglichen Einsatz eines KKS (Kathodischer Korrosionsschutz) ermöglicht.

Die 3 bzw. 4 Torwechsel wurden zeitgleich in 16 bzw. 18 Tagen terminiert; dabei waren zeitgleich die erforderlichen 300 to- Kräne sowie Schwarz-Weiß-Bereiche mit Strahlanlagen für die Baustellen zu organisieren. Die Ertüchtigung der Hartauflagen hatte mittels tragfähiger Metallspachtelmasse und einer Aufdoppelung aus beschichtetem Edelstahl zu erfolgen; die Hartauflagen- Aufdoppelung war für künftige Havariefälle auswechselbar herzustellen.

Der Umfang der Fertigungskontrolle wurde bereits in der Leistungsbeschreibung mittels vorgegebenen "Prüfplan und Kontrollplan bei Stahlwasserbauarbeiten" definiert. Darin wurden alle Abläufe mit Bezug auf entsprechende Anforderungen, Vorschriften und Termine benannt. Die Anlieferung der Tore wurde zur Durchführung der Vollständigkeitskontrolle auf 4 Wochen vor Sperrbeginn terminiert.

Fazit

Aufgrund der Vielzahl unterschiedlicher Verschlüsse musste eine belastbare Priorisierung unter Berücksichtigung bauaufsichtlicher und betrieblicher Anforderungen vorgenommen werden. Randbedingungen wie Dauer der Schleusensperren, Kapazitätsgrenzen der trockenanzulegenden Schleusen und Verfügbarkeit der Ressourcen (Personal, Haushaltsmittel), haben maßgeblichen Einfluss auf die zeitliche Umsetzung des Programms und mussten entsprechend berücksichtigt werden.

Die gruppenweise Vergabe der Ersatzbeschaffungsmaßnahme an jeweils nur einen leistungsfähigen Auftragnehmer hat sich aus bisheriger Sicht bewährt. Sie bietet den großen Vorteil einer erheblichen Reduzierung des Betreuungsaufwandes während der Vergabe und konstruktiven Bearbeitung und stellt die Baugleichheit der Verschlüsse sicher. Voraussetzung ist dabei, dass ein Kreis an potentiellen Auftragnehmer am Markt vorhanden ist, das geforderte Leistungsvolumen abzarbeiten.

Die Vergabe von Prüf- und Fertigungsüberwachungsleistungen gehört mittlerweile WSV-weit zu den Standardvergaben und wird auch vom WSA Nürnberg mit guten Erfahrungen durchgeführt. Die Vergabe der Bauüberwachung wurde beim WSA Nürnberg erstmalig 2008 angewendet. Die hierbei gezeigten Leistungen der externen Bauüberwacher erforderten zum Teil einen sehr hohen Betreuungsaufwand durch das WSA. Neben der dadurch reduzierten Wirtschaftlichkeit geriet das WSA Nürnberg trotz der beschriebenen weitestgehenden Vergaben an sein Personalkapazitätsgrenzen.

Aufgrund der Komplexität und Schwierigkeit der gestellten Aufgaben sowie der hohen konstruktiven Besonderheiten ist es unabdingbar, dass der baupolizeilich verantwortliche Anlagenbetreiber die hierfür notwendige eigene Fachkompetenz vorhält. Dies gilt für den Ingenieurbereich wie für die technischen Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter in der planmäßigen Unterhaltung.

Die im Rahmen des Betriebs und der Unterhaltung der Anlagen gewonnenen Erfahrungen sind die Grundlage für zielführende Innovationen bei der Neukonstruktion. Auch daher sind bei den Aufgaben der Unterhaltung und Bauwerksinspektion Grenzen an die Vergabefähigkeit gesetzt. Ein entsprechender Eigenerledigungsanteil zum Erhalt der Fachkompetenz bleibt notwendig. Es hat sich gezeigt, dass eine fundierte Grundlagenermittlung, detaillierte und eindeutige Vorgaben in der Baubeschreibung und der Ausschluss nicht umsetzbarer Lösungen den technischen Wert erhöht und den Betreuungsaufwand der Firmen im Planungsstadium erheblich reduziert.

Mit der hier beschriebenen Ersatzbeschaffung der Untertore sowie dem hier nicht näher erläuterten Ersatz weiterer Längskanal- und Sparbeckenverschlüsse unter laufendem Schleusenbetrieb hat das WSA Nürnberg ein ehrgeiziges wie für die Bereithaltung des MDK's notwendiges Programm mit einem Haushaltsvolumen von ca. 64 Mio € begonnen. Es umfasst beinahe den Gesamtbestand des Stahlwasserbaus. Der geschätzte Zeitbedarf beträgt trotz des bereits angenommenen erheblichen Umfangs an Vergaben ca. 15 Jahre.

Die bisherigen Erfahrungen zeigen, dass der von WSA Nürnberg eingeschlagene Weg richtig und effizient ist, um das Stahlwasserbauprogramm verantwortungsvoll bewältigen zu können.

25 Jahre Korrosionsschutz an der Containerkaje Bremerhaven

Bestandsaufnahme und Ausblick auf weitere Maßnahmen

455

Herr **Peter Kara**

Dipl.-Ing. Peter Kara

1. Einführung

Die rund 5 km lange Containerkaje in Bremerhaven wurde in 6 Bauabschnitten zwischen 1970 und 2008 nach zwei unterschiedlichen Konstruktionsprinzipien errichtet. Die südlichen Bauabschnitte CT 1 und CT 2 sind als überbaute Böschung mit vorderer und hinterer Stahlspundwand konstruiert. In den nördlichen Bauabschnitten CT 3, CT 3a und CT 4 wurde von der oben beschriebenen Konstruktion abgewichen und eine einfach verankerte, voll hinterfüllte Spundwand gewählt. Bereits Mitte der 80er Jahre stellte man die ersten massiven Korrosionsschäden an der nicht durch Anstriche, d.h. passiv geschützten wasserseitigen Spundwand der Containerkaje der Baujahre 1970 bis 1972 fest.

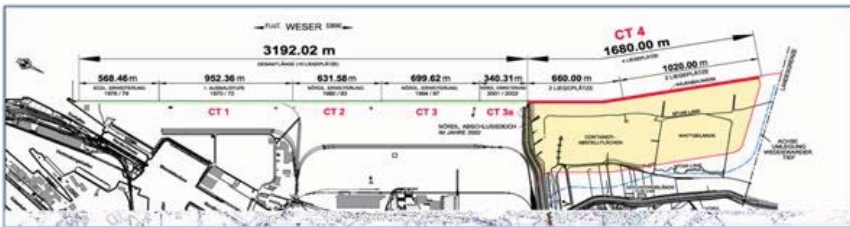


Bild 1: Die Stromkaje in Bremerhaven in ihren Ausbaustufen

Der ursprünglich vorhandene Abrostungszuschlag von 2mm der tragenden Stahlbauteile ohne zusätzlichen Korrosionsschutz war aufgebraucht oder schon überschritten. Besonders in und unter der Wechselwasserzone und in den darüber liegenden Spritzwasserzonen traten starke Abrostungen auf. In Teilbereichen wurde Lochfraß an der 12 mm Stahlkonstruktion identifiziert. Die bis dahin verwendeten Annahmen zu Korrosionszuschlägen zur Spundwandstärke waren nicht ausreichend.

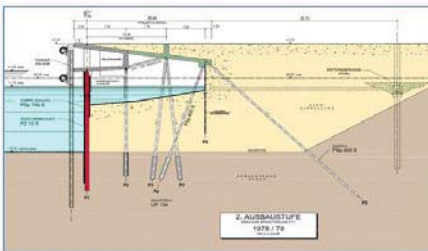


Bild 2: Konstruktionsprinzip CT Süd, CT 1 und CT 2

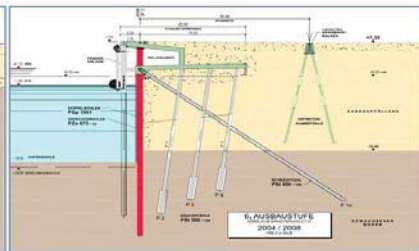


Bild 3: Konstruktionsprinzip CT 3, CT 3a und CT 4

Die Kajeonstruktion der Abschnitte CT Süd bis CT 2 wurden daraufhin mit kathodischem Korrosionsschutz (KKS) in Form von Opferanoden in den Hohlräumen beziehungsweise Fremdstromanlagen an der wasserseitigen Spundwand ausgerüstet. Zusätzlich wurde der passive Schutz durch Anstrich- und Beschichtungssysteme verbessert.

Der elektrochemische Korrosionsvorgang läuft in zwei getrennten Teilreaktionen ab. Zum einen wird Sauerstoff reduziert. Zum Anderen erfolgt die anodische Metalloxydation, hier opfert sich das edlere Metall (galvanische Spannungsreihe). Da hierbei Elektronen frei werden spricht man auch vom Korrosionsstrom. Die Korrosion eines Metalls kann aufgehalten werden, wenn dem Metall entsprechend Elektronen zugeführt werden. Dies kann auf zwei Arten geschehen. Erstens: Mit Opferanoden werden dem zu schützenden Metall Elektronen

durch das Auflösen des Opfermaterials zu geführt. Zweitens: Diese Elektronen können dem Metall auch über einen induzierten Stromfluss (mittels Fremdstrom) zugeführt werden. Das zu schützende Metall wird bei beiden Varianten zur Kathode.

In allen weiteren Bauabschnitten realisierte man daher Fremdstromanlagen und Beschichtungssysteme als integralen Bestandteil der Bauwerksplanung. So besteht z.B. die Stahlspundwand im Bereich CT 4 aus Tragbohlen vom Typ DB PSp1000 und Zwischenbohlen vom Typ PZa612, außerdem wurden Tragpfeiler vom Typ PSt500/158 eingesetzt. Die Beschichtung der Spundwand und der Pfähle wurde im Werk vorgenommen. Diese wurden mit einem Grundanstrich (Zink) $2 \cdot 75 \mu\text{m} = 150 \mu\text{m}$ und einem Deckanstrich (Steelpaint Combinat) $2 \cdot 200 \mu\text{m} = 400 \mu\text{m}$ ausgeführt. Bei dem Bau dieses Abschnitts wurde auf einen Abrostungszuschlag verzichtet, da laut Planung feststand, dass die Spundwand mit der Kombination aus oben genannter Beschichtung und einer KKS-Anlage ausreichend geschützt ist.

Die kathodischen Korrosionsschutzanlagen am Containerterminal Bremerhaven sind in zwei grundlegende Bereiche geteilt. Ein Bereich der KKS-Anlage ist hier für den Schutz der vom Weserwasser berührten Seeseite der Spundwand sowie der Fenderkonstruktionen zuständig, ein weiterer Bereich der Anlage schützt die Landseite derselben Spundwand und die dahinter befindlichen Stützpfähle die einem Gemisch aus Grundwasser und Weserwasser ausgesetzt sind.

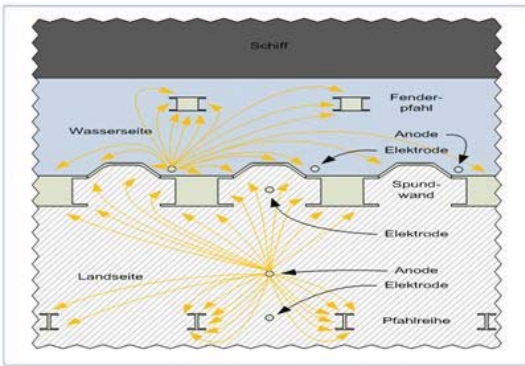


Bild 4: Wirkungsweise der KKS-Anlage im Abschnitt CT 4 des Containerterminals

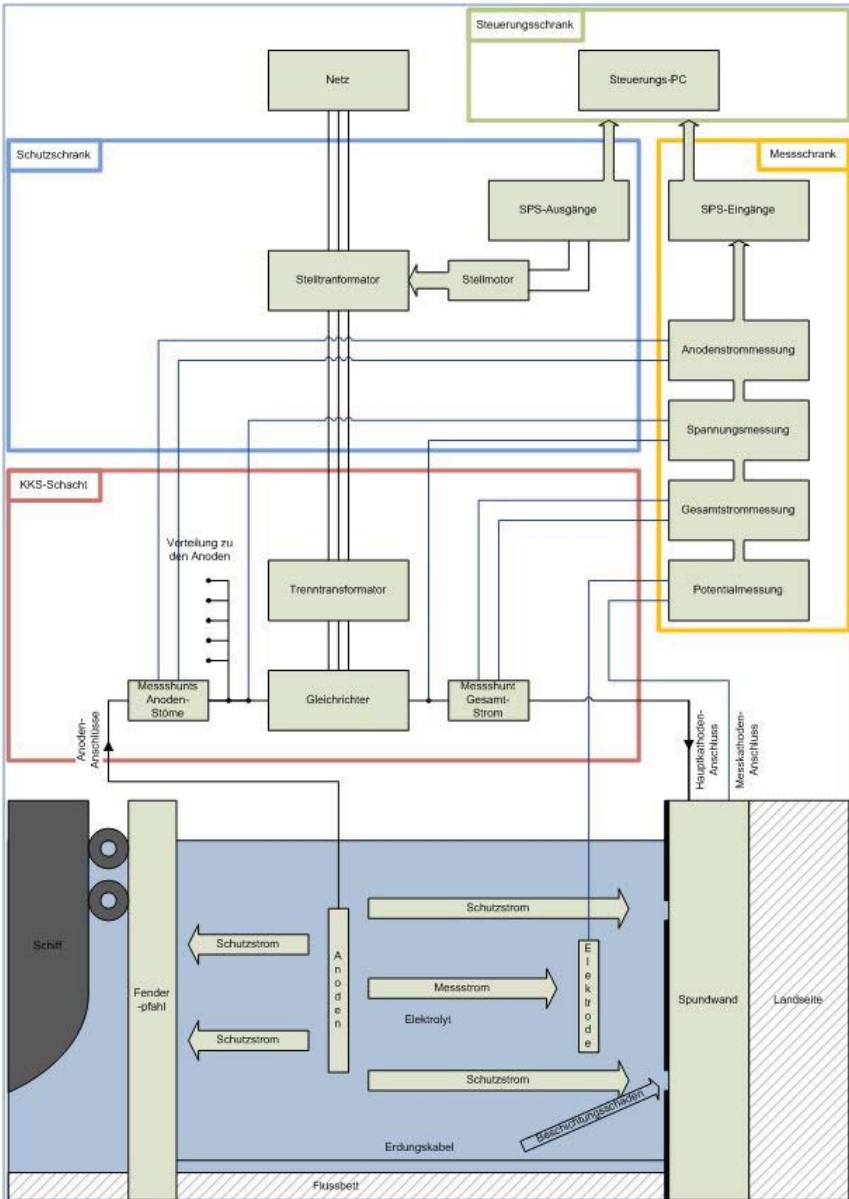


Bild 5: Vereinfachtes Schaltbild der seeseitigen KKS-Anlage im Abschnitt CT 4 des Containerterminals

Die kathodische Korrosionsschutzanlage schützt die Bereiche der Terminalstahlkonstruktion, die durch Beschichtungsfehlstellen und Beschädigung der Beschichtungsstellen durch z.B. Treibgut, Eisgang oder kleinere Havarieschäden dem Elektrolyten (Meerwasser) direkt ausgesetzt sind.

2. Bisheriger Betrieb der Anlagen

Die zurzeit bestehenden Anlagen werden durch Steuerung von einzelnen nicht vernetzten Windows-PCs geregelt, die auch die Datenaufzeichnung der einzelnen Anlagenparameter und die Auswertung dieser Daten übernehmen. Eine Fernauswertung, Alarmierung und Fernsteuerung ist nicht möglich. Dies ergibt die Notwendigkeit, regelmäßige Kontrollen vor Ort auszuführen und gegebenenfalls auf Fehlermeldungen und Veränderungen zu reagieren. In jährlichen Revisionsmessungen werden anlagenunabhängig die Schutzpotentiale und der Zustand der einzelnen Anlagenparameter geprüft und gegebenenfalls justiert bzw. repariert. Die geplante Lebensdauer der Konstruktionsabschnitte konnte so sichergestellt werden. Im südlichen Bereich der Stromkaje ist der Ersatz der ältesten, inzwischen 25 Jahre alten Anlagenteile durch die Neukonzeption einer Schutzanlage in Planung.

3. Messungen im Rahmen von wissenschaftlichen Untersuchungen

Im Rahmen verschiedener Studien wurden intensive Messungen durchgeführt, die den Einfluss von Randparametern, auf den Betrieb beziehungsweise die Regelung der Anlage zum Ziel hatten. Die Ergebnisse dieser Messungen belegen den Einfluss von Randparametern wie Temperatur, Sauerstoffgehalt, und Salzgehalt des Weserwassers sowie den Betrieb von bordeigenen Korrosionsschutzanlagen anlegender und festgemachter Containerschiffen auf die Schutzanlagen. Weiterhin ergaben die Messungen, dass entgegen der Planungsgrundlage und der Literaturbeschreibungen das Potentialausbreitungsfeld einer Anode, die jeweils aus Gründen des mechanischen Schutzes in den Spundwandtälern verbaut ist, nicht vertikal ausgeprägt ist, sonder vielmehr fast kreisrund mit einer leichten Tendenz zur horizontalen Ausbreitung verläuft.



Bild 6: Grafische Darstellung des typischen Ausbreitungsfelds des Ausschaltpotentials beim Betrieb einer Einzelanode

Die Ergebnisse dieser Messung werden in die Planung neuer Anlagen einfließen und zur Optimierung der Anodenzahl und der Anodenpositionierung führen. So ist bei einer neu eingebauten Spundwand mit nur wenigen Beschichtungsfehlstellen der Schutzbedarf geringer als nach einem Betrieb der Hafenanlagen über mehrere Jahre. Hier macht ein modularer Aufbau der Anlagen Sinn. Langzeitaufzeichnung der Anlagendaten werden hierzu in weiteren Untersuchungen ausgewertet.

Eine weitere Untersuchung sollte den Tideeinfluss auf den Schutzstrombedarf aufzeigen. Hierzu wurde die Anlage auf unregelmäßigen Handbetrieb gestellt, die Messtaktung aktiviert und an mehreren Positionen das tideabhängige Schutzpotential und der Gesamtstrom gemessen. Der Gesamtstrom sinkt mit Ebstrom und steigt mit steigender Tide wieder an.

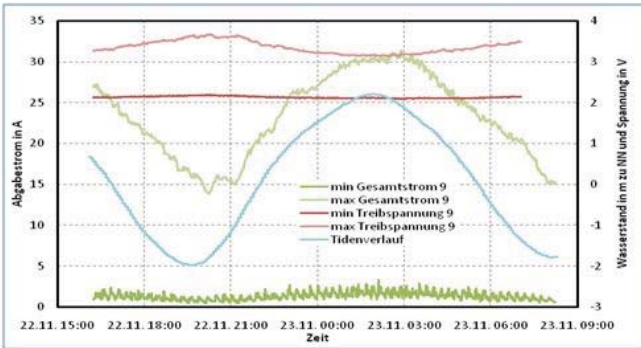


Bild 7: Gesamtstrom und Treibspannung über einen Tideverlauf

Da die Treibspannung über die gesamte Messdauer gleichbleibend ist, muss sich der Widerstand analog zum Tidehub ändern. Hierbei ist eine Verdoppelung des Gesamtstroms bei Hochwasser zu beobachten, der nicht allein durch die größere benetzte Spundwandfläche zu erklären ist. Eindringendes Meerwasser erhöht bei Flutstrom den Salzgehalt des Wassers und reduziert damit den spezifischen Widerstand des Wassers. Potentialmessungen und Messungen des Salzgehalts des Weserwassers ergaben weiterhin, dass der Salzgehalt je nach Tidestrom und während der Tidewechsel tiefenabhängig unterschiedlich stark ausgeprägt ist.

Ein weiterer Einfluss auf die Schutzpotentiale der KKS-Anlage ist durch das Anlegen von Schiffen mit bordeigener Schutzanlage gegeben. Auch während der Liegezeit dieser Containerschiffe konnte ein Einfluss nachgewiesen werden.

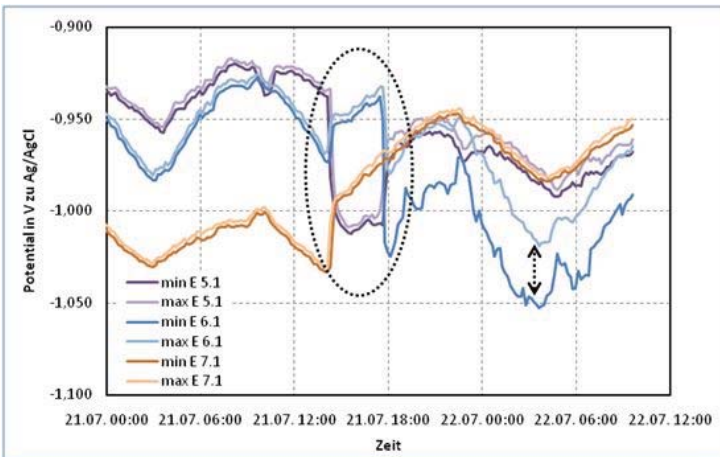


Bild 8: Einfluss eines Schiffes auf das Einschaltpotential der Spundwand

Hier ist eine gegenseitige Beeinflussung der KKS-Anlagen zu beobachten. Weiterführende Untersuchungen durch Langzeitauswertungen der Anlagendaten sollen klären, ob und wie weit sich hier die Notwendigkeit ergibt, den Betrieb der bordeigenen Korrosionsschutzanlagen während der Liegezeit zu untersagen, um so den notwendigen Schutz der Kajeninfrastruktur aufrecht zu erhalten. Interessant ist auch das Potentialverhalten als Reaktion auf das Be- und Entladen der Container. Dabei ist nämlich eine Erdungspotentialänderung durch die elektrische Verbindung zwischen Brückenkran und Schiff während des Absetzens und Anhebens von Containern zu beobachten. Man kann sogar die Ladevorgänge zählen.

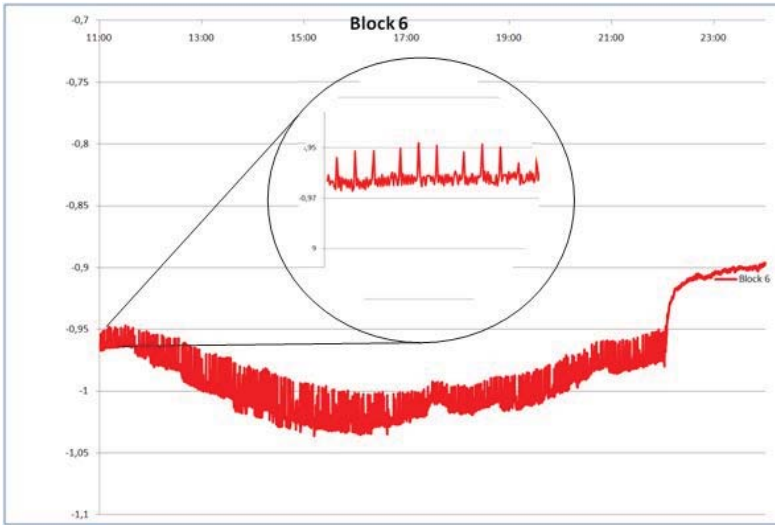


Bild 9: Beispiel der Reaktionen auf das Absetzen beziehungsweise Anheben der Container während des Ladevorgangs

Der Einfluss auf das Schutzpotential ist hier gering. Durch eine verbesserte Erdung der Schiffe kann dieses Phänomen aber minimiert werden.

4. Konzept zur Neustrukturierung

Die Langzeitaufzeichnungen mittels Datenlogger, die Interpretation der Messergebnisse sowie die zurzeit fehlende Langzeitarchivierung der Daten und Fernsteuer- und Fernalarmierungsmöglichkeiten führten zu Überlegungen der Neustrukturierung des Gesamtkonzepts „KKS-Anlage Containerterminal Bremerhaven“. Wichtige Bestandteile dieses Konzepts sind Langzeitarchivierung der Potentialmesswerte, Anlagenparameter und Randparameter, die Einfluss auf die Regelung haben. So können zum Beispiel Salzgehaltsänderung sowie Temperaturwechsel, aber auch Änderungen des Sauerstoffgehalts des Weserwassers, Abweichungen im Langzeitverhalten der Anlage erklären. Regelungsänderungen, die nicht auf diese Randparameter zurückzuführen sind, können ein Indiz dafür sein, dass sich die Fehlstellenrate in der Oberflächenbeschichtung geändert hat. Dies kann im Laufe der Zeit zum Beispiel durch Eisgang, Treibgut, Spundwandbewuchs oder ähnliches geschehen. Aber auch der ganz normale Alterungsprozess der Oberflächenbeschichtung führt zu Veränderungen des spezifischen Widerstands der Spundwandbeschichtung. Hieraus resultiert jeweils ein erhöhter Strombedarf zur Aufrechterhaltung des notwendigen Schutzpotentials.

Um all diese Parameter berücksichtigen zu können und die Langzeitarchivierung des Gesamtsystems zu implementieren, wurde entschieden, die Steuerung der KKS-Anlagen mittels Windows-PC in den neueren Bauabschnitten durch eine SPS-Steuerung (Speicherprogrammierte Steuerung) mit Datenarchivierung und Fernübertragung zur Langzeitbeobachtung zu ersetzen. In den zu ersetzenden Anlagenteilen der älteren Bauabschnitte wird dies integraler Bestandteil des Anlagenkonzepts sein. Das zurzeit umgesetzte Programmkonzept sieht hierbei Regelstufen für alle erdenklichen Parameter vor. So ist zum Beispiel eine automatisierte Anodenreinigung durch kurzzeitige Stromumkehr in Planung. Eine automatisierte regelmäßige Kontrolle der Ausschaltwerte ersetzt in Teilen die sonst notwendige jährliche Revisionsmessung. Die zurzeit vorgenommene Umsetzung des Konzepts wird die bisherigen Einzelanlagen zu einer Gesamtanlage zusammenfassen, die dank neuer Regelalgorithmen zu höherer Transparenz, Zuverlässigkeit und Flexibilität führt. Die Vernetzung aller Anlagenteile wird sowohl der zentralen Datenarchivierung dienen als auch zur Fernwartung und Administration der Anlage genutzt.

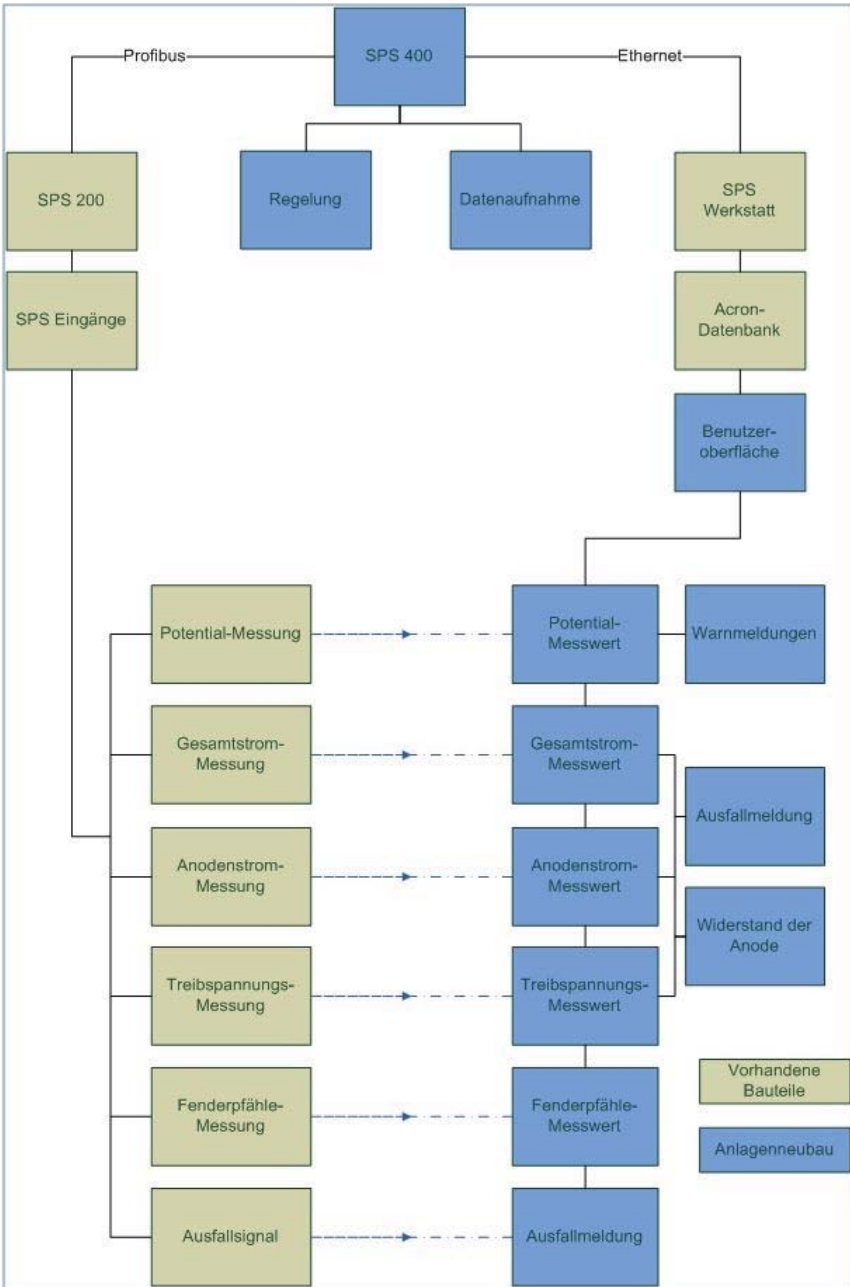


Bild 10:Blockschaltbild der zukünftigen Anlagenfunktion mit Datenbankarchiv

5. Neues Konzept zum Schutz der Bereiche CT 1 und CT 2

462

Beim Neubau der Anlage CT1 und CT2 wird erstmals nicht das herkömmliche Konstruktionsprinzip aus Fremdstromanoden vor und hinter der Spundwand angewandt sondern, ein aus Tiefenanoden bestehendes System aufgebaut. Dies wird dann den Schutz der gesamten Kajakonstruktion übernehmen. Die Ausbreitung des Potentialfeldes schützt sowohl den Hohlraumbereich mit landseitiger und seeseitiger Spundwand sowie die Weserseite der seeseitigen Spundwand.

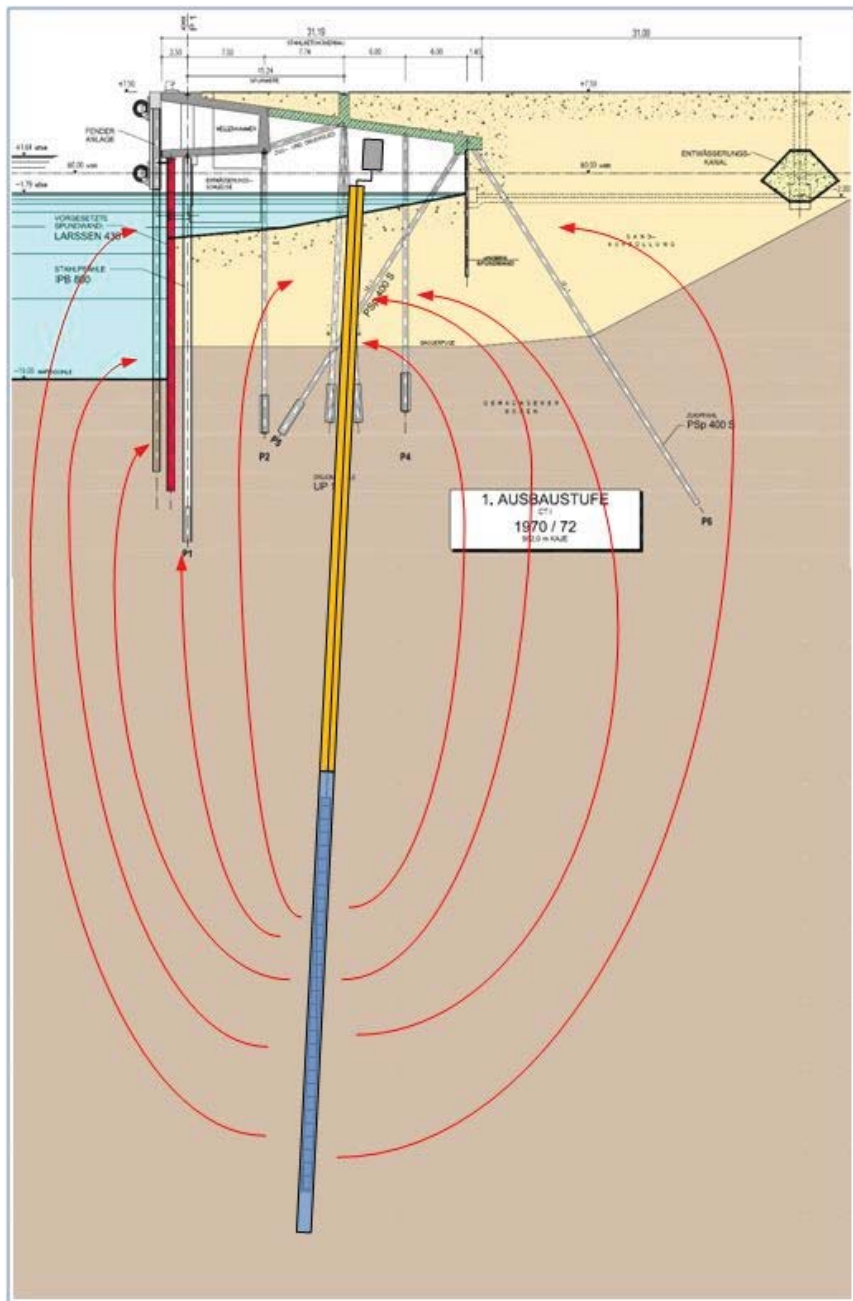


Bild 11: Schematische Darstellung der Tiefenanoden im Kajenquerschnitt

Diese Tiefenbohrungen werden revisionierbar ausgeführt und mit Anodenketten versehen, die eine Lebensdauer von ca. 18 Jahren haben. Durch die Konstruktion ist aber sichergestellt, dass die Anoden im Fehlerfall oder nach Ablauf des Lebenszyklus jederzeit ausgetauscht werden können. Darüber hinaus bietet diese Konstruktion den entscheidenden Vorteil, Änderungen in der Kajenkonstruktion oder teilweise Neubauten in das Schutzsystem einzubinden. So sind ähnliche Konstruktionen von vorn herein durch ein kathodisches Korrosionsschutzsystem versorgt.

6. Ausblick

Die Überarbeitung der KKS-Anlagen inklusive neuer Regelung, Datenfernübertragung und Datenarchivierung bietet die Möglichkeit, den Korrosionsschutz flächendeckend und dauerhaft zu garantieren. Damit ist die Funktionsfähigkeit der Kajeninfrastruktur für die nächsten Jahrzehnte sichergestellt. Die Datenarchivierung bietet darüber hinaus die Möglichkeit, Erkenntnisse aus dem Langzeitverhalten der Anlagen in die Planung neuer Anlagen einfließen zu lassen. Die Aufzeichnungen einiger Randparameter können dabei auch zu wissenschaftlichen Zwecken ausgewertet werden.

Literaturhinweise:

[1] Hafentechnische Gesellschaft e.V. Kathodischer Korrosionsschutz im Wasserbau. 3. Auflage Hamburg 2009

[2] Wenning, Heinrich und Krenkel, Egon. Erfahrungen und Erkenntnisse beim Korrosionsschutz an der Containerkaje Bremerhaven. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen. 1992 Nr. 12

[3] Wonnenberg, Birk, Korrosionsschutztechnische Bestandsaufnahme und Optimierung des Messdaten-Erfassungssystems sowie die Erweiterung der Korrosionsschutzanlagen-Steuerung mittels Datenfernübertragung am Container-Terminal 4 in Bremerhaven. Bachelorarbeit Hochschule Bremerhaven (unveröffentlicht)

Herr Dipl.-Ing. **Heinrich Schoppmann**
Dipl.-Ing. Heinrich Schoppmann, Dipl.-Ing. (FH) Norman Braun

1. Bundeswasserstraße Main

Der Main ist auf einer Länge von rd. 390 km Bundeswasserstraße und Teil der transeuropäischen Wasserstraßenverbindung Rhein – Main – Donau. Der Main wird seit Jahrhunderten von der Schiff-fahrt zum Transport von Gütern benutzt. Das heutige Erscheinungsbild des Mains in Bayern als stau-geregelten Fluss ist auf die Rhein – Main – Donau – Staatsverträge aus dem Jahr 1921 zurückzuführen. Ziel der Staatsverträge war es, eine moderne Großschiffahrtsstraße vom Main bis zur Donau für Schiffe bis 1.500 t Tragfähigkeit zu erstellen. Der Bau der 28 Staufstufen im bayerischen Main erfolgte von 1921 bis 1962. Der Main ist als Wasserstraßenklasse Vb bzw. Va klassifiziert. Auf dem Main werden z. Zt. rd. 17 Mio. Tonnen (Eingangsschleuse Kostheim) bis 6 Mio. Tonnen (Schleuse Viereth) mit Einzelfahrern bis 135 m Länge und Schubverbänden bis 190 m Länge befördert. Die Verkehrsprognosen für das Jahr 2025 gehen von einer Steigerung von über 30 % aus (Schleuse Kostheim rd. 22,2 Mio. Tonnen und Schleuse Viereth rd. 8,5 Mio. Tonnen. Der Main gehört damit zum Hauptnetz der Bundeswasserstra-ßen.



Abbildung 1: Übersicht der Staufstufen am Main

2. Derzeitige Investitionen in die Wasserstraße Main

Der Main wurde auf der Grundlage der Rhein – Main – Donau Staatsverträge von 1921 mit einer Fahrrinntiefe von 2,50 m ausgebaut. Die Vertiefung des Mains um 40 cm auf 2,90 m Fahrrinntiefe soll bis zum Jahr 2016 abgeschlossen werden, so dass der Schifffahrt auf dem Main und Main – Do-nau - Kanal nach Abschluss der Vertiefungsarbeiten eine durchgehende Abladetiefe von 2,70 m zur Verfügung stehen wird. Daneben werden die Vorhäfen der Mainschleusen mit senkrechten Spund-wänden auf 300 m Länge ausgebaut. Die Schleusen des Mains werden z. Zt. grundinstand gesetzt (Ersatz der alten Schleusentore und Halslager einschl. der Antriebs-, Elektro- und Nachrichtentechnik, Erneuerung des Kantenschutzes, der Poller und der Beleuchtung) und auf Fernsteuerung umgerüstet.

3. Wehranlagen am Main

Der Main ist mit insgesamt 34 Wehranlagen von Kostheim bis Viereth staugeregelt.



Abbildung 2: Luftbild Staustufe Rothenfels

Die älteste Stauanlage in Bayern ist die Staustufe Viereth, die 1925 fertig gestellt wurde und nunmehr über 85 Jahre in Betrieb ist. In den Jahren zwischen 1932 und 1939 wurden am Main weitere 16 Wehranlagen fertig gestellt (Bereich Aschaffenburg bis Würzburg), die Staustufen Würzburg bis Limbach wurden nach 1945 wieder angegangen und bis 1962 vollendet. Die Wehre von Obernau bis Viereth haben Fallhöhen von 2,75 m (Würzburg) bis 7,59 m (Ottendorf), wobei die Wehre bis zur Staustufe Garstadt mit 3 Wehrfeldern und Wehrfeldbreiten von 25 m bis 30 m ausgebildet wurden, oberhalb der Staustufe Garstadt besitzen die Wehre Schweinfurt, Ottendorf und Viereth nur 2 Wehrfelder (Breiten von 22,5 m – 30 m) sowie die Staustufen Knetzgau und Limbach 3 Wehrfelder (Breiten 22,5 – 25 m).

Als bewegliche Wehrverschlüsse an den Staustufen des bayerischen Mains sind folgende Bauarten in Betrieb:

- Walzenverschlüsse (Normalwalze, Versenkwalze),
- Dreigurtschütz mit Klappe, Versenkschütz, Klappen- und Kastenschütze
- Fischbauchklappen

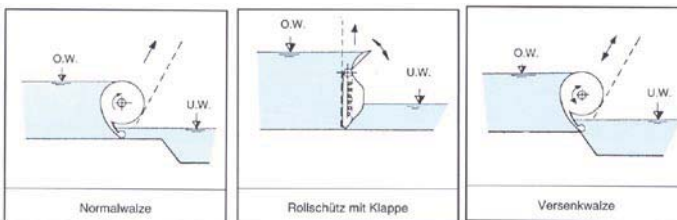


Abbildung 3: Wehrverschlusstypen am Main



Abbildung 4: Wehr Ottendorf - Fischbauchklappe abgelegt mit schwimmenden Oberwasser-Revisionsverschluss

Die einzelnen Wehrverschlüsse des Mains wurden bisher in regelmäßigen Zeitabständen von 15 – 30 Jahren einer Instandsetzung unterzogen. Hierbei wurde der Wehrverschluss bzw. Teile des Wehrverschlusses entschichtet, notwendige Stahlbauarbeiten am Verschluss durchgeführt, Dichtungen erneuert und ein neuer Korrosionsschutz aufgetragen. Korrosionsschutzanstriche, die in den 60er und 70er Jahren aufgetragen wurden, enthalten überwiegend PAK (Polycyclische aromatische Kohlenwasserstoffe) und Asbest, so dass Instandsetzungsarbeiten an diesen Wehrverschlüssen nur mit Komplett-einhausung des Verschlusses und entsprechenden Umwelt- und Personenschutzmaßnahmen durchgeführt werden konnten. Hiervon sind ca. 75% aller Anlagen mit ihren ca. 125.000 m² Oberflächen im Bereich des WSA Schweinfurt betroffen.



Abbildung 5: Wehr Steinbach - Feste Einhausung eines Wehrfeldes

Die Instandsetzung eines Wehrverschlusses lag dabei in den letzten Jahren in der Größenordnung von rd. 1 Mio. € (Harrbach 2007, Steinbach 2008). Die Antriebstechnik einschl. der Elektrotechnik und Steuerungstechnik entspricht ebenfalls nicht mehr dem neuesten Stand der Technik und auch nicht den Vorgaben einer EG-Maschinenrichtlinie. Es ist beabsichtigt, die Elektrotechnik sukzessive im Rahmen der zur Verfügung stehenden Ressourcen (Personal, Haushaltsmittel) zu ersetzen.

Die bautechnischen Regelwerke gehen davon aus, dass stahlwasserbauliche Anlagen für eine theoretische Nutzungsdauer von 70 – 80 Jahren ausgelegt sein sollen und für diesen Zeitraum wirtschaftlich instand gesetzt werden können. Die Wehrverschlüsse am Main erreichen mittlerweile dieses Alter bzw. in Viereth wurde mit 85 Jahren die theoretische Nutzungsdauer bereits überschritten. Eine wirtschaftliche Instandsetzung ist bei den momentan auftretenden Schäden und der nur schwer abzuschätzenden Restnutzungsdauer des Verschlusses meist nicht mehr gegeben.

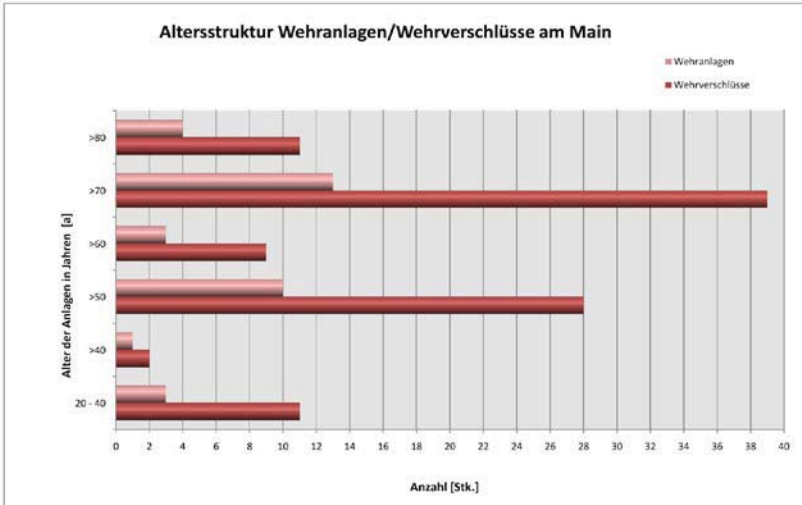


Abbildung 6: Altersstruktur Wehranlagen / Wehrverschlüsse am Main

4. Aufgetretene Schäden am Beispiel des rechten Wehrverschlusses Viereth

Die Wehranlage Viereth besteht aus einem 2feldrigem Walzenwehr mit je 30 m Breite. Die rechte Wehrwalze (nachfolgend kurz: Wehr R) ist als Versenkwalze ausgebildet und diente bisher dem Kraftwerksbetreiber für die Feinsteuerung zur Optimierung der Energiegewinnung.



Abbildung 7: Luftbild Staustufe Viereth



Abbildung 8: Wehr Viereth - Ansicht vom Unterwasser Wehr R

Im März 2009 begann das Wehr R bei niedrigem Unterwasserstand und Unterströmung des Wehres R erheblich zu schwingen. Durch Nachregulierung des Wehres R konnte als Sofortmaßnahme der Schwingungszustand beendet werden. Im Rahmen einer anschließend durchgeführten Trockenlegung des Wehres R wurde eine Begutachtung des Verschlusses unter Beteiligung der BAW durchgeführt. Hierbei wurde zur Klassifizierung des Schadens bzw. der Schadensursache festgelegt, dass die hori-zontale Lage der Walze an beiden Walzenenden vermessen wird, dass eine Materialprüfung am Zahnkranz durchgeführt und eine statische Nachrechnung von Zahnkranz und Zahnstange sowie deren Aufmaß durchgeführt werden soll.

Die Ergebnisse dieser Maßnahmen werden wie folgt zusammengefasst :

1. Materialuntersuchung

Bei dem für die Zahnkränze und –stangen eingesetzten Material handelt es sich gemäß dem Gutachten der Firma SKF um einen unlegierten Vergütungsstahl, der dem heutigen Werkstoff GC25E, Werk-nummer 1.1155 zugeordnet werden kann. Dieser Werkstoff ist in der früheren Stahl-Eisen-Liste 510-77 als GS Ck25 bezeichnet worden. Bei diesem Stahl kann man gemäß vorgenannter Eisen-Stahlliste von einer Streckgrenze von 245 N/mm² ausgehen und die Zugfestigkeit sollte mindestens 440 N/mm² betragen. Bei der durch die Firma SKF durchgeführten Materialuntersuchung wurden eine Analyse des Stahls durchgeführt und Schlitze angefertigt. Die Analyse zeigt keine Auffälligkeiten und entspricht den nach der Stahl-Eisen-Liste geforderten Massenanteilen der verschiedenen Legierungselemente. An dem zur Verfügung gestellten Materialstück wurden auch Härteprüfungen am Kern durchgeführt. Die mittlere, korrigierte Härte beträgt 119 HV 10, die gleichzusetzen ist mit einer Zugfestigkeit von ca. 380 N/mm².

2. Vermessung

Durch den Bauhof des WSA Schweinfurt und der Fachstelle für Geoinformation, Regensburg wurden Lagemessungen an der Walze durchgeführt. Anhand dieser Messungen konnte festgestellt werden, dass die Walze am nicht angetriebenen Ende im Mittel ca. 20 mm höher hängt als am angetriebenen Ende. Die Messungen des WSA Schweinfurt an den Walzenkränzen, -stangen und –schiene zeigen, dass ein Plastifizieren der Schiene eingetreten sein muss, da diese sich nicht unerheblich verbreitert haben (ca. 30-40mm ~ 40%, vgl. Abbildung 8). Die Zähne der Zahnstangen und der Zahnkränze haben bereits Breitenminderungen bis zu 15 mm infolge des ständigen Betriebs (Feinregulierung) der Walzen erfahren.

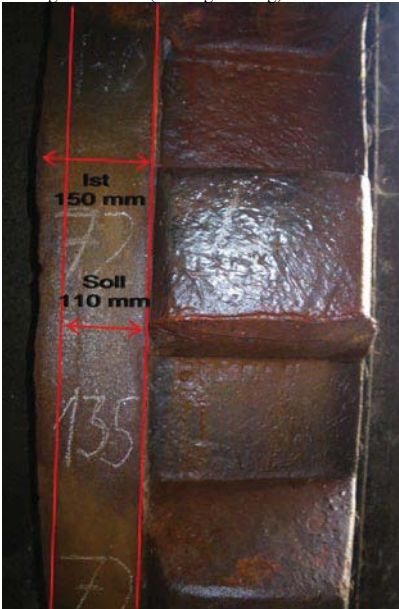


Abbildung 9: Wehr Viereth - Schaden an einer Zahnstange

3. Statische Berechnung

Durch die Firma SKF ist in einem Ausschnittsmodell ein Teil der Zahnstange, des Zahnkranzes und der Schiene neben dem Zahnkranz modelliert worden (Abb. 9). An diesem Ausschnittsmodell sind Finite - Element - Berechnungen durchgeführt worden. Aus der vorliegenden statischen Berechnung der Walze in Viereth wurden die dort ermittelten Kräfte (Lasten) auf die Zahnstange übernommen und durch eine weitere, zusätzlich beauftragte Nachrechnung (Stabstatik), bestätigt.

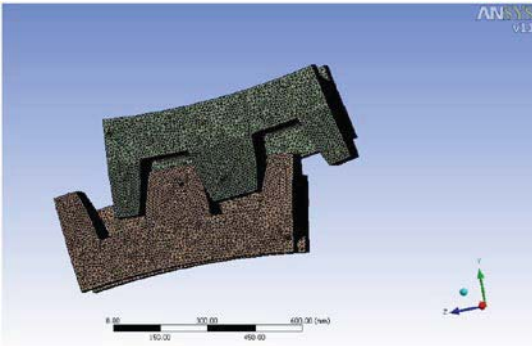


Abbildung 10: Finite - Elemente Modell, SKF GmbH [2]

Die Berechnungen zeigten, dass bereichsweise sowohl bei der Schiene als auch an den Zähnen die berechneten Vergleichsspannungen (bis 787 N/mm^2) deutlich höher lagen als die Streckgrenze (ca. 245 N/mm^2) des eingesetzten Materials. Abbildung 10 zeigt den Spannungsverlauf in Tiefenrichtung der Laufschiene mit ca. 400 N/mm^2 an der Oberfläche und erst ab 40 mm Tiefe mit einem der Streckgrenze entsprechenden Wert. In dem Bericht wurde festgestellt, dass Zahnkränze und Zahnstangen statisch (ohne Verfahren der Walze) schon unterdimensioniert sind. Durch die dynamische Beanspruchung erhöht sich die Vergleichsspannung weiter. Durch das ständige Bewegen der Walze (dynamische Beanspruchung) um einige Zentimeter (Versenkbereich zur Feinregulierung) wird die Abnutzung der Zähne und der Schienen weiter stark voranschreiten.

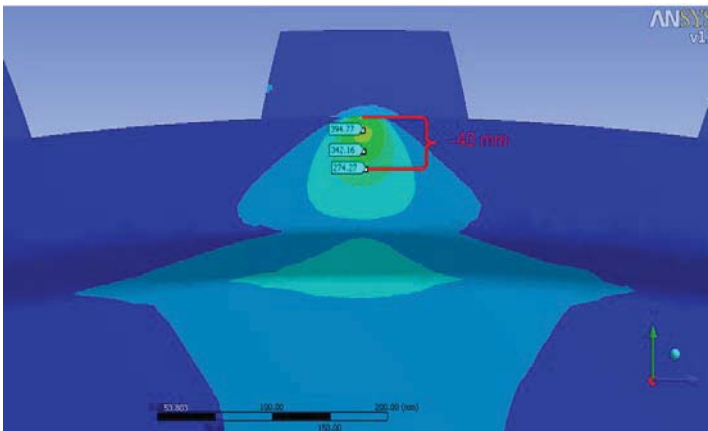


Abbildung 11: Spannungsdiagramm Querschnitt Laufbahn FE-Modell, SKF GmbH [2]

Die BAW empfiehlt daher als Konsequenz aus diesen Schäden, das Wehr R kurzfristig aus der automatischen Steuerung des Kraftwerkes herauszunehmen. Eine Erneuerung der Zahnstangen und Zahnkränze sei technisch möglich, sollte jedoch im Hinblick auf das Alter der bestehenden Anlage mit einem kompletten Austausch des Verschlusses wirtschaftlich abgewogen werden.

Das Wehr R wurde vom WSA Schweinfurt umgehend aus der Fernsteuerung des Kraftwerksbetriebers herausgenommen. Zur Überwachung der Anlage und des zweiten Wehrverschlusses wurde ein Messsystem mit Schwingungsaufnehmern am Massivbau installiert und so konzipiert, dass bei auftretenden Schwingungserscheinungen und entsprechenden Alarmmeldungen sofort reagiert werden kann.

Eine Voruntersuchung nach VV WSV 2017 zur Vorbereitung und Untersuchung für einen wirtschaftlichen Ersatz der beiden Wehrverschlüsse am Wehr Viereth wurde vom WSA Schweinfurt 2009/2010 umgehend in die Wege geleitet.

5. Sanierungskonzept des WSA Schweinfurt

Das Sanierungskonzept sieht vor, im vorhandenen Massivbau der Wehranlage sukzessive neue Wehrverschlüsse einzubauen. Die Ergebnisse der Bauwerksinspektion sowie durchgeführte Betonuntersuchungen der Bundesanstalt für Wasserbau bestätigen, dass der Massivbau in Viereth trotz des hohen Alters der Anlage von über 80 Jahren durchaus noch weit über 50 Jahre Restnutzungsdauer (RND) besitzt. Eine Wirtschaftlichkeit des Ersatzes beider Verschlüsse liegt daher im Gegensatz zu einer umfassenden risikoreichen Instandsetzung der Wehrverschlüsse mit ungenauer RND vor.

Dieses Vorgehen ist daneben im Rahmen einer Ersatzinvestition ohne Planfeststellungs- bzw. Plan-genehmigungsverfahren möglich und kann vom Bauablauf so gestaltet werden, dass der neue Verschluss innerhalb eines Sommerhalbjahres eingebaut werden kann.

Vom WSA Schweinfurt ist vorgesehen, den Verschlusstyp Wehrwalze in ein dem momentanen Stand der Technik entsprechendes Bauwerk zu ändern. Hierzu ist geplant, die Kontur des bestehenden Massivbaus (Wehrpfeiler) auf einen Verschlusstyp so anzupassen, der sämtliche, momentan übliche und zukünftige Belastungen bzw. Lastzustände (Feinregulierung, Eis- und Geschwemmelabfuhr, etc.) betriebssicher abtragen kann. Eine Auslegung des neuen Verschlusses auf das neue Sicherheitskonzept der DIN 19704 wird ebenfalls möglich sein.

Der vom WSA Schweinfurt im Rahmen einer Voruntersuchung nach VV WSV 2107 festgelegte und zusammen mit einem Ingenieurbüro und der BAW ausgearbeitete Vorentwurf (vgl. Abb. 11), sieht den Einbau eines Segmentverschlusses mit Klappe (Drucksegment) vor. Dabei werden die neuen Lasten des Drucksegments in die Wehrpfeiler, in eine neue Betonscheibe der zubetonierten Nischen zurückgehängt. Der Antrieb wird in diesem Zusammenhang dann auf einen reinen Hydraulikantrieb umgerüstet. Die Umrüstung auf den neuen Verschlusstyp ermöglicht ebenfalls dauerhaft eine ferne-gesteuerte Feinregulierung ohne übermäßige Verschleißbeanspruchung des Verschlussbauwerks.

Die Wehranlage Viereth erhält somit einen neuen Verschluss inkl. Antrieb, der wirtschaftlich in Betrieb und Unterhaltung über eine neue Restnutzungsdauer von durchaus 70 Jahren betrieben werden kann.

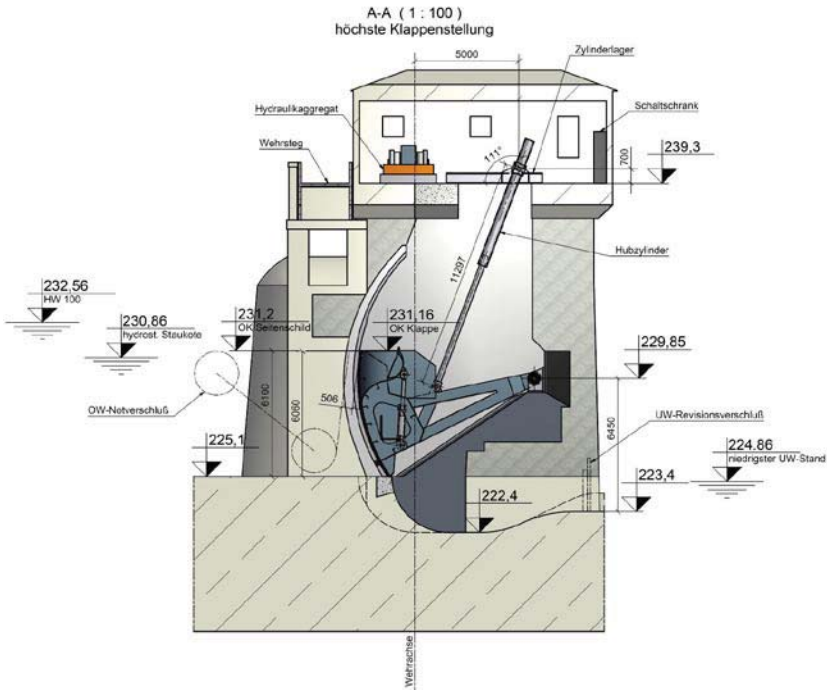


Abbildung 12: Lösungsvorschlag Drucksegment - IRS GmbH Würzburg/WSA Schweinfurt

6. Vorgesehener Projektablauf zum Ersatz des Wehrverschlusses Rechts in Viereth

Da die Wehranlagen am Main mit nur 2 bzw. 3 Wehrfelder erbaut wurden, kann der Ersatz eines Verschlusses mit ggf. erforderlichen Anpassungsmaßnahmen am vorhandenen Bauwerk nur in einem Zeitraum von Mai bis Okt eines Jahres realisiert werden. Die Anlagen wurden zur damaligen Zeit noch nicht nach dem „n -1 Kriterium“ gemäß heutiger DIN 19700 ausgerüstet. Daher kann der Einbau und Umbau nur in der hochwasserfreien Zeit geschehen, da das eine Wehrfeld bzw. die verbleibenden 2 Wehrfelder während einer Umbauphase das Bemessungshochwasser (HW 100) nicht vollständig abtragen können.

Nr	Vorgangsname	2010		2011				2012				2013				2014				2015				2016					
		Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4
1	veranschlagter Zeitraum für die Durchführung der Baumaßnahme	veranschlagter Zeitraum für die Durchführung der Baumaßnahme																											
2	Verschlusse Neubau Viereth R	Verschlusse Neubau Viereth R																											
3	Voruntersuchung und Genehmigungsentscheidungen nach VV-WSV 2107	Voruntersuchung und Genehmigungsentscheidungen nach VV-WSV 2107																											
9	Vergabe VOF und Durchführung Planungsleistung LP 3 - 9	Vergabe VOF und Durchführung Planungsleistung LP 3 - 9																											
31	Verschlusse Neubau im Werk / Verschlusseinbau als Bauleistung vor Ort	Verschlusse Neubau im Werk / Verschlusseinbau als Bauleistung vor Ort																											

Abbildung 13: Wehr Viereth – Rahmenprojektplan, Stand 07/2011

Pilotanlage für den Main ist das Wehr R der Staustufe Viereth, welches im Jahre 2015 mit einem neuem Verschluss versehen werden soll. Im Anschluss daran soll sukzessive der Ersatz der weiteren dringlichen Anlagen des Mains erfolgen.

7. Ausblick

Auch weitere Wehranlagen des Mains zeigen ähnlich gelagerte Verschleißerscheinungen am Bauwerk bzw. an den Walzen auf. Aufgrund des bereits erreichten Alters der Anlagen speziell im Spessart soll nach Realisierung der Instandsetzungsmaßnahmen am Wehr Viereth, mit dem Umbau dieser Wehranlagen begonnen werden unter der Voraussetzung, dass der vorhandene Massivbau dieser Anlagen ähnlich gute Prognosewerte zur RND der Anlagen bietet. Aufgrund der Vielzahl der Anlagen ist es erforderlich, dass nach Abschluss des Vorhabens in Viereth jedes Jahr ca. 2 – 3 Wehrfelder umgebaut werden, da sich ansonsten die Schäden an den Anlagen kumulieren und die WSV mit der Instandsetzung der Anlagen nicht mehr nachkommen wird.

Literatur

- [1] Bericht der Bundesanstalt für Wasserbau vom 17.09.2009
- [2] Abschlussbericht E09163-R1 vom 15.07.2009, SKF ECS GmbH
- [3] Abschlussbericht E09164-R1 vom 31.07.2009, SKF ECS GmbH
- [4] Technischer Vorentwurf der IRS Stahlwasserbau Consulting GmbH, Würzburg vom 30.06.2011

Ersatz der Kajen im Marinestützpunkt Wilhelmshaven -

Sanierung eines MIC-Schadensfalls

475

Herr Dr. rer.nat. Matthias Graff

Eickmeyer, Dirk, Graff, Matthias

Ersatz der Kajen im Marinestützpunkt Wilhelmshaven - Sanierung
eines MIC-Schadensfalls

Eickmeyer, D.1, Graff, M.2

1 Dipl.-Ing. D. Eickmeyer, WSA Wilhelmshaven - Sachbereich Marinebau
Mozartstraße 32, D-26382 Wilhelmshaven
Fon 04421-186340, Fax 04421-186308, Mobil 0160-90606009, dirk.eickmeyer@wsv.bund.de

2 Dr. rer. nat. M. Graff, von der IHK zu Flensburg öff. best. und vereid. Sachverständiger,
Ludwig-Dettmann-Straße 3, Westliche Höhe, D-24937 Flensburg
Fon 0461-80701277, Fax 0461-80701278, Mobil 0178-3747233, kontakt@drgraff.de

0 Zusammenfassung

Der Neue Vorhafen des Marinestützpunktes bildet die Zufahrt zur Seeschleuse der 4. Einfahrt in Wilhelmshaven. Er wird von der deutschen Marine als tideabhängiger Hafen genutzt und ist u. a. Heimathafen für insgesamt 15 Fregatten.

West- und Ostkaje des Marinestützpunktes wurden in den Jahren 1960 bis 1963 als Kombinierte Stahlspundwand errichtet. Nachdem Ende der 80er Jahre des letzten Jahrhunderts erste Durchrostungen beobachtet wurden, sind die seit 1987 Kajen im Unterwasserbereich aktiv (Kathodenschutzanlage) und im Überwasserbereich passiv (Anstrich) geschützt worden.

In den Jahren 2000 bis 2003 wurde an den Spundwänden mikrobiell induzierte Korrosion (MIC) nachgewiesen sowie deren ermittelt. Die mittleren Abrostungsraten sind demnach mit 0,02 mm/a bis 0,035 mm/a für die landseitigen Flansche mindestens doppelt so hoch wie bei nicht mikrobiell beeinflusster Korrosion im Boden. Aufgrund der Durchrostungen, u. a. infolge landseitiger MIC waren sowohl die Stand-sicherheit wie auch die Gebrauchstauglichkeit der Kajen gefährdet und dauerhaft nicht mehr gewährleistet. In weiteren Untersuchungen wurden die Alternativen für eine mögliche Sanierung der Spundwände eingehend geprüft.

Nach Prüfung von Sanierungsalternativen fiel im Jahr 2006 die Entscheidung für den Ersatz der Spundwände der Kajen in Form einer Vorrammung neuer Spundwände. Diese werden im Abstand von 5 m vorgerammt und mit einer Betonschürze versehen werden; diese Maßnahmen sind geeignet, um das zukünftige Auftreten von MIC zu vermeiden.

Die Baumaßnahmen werden im Jahr 2012 beginnen, die Fertigstellung ist für das Jahr 2015 vorgesehen.

1 Das Bauwerk

Der Neue Vorhafen bildet die Zufahrt zur Seeschleuse der 4. Einfahrt in Wilhelmshaven (Abbildung 1). Die Westkaje (ca. 900 m) und die Ostkaje (ca. 1100 m) des Marinestützpunktes wurden in den Jahren 1960 bis 1963 als Kombinierte Stahlspundwand aus Trag- und Füllbohlen der Profile PSP 60 L und KS II errichtet; sie haben einen übereinstimmenden Querschnitt (Abbildung 2). Unterschiedlich ist jedoch die Verankerung, die bei der Ostkaje als bei NN - 0,25 m angeschlossene Schrägverankerung und die der Westkaje als etwa 0,75 m tiefer liegende Horizontalverankerung ausgeführt ist.



Abb. 1: Luftaufnahme Marinestützpunkt Wilhelmshaven aus Blickrichtung Nord. Aus [3]

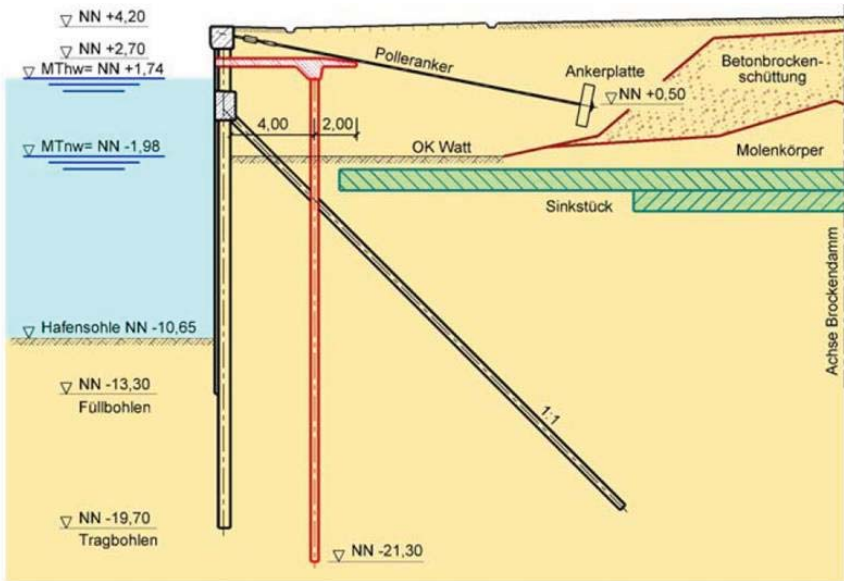


Abb. 2: Querschnitt der Ostkaje, Marinestützpunkt Wilhelmshaven. Aus [4]

Im Rahmen einer Begutachtung durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Außenstelle Hamburg, wurden

Anfang der 80er Jahre Messungen der Restwanddicken vorgenommen und die Standsicherheit der Kajen beurteilt. Daraufhin wurden 1987 beide Kajen mit Kathodenschutzanlagen ausgestattet und als zusätzlicher passiver Schutz eine Korrosionsschutzbeschichtung bis NN - 0,2 m appliziert. Erste Durchrostungen traten im Zeitraum Ende der 80er Jahre auf, was zu einer umfangreichen Inspektion des Unterwasserbereichs der Kajen durch Taucher führte. Diese erfolgte Mitte der 90er Jahre und wurde durch erneute Messungen der Restwanddicken ergänzt. Diese Untersuchungen, zusammen mit Verlusten von Hinterfüllmaterial aufgrund von Durchrostungen, zeigten die Erfordernis einer Grundinstandsetzung des Bauwerks. Um die erhöhten Abrostungsraten zu erklären, wurden im Jahr 2000 unter Anderem auch Gutachten zum Vorliegen von mikrobiell induzierter Korrosion in Auftrag gegeben. Bis zum Jahr 2003 wurden insgesamt 7 Lokationen der Kajen auf mikrobielle Korrosion hin untersucht (Abbildung 3).

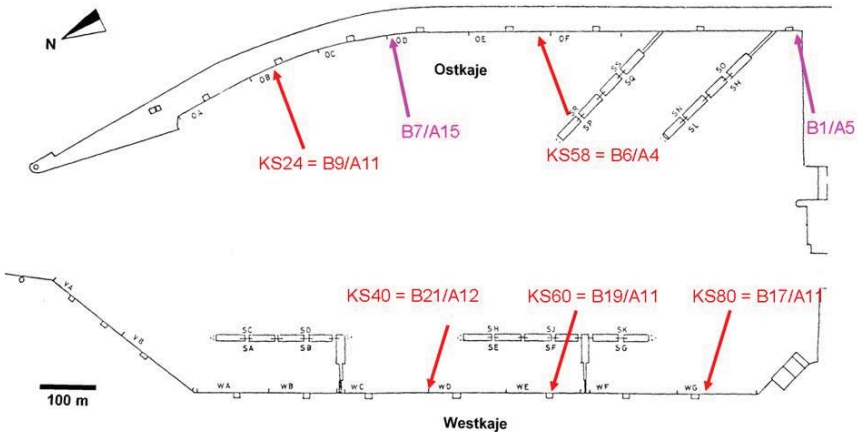


Abb. 3: Auf das Vorliegen von MIC untersuchte Lokationen an den Kajen des Marinestützpunkts Wilhelmshaven

2 Der Schadensmechanismus

Die mikrobiologischen Untersuchungen in den Jahren 2000 bis 2003 erstreckten sich auf fünf Stationen an den Kajen des Marinestützpunkts Wilhelmshaven (Abb. 3, rote Pfeile); dabei wurden an jeder Station jeweils acht Horizonte untersucht (Tab. 1). Die Untersuchungen zeigten, dass sowohl in dem Schadenshorizont im Bereich der unteren Wasserwechselzone (-1,00 m NN) wie auch im Bereich der Spritzwasserzone (+2,15 m NN) der perforierende Korrosionsangriff von der Rückseite, also vom Hinterfüllmaterial, ausgegangen

Höhe	entsprechend	Lage in der
NN +2,20 m	KOK - 2,00 m	Spritzwasser-Zone (SWZ)
NN +1,80 m	KOK - 2,40 m	Spritzwasser-Zone (SWZ)
NN +0,20 m	KOK - 4,00 m	Wasserwechsel-Zone (VWZ)
NN - 1,20 m	KOK - 5,40 m	Wasserwechsel-Zone (VWZ)
NN - 2,20 m	KOK - 6,40 m	Niedrigwasser-Zone (NWZ)
NN - 3,20 m	KOK - 7,40 m	Niedrigwasser-Zone (NWZ)
NN - 4,20 m	KOK - 8,40 m	Unterwasser-Zone (UWZ)
NN - 5,20 m	KOK - 9,40 m	Unterwasser-Zone (UWZ)

war.

Tab. 1: Höhenlage der Probenahmestellen an den Spundwänden im Vorhafen der 4. Einfahrt, Marinestützpunkt Wilhelmshaven

Höhe

entsprechend Lage in der

NN +2,20 m KOK - 2,00 m Spritzwasser-Zone (SWZ)

NN +1,80 m KOK - 2,40 m Spritzwasser-Zone (SWZ)

NN +0,20 m KOK - 4,00 m Wasserwechsel-Zone (WWZ)

NN - 1,20 m KOK - 5,40 m Wasserwechsel-Zone (WWZ)

NN - 2,20 m KOK - 6,40 m Niedrigwasser-Zone (NWZ)

NN - 3,20 m KOK - 7,40 m Niedrigwasser-Zone (NWZ)

NN - 4,20 m KOK - 8,40 m Unterwasser-Zone (UWZ)

NN - 5,20 m KOK - 9,40 m Unterwasser-Zone (UWZ)

Der Beweis wurde durch metallographische Untersuchungen von Proben des Spundwandstahls aus korrodierten Bereichen geführt (Abbildung 4); daraus ergab sich, dass der Wanddickenabtrag auf der Wasserseite der Bohle 1,5 mm, auf der Landseite dagegen 4,5 mm betrug.

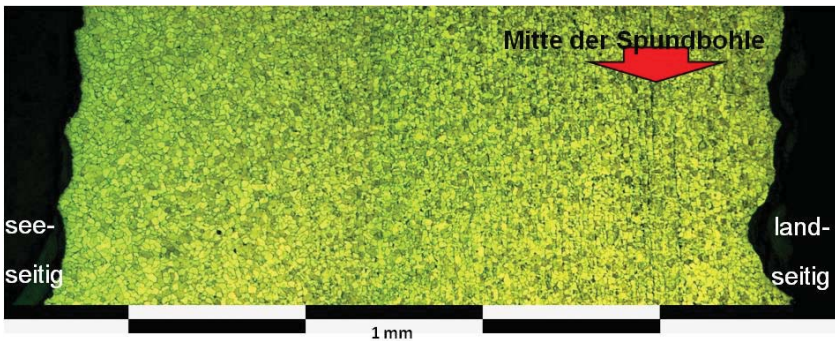


Abb. 4: Wanddickenverlust an Spundwandstahl der Kajen des Marinestützpunkts Wilhelmshaven. Dabei waren in dem höher liegenden Schadenshorizont (Spritzwasserzone, 2,00 m und 2,40 m unter KOK) bevorzugt aerobe Schwefel- bzw. Sulfid-oxidierende Bakterien (SOB) für die Korrosion verantwortlich, in dem tieferen Schadensbereich (Unterwasserzone, 8,40 m unter KOK, und Niedrigwasserzone, 7,40 m unter KOK) dagegen die anaeroben Sulfat reduzierenden Bakterien (SRB). Es wurden Abtragungsraten von 0,025 bis fast 0,1 mm/a ermittelt, die auch die hinteren Flansche der Doppel-T-Träger (PSP 60L-Profile) der „Kombi-Wand“ betrafen. Damit liegen die Abtragungsraten im Bereich für andauernd wasserbenetzte Spundwände in der UWZ der Nordsee [2].

Aufgrund der Verteilung der Korrosionsschäden wird angenommen, dass die mikro-bielle Aktivität in den tiefen Sedimenten hinter der Spundwand durch zuvor erfolgte mechanische Schäden der Spundwand, die zum Stoffaustausch mit dem Wasser-körper führen, in Gang gesetzt wurde. Mechanische Schäden ermöglichen einen Wasser- und Stoffaustausch zwischen Wasserkörper (Hafenbecken) und Sediment hinter der Spundwand; die so eingedrungenen Nährstoffe werden dann im Sediment hinter der Spundwand durch Bewegungen des Porenwassers verfrachtet. Motor dieser Bewegungen sind die Gezeiten, die sich auch im Sedimentwasserkörper hinter der Spundwand nachweisen lassen (Abb. 5).

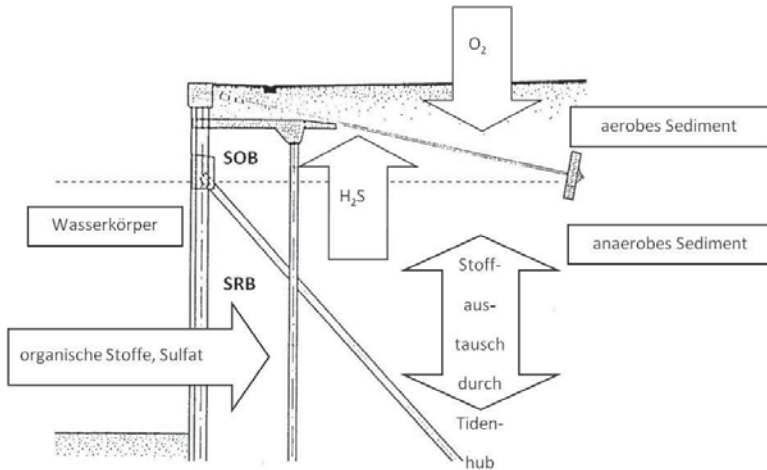


Abb. 5: Modellvorstellung zum Stofffluss zwischen Wasserkörper (Hafenbecken) und Sediment hinter der Spundwand

3 Die Baumaßnahme

Der vorstehend beschriebene Korrosionsmechanismus an der West- und Ostkaje des Marinestützpunkts Wilhelmshaven muss durch die vorzunehmenden Sanierungsmaßnahmen verhindert werden.

Dies war das Leitmotiv der weiterführenden Untersuchungen zur Schadenssanierung. In einer detaillierten und umfassenden Voruntersuchung wurden die Möglichkeiten und Varianten für eine Sanierungsmaßnahme untersucht und bewertet.

Darüber hinaus war neben den statischen Anforderungen insbesondere der zukünftige Korrosionsschutz zu berücksichtigen.

Im Folgenden wird daher besonders auf die bautechnischen Maßnahmen zur künftigen Verhinderung von MIC und die damit verbundene besondere Aufgabenstellung für die Durchführung der Baumaßnahme eingegangen.

3.1 Voruntersuchung

Mit der angestrebten Grundinstandsetzung soll die Funktionsfähigkeit der Kajen für die Zukunft erhalten bleiben und der Hafenerbetrieb auf lange Sicht zuverlässig durchgeführt werden.

Ausgehend von den vorliegenden Schäden und Problemen wurden für die Beurteilung der möglichen Instandsetzungsmaßnahmen drei Zielsetzungen formuliert [5]:

Ziel 1: Korrosion stoppen/verlangsamen

Ziel 2: Tragfähigkeit der Spundwände erhöhen

Ziel 3: Bausubstanz erhalten und verbessern

Als Ergebnis der Voruntersuchung, in deren Rahmen eine Vielzahl von Varianten untersucht wurde, hat sich der Grundinstandsetzung der West- und Ostkaje im Neuen Vorhafen herausgestellt.

Mit dem Vorrücken neuer Spundwände werden sämtliche Schäden und Gefährdungen mit einer Maßnahme behoben [6].

3.2 Entwurf und Ausführungsplanung

In der weiteren Entwurfsaufstellung und Ausführungsplanung der Baumaßnahme wurde zunächst unter Berücksichtigung der zahlreichen Randbedingungen und Empfehlungen des Gründungsgutachtens der BAW die statisch optimale Konstruktion erarbeitet, die nachstehend in Kürze dargestellt ist.

3.2.1 Statische Konstruktion

Gemäß Entwurfsstatik [7], die von WTM Engineers, Hamburg, aufgestellt wurde, erwiesen sich als

wirtschaftlichste Lösung kombinierte Spundwände mit Rückverankerung, bestehend aus Doppelbohlen HZM 800 bis HZM 1080 oder gleichwertig als Tragbohlen, Z-Bohlen AZ 26 oder gleichwertig als Füllbohlen und Schrägpfähle

HP 360 x 152 als Verpressmantelpfähle (VM-Pfähle). Die Wahl der Tragbohlen ist abhängig von den jeweiligen Baugrundverhältnissen, die über die Kajenlänge teils stark wechseln. Gemäß Vorgabe der BAW erhalten die Spundwandprofile als Reserve gegen Korrosion eine Wanddicke von mindestens 12 mm.

Aufgrund der zu erwartenden Hindernisse im Baugrund wird eine Räumungsbohrung in der Spundwandtrasse vor der eigentlichen Spundwandrammung durchgeführt.

Der Stahlbetonüberbau wird in fugenloser Bauweise hergestellt.

Aufgrund des schlechten Zustandes der alten Kaje wird das Bauwerk vollständig überbaut und nicht mehr für die Aufnahme von Erd- und Wasserdrucklasten herangezogen. Die Resttragfähigkeiten wurden anhand einer FEM-Analyse abgeschätzt mit dem Ergebnis, dass eine Mitverwendung der alten Spundwand nur einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Bemessung der neuen Spundwand hat.

Das alte Kajenbauwerk wird zukünftig ausschließlich für die Abtragung von Vertikalkräften aus Verkehr und Bodenaufrost herangezogen. Die vertikalen Lasten werden über die vorhandene Betonplatte in die alte Spundwand und die landseitigen Stahlpfähle geleitet, welche die Lasten in den Baugrund übertragen.

Bei Untersuchungen der BAW an einem Lotpfahl der alten Kaje wurden geringfügige Querschnittsschwächungen festgestellt, die jedoch im Rahmen der Walz- und/oder Messtoleranzen liegen. Anzeichen für mikrobielle Korrosion wurden nicht festgestellt, so dass gegen eine weitere Beanspruchung des Bauteils keine Bedenken bestehen.

Schnitt B-B

M 1:250

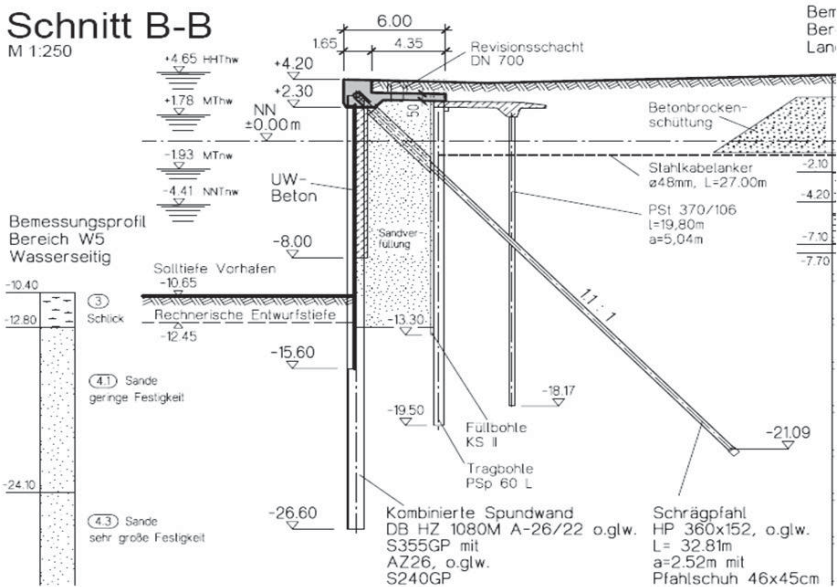


Abb. 6: Schnitt Westkaje, neue Spundwand mit Bestand

3.2.2 Bautechnische Schutzmaßnahmen gegen MIC

Parallel zur Entwurfsaufstellung in konstruktiver Hinsicht waren ergänzend Gegenmaßnahmen zu entwickeln, um ein erneutes Auftreten des beschriebenen Korrosionsmechanismus zu vermeiden.

Daher wurde frühzeitig unter Einbindung aller am Projekt Beteiligten (WTM, BAW, WSA) das

Sachverständigenlabor Dr. Graff mit der Aufgabenstellung beauftragt, eine gutachterliche Stellungnahme zu

erstellen, welche die möglichen Gegenmaßnahmen, die bis dahin bekannt waren bzw. erarbeitet wurden, auf eine Realisierbarkeit prüft, vergleicht und bewertet.

Im Ergebnis empfiehlt das Gutachten ein „Mehr-Barrieren-Prinzip“, welches mehrere Schutzmaßnahmen kombiniert. Eine solche Kombination von Maßnahmen verspricht den größtmöglichen Erfolg, nämlich das Risiko mikrobiell induzierter Korrosion an der Spundrückwand dauerhaft signifikant zu reduzieren [7].

Auf Basis der Empfehlungen des Gutachtens kommen daher folgende Schutzmaßnahmen zur Ausführung:

- Passiver Korrosionsschutz (seewasserseitig beschichtete Spundwandprofile)
- Aktiver Korrosionsschutz (Kathodenschutzanlage)
- Vorgabe von 12 mm Mindestwandstärke für Spundwandprofile
- Austausch des Hafenschlicks im Bereich zwischen alter und neuer Spundwand bis zum Horizont des anstehenden Sandbodens (ca. – 12,80 m NN)
- Herstellung einer Betonschürze auf der Rückseite der neuen Spundwand bis auf Höhe unterhalb der Wasserwechselzone (-8,00 m NN)
- Verwendung von betonummantelten Ankerpfählen (VM-Pfähle)

Aktiver und passiver Korrosionsschutz wurden bereits an der alten Spundwand angewendet; daher werden im Folgenden nur die drei letztgenannten bautechnischen Maßnahmen näher erläutert.

3.2.2.1 Schlickaustausch

Gemäß der gutachterlichen Stellungnahme ist „ein Schlickaustausch aus mikrobiologischer Sicht durchaus anzuraten. Es ist davon auszugehen, dass der Schlick des Hafenbeckens hohe Konzentrationen an SRB enthält. Verbleibt dieses Material hinter der Spundwand, so wird der Bereich regelrecht „angeimpft“. Darüber hinaus dürfte der Schlick auch relativ reich an organischen Stoffen sein, die als Nährstoffe für SRB in Frage kommen“ [8]. Aus den vorliegenden Bestandsplänen ist zudem ersichtlich, dass die Füllbohlen der vorhandenen Kaje nur unzureichend in den Sandboden unterhalb der Schlickschicht einbinden. Eine entscheidende Anforderung des Gründungsgutachtens [9] an die Bauausführung ist die Sicherung des gefährdeten Fußpunktes der alten Kaje während der Bauzeit, insbesondere während der Rammarbeiten.

Daher ist es sowohl bautechnisch als auch aus Korrosionsschutzgründen sinnvoll und zweckmäßig, eine Schlickräumung vorzunehmen.

In kleinen Schritten erfolgt durch Aushub von Schlick die Baggerung einer Übertiefe in einem Abstand von ca. 10 bis 20 m vor der alten Spundwand. Unmittelbar dahinter wird mit einer zweiten Geräteeinheit möglichst grobkörniger Sandboden z. B. über Schüttröhre aufgefüllt, so dass bei gleichzeitiger Verdrängung des restlichen Schlicks ein Sanddamm hergestellt wird. Der Sandboden wird dabei mit einer Überhöhung eingebracht, um Aufbrüche im Schlick zu provozieren und zu beschleunigen. Die Aufbrüche werden kontinuierlich beseitigt und der Schlickaushub in Kaje-längsrichtung fortgesetzt. Verformungen der alten Spundwand werden mittels Inklinometer-messungen überwacht [7].

3.2.2.2 Herstellen einer Betonschürze:

Zum Schutz vor mikrobiell induzierter Korrosion wird eine ca. 10 - 20 cm dicke Betonschürze auf der Rückseite der Spundwand hergestellt. Die Betonschürze wird mittels verllorener Schalung lagenweise während der Sandverfüllung eingebaut und reicht von NN - 8,0 m bis zur Unterkante des Betonüberbaus.

Die verlorene Schalung kann z. B. aus Stahlprofilen und Blechen, Betonelementplatten (Halbfertigteileplatten) oder aus Trapezblechen auf einer Rahmenkonstruktion hergestellt werden, die als großformatige Tafeln auf der Rückseite der Tragbohlen eingebaut werden. Da das Absenken der Schaltafeln teils unter Wasser stattfindet, ist auf einen hohen Vorfertigungsgrad, eine einfache Montage und eine gute Führung der Tafeln entlang der Tragbohlen zu achten.

Der Beton ist als Unterwasserbeton im Kontraktorverfahren einzubauen. Alternativ wäre auch der Einbau einer selbsterhärtenden Zement-Bentonit-Suspension (z. B. Dämmer) möglich [7].

Das Ziel, das mit der Betonschürze erreicht werden soll, ist die Herstellung eines dauerhaften alkalischen Milieus, welches keine schädigenden mikrobiellen Aktivitäten zulässt. Eine statische Funktion hingegen hat das Bauteil nicht. Insofern ist eine spätere Rissbildung infolge Bewegung oder möglicher Anfahrungen unschädlich. Das alkalische Milieu wird hierdurch nicht beeinträchtigt.

3.2.2.3 Herstellen der Verankerung:

Als Schrägpfahlverankerung sind Verpressmantelpfähle (VM-Pfähle) vorgesehen. Die VM-Pfähle durchdringen die alte Wand im Bereich des Tideniedrigwassers. Die Umhüllung des Stahlträgers mit Zementsuspension bewirkt neben der Erhöhung der äußeren Tragfähigkeit einen Schutz vor mikrobiell induzierter Korrosion.

3.2.3 Vorgesehener Bauablauf

Die Ausführung der Baumaßnahme ist gemäß Entwurf [7] in folgenden Bauphasen vorgesehen (Maßnahmen gegen MIC in kursiver Schrift):

Phase 1

1.1 Baustelle einrichten

1.2 Schlickaustausch und Sicherung der alten Wand mit einer Sandberme

1.3 Räumungsbohrung in der Spundwandtrasse

Phase 2

2.1 Rammung der Spundwand

2.2 Einbau der verlorenen Schalung für die Betonschürze

2.3 Herstellung der Führungshülsen für die Schrägpfahlverankerung

Phase 3

3.1 Einbringen der Schrägpfähle

3.2 Herstellung des stahlbaumäßigen Schrägpfahlanschlusses

Phase 4

4.1 Sandverfüllung bis ca. NN - 8,0 m

4.2 Schrittweise Sandverfüllung und UW-Betoneinbau

4.3 Abbruch des vorhandenen Kajenholms

Phase 5

5.1 Herstellung des Stahlbetonüberbaus

5.2 Herstellung der Oberflächenbefestigung und Kajenausrüstung

5.3 Erneuerung der landseitigen Oberflächenbefestigung

5.4 Baggerung der Hafensohle auf Solltiefe

4 Fazit und Ausblick

Die mikrobiologischen Untersuchungen in den Jahren 2000 bis 2003 zeigten, dass sowohl in dem Schadenshorizont im Bereich des mittleren Tideniedrigwassers (MTnw) wie auch im Bereich der Spritzwasserzone der perforierende Korrosionsangriff von der Rückseite, also aus dem Hinterfüllmaterial, ausgegangen war. Dabei hatte die mikrobielle Korrosion die Wanddicken der hinteren Flansche so stark reduziert, dass die rechnerische Standfähigkeit der Bauwerke nicht mehr sichergestellt war.

Die interdisziplinäre Bearbeitung der Korrosionsschäden im Marinestützpunkt Wilhelmshaven hat zu einer Aufklärung des Schadensmechanismus geführt. Darüber hinaus sind die gewonnenen Erkenntnisse in die Erstellung des Sanierungskonzeptes eingeflossen, so dass erwartet werden darf, dass - die nach derzeitigem Planungsstand - im Jahre 2012 aufgenommenen Sanierungsmaßnahmen die Restnutzungsdauer der Molen um weitere 50 Jahre verlängern und die Standsicherheit der Bauwerke dauerhaft sicherstellen.

5 Literatur

- [1] Binder, G., Graff, M. (1995), Mikrobiell verursachte Korrosion an Stahlbauteilen. *Materials and Corrosion* 46, 639-648
- [2] Graff, M., Klages, D., Binder, G. (2000), Mikrobiell induzierte Korrosion (MIC) in marinem Milieu. *Materials and Corrosion* 51, 247-254
- [3] Wennekamp, S., Ruthemann, M. (2002), Bakterien für Lochfraß in den Spundwänden verantwortlich. Zwischen Weser und Ems, Hrsg. WSD Nordwest, Heft 2002, 58-62
- [4] Anonymus (2008), JadeWeserPort – warten auf die Vollendung. *HANSA International Maritime Journal* 145, 5, 92-97, ISSN:00177504
- [5] Pothhoff, S., WSA Wilhelmshaven, Voruntersuchung „Grundinstandsetzung der Kajen im Neuen Vorhafen, 4. Einfahrt Wilhelmshaven Marinestützpunkt Hoppenser Groden“
- [6] WSA Wilhelmshaven (2006), Entwurf HU Nr. 400 „Ersatz der Kajen im Neuen Vorhafen“
- [7] WSA Wilhelmshaven (2010), Entwurf AU Nr. 9001 „Ersatz der Kajen im Neuen Vorhafen“
- [8] Graff, M. (2008), Gutachterliche Stellungnahme zur vorhandenen MIC im Zuge der Planungsleistungen für den Ersatz der Ostkaje und der Westkaje im Neuen Vorhafen, Marinestützpunkt Hoppenser Groden, Wilhelmshaven
- [9] Bundesanstalt für Wasserbau (2005), „Neuer Vorhafen 4. Einfahrt, Baugrundgutachten für die Grundinstandsetzung der Ost- und Westkaje

Herr Dr. rer. nat. Günter Binder

Günter Binder, Holger Becker (Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe)

Günter Binder und Holger Becker (BAW, Karlsruhe) Elektrochemischer Schutz von Stahlbeton einer Schleusenbrücke

Zusammenfassung

Die Schleusenbrücken Iffezheim (Rhein) weisen 30 Jahre nach ihrer Herstellung an den Wand- und Bodenflächen im Inneren der Hohlkästen teilweise bereits erhebliche Schäden infolge chloridinduzierter Korrosion auf. Statische Untersuchungen zeigten, dass Tragwerksreserven im Bauwerk aktivierbar und zusätzliche Ertüchtigungen durch Verstärkungsmaßnahmen ohne großen Aufwand möglich sind.

Eine herkömmliche Instandsetzung mittels Abtrag und Reprofilierung des chloridbelasteten Betons ist aufgrund der geringen Hohlkastenabmessungen praktisch nicht durchführbar, weswegen eine Kathodische Korrosionsschutz-Probeinstallation (KKS) durchgeführt worden ist. Die Testinstallation zeigte, dass der Schutz der Bewehrung durch den Einsatz von Kernanoden sicher erreicht werden kann. Auf Grundlage der KKS-Probeinstallation beantragte der Bauherr (WSA Freiburg) eine Zustimmung im Einzelfall für die KKS-Installation mit Kernanoden bei dem zuständigen Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS). Trotz der Tatsache, dass für die Gesamtmaßnahme etwa 2050 Kernanoden erforderlich sind, ist auch bei konservativen Kostenansätzen eine Sanierung im Vergleich zum Neubau überaus wirtschaftlich.

Summary

After 30 years of operation the sluice bridges of Iffezheim (river Rhine) show remarkable deterioration of the reinforcement of the walls and bottom slabs inside the hollow girders due to chloride induced corrosion. Static calculations showed that there are still reserves in bearing capacity in most parts of the bridges and additional strengthening can easily be done.

Due to the small dimensions of the hollow girders conventional repair by removing and repair of the chloride contaminated concrete is practically impossible. For this reason a cathodic protection (CP) trial installation was carried out inside in order to proof the applicability of CP. The test installations have shown, that protection of the reinforcement can safely be achieved using discrete anodes. Based on the results of the CP test installation the owner (WSA Freiburg) applied for an approval of the CP installation with discrete anodes for the bridges at the Federal Ministry of Transport, Building and Urban Affairs (BMVBS). By that meanwhile about 2050 discrete anodes are installed and this rehabilitation measure seems to be much more economic than rebuilding the bridges, even if the costs for the CP-Installation are estimated very conservative.

1 Bauwerksbeschreibung und Voruntersuchungen

An der Schleusenanlage Iffezheim queren vorgespannte Hohlkastenbrücken mit einer Stützweite von 25 m und asymmetrischem Brückenquerschnitt den Rhein (Abb. 1). Die in Längsrichtung wirkenden Spannglieder befinden sich ausschließlich in den Stegen der Hohlkästen. Bei der Bauwerksinspektion durch das Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Freiburg sind erhebliche Abrostungen in der schlaffen Bewehrung festgestellt worden (Abb. 2). Neben Abplatzungen sind auch erhebliche Korrosionsschäden an der Bügelbewehrung in den Hohlkastenwänden oberhalb der Bodenplatte festgestellt worden. Die Ursache ist ein Tausalzwassereintritt über kleine Öffnungen in der Fahrbahnplatte. Daraufhin wurden Schadensumfang, genereller Zustand des Bauwerks sowie die Auswirkungen auf Standsicherheit und Betrieb der Brücken durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) untersucht.

Während die schlaffe Bewehrung der Bodenplatte keine nennenswerte Korrosion erkennen ließ, waren die Bügelschenkel in den Wänden in unterschiedlichem Ausmaß betroffen: Diese reichten von bis zu 23 % Abrostung des Querschnitts im östlichen und bis zu 59 % Abrostung im westlichen Teil des Überbaus (Abb. 2). Zusätzlich weist die Betonstahlbewehrung im Hohlkasteninneren nur eine geringe Betondeckung mit stellenweise freiliegenden Eisen auf und es sind teilweise Betonierfehler wie Kiesnester oder poröser bzw. minderfester Beton vorhanden, Faktoren die das Eindringen von Chlorid und somit auch die Korrosion beschleunigen. Hüllrohre und Spannglieder zeigten hingegen keine oder nur, vermutlich aus der Bauzeit stammende, geringe Korrosionserscheinungen (Näheres siehe [1]).

Erste tiefengestaffelte Analysen von Chloridgehalten des Betons im Boden und Wandbereich eines oberwasserseitigen Hohlkastens zeigten gegenüber dem für Spannbeton kritischen Grenzwert bis zu 10-fach erhöhte Chloridgehalte (Grenzwert Spannbeton: 0,2 M.-% bezogen auf den Zementgehalt des Betons) bis in eine Tiefe von ca. 45 bis 60 mm. Auch im Bereich der schlaffen Bewehrung lag der Chloridgehalt über dem kritischen Grenzwert für Stahlbeton (0,5 M.-%, bezogen auf den Zement).



Abb. 1: Schleusenanlage Iffezheim mit Brücke B 500 (Quelle: WSA Freiburg)



Abb. 2: Korrosionsschäden mit starker Querschnittsminderung; Hüllrohre in Ordnung

2 Untersuchungen zum Zustand der Brücken und zum Instandsetzungskonzept

Voraussetzung für die zukünftige Sicherstellung der Standsicherheit der Brücken ist, neben den erforderlichen Verstärkungsmaßnahmen, dass keine weitere Korrosionsschädigung stattfindet. Vor diesem Hintergrund wurden die vorhandenen Korrosionsschäden und insbesondere das Ausmaß der von Bewehrungskorrosion betroffenen Bereiche der Hohlkästen im Rahmen der Untersuchungen des Instituts für Bauforschung der RWTH Aachen näher untersucht.

Neben der Erstellung zahlreicher weiterer Chloridverteilungsprofile, der Durchführung von Betondeckungsmessungen sowie Prüfungen der Oberflächenzugfestigkeit des Betons wurden insbesondere Potentialfeldmessungen an sämtlichen Boden-, Wand- und Deckenflächen aller Hohlkästen durchgeführt, um die von Bewehrungskorrosion betroffenen Bereiche genauer einzugrenzen. Zur zerstörungsfreien Lokalisierung von

Bereichen mit erhöhter Bewehrungskorrosion wurde das Potential (Spannungsdifferenz) zwischen einer in einem festgelegten Messraster auf die Betonoberfläche aufgesetzten Bezugselektrode und der Bewehrung gemessen. Bereiche mit erhöhter Korrosionswahrscheinlichkeit zeichnen sich dabei durch eine Verschiebung des Potentials in negative Richtung sowie deutliche Potentialgradienten zu den Nachbarbereichen aus. Die mit Potentialfeldmessungen erzielten Ergebnisse hinsichtlich der Korrosionswahrscheinlichkeit ließen sich anhand von erstellten Inspektionsöffnungen bestätigen und deckten sich gut mit den Ergebnissen der Chloridgehaltsanalysen, wenn beide als Flächenplot übereinander gelegt werden. In Bereichen mit hoher Korrosionswahrscheinlichkeit zeigten sich bei einer Betondeckung von 10 bis 20 mm Chloridgehalte von vielerorts über 2 M.-%, vereinzelt sogar über 3 M.-%, bezogen auf den Zementgehalt. Die Ergebnisse der Potentialfeldmessungen zeigten weiterhin, dass insbesondere die Boden- und die unteren Wandflächen der oberwasserseitigen Hohlkästen großflächig korrodierende Bereiche aufwiesen. Bei den unterwasserseitigen Hohlkästen beschränkten sich die Bereiche mit hoher Korrosionswahrscheinlichkeit dagegen nur auf einzelne lokale Bereiche.

Zusätzlich zu diesen Untersuchungen wurden auch Chloridgehaltsprofile des Betons auf der Brückenoberseite unterhalb der Abdichtung untersucht. Um die an Bohrkernproben bestimmten Gesamtchloridgehalte auf den Zementgehalt beziehen zu können, wurden die Proben auch hinsichtlich des Bindemittelgehaltes untersucht. Die Werte der chemischen Analytik zeigten dabei im Mittel Bindemittelgehalte von etwa 16,5 M.-%, bzw. 365 kg Zement pro m³ Beton. Anhand der Analysen könnten mit Hilfe des ternären Systems der Hauptelementoxide auch der Bindemitteltyp (Hochfenzement) charakterisiert werden. Erstaunlicherweise lagen die Gehalte selbst im oberflächennahen Bereich (0 - 2 cm) unterhalb des kritischen Werts! Auf Grund dieser Ergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass keine großflächige Korrosionsschädigung der Bewehrung auf der Oberseite der Fahrbahnplatte unterhalb der Abdichtung vorliegt.

3 Instandsetzungskonzept hinsichtlich der Bewehrungskorrosion

Auf Basis der Ergebnisse der Zustandsanalysen wurde vom Ingenieurbüro Raupach, Bruns und Wolff ein Konzept für die Instandsetzung der Brückenhohlkästen hinsichtlich Bewehrungskorrosion erarbeitet.

Nach der Richtlinie „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (RL SIB) [2] ergeben sich grundsätzlich drei mögliche Instandsetzungskonzepte für Betonflächen mit erhöhten Chloridgehalten, die hier diskutiert werden:

Das Prinzip W-Cl, das auf der Austrocknung des Betons (üblicherweise durch Auftrag von polymeren Beschichtungen) beruht, ist im vorliegenden Fall, aufgrund der hohen vorhandenen Chloridgehalte, wegen der Gefahr der Hygroskopizität der Salze nicht sicher anwendbar.

Auf Grund der beengten Platzverhältnisse (Arbeitshöhe ca. 80 bzw. 90 cm) im Hohlkasteninneren, ist ein großflächiger Abtrag und Ersatz des chloridkontaminierten Betons bis hinter die Bewehrung nach dem Prinzip R-Cl praktisch ebenfalls nicht durchführbar. Durchführbar ist die Instandsetzung nach diesem Prinzip daher lediglich an einzelnen lokalen Stellen, in denen der Betonabtrag dann mittels Stemmen erfolgen kann.

Das Prinzip C-Cl, welches den Korrosionsschutz durch eine Beschichtung der Bewehrung sicherstellen soll und ebenfalls in der RL SIB genannt ist, ist wegen der Gefahr von Unterrostungen der Beschichtung grundsätzlich problematisch und wurde daher nicht betrachtet.

Im Fall der großflächig von Bewehrungskorrosion betroffenen Bereiche der oberwasserseitigen Hohlkästen kommt aufgrund der o.g. beengten Platzverhältnisse nur der Kathodische Korrosionsschutz (KKS) der Bewehrung (Instandsetzungsprinzip K) infrage. Ein großflächiger Abtrag des chloridkontaminierten Betons ist dabei nicht erforderlich und weitere Korrosion wird unmittelbar nach der Instandsetzung unterbunden, weshalb dieses Instandsetzungsprinzip empfohlen wurde.

4 Prinzip des Kathodischen Korrosionsschutzes (KKS) bei Stahlbeton

Das Prinzip des KKS beruht darauf, die Bewehrung kathodisch zu polarisieren und damit die anodische Eisenauflösung zu unterbinden bzw. auf vernachlässigbare Raten zu reduzieren. Um diese Polarisation zu erreichen, wird das Bauteil dauerhaft mit zusätzlichen Elektroden (Anodensysteme) ausgestattet. Zwischen diesen und der Bewehrung wird ein elektrischer Gleichstrom mittels einer Gleichstromquelle aufgebracht (Abb. 3).

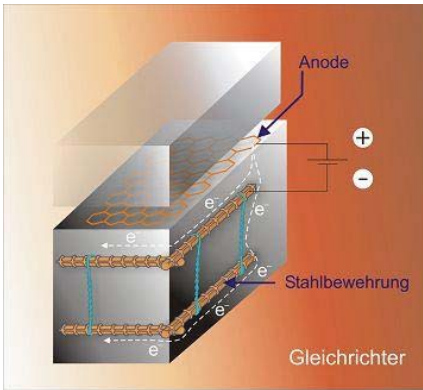


Abb. 3: Prinzip des KKS im Stahlbeton

Durch den Schutzstrom und das daraus resultierende elektrische Feld im Beton werden verschiedene positive Effekte erzielt, deren Wirkung in primäre Schutzeffekte, die direkt nach dem Einschalten des Schutzstromes wirksam werden, und in sekundäre Langzeiteffekte, welche aus den Elektrodenreaktionen und dem Ionenfluss im Beton resultieren, unterteilt werden können:

Primäre Schutzeffekte:

Der Elektronenüberschuss in der Bewehrung bewirkt eine direkte Behinderung der anodischen Eisenauflösung durch Verschiebung des Reaktionsgleichgewichtes in Richtung der kathodischen Teilreaktion (Sauerstoffreduktion bzw. Elektronenzufuhr). Die Wahrscheinlichkeit des Entstehens neuer Lochfraßnarben wird trotz Anwesenheit von Chlorid durch die Potentialabsenkung drastisch reduziert.

Durch die kathodische Polarisation der passiven Bewehrungsoberflächen wird das Potential depassivierter und passiver Oberflächenbereiche angeglichen, wodurch die treibende Kraft (Potentialunterschied) aus dem Korrosionsprozess herausgenommen wird.

Sekundäre Schutzeffekte:

Die bei der kathodischen Reaktion entstehenden Hydroxylionen führen zu einem Anstieg des pH-Wertes an der Bewehrungsoberfläche, was zu einer Stabilisierung der Passivschicht führt.

Entlang des elektrischen Feldes wandern Anionen, wie Chloride, von der Bewehrung in Richtung der Anode, während Kationen wie Natrium- und Kaliumionen in Richtung der Bewehrung wandern. Dies führt auf lange Sicht insbesondere zu einer Verringerung des Chloridgehaltes und zu einer gewissen Alkalisierung an der Bewehrung. Durch den erhöhten Sauerstoffverbrauch der kathodischen Reaktion kann es unter bestimmten Umständen (nasser Beton, hohe Betondeckung) zu einem Absinken der Sauerstoffkonzentration an der Stahloberfläche kommen, wodurch die kathodische Polarisation erleichtert wird.

Zur Überprüfung der Wirksamkeit des KKS bei Stahlbeton sind in der DIN EN 12696 [3] verschiedene Messvarianten und Kriterien geregelt (weitere Kriterien in [4]). Das in der Praxis mit Abstand meist verwendete Wirksamkeitskriterium ist das so genannte 100 mV-Kriterium oder 24 Stunden-Depolarisationskriterium (auch: Ausschaltkriterium). Zur Überprüfung der Wirksamkeit wird hierbei das Potential zwischen einer nahe der Bewehrungsoberfläche angeordneten Bezugselektrode und der Bewehrung nach dem Ausschalten der KKS-Anlage verfolgt. Ein ausreichender Schutz der Bewehrung im Bereich der jeweiligen Bezugselektrode gilt als nachgewiesen, wenn das gemessene Potential innerhalb von 24 Stunden nach dem Ausschalten um 100 mV im Vergleich zum Potential unmittelbar (< 1s) nach Ausschalten des KKS ansteigt (Abb. 4).

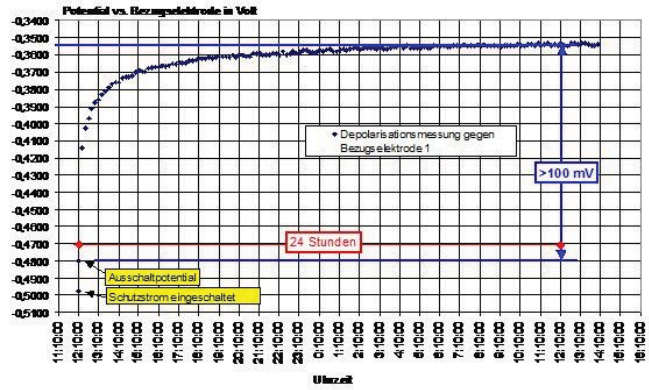


Abb. 4: Beispiel einer Depolarisationsmessung bei der das 100 mV-Kriterium erfüllt wurde

5 KKS Probeinstallation bei Schleusenbrücke Iffezheim

Im Vorfeld der Instandsetzungsplanung für die Brückenüberbauten sollte anhand einer Probeinstallation die Anwendbarkeit des KKS überprüft werden. Die maßgeblichen Entscheidungskriterien waren hierbei die vorgefundenen geringen Betondeckungen sowie die mangelhafte Oberflächenzugfestigkeit des Betons. Die Installation eines üblichen Anodenstreckmetallgitters schied daher grundsätzlich aus. Der Einsatz eines Anodensystems mit in die Betonoberfläche eingeschlitzten Anodenbändern ist aufgrund der geringen Betondeckungen ebenfalls weder im Boden- noch im Wandbereich möglich. Vor diesem Hintergrund konnten, insbesondere im Bodenbereich, nur so genannte diskrete Anoden (auch Kernanoden genannt, Abb. 5) eingesetzt werden.

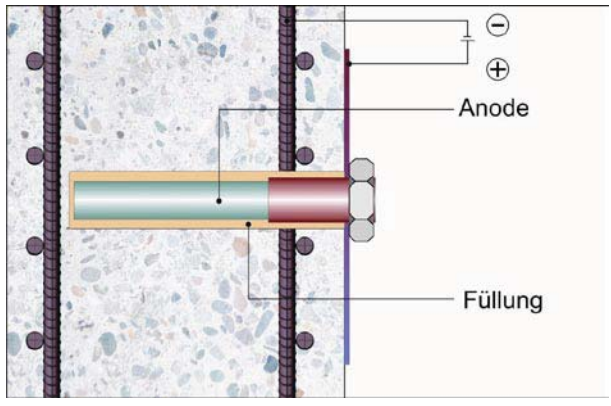


Abb. 5: Prinzip einer Kernanode

Auf Grund der deutlich besseren Oberflächenzugfestigkeiten an den Wänden wurde in den Wandbereichen neben den Kernanoden, vor allem in Anbetracht deutlich geringerer Installationskosten, auch die Untersuchung einer leitfähigen Beschichtung als Anodenmaterial beschlossen.

Die Grobplanung, die gutachtliche Begleitung und Auswertung der an den Testflächen erzielten Ergebnisse erfolgte durch das Ingenieurbüro Raupach, Bruns und Wolff. Ausgeführt wurde die Testflächeninstallation durch die Suspa DSI GmbH, Langenfeld. Ausschreibung und Vergabe sowie Vorbereitung des Hohlkastens für die Testfläche erfolgte durch das WSA Freiburg.

Als Anodensystem wurden bei der oberwasserseitigen (OW) Hohlkastenwand sowie dem Hohlkastenboden Kernanoden vom Typ durAnode 3 des Herstellers CP International ApS, Dänemark installiert. Das primäre Anodenmaterial dieser Anoden besteht aus einem feinmaschigen Titannetz, das als Röhre mit einem Durchmesser von 7,5 mm ausgebildet ist und mit einer MMO-Beschichtung (mixed metal oxide) aus Edelmetalloxiden ($\text{IrO}_2/\text{Ta}_2\text{O}_5$) versehen ist. Bei der unterwasserseitigen Hohlkastenwand (UW) wurde als Anodensystem die leitfähige Beschichtung Camur ZEBRA des Herstellers Protector SA, Norwegen verwendet.

In der Wand wurden insgesamt 20 Kernanoden mit einer jeweiligen Länge von 13 cm eingebaut. Im Bereich des Bodens wurden 64 Kernanoden gleicher Länge installiert. Weiterhin wurden im Bereich der Wand OW und im Bereich des Bodens insgesamt zwölf Bezugselektroden installiert, um die Schutzwirkung des KKS auf die Bewehrung zu überprüfen (Näheres in [1]). Als Steuerungs- und Monitoringsystem wurde das System CAMUR II des Herstellers Protector SA, Norwegen eingesetzt, das die Möglichkeit der Fernsteuerung und Datenfernabfrage bietet. Das System wurde mit drei getrennt regelbaren Gleichrichtern ausgestattet, um die drei Bereiche Wand OW, Wand UW und Boden getrennt voneinander steuern zu können.

Zur Überprüfung der Anwendbarkeit der beiden Anodensysteme für den KKS der Bewehrung im Inneren des Hohlkastens wurden über den Versuchszeitraum von Mitte Januar bis Mitte April 2009 mittels des Gleichrichtersystems Treibspannungen unterschiedlicher Größe zwischen den Anodensystemen und der Bewehrung aufgebracht. Mit wöchentlich durchgeführten Depolarisationsmessungen nach [2] wurde dann über das oben genannte 100 mV-Kriterium überprüft. Die Depolarisationsmessungen an der mit der leitfähigen Beschichtung als Anodensystem ausgestatteten Testfläche zeigten ungewöhnliche Depolarisationsverläufe in Form eines weiteren Potentialabfalls und deuten somit darauf hin, dass ein hochohmiger Kurzschluss zwischen der leitfähigen Beschichtung und der Bewehrung entstanden ist. Aus diesem Grund wurde beschlossen, diese Anodenvariante für die letztendliche Instandsetzung nicht weiter zu verfolgen. Bei den mit Kernanoden ausgestatteten Testflächen (Boden und Wand OW) konnte mittels Depolarisationsmessungen das 100 mV-Kriterium nach DIN EN 12696 in allen Fällen bei einer Treibspannung von 4,45 Volt erreicht werden. An den meisten Stellen reichten hierfür aber bereits auch deutlich geringere Treibspannungen. Ein wirksamer KKS der Bewehrung mittels Kernanoden ist im vorliegenden Fall demnach machbar. Durch die verschiedenen Varianten der Anodenanordnung konnte auch der optimale Anodenabstand (ca. 30 cm) ermittelt werden. Die Bewertung der an den Testflächen erzielten Ergebnissen im Rahmen eines Gutachtens [5] führte letztendlich zu verschiedenen sinnvollen Anodenordnungsvarianten in Abhängigkeit der vorhandenen Bewehrungsraster bzw. Bewehrungsgehalt, die eine ausreichend gleichmäßige Schutzstromverteilung ermöglichen. Bei Ansatz dieser Anodenraster auf die mittels KKS zu schützenden Flächen der beiden oberwasserseitigen Hohlkästen ergibt sich eine erforderliche Anzahl von ca. 2050 Kernanoden (Abb. 6).



Abb. 6: Anodenverkabelung im Hohlkasten

6 Installation der KKS-Anlage

Im Winter 2010/2011 wurden nun die erwähnten 2050 Kernanoden installiert. Beim Bohren ist darauf zu achten, dass keinerlei Berührungen mit der Bewehrung entstehen, wofür die Bohrmaschine mit einem eigenen Warnsystem ausgerüstet worden ist. Gegebenenfalls mussten neue Kernlöcher für die Anoden gebohrt werden. Diese Anoden wurden in drei Schutzbereiche zusammengefasst: Wand-, Boden- und Widerlagerbereiche. Auf Grund der hohen Bewehrungsdichte im Bereich der Widerlager wurde hier, entgegen der Planung, ein Streckmetallgitter eingesetzt. Vor der Inbetriebnahme am 24. Februar 2011 wurde der Anoden- und Elektrodeneinbau visuell überprüft. Überdies wurden Widerstandsmessungen vorgenommen, um einerseits gewollte leitende Verbindungen zu bestätigen und andererseits ungewollte Kurzschlüsse auszuschließen. Bereits kurz nach dem Einschalten der KKS-Anlage konnte die Migration des Potentials in negativer Richtung festgestellt werden. Letztlich wurde in allen Bereichen der Messelektroden das erforderliche Schutzpotential bzw. das o.g. Ausschaltkriterium erreicht. Zur Überprüfung und Steuerung des Schutzpotentials wurden noch 20 Referenzelektroden (überwiegend MnO₂) angebracht.

7 Schlussfolgerungen

Die Korrosionsschäden an den Schleusenbrücken Iffezheim können auf Grund verschiedener Randbedingungen nicht mit herkömmlichen Sanierungsverfahren in Stand gesetzt werden. Auf Basis der KKS-Probeinstallation beantragte das WSA Freiburg eine Zulassung im Einzelfall bei dem zuständigen Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS). Der Einsatz von KKS, insbesondere an Spannbetonbrücken, ist trotz gültiger DIN EN 12696 und Anodennachweis NACE TM 0294 noch nicht gänzlich als Stand der Technik anerkannt. Der Bauherr hat mit den KKS-Testflächen darüber hinaus die Chance genutzt, zwei Systeme mit allen Randbedingungen vor Ort zu prüfen. Im Hinblick auf die Gesamtinstallation konnten damit wichtige Erkenntnisse zur Umsetzung und Betrieb der KKS-Anlage gewonnen werden.

Trotz der hohen Anzahl von 2050 Titananoden ist auch bei konservativen Kostenansätzen eine Sanierung im Vergleich zum Neubau überaus wirtschaftlich. Durch die angestrebte Sanierung mit KKS-Anlage und statischer Verstärkung kann die zunächst angestrebte Lebensdauer der Brücke von 80 Jahren erreicht werden. Die Planungs- und Abstimmungszeit eines Neubaus würde durch die grenzüberschreitende Bedeutung der Bundesstraße B 500 und der Zufahrt zur Schleuse (WSA Freiburg) und Kraftwerk (RKI) eine kurz- bzw. mittelfristige Umsetzung nicht ermöglichen.

Das grundsätzliche Vorgehen - Bauwerksinspektion, statische Nachrechnungen, elektrochemische Prüfmethoden, Probeinstallation, Einbau der KKS-Anlage - hat sich, genau in dieser Abfolge bewährt.

Literatur

- [1] Bruns, M., Becker, H., Tritschler, C. und Binder, G.: Kathodischer Korrosionsschutz in Beton; Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009) 763-772
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton ; DAfStb; DAfStb-Instandsetzungs-Richtlinie: Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. Teil 1: Allgemeine Regelungen und Planungsgrundsätze. Teil 2: Bauprodukte und Anwendung. Teil 3: Anforderungen an die Betriebe und Überwachung der Ausführung. Teil 4: Prüfverfahren. Ausgabe Oktober 2001. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2001 inkl. Ergänzungsblätter
- [3] DIN EN 12696: Kathodischer Korrosionsschutz von Stahl in Beton
- [4] Kathodischer Korrosionsschutz für Stahlbeton; HTG-Handbuch (FA KOR), Hamburg 1994
- [5] Gutachterliche Stellungnahme zur Anwendung des KKS bei der Schleusenbrücke Iffezheim - Untersuchungen an der KKS-Testfläche – B 5418-3 (unveröff.); Ingenieurbüro Raupach, Bruns und Wolff, Aachen, 13.05.2009

Oberflächenvergütete Stahlbauteile und deren Beitrag zum Korrosionsschutz

"Korrosionsschutz"

Herr Dipl.-Ing.(FH) Roland Baier

Marcel Mrachatz (Hochschule f. angew. Wissensch. Würzburg-Schweinfurt), Roland Baier (Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe), Dr. Günter Binder (Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe)

Oberflächenvergütete Stahlbauteile und deren Beitrag zum Korrosionsschutz

Einleitung

Stahlbauwerke im Wasserbau erfahren im Verlauf ihrer Nutzungsdauer eine Zustandsverschlechterung durch Alterung, Verschleiß, Materialermüdung und Korrosion. In ihrer Funktion als Spezialtragwerke besitzen Stahlwasserbauten einen hohen Stellenwert für die Funktionssicherheit und Tragsicherheit des Gesamtbauwerks. Durch den verstärkten Einsatz von Edelstählen in Kombination mit Schwarzstahl im Stahlwasserbau kam es in den letzten Jahrzehnten zu drastischen Fällen von Bimetallkorrosion (früher: Kontaktkorrosion). Da viele dieser Edelstahlbauteile bewegter Natur sind (Achsen und Rollen) oder mechanisch-abrasiv belastet werden (Rollen, Gleit- und Dichtungsflächen), kann ihr erhebliches Korrosionspotential durch Beschichten mit polymeren Korrosionsschutzsystemen („passiver Korrosionsschutz“) nur kurzzeitig entschärft werden. Zur längerfristigen Unterdrückung dieser Korrosionserscheinungen ist einzig die Anwendung der Methoden des kathodischen Korrosionsschutzes (KKS, „aktiver Korrosionsschutz“) in Form von regelbaren Fremdstromanlagen oder zyklisch auszutauschenden, galvanischen Anoden (früher „Opferanoden“) aus unedlen Metallen wie Magnesium, Aluminium oder Zink, geeignet.

Auf Grund dieser Ausgangssituation sucht man nun nach alternativen Behandlungsmethoden von Stahlbauteilen, um für die Zukunft eine vergleichsweise kostengünstige, umweltfreundliche und dauerhafte Lösung zu schaffen, welche den sicheren und reibungslosen Betrieb z. B. von Verschlusskörpern gewährleistet. Die immer weiter steigenden Qualitäts- und Leistungsanforderungen an Eisenwerkstoffen und immer strengeren Umweltgesetze und -verordnungen zwingen dazu, die Materialeigenschaften in Bezug auf Korrosion und Verschleiß laufend zu verbessern.

Oberflächenvergütung von Baustählen

Eine mögliche Alternative zu den nichtrostenden Stählen und um resultierenden Korrosionsschäden generell entgegenzuwirken, ist der Einsatz nitrierter- oder nitro-carburierter Stähle. Beim dem Oberflächenveredelungsverfahren des Nitrierens diffundieren Stickstoff- und Kohlenstoffatome temperaturgesteuert von der Bauteiloberfläche aus in den unedlen Eisenwerkstoff ein, bilden dort ein verändertes Schichtgefüge (Oberflächenschicht: 1-3 µm, Verbindungsschicht: 15-30 µm und Diffusionsschicht: 200-500 µm), welches sich durch neue Materialeigenschaften auszeichnet. Die positiven Werkstoffeigenschaften dieser randschichtveredelten Baustähle, unter anderem in Bezug auf das abrasive Verschleißverhalten in Kombination mit einer erhöhten Korrosionsbeständigkeit, könnte man sich im Stahlwasserbau zu Nutze machen.

Nitrieren oder Nitrocarburieren mittels eines elektrisch leitfähigen Gases wird als Plasmanitrieren bezeichnet. Damit aber Gase, die unter Normalbedingungen Nichtleiter sind, leitfähig werden, muss eine bestimmte Energieschwelle (Temperatur) überschritten werden. Bei der Plasmawärmebehandlung erzielt man diesen Effekt durch das Erzeugen eines Unterdrucks, bei dem Gase bei weitaus geringeren Temperaturen in einen ionisierten Zustand übergehen. Dieser sogenannte Plasmazustand ist neben den Aggregatzuständen fest, flüssig und gasförmig als vierter Aggregatzustand von Materie definiert. Um technische Plasmen zu erzeugen, wird in einem Vakuum eine Spannung von mehreren Hundert Volt angelegt, wobei das Bauteil als „Kathode“ und die Behälterwand als „Anode“ fungiert. In diesem elektrischen Feld werden Ionen und Elektronen entlang von Feldlinien zwischen Anode und Kathode beschleunigt. Das Zusammenspiel von Spannung und Stromstärke in diesem elektrischen Vakuumfeld wird als „Glimmentladung“ bezeichnet. Der Arbeitsbereich der für das Plasmanitrieren oder Plasmanitrocarburieren genutzt wird, ist der der anormalen Glimmentladung. Dabei wird die gesamte Kathodenfläche beglimmt, d. h. es bildet sich um das Werkstücke ein blau bis rotviolett leuchtender Plasmasaum.

Betrachtet man den Raum zwischen Anode und Kathode, fällt erst kurz vor der Kathode die Spannung durch einen sogenannten „Kathodenfall“ rapide ab, was einen intensiven Ionenbeschuss der Kathode zur Folge hat. In diesem Bereich finden alle wichtigen Plasmareaktionen statt, die für die Stickstoffeinlagerung im Randbereich notwendig sind. Überschreitet man diesen Bereich, kommt es zur Bogenentladung, was zu lokalen Überhitzungen der Kathode führen kann und damit zur Schädigung der Bauteile. Der Bereich der Bogenentladung wird aber während des Behandlungsprozesses durch technische Einrichteile unterbunden.

Die Behandlungsdauer beim Plasmanitrieren oder Plasmanitrocarburieren reicht von 0,5 bis 60 Stunden. Die Prozesstemperaturen liegen zwischen 350 und 600°C, wobei unter üblichen Bedingungen bei 450 bis 550 °C nitriert wird. Als Gase werden Stickstoff, Wasserstoff und Ammoniak beim Nitrieren und zusätzlich Kohlendioxid und Methan beim Nitrocarburieren eingesetzt. Erfolgt noch eine Oberflächenoxidation, wie beim Ionit-Verfahren, wird noch technische Luft oder Lachgas (Distickstoffmonoxid) angewendet.

Die wesentlichen Vorteile des Plasmanitrierens liegen neben der Umweltfreundlichkeit (im Vergleich zum reinen Gas- und Salzbadnitrieren mit giftigen Cyanid- / Cyanat-salzschnmelzen), in der hohen Maßgenauigkeit, in den sehr guten Optimierungsmöglichkeiten des Schichtaufbaus durch die unabhängig voneinander einstellbaren Prozessparameter (wie Verweildauer, Aufheiz- und Abkühlkurven, inerte Bauteilflächen durch lokales Aufbringen von Kupferpaste, Zusammensetzung der Plasmagase, Steuerung der Gasvolumenströme und Prozessdrücke des Vakuums) und in einem geringen Medienverbrauch bzw. dem Wegfall einer Nachbearbeitungsphase. Durch das Nitrieren, Nitrocarburieren oder Oxinitrocarburieren erreicht man in der Randschicht eine Veränderung des stofflichen und strukturellen Aufbaus. Das Verhalten nitrierter Baustähle gegenüber mechanischen, chemischen und elektrochemischen Einflüssen wird maßgeblich durch den Aufbau der Oberflächen- und Verbindungsschicht bestimmt. Ihr Verhalten gegenüber zyklischen und thermischen Beanspruchungen wird hauptsächlich durch den Aufbau der Diffusionsschicht beeinflusst.

Resultate der durchgeführten Untersuchungen

Die mit der Oberflächenplasmanitrocarburierung und anschließender Oxidierung einhergehende Verbesserung der Oberflächenhärte, Abriebbeständigkeit und der Korrosionseigenschaften sollte im Hinblick auf die Bedürfnisse des Stahlwasserbaus in einer Diplomarbeit näher untersucht werden. An plasmaoxinitrocarburierten S355 MC-Materialproben, hergestellt mit drei verschiedenen Oberflächenvorbereitungsverfahren (Firma Sulzer Metaplas GmbH, Salzgitter), wurden einige durch die relevanten Prüfrichtlinien geforderten Korrosionsprüfungen an der Fachhochschule Würzburg-Schweinfurt und der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe durchgeführt.

Wasserlagerungen

Bei Wasserbelastungen ohne Einfluss von Natriumchlorid konnten in Süßwasser, destilliertem Wasser, hartem Leitungswasser (Karlsruhe bzw. Würzburg) und weichem Kondenswasser durch diese Oberflächenvergütung gute bis sehr gute Beständigkeiten erzielt werden. So wurde bei der Lagerung in Leitungswasser (20 °C) und destilliertem Wasser (20 °C), bei der Freilandwitterung ebenso wie der kontinuierlichen Kondensation (Delta-Test nach DIN EN ISO 6270-1) nach mehreren Monaten keine Rostbildung festgestellt. Auch nach Frost-Tau-Wechseln (-20 °C bis 25 °C) über längere Zeiträume hinweg, sind in diesen Medien keine Korrosionserscheinungen wahrnehmbar.

Bei der Einwirkung von künstlichem Meerwasser trat sowohl im neutralen Salzsprühnebeltest als auch bei der Lagerung in Meerwasser (20 °C) nach zwei bis fünf Tagen lokal eine deutliche Rostbildung auf. Eine gewisse Abhängigkeit der Anzahl der Rostfahnen von der Oberflächenvorbereitung konnte festgestellt werden. Hierbei wiesen Stahlsubstrate mit geringeren Oberflächenrauigkeiten stets auch eine geringere lokale Rostbildung auf (zwei bis acht Prozent der Gesamtfläche über alle Meerwasserversuche und Probenrauigkeiten). Auch bei der mikroskopischen Untersuchung der metallographischen Schlitze konnte die schlechte und inhomogene Ausbildung der einzelnen Oxid- / Carbonitridschichten bei hohen Rauigkeiten festgestellt werden. Entfernte man die Rostfahnen durch Anätzen konnte bei mehrtägiger Belastung mit neutralem Salzsprühnebel bei diesem Werkstoff, Filiformkorrosion wahrgenommen werden. Als Rostmineralphasen konnten FTIR-spektroskopisch neben einer amorphen Phase („junger Rost“), Magnetit (Fe_3O_4), Lepidokrokit ($\gamma\text{-FeOOH}$) und Akaganeit ($\beta\text{-FeOOH}$) nachgewiesen werden.

Elektrochemische Untersuchungen

Bei der Ermittlung der Strom-Spannungs-Kurven mit Hilfe der potentiodynamischen Untersuchung im Labor (DIN EN ISO 17475) wurde - ausgehend vom Ruhepotential der Probe - eine Potentialänderung von 100 mV in kathodischer zu 500 mV in anodischer Richtung, mit einer Potentialänderung von 0,2 mV/s durchlaufen. Die dadurch hervorgerufene Stromdichte an der Stahlprobe wurde gemessen und graphisch ausgewertet. Bei den Messungen in Leitungswasser (Würzburg) konnte eine ausgeprägte Passivität (sehr geringer Korrosionsstrom) über

den gesamten aufgezwungenen Potentialbereich von 600 mV festgestellt werden. Die Potentialmessungen im synthetischen Meerwasser (DIN 50905-4) erbrachten, trotz der zuvor erhaltenen, schlechten Ergebnisse der Meerwasser-lagerungsversuche, eine erhöhte Korrosionsschutzwirkung mit und ohne Verletzung der Proben. Das gemessene Ruhepotential der unverletzten, verletzten und abriebbelasteten Ionit-Proben war im Vergleich zu einer nicht nitrierten Probe deutlich besser. Trotz der gesteigerten Korrosionsschutzwirkung in den potentiodynamischen Laboruntersuchungen konnte diese bei der direkten Auslagerung in synthetischen Meerwasser bzw. im neutralen Salzsprühnebeltest nach DIN EN ISO 9227, nicht bestätigt werden. Hierbei zeigte sich eine starke Abhängigkeit des zeitlichen Einsetzens der ersten Rostbildung vom Salzgehalt des jeweiligen wässrigen, neutralen Mediums.

Die aggressive Wirkung ist dabei nicht nur auf Natriumchloridlösungen beschränkt, auch eine 21 M.-%ige Natriumsulfat- bzw. eine 30 M.-%ige Ammoniumnitratlösung erzeugen innerhalb von drei bis fünf Tagen eine rasche lokale Rostbildung.

Eine Steigerung der Korrosionsschutzwirkung wurde in der Regel nur durch die Kombination von Plasmanitrocarburierung mit anschließender Oxidation unter Ausbildung einer dichten Magnetitschicht erzielt. Nur plasmanitrierte oder nur plasmanitrocarburierte Stahlproben wiesen schlechtere Ruhepotentiale und geringere Beständigkeiten gegen korrosiven Angriff (z. B. 5 M.-%ige Natriumchloridlösung und 0,5 M.-%ige Kupfersulfatlösung) auf.

Die Abhängigkeit der Korrosionsschutzleistung in den unterschiedlichen Gewässern von der Oberflächenrauigkeit der eingesetzten Stahlbleche ist im untersuchten Rauigkeitsbereich (R_z von 5 bis 50 μm) eher gering.

Abriebbeständigkeit und Verschleißfestigkeit

Die Abriebbeständigkeit für eine schleifend-schlagende Beanspruchung mit Basaltgestein nach RPB 2001 - BAW ist als mäßig bis schwach zu bezeichnen. Bei eher abrasiv-scheuernder Belastung mit Sand/Korund-Wasser-Mischungen wurden jedoch bessere Ergebnisse erzielt.

Zusammenfassung und Ausblick

Betrachtet man alle Untersuchungsergebnisse, so kann gesagt werden, dass bei einem Einsatz in Süßwasser das untersuchte Oberflächenveredelungsverfahren als Ersatz für Edelstahlbauteile (Gleitflächen mit Elastomerdichtung), aber auch für verzinkte Schrauben und Muttern, durchaus geeignet erscheint. Der Grenzwert für die Rostbildung in Natrium-chloridlösungen dürfte bei einem Chloridgehalt < 500 ppm (entspricht etwa 1.600 $\mu\text{S}/\text{cm}$) liegen.

Währenddessen dürfte eine Anwendung im Meerwasser, trotz verbesserter Beständigkeit im Vergleich zu ungeschütztem Schwarzstahl, wenig Erfolg versprechend sein.

Als weiterführende, optionale Anwendung bleibt der Einsatz von plasmaoxinitrocarburierten Baustählen als Substrate für klassische Beschichtungssysteme auf Epoxidharz- oder Polyurethanbasis (mit und ohne Zinkgrundierung) bzw. die physikalische Ermittlung von Reibbeiwerten mit Kautschukdichtungsmaterial (SBR, EPDM oder CP) auf eben diesen Stählen, anschließenden Untersuchungen vorbehalten.

Herr Dipl.-Ing. **Oliver Heins**

Oliver Heins, Torsten Krebs, Manfred Baumann, Dr. Günter Binder

Korrosionsschutz von Offshore-Windenergieanlagen
Einteilung, Normung und praktische Erfahrungen

Herr Dipl.-Ing. Oliver Heins

Oliver Heins, Torsten Krebs, Manfred Baumann, Dr. Günter Binder

1. Einleitung

1.1 Zukünftige Entwicklung der Windenergie in Deutschland

Die Offshore Windenergieproduktion ist in Deutschland mit der Inbetriebnahme des Testfeldes „Alpha Ventus“ ca. 40km vor Borkum gestartet. Im Frühjahr 2010 wurde mit dem Bau von „EnBW Baltic 1“, 16km vor der Halbinsel Fischland-Darß-Zingst in der deutschen Ostsee begonnen. Der Park wurde im Mai 2011 offiziell in Betrieb genommen. Beide Parks werden Strom für ca. 50.000 Haushalte liefern. Die Zukunft der Stromproduktion aus erneuerbaren Energien scheint nun mit großen Schritten voran zu schreiten, zumal derzeit diverse Projekte kurz vor der Bauvergabe stehen und weitere sich in der Genehmigungsphase befinden.



Abb. 1: Entwicklungsprognose Strom aus Windenergie [1]

Der lang ersehnte und etwas schwerfällige Start der Energieproduktion auf See aus Wind wird weiterhin unterstützt durch das ebenfalls begonnene Projekt „Bard Offshore 1“. Die 80 Stück. 5 MW-Anlagen werden in der Nordsee ca. 90km nordwestlich von Borkum errichtet.

1.2 Gründungsstrukturen

Die Möglichkeiten der Ausbildung von Gründungsstrukturen sind vielfältig. Für das Projekt „Alpha Ventus“ wurden Jacket und Tripod Fundamente im Boden verankert. „EnBW Baltic 1“ wird ausschließlich mit Hilfe von Monopiles und „Bard Offshore 1“ sind Tripile gegründet. Alle Gründungstypen erhalten am Kopf ein sogenanntes Transition Piece (TP, Übergangsstück), dass die Verbindung zum Turm der Windkraftanlage darstellt. Dieses wird bei Jacket, Tripod und Tripile-Konstruktionen integriert, bei Monopile-Gründungen als zusätzliches Bauteil aufgesetzt.

Darüber hinaus gibt es diverse andere Ideen Windkraftanlagen im Offshore-Bereich zu gründen. Dazu zählen Schwerkraftfundamente aus Stahlbeton (Beispiele: OWP Thornton Bank und Lillgrund), schwimmende Gründungen und Bucket-Fundamente.

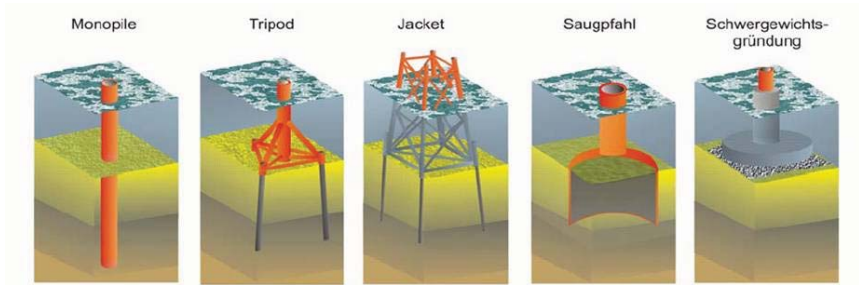


Abb. 2: Gründungsstrukturen für Offshore-Windenergieanlagen

Die Wahl der Gründungskonstruktion hängt im Wesentlichen von den vor Ort anzutreffenden Wassertiefen, den örtlichen Bodenverhältnissen und der Leistungsfähigkeit der Generatoren ab.

Sind die Fundamente sicher im Meeresboden verankert, erfolgt der Einzug der Kabelverbindungen einschließlich auf Klemmen der Adern. Nachfolgend werden die Türme auf die Gründungsstruktur gestellt und über Flanschverbindungen mit dem TP verbunden. Anschließend erfolgt die Montage der Turbine samt Rotor.



Abb. 3 + 4: Jacket-Struktur Umspannplattform und Tripod-Struktur „Alpha Ventus“



Abb. 5 + 6: Jacket-Struktur „Alpha Ventus“ und Tripile-Struktur „Bard Offshore 1“



Abb. 7: Monopile (E.ON-Offshore-Project Scroby Sands)

1.3 Einsatzdauer, Betriebsdauer

Offshore-Windenergieanlagen sind für eine Betriebsdauer von 20 bis 30 Jahren vorgesehen. Während Turm, Turbine und Rotor in der vorgesehenen Lebensdauer ausgetauscht werden können, ist dies bei den bisher zum Einsatz gekommenen Gründungsstrukturen nicht möglich. Bei irreparablen Beschädigungen der Gründung sind ausschließlich Ersatzgründungen möglich, die auch eine Neuverlegung der Kabel zur Folge hätten, abgesehen vom Auf- und Abbau der Windenergieanlage (WEA). Außerdem sind die Strukturen durch die exponierte Lage nur mit hohem Aufwand zu erreichen und eine Überarbeitung des Korrosionsschutzes (Beschichtung) durch die vorherrschenden Einflüsse auf See äußerst schwierig und nur mit hohem technischem, zeitlichem und finanziellem Aufwand durchzuführen. Dies bezieht sich auf den Überwasserbereich, der Unterwasserbereich ist nach bisherigen technischen Erkenntnissen nicht überarbeitbar. Um die vorgesehene Lebensdauer und den sicheren Betrieb der Fundamente zu gewährleisten, werden diese sowohl passiv als auch aktiv vor Korrosion geschützt. Von entscheidender Bedeutung ist für den Korrosionsschutz eine sachgerechte Planung, Ausführung und Qualitätskontrolle, um die geplante Nutzungsdauer zu gewährleisten.

2 Einteilung der Schutzzonen einer Windenergieanlage

Generell sind bei den unterschiedlichen Gründungsvarianten zwischen der Korrosionsbelastung an den äußeren

Luft oder Wasser berührten Flächen und den inneren Flächen unterschiedliche Anforderungen zu stellen. Während die äußeren Flächen den Beanspruchungen durch Wind, Wasser, Salz, Eis, Sandschliff und weiteren mechanischen Beschädigungen extremen Bedingungen ausgesetzt sind, sind die Bedingungen innerhalb der Gründungsstrukturen und der WEA aufgrund der weitestgehend geschlossenen Bauweise milder. Im Innenbereich werden zum Schutz der empfindlichen elektrischen Anlagenteile Klimaanlage installiert, die z.T. nicht nur die Luft entfeuchten, sondern diese auch entsalzen.

Nach DIN EN ISO 12944-3 werden die Umgebungsbedingungen wie folgt eingeteilt:

Außenflächen:

Luftbereich über LAT (Lowest astronomical tide) C5-M

Wasserbereich unter LAT Im2

Bodenbereich Im3

Innenflächen:

Luftbereich C4

mit Seewasser gefüllter Hohlraum Im2

Boden innerhalb von geschlossenen Strukturen Im3

Einige WEA-Hersteller spezifizieren den inneren Turm- und Gondelbereich auf C3. Ob diese Spezifikation für die vorgesehene Lebensdauer ausreichend ist muss wohl bezweifelt werden.

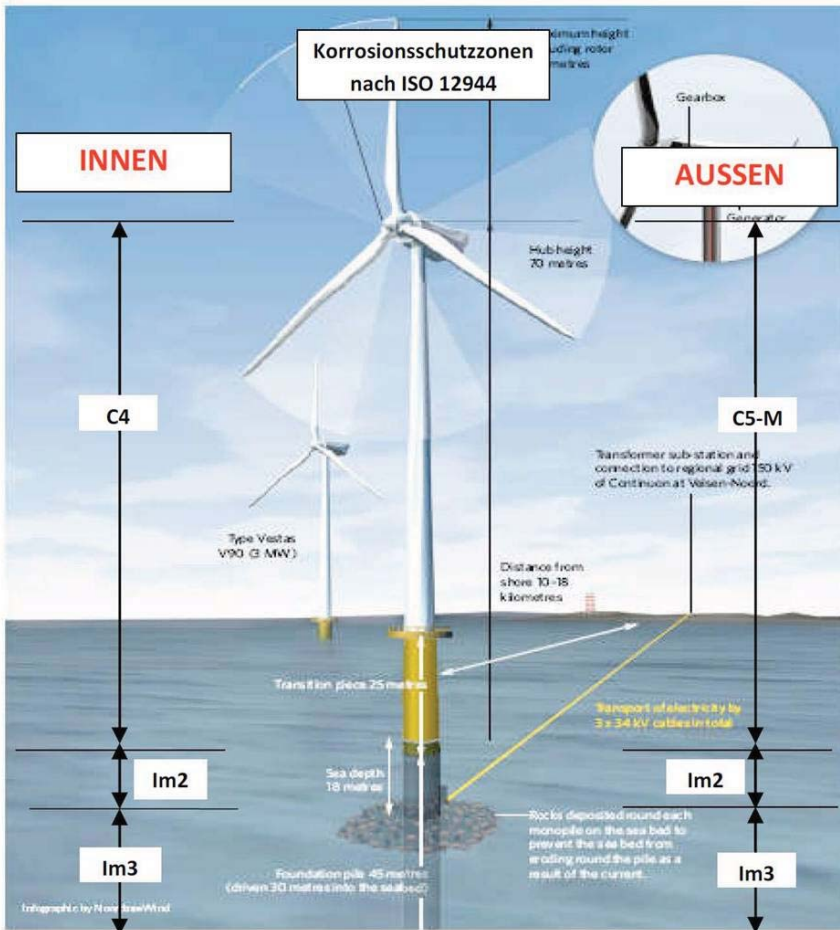


Abb. 8: Exemplarische Darstellung der Umgebungsbedingungen anhand einer Monopile-Gründung mit Turm und Generator.

3 Korrosionszonen im Unterwasserbereich

Der Unterwasserbereich, d.h. der Gründungsbereich einer WEA unterliegt einer Vielzahl von Einflüssen, wie oben schon erwähnt, die sich negativ auf den Korrosionsschutz bzw. auf den Korrosionsangriff auswirken. Da es bisher keine genauen Kenntnisse bzw. Untersuchungen zu den Korrosionsraten an Offshore-Gründungskonstruktionen aus Stahl gibt, können nur andere Modelle aus dem Stahlwasserbau herangezogen werden. Hier bieten sich Langzeituntersuchungen an Spundwänden an, wie sie in einigen Hafenanlagen an der Nord- und Ostseeküste durchgeführt und ausgewertet wurden [2,3]. Die Abtragsraten können z.B. der EAU 2004 [4] entnommen werden.

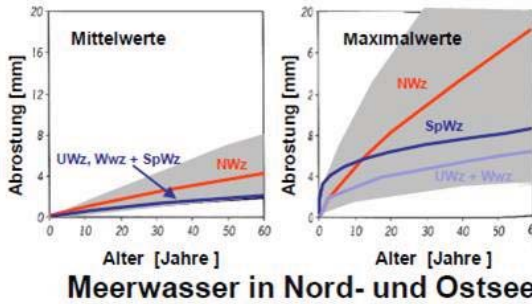


Abb. 9: Korrosionsbedingte Wanddickenabnahmen im Meerwasser bei ungeschützten Wänden [4]

Weiterhin sind die Wanddickenabnahmen in [4] im Profil dargestellt. Danach beginnt die Hauptangriffzone ca. 0,5m oberhalb der Wasserlinie und erstreckt sich von dort ca. 1,5 bis 2,5m in die Tiefe.

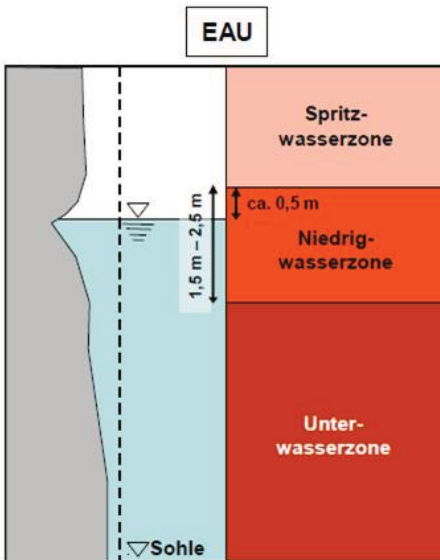


Abb. 10: Korrosionszonen im Profil dargestellt [4]

Generell sind die Strukturen an den luft- oder wasserberührten Außenflächen gegen Korrosion zu schützen. Im Bereich der inneren Flächen kommt es aber zu Unterschieden, da bei einigen Strukturen es sich um luft- und wasserdicht verschweißte Stahlkonstruktionen handelt. Die Stahlbeton-Schwergewichtsgründungen hingegen bilden einen weiteren gesondert zu betrachtenden Bereich des Korrosionsschutzes.

Monopile mit Übergangsstück (Transition Piece, TP):

Flächen müssen sowohl innen als auch außen geschützt werden, da innen nicht luftdicht, aber wasserdicht geschlossen.

Tripod mit Übergangsstück (Transition Piece, TP):

Flächen müssen nur außen geschützt werden. Innenflächen der Verstreibungen zu den Gründungspfählen luft- und wasserdicht verschweißt.

4 Passiver Korrosionsschutz der Gründungsstrukturen durch Beschichtung

Nach DIN EN ISO 12944-2:1998 sind Offshore-Anlagen in die Korrosivitätskategorie Im2 für dauerhaft unter Wasser befindliche Bauteile und Im3 für Bauteile in Böden eingeteilt. Die weiteren über Wasser befindlichen Bereiche werden in die Kategorie C5-M eingeordnet. Daraus lassen sich die erforderlichen Beschichtungssysteme ableiten. Nach DIN EN ISO 12944-5:2007 kommen folgende Systeme in Betracht:

Im2 / Im3:

Tabelle A.6 — Beschichtungssysteme für niedrig legierten Stahl für die Kategorien Im1, Im2, Im3

Substrat: Niedrig legierter Stahl											
Oberflächenvorbereitung: Für Sa 2½, Rostgrad A, B oder C (siehe ISO 8501-1)											
Systeme mit niedriger Schutzdauer werden nicht empfohlen. Deshalb werden hierfür keine Beispiele aufgeführt.											
System Nr	Grundbeschichtung(en)				Nachfolgende Schicht(en)		Beschichtungssystem		Erwartete Schutzdauer		
	Bindemitteltyp	Pigmenttyp ^a	Anzahl Schichten	NDFT ^h µm	Bindemitteltyp	Anzahl Schichten	NDFT ^h µm	Niedrig	Mittel	Hoch	
A6.01	EP	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	3–5	360				
A6.02	EP	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PURC	3–5	540				
A6.03	EP	div.	1	80	EP, PUR	2–4	380				
A6.04	EP	div.	1	80	EPGF, EP, PUR	3	500				
A6.05	EP	div.	1	80	EP	2	330				
A6.06	EP	div.	1	800	—	—	800				
A6.07	ES ^d	Zn (R)	1	60 ^e	EP, EPGF	3	450				
A6.08	EP	div.	1	80	EPGF	3	800				
A6.09	EP, PUR	div.	—	—	—	1–3	400				
A6.10	EP, PUR	div.	—	—	—	1–3	600				

Abb. 11: Beschichtungssysteme Kategorie Im2 / Im3 nach DIN EN ISO 12944-5:2007 [5]

Für die Unterwasserbeschichtung kommen somit Beschichtungssysteme auf Epoxidharzbasis mit oder ohne einer pigmentierten Grundbeschichtung und einer Gesamtschichtdicke von 500 bis 800 µm zur Anwendung. Die erwartete Schutzdauer ist grundsätzlich mit „Hoch“ anzusetzen, da die geplante Lebensdauer bei über 15 Jahre liegt. Die Anzahl der Schichten variiert je nach System zwischen 1 bis 5 Lagen. Da bisher alle Gründungsstrukturen in Deutschland mit einer kathodischen Korrosionsschutzanlage (KKS) ausgerüstet wurden, müssen die Systeme der Belastung durch eine KKS-Anlage standhalten. Dazu werden die Systeme der Hersteller einer Prüfung auf kathodische Verträglichkeit unterzogen, wie sie z.B. in der „Richtlinie für die Prüfung von Beschichtungssystemen für den Korrosionsschutz im Stahlwasserbau“ (RPB, Ausgabe 2001) oder in der ISO 15711:2003, Methode A beschrieben ist. Auf KKS-Verträglichkeit geprüfte Beschichtungssysteme können z.B. aus der „Liste der zugelassenen Systeme“ der Bundesanstalt für Wasserbau entnommen werden [18].

(http://www.baw.de/de/die_baw/publikationen/qualitaetsbewertung/index.php.html)

Ein typischer Beschichtungsaufbau für die Unterwasserzone ist z.B. ein dreilagiger Epoxidharz mit je 200µm Schichtstärke. In der darüber liegenden sogenannten Spritzwasserzone erhalten die Strukturen in der Regel noch eine weitere Schicht aus Polyurethan in einer gelben Signalfarbe. In der Regel werden die Stahlkonstruktionen nur 2–4m unter das absolute Niedrigwasser geführt. Der weitere Unterwasserbereich bleibt unbeschichtet und wird ausschließlich durch eine kathodische Korrosionsschutzanlage geschützt.

Für die äußeren luftberührten Flächen stehen folgende Beschichtungssysteme nach Tabelle A.5 der DIN EN ISO 12944-5:2007 zur Verfügung

C5-M									
A5M.01	EP, PUR	div.	1	150	EP, PUR	2	300		
A5M.02	EP, PUR	div.	1	80	EP, PUR	3-4	320		
A5M.03	EP, PUR	div.	1	400	—	1	400		
A5M.04	EP, PUR	div.	1	250	EP, PUR	2	500		
A5M.05	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^b	EP, PUR	4	240		
A5M.06	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^b	EP, PUR	4-5	320		
A5M.07	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^b	EPC	3-4	400		
A5M.08	EPC	div.	1	100	EPC	3	300		

Abb. 12: Beschichtungssysteme Kategorie C5-M nach DIN EN ISO 12944-5:2007 [5]

Ein typischer Beschichtungsaufbau im Bereich des TP entspricht zumeist dem Aufbau der unter Wasser befindlichen Flächen, 3x200my EP plus die Farbgebung mit ca. 70my PU

Innenflächen der Gründungsstrukturen sind in der Regel nicht besonders zu schützen, da diese grundsätzlich luft- und wasserdicht verschlossen werden sollten. Zur Wasseroberfläche offene Systeme, wie z.B. Monopiles können ggf. durch eingehängte galvanische Anoden geschützt werden, jedoch wird hier durch den fehlenden Wasser Austausch und dem vergleichsweise geringen Eintrag von Luftsauerstoff in das abgeschlossene System die Korrosion endlich sein bzw. vernachlässigbar gering. Ob es möglicherweise über die Zeit zu einer negativen, d.h. korrosionsfördernden Umgebung innerhalb von geschlossenen bzw. bedingt geschlossenen Strukturen kommen kann, ist bisher nicht erforscht.

5 Aktiver Korrosionsschutz

Die Eisenauflösung kommt zum Stillstand, wenn sich die Eisenelektrode, und damit das zu schützende Bauwerk derart mit Elektronen angereichert und negativ aufgeladen hat, dass weitere Eisenatome ihre Elektronen nicht mehr abgeben können und deshalb im Metallverbund verbleiben müssen (Selbsthemmung der Korrosionsreaktion). Diese Selbsthemmung kann aber nur dann stattfinden, wenn im Elektrolyten Akzeptoren (Elektronennehmer) wie Sauerstoff gänzlich fehlen. Das ist unter natürlichen Bedingungen praktisch jedoch nicht der Fall.

Bei der freien Korrosion in Wässern und Böden wird die Elektronensättigung nicht erreicht bzw. wieder abgebaut, weil der hinzutretende Sauerstoff (siehe Abb. 13) entsprechend laufend Elektronen verbraucht.

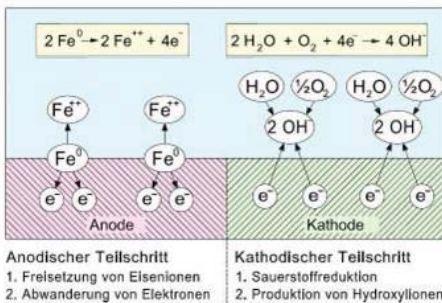


Abb. 13: Herausbildung anodischer und kathodischer Bereiche am Stahl [6]

Werden diese verbrauchten Elektronen durch von außen zugeführte Elektronen ersetzt, können trotz des fortlaufenden Elektronenverbrauchs keine Eisenatome in Lösung gehen.

In diesem Zustand treten nur noch Elektronen aus dem Metall in die Phasengrenze ein, wo sie entsprechend der Sauerstoffzufuhr verbraucht werden. Das entspricht in technischer Stromrichtung einem Stromfluss, der aus dem Elektrolyten in die Eisenelektrode (Bauwerk) fließt.

Dabei wird das Bauwerk insgesamt zu einer Kathode (siehe Abb. 14).

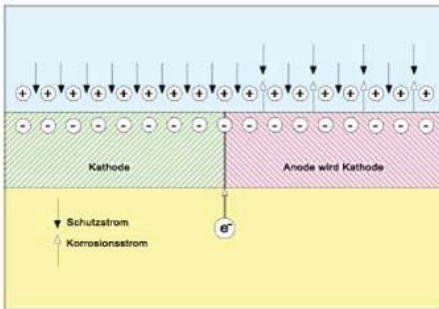


Abb. 14: Prinzipdarstellung der Kompensation der Korrosionsströme [6]

Anodische Bereiche mit Metallauflösung können darauf nicht mehr existieren, denn der für Anoden charakteristische Stromfluss aus dem Metall in den Elektrolyten wird durch ausreichend hohe kathodische Schutzströme verhindert (kompensiert).

Wenn nur noch kathodische Ströme vorhanden sind, gilt Eisen und Stahl als kathodisch geschützt, wobei die Korrosionsgeschwindigkeit (Restkorrosion) praktisch gegen Null geht.

Die Elektronensättigung im Zustand der kathodischen Schutzwirkung entspricht einer negativen Aufladung des Metalls. Damit dieser Ladungszustand trotz des Elektronenverbrauchs durch Sauerstoff oder andere Akzeptoren erhalten bleibt, genügt nicht nur das Anlegen einer Spannung, sondern diese muss auch so groß sein, dass ein Schutzstrom ständig in die Kathode eingeleitet wird. Seine Stärke ist abhängig von der Kathodenfläche A_{Kathode} [m²] und der spezifischen Schutzstromdichte i [mA/m²]. Diese wird bestimmt durch die Sauerstoffzufuhr, wobei die Strömungsgeschwindigkeit des Elektrolyten, die Temperatur, der Salzgehalt, der Bedeckungsgrad mit Deckschichten usw. von Einfluss sind.

Ziel einer KKS-Anlage ist es also, die freien Korrosionspotentiale (Abb. 15) auf das jeweilige Schutzpotential herabzusetzen. Für unlegierten Stahl liegt das Schutzpotential kleiner als -850 mV, gemessen gegen eine gesättigte Cu/CuSO₄ Referenzelektrode. Im belüfteten Seewasser bewirkt eine Absenkung des Potentials von 70mV eine Senkung der Korrosionsgeschwindigkeit um ca. eine Zehnerpotenz.

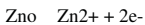
Werkstoff Untergruppe	Werkstoff		Eigenschaften nach DIN	Freies Korrosions- potential U_H in Volt
	Nummer	Kurzname		
FE 1.3	14571	X6Cr Ni Mo Ti 17 12 2	17440	0.4 bis 0.5
FE 2	14541	X6Cr Ni Ti 18 10	17440	0.2 bis 0.4
FE 3	1.4418	X4Cr Ni Mo 16 5	-	0.3 bis 0.5
FE 4	1.4057	X20Cr Ni 17 2	17440	0.1
G-FE 1		un-, niedrigle- gierte Stähle, Stahiguß	17100 1681	-0.4 bis -0.5
G-FE 2		Gußeisen, un- u.niedriglegiert	1691 1693	-0.4 bis -0.5
AL 1	3.0255	Al 99.5	1712	-0.4 bis -0.55
UE 4-1		feuerverzinkt	-	-0,78 bis -0,8
UE 4-3	2.2035	Zink 99.5	-	-0,82

Abb. 15: Freie Korrosionspotentiale ausgewählter Werkstoffe für den Stahlwasserbau [BAW, Baumann, 1997]

5.1 Galvanische Korrosionsschutzanlagen

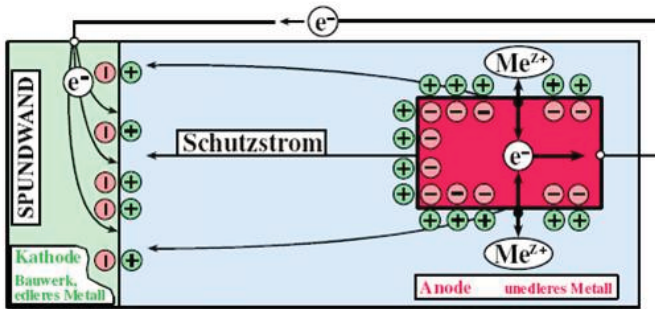
Eine Möglichkeit, den erforderlichen Strom für einen kathodischen Schutz zu erzeugen, ist die Verwendung von galvanischen Anoden. Die Schutzanlagen sind aufgrund ihres einfachen Aufbaus mechanisch sehr robust, äußerst betriebssicher und erfordern nur ein Minimum an Wartungs- und Kontrollaufwand. Sie lassen sich gut in Kombination mit Beschichtungen und für einen zeitlich bzw. räumlich begrenzten Schutzbedarf verwenden.

Verbindet man ein elektronegatives Metall metallisch leitend mit dem zu schützenden Objekt und ordnet beides in einem gemeinsamen Elektrolyten (z.B. Seewasser) an, so fließt über die elektrisch leitende Verbindung ein Strom in das edlere Metall (in diesem Fall das Bauwerk). Wegen der größeren Korrosionstriebskraft wird das unedlere Metall zur Anode und löst sich unter Elektronenlieferung auf (man spricht auch von einer Opferanode) (siehe Abb. 16):



Prinzipiell entspricht dieser Aufbau einem galvanischen Korrosionselement, wobei hier gezielt das zu schützende Bauwerk zur Kathode gemacht wird. Die Korrosion wird auf die mit dem Bauwerk verbundene Opferanode verlagert.

Ähnliche Anwendungen findet man z.B. bei der Erzeugung von Strom aus Batterien. Hier kommt es ebenfalls zu einem Stromfluss aufgrund des Potentialunterschiedes im inneren Aufbau der Batterie.



Galvanische Schutzanlage

Abb. 16: Prinzipielle Wirkungsweise einer galvanischen Korrosionsschutzanlage [6]

Galvanische Anoden sind durch die Normenstelle Schiffs- und Meerestechnik in den Vorschriften VG 81255, VG 81256 und VG 81257 [7, 8, 9] in ihrer Zusammensetzung und ihren Eigenschaften beschrieben. Für den kathodischen Schutz im Meerwasser durch galvanische Anoden, wurde die DIN EN 12496:2010 [10] erarbeitet.

5.2 Korrosionsschutzanlagen mit Fremdstrom

Der kathodische Korrosionsschutz ist ein elektrochemisches Schutzverfahren, bei dem über das Korrosionsmedium (Elektrolytlösung) ein elektrischer Gleichstrom in das Schutzobjekt (Metall) geleitet wird. Dabei erfolgt eine kathodische Polarisation des Systems Metall / Elektrolytlösung. Das Metallpotential wird dabei zu negativeren Werten verschoben (Schutzpotential). Grundlage des kathodischen Korrosionsschutzverfahrens ist die Abhängigkeit der Korrosionsgeschwindigkeit vom Potential (siehe Abb. 17). Der kathodische Schutz wird dann erreicht, wenn die Korrosionsgeschwindigkeit unter einen technisch vernachlässigbar kleinen Wert sinkt.

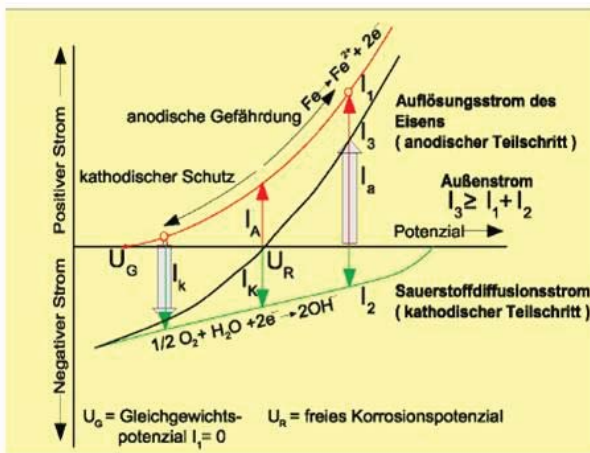


Abb. 17: Stromdichte-Potential-Kurven der beiden Teilreaktionen (qualitativ) (Homogene Mischelektrode) [6]

Kathodische Korrosionsschutzanlagen werden in vielen Bereichen des Anlagenbaus eingesetzt. Man findet sie in Wasserkraftwerken, Rohrleitungen, Tiefbrunnen, Wasserreinigungsanlagen, Stahlbetonbauwerken, Tankanlagen, sowie bei Pier- und Kaianlagen.

Zum Schutz von großflächigen Spundwandbauwerken, Umschlags- und Hafenanlagen an der Nord- und Ostsee sowie im Meer- und Brackwasser sind steuerbare, aus dem Stromnetz betriebene Fremdstromanlagen derzeit der Stand der Technik. Die folgende Prinzipskizze (Abb. 18) zeigt den Aufbau einer KKS-Anlage.

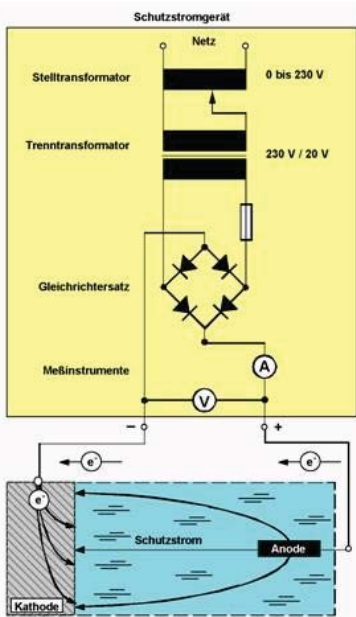


Abb. 18: Prinzipieller Aufbau einer Kathodischen Korrosionsschutzanlage [6]

Dabei ist es erforderlich, die Netzspannung mit Hilfe eines Schutzstromgeräts auf max. 50 Volt zu verringern. Am Minuspol stehen dann die benötigten Elektronen zur Verfügung. Aus dem Minuspol des Schutzstromgeräts werden die Elektronen in das Bauwerk geleitet. Das entspricht der technischen Stromrichtung aus dem Elektrolyten in das Bauwerk. In technischer Stromrichtung muss dazu dem Elektrolyten aus dem Pluspol Gleichstrom zugeführt werden. Dies geschieht über metallisch leitende Elektroden, die als Fremdstromanoden bezeichnet werden und in den Elektrolyten eintauchen. Während diese Anoden dem Elektrolyten im technischen Sinne Strom zuführen, gilt unter Beachtung der Elektronenflussrichtung, dass über die Anoden dem Elektrolyten Elektronen entnommen werden, weil an ihnen Elektronenmangel herrscht. Nach der Formel für die Anodenreaktion.

$\text{Mez}^{\circ} - \text{ze}^- \rightarrow \text{Mez}^+ \text{ (z = Wertigkeit)}$

Um die Lebensdauer der Fremdstromanoden zu erhöhen, werden Werkstoffe verwendet, die schwer lösliche Reaktionsprodukte bilden. Letztere müssen die Anodenfläche porenfrei abdecken und zudem in der Lage sein, Elektronen zu leiten. Daher tragen diese sogenannten inerten (reaktionsträgen) Anoden eine Schutzschicht, die sich nur sehr stark verzögert verbraucht.

5.3 Normung und Richtlinien für die Bemessung von KKS-Anlagen

Für KKS-Anlagen feststehender Offshore-Anlagen sind eine Reihe von nationalen und internationalen Normen, Richtlinien und Empfehlungen für die Planung, Bemessung und den Bau derartiger Anlagen ausgearbeitet worden. Die aktuellen und gültigen Dokumente sind folgende:

- DIN EN 12473:2000, Allgemeine Grundsätze des kathodischen Korrosionsschutzes in Meerwasser
- DIN EN 12495:2000, Kathodischer Korrosionsschutz von ortsfesten Offshore-Anlagen aus Stahl
- GL Wind 2005, IV-Part 2 Chapter 3.5. Corrosion Protection
- GL 2007, IV-Part 6, Section 6, Corrosion Protection
- Handbuch des kathodischen Korrosionsschutzes
- KKS im Wasserbau HTG 3. Auflage 2009
- DNV-RP-B401, Cathodic Protection Design, Det Norske Veritas, January 2005
- DIN EN 12496:2010, Galvanische Anoden für den kathodischen Korrosionsschutz in Seewasser und

Speziell für Offshore-Windenergieanlagen und deren unterschiedliche Gründungsstrukturen sind bisher keine Normen, Empfehlungen oder Regeln erarbeitet worden. Für die Zukunft wäre es wünschenswert Normen und Berechnungsgrundlagen aus den bereits gewonnen Erfahrungen zu erarbeiten, um effektive, wirtschaftliche und dauerhafte Anlagen zu konzipieren.

5.4 Vergleich der beiden KKS-Systeme in Bezug auf den Einsatz im Offshore-Windenergiebereich

Vorteil galvanische Anoden:

- sehr geringer Wartungsaufwand, nur gelegentliche Kontrollmessungen
- vorwiegend für Objekte mit geringem Schutzstrombedarf und niedrigen spezifischen Boden- und Wasserwiderständen eingesetzt
- Eignung insbesondere für kleinere, verwinkelte und aufgelöste Bauwerksformen
- geringer Installationsaufwand
- Schattenwirkungen können durch zusätzliche Anoden in Schattenbereich kompensiert werden
- spezielle Schutzschichten im anodischen Spannungstrichter sind nicht notwendig
- sofort wirksam nach der Installation
- nicht an bestimmte Bauwerksformen gebunden
- jede beliebige Anodenform denkbar
- keine elektrischen Sicherheitsprobleme aufgrund der niedrigen Spannungen
- Stromabgabe selbstregulierend

Nachteil galvanische Anoden:

- spezielle aktive Legierung erforderlich
- hohe Anodenmasse
- hohe Anodenzahl
- geringe Treibspannung
- Stromabgabe begrenzt
- Schutz endet spätestens mit kompletter Auflösung des Anodenmaterials
- Genaue Schutzdauer abhängig von einer sorgsamem Auslegung und Alterungsprozess der Beschichtung (wenn vorhanden)
- Empfohlen wird eine max. Schutzdauer von 25 bis 30 Jahren
- Nachrüstung von neuen Anoden im Offshorebereich schwierig bzw. kostenintensiv
- es können keine Ausschaltpotentiale gemessen werden, im Seewasserbereich auch nicht erforderlich aufgrund der guten Elektrolytleitfähigkeit

Vorteile Fremdstromanoden:

- hohe Treibspannung möglich
- Schutzanlagen können bis zu 80 Jahre und länger betrieben werden
- Anlage ist ständig über installierte Referenzelektroden überwacht
- Stromregelung über Referenzelektroden automatisch möglich
- Fernbedienung möglich
- nachträgliche Installation im Offshore-Bereich denkbar

Nachteile Fremdstromanoden:

- hoher Wartungsaufwand und ggf. Reparaturaufwand, da zumindest die eingehenden Messwerte permanent ausgewertet werden müssen
- Reparatur zumindest im Unterwasserbereich schwierig, z.B. bei zerstörten Montagehalterungen
- Anoden können durch zu hohe Treibspannungen zerstört werden, gilt nicht beim Einsatz von Magnetitanoden
- Permanente Energieversorgung erforderlich
- relativ empfindlich gegenüber mechanischen Einflüssen, robuste Schutzkonstruktionen erforderlich
- Stromkosten
- Kabelführungen sind robust und für den nachträglichen Austausch von Anoden bei Defekten auszulegen
- Schutzschilde im unmittelbaren Bereich der Anode erforderlich

Überschutz bei schlecht geregelten Anlagen möglich, Wasserstoffproduktion und Wasserstoffversprödung des Stahls möglich

bei Ausfall einer Komponente (Schutzstromgerät, Kabel, Stromanschluss, Anode) wird der kathodische Schutz unterbrochen

Die Aufstellung zeigt, dass sich aufgrund der nahezu vollständigen Wartungsfreiheit gepaart mit der exponierten Lage von Offshore-Windenergieanlagen, die zudem unbemannt sind, klare Vorteile für den Einsatz von galvanischen Anoden ergibt. Lediglich die geringe Treibspannung (Al - Fe = -500mV) erfordert eine genaue Planung und eine sinnvolle Anordnung der Anoden über die gesamte Struktur.

Um den Schutz z.B. bei einem Monopile über die gesamte Länge zu gewährleisten, sind ggf. Grundanoden, die auf dem Seeboden installiert werden notwendig.

Für die Berechnung der Ausbreitungswiderstände und damit der theoretischen Schutzpotentiale sind verschiedene spezielle Programme (z.B. ELSYCA) entwickelt worden, mit deren Hilfe KKS-Anlagen bemessen und geplant werden können.

Dennoch fehlen ausreichende Erfahrungen auf dem Gebiet des kathodischen Korrosionsschutzes bei Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen.

Nachfolgend wird anhand dreier Beispiele deutscher Offshore-Anlagen zunächst die KKS-Anlage dargestellt und die gewonnenen Erkenntnisse aus den Messungen erläutert.

6 Messergebnisse bestehender Offshore-Windenergieanlagen

6.1 Umspannplattform Alpha Ventus (Nordsee)

Die Umspannplattform für das Offshore-Testfeld „Alpha-Ventus“ wurde im September 2008 errichtet und die Fremdstromanlage im Oktober 2008 in Betrieb genommen.

Die Anlage besteht in ihren Hauptkomponenten aus einem Schutzstromgerät, 4 Stück Fremdstromanoden aus Mischoxid beschichtetem Titan und 2 Stück Referenzelektroden aus Reinzink. Die Anoden wurden auf Höhe ca. -15,20m LAT montiert. Die Referenzelektroden wurden auf Höhe -4,0m LAT eingebaut.

Nachfolgend die Daten in der Zusammenfassung:

Schutzstromgerät (Eigenbau) max. 2000 Watt, max. 170 A bei 12 V

Anoden max. 4 St. x 55 Ampere max. 220 Ampere

Treibspannung (gewählt) 12 Volt

Wasserwiderstand ca. 22 cm

Schutzfläche ca. 2600 m²

Schutzstrombedarf unbeschichtet 100 A/m²

Schutzstrombedarf im Boden 20 A/ m²

Schutzstrombedarf gesamt(berechnet) ca. 155 Ampere (Repolarisation-Wert)

Schutzschild im Bereich der Anoden 1500µm



Abb. 19: Mischoxid beschichtete Titananode im gelochten PE-Schutzrohr, Quelle: HOCHTIEF

Das Jacket selbst ist bis ca. -4,0m LAT beschichtet, darunter bis zum Meeresgrund wurden die Stahlbauteile nicht beschichtet. Das Beschichtungssystem ist ein NORSOK geprüfetes Produkt, das auch hinsichtlich seiner kathodischen Beständigkeit nachgewiesen ist.

Nach der Inbetriebnahme der KKS-Anlage wurden in unregelmäßigen Abständen die am SSG angezeigten Schutzstrompotentiale aufgezeichnet. Im Januar 2009 wurden erstmals Potentiale mit einer mobilen Referenzelektrode gemessen. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Messdatum	Grund	Referenz-
	Elektrode 1	Referenz-
	Elektrode 2	Mobile Elektrode -1,50m LAT
		Mobile Elektrode -15,0m LAT
		[-mV] [-mV] [-mV Cu*] [-mV Cu*]
13.10.2008	Ruhepotential	455 456
13.10.2008	Inbetriebnahme	632 635
13.10.2008	nach 1 Stunde	662 667
07.01.2009	Überprüfung	930 940 930 1700
04.02.2009	-II-	930 923
18.06.2009	-II-	970 970 Oststiel 980
	Südstiel	980 Oststiel 1500
	Südstiel	1530

* Potentiale gegen Cu bedeuten Cu/CuSO₄

Die mobilen Messungen wurden vom unteren Deck aus durchgeführt, wobei eine mit Gewichten beschwerte Zink-Referenzelektrode in der Mitte des Jackets in die Tiefe abgesenkt wurde. Die Messungen wurden erschwert durch die starke Strömung in der Nordsee, sodass die Messwerte durch den Abtrieb der Elektrode nur unzureichend bestätigt werden konnten. Ebenfalls verhinderte die Strömung die Messungen im unteren Bereich des Jackets, d.h. Wassertiefe größer -15,0m LAT. Diese Schwierigkeiten wurden zum Anlass genommen Intensivmessungen mit Taucherhilfe an bestimmten festgelegten Punkten durchzuführen. Dadurch sind auch Messungen in möglichen Schattenbereichen möglich, z.B. am Meeresgrund im Bereich der Pilesleaves.

Zum Vergleich der gemessenen Potentialwerte lagen zusätzlich Messungen vom August 2009 an der Forschungsplattform FINO 1 vor, die von der Ausführung der Konstruktion der KKS-Anlage nahezu identisch ist. Die Messergebnisse sind in der folgenden Abbildung dargestellt.

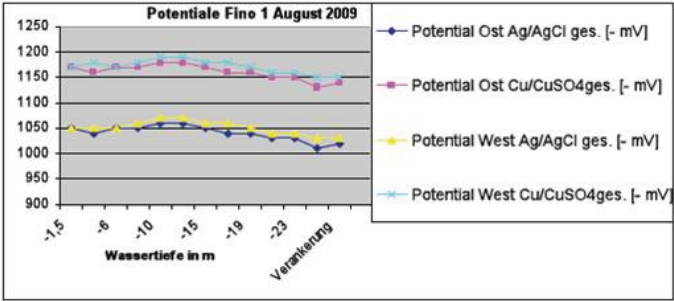
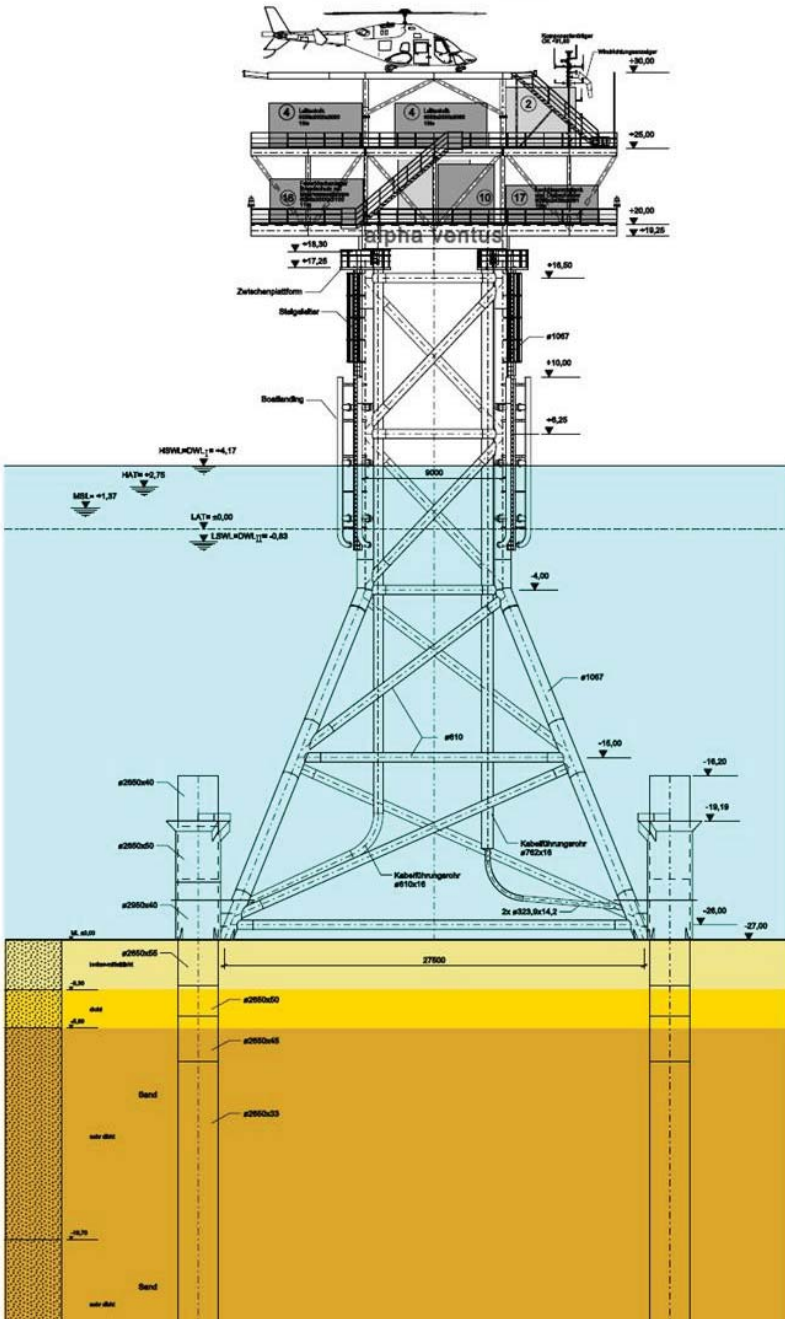


Abb. 20: Potentiale Forschungsplattform Fino 1 aufgetragen über die Höhe der Konstruktion [12]

Ansicht Nord-Ost M. 1:150



M
R



Abb. 22: Jacket der Alpha-Ventus Umspannplattform im Bau, Quelle: HOCHTIEF

Die Intensivmessungen wurden am 13.12.2009 mit Hilfe von Tauchern durchgeführt. Im Vorwege wurde zwischen Bauherr und den beteiligten Firmen ein Messprogramm erarbeitet. Dieses beinhaltete jeweils 10 Messpunkte verteilt über die gesamte Konstruktion an jeweils zwei gegenüberliegenden Eckstielen.

Die Taucher hatten die Aufgabe an den abgestimmten Messpunkten die Struktur von Bewuchs und Muscheln zu befreien und die eigens hergestellte Referenzelektrode auf die Stahloberfläche aufzusetzen.



Ab. 23: Bezugslektrode Accu Ref 20 der Fa. Miller präpariert für Unterwasseranwendungen [12]

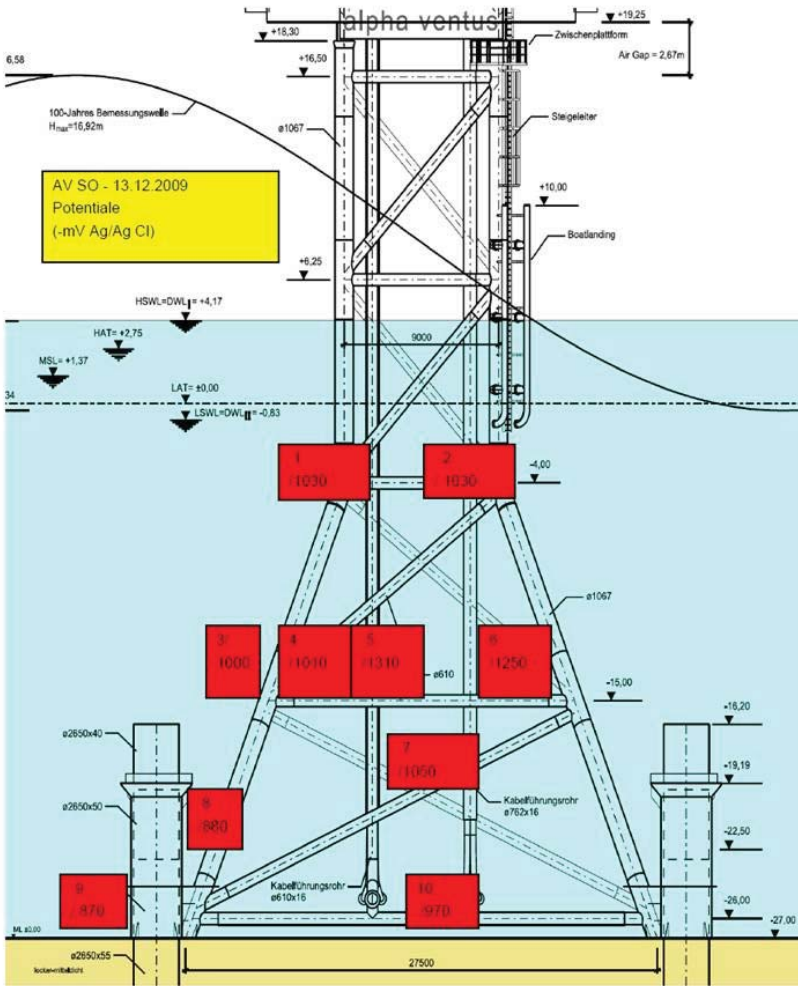


Abb. 24: Messpunkte und gemessene Potentialwerte am Eckstiel der Süd-Ost-Seite, jeweils in $-mV$ gegen Ag/Ag Cl [12]

Die Messergebnisse zeigen im Fachwerkbereich der Jacket-Konstruktion gute Potentialwerte, die in unmittelbarer Nähe der Anoden zu kritischen Überpotentialen neigen. In den Eckbereichen, nahe des Meeresgrundes, kommt es scheinbar zu Schattenbereichen, da hier nur Werte nahe des Sollwertes ($-800mV$ Ag/Ag Cl) gemessen wurden. Die nachfolgende Tabelle verdeutlicht den Potentialverlauf über die Höhe der Jacket-Struktur.

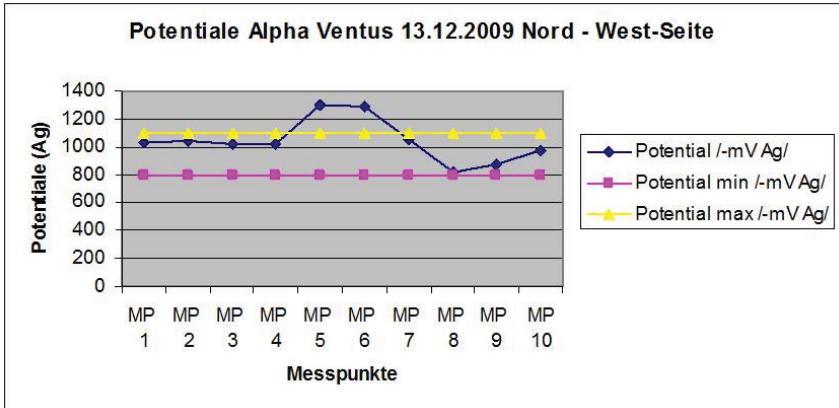


Abb. 25: Potentialwerte am Eckstiel der Süd-Ost-Seite, jeweils in $-mV$ gegen $Ag/Ag\ Cl$ [12]

6.2 Umspannplattform und WEA-Fundament "EnBW Baltic 1" (Ostsee)

Die Monopile-Fundamente einschl. der zugehörigen Transition Piece (TP) wurden ab Mai 2010 errichtet. Das KKS-Konzept für die 21 WEA-Fundamente und das zusätzliche Fundament für die Umspannplattform war im Gegensatz zum Konzept „Alpha Ventus“ auf galvanischen Anoden aufgebaut.

Das Monopile, als unteres Gründungselement, wurde mit der Oberkante ca. 8,0m oberhalb des Meeresbodens abgesetzt. Als weiterer Arbeitsschritt erfolgte die Montage des TP, das im Gegensatz zum Monopile vollständig beschichtet wurde. Die folgenden Bilder zeigen jeweils das TP der Fundamente für die Windenergieanlagen (WEA) und das TP der Umspannplattform.



Abb. 26 + 27: TP WEA, TP Umspannplattform

Die Stabanoden aus einer Aluminiumlegierung wurden in zwei Reihen ringsum das TP angeordnet und verschweißt. Die obere Reihe wurde auf ca. Mitte $-4,0mNN$ montiert. Die weiter tiefer angeordnete Reihe auf ca. $-11,50mNN$ montiert. Die grundsätzliche Ausführung ist der folgenden Zeichnung zu entnehmen.

Als Aluminiumlegierung wurde die folgende Zusammensetzung gewählt:

ANODE OF ZINC-INDIUM-ALUMINIUM ALLOY

-METAL	-WEIGHT PERCENTAGE
(Fe)	0.10 MAX.
(Si)	0.10 MAX.
(Cu)	0.005 MAX.
(Zn)	2.0 TO 5.0 MAX.
(In)	0.015-0.05
(Ti)	0.01-0.05
(Mn)	0.10
(Pb)	0.01 MAX.
(Sn)	0.02 MAX.
(Bi)	0.02 MAX.
(Mg)	0.01 MAX.
Others	0.02 MAX. (EACH)
Aluminium (Al)	99.85% PURITY

Abb. 28: Zusammensetzung der zum Einsatz gekommenen Aluminium-Anoden [13]

Die Bemessung der galvanischen Anoden ergab eine Gesamtmasse von ca. 1600 kg Aluminium für die WEA und ca. 2520 kg für die Umspannplattform (OSS). Für die Anlage wurde die Anodenform gemäß folgendem Bild gewählt, die jeweils eine Einzelmasse von ca. 70kg beinhaltet. Dies ergab eine Anodenanzahl von 7 (18 für OSS) Anoden für die obere Reihe und 15 (18 für OSS) Anoden für die untere Reihe. Die genaue Anodenanzahl und -masse wurde für jeden Standort spezifisch berechnet, da die Wassertiefen innerhalb des Windparks zwischen 15m und 19m differierten und sich dadurch unterschiedliche Schutzflächengrößen ergaben.

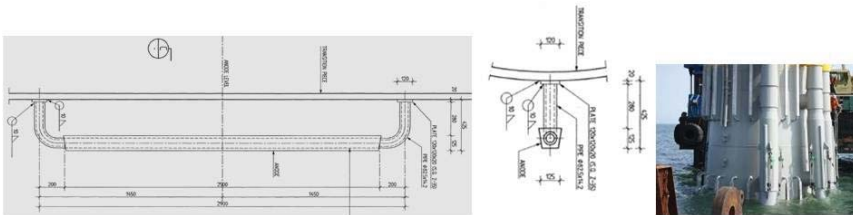


Abb. 29: Montage der Aluminium-Anoden [13]

Die wichtigsten Randbedingungen und Bemessungsgrundlagen zusammengefasst:

Auslegungsdauer 25 Jahre
 Transition Piece beschichtet, ca. 600my
 Monopile unbeschichtet
 elektrischer Widerstand Ostseewasser: ca. 110 cm
 Dichte: 2,8 g/cm³
 Theor. Strominhalt: 2850 Ah/kg
 Nutzungsgrad: 80-95 %
 Praktischer Strominhalt: 2500 Ah/kg
 Abtragungsverlust: 3,25 kg/Aa bzw. 1,16 dm³/Aa
 Anodenformen: stangenförmig
 Querschnittfläche: ca. 103cm² (netto)
 Anodenlänge: ca. 250 cm
 Anodengewicht: ca. 70 kg (netto).

Das TP wurde planmäßig mit dem MP über Erdungsbrücken elektrisch leitend verbunden, so dass auch der MP in den Schutz der KKS-Anlage einbezogen wurde.

Die folgende Zeichnung zeigt die Anordnung der beiden Gründungselemente im eingebauten Zustand.

514

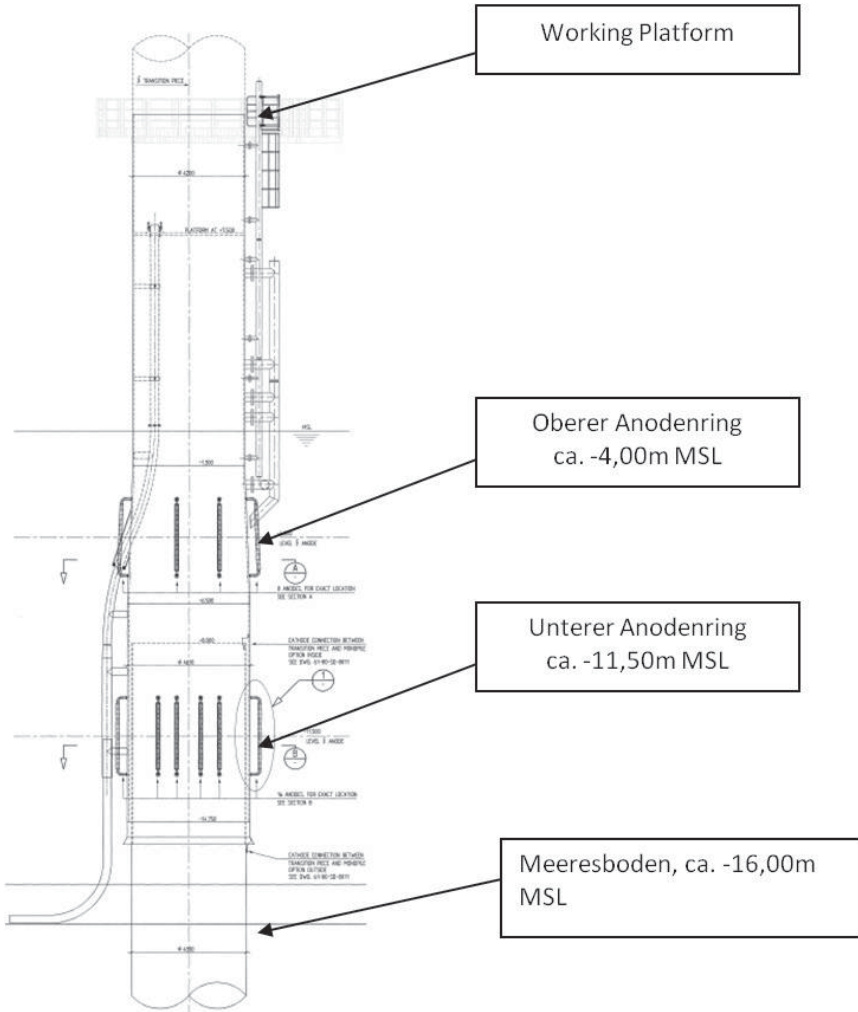
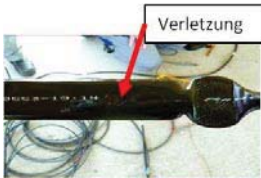


Abb. 30: Anordnung der galvanischen Anoden Baltic 1 [13]

Am 31.05.2011 erfolgten erste Potentialmessungen zunächst exemplarisch am Fundament der Umspannplattform und an einem Fundament einer WEA. Zusätzlich wurden das freie Korrosionspotential und das Ausschaltpotential an einem Prüfblech mit einer 1 cm² Fehlstellen ermittelt. Die Messungen erfolgten mit einem Multimeter und einer Feststoff Cu/CuSO₄ Referenzelektrode.

Die Messungen am Prüfblech ergaben die folgenden Werte:



Stromprüfblech 1cm² Fehlstelle

freies Korrosionspotential ca. -460mV*

Schutzstrombedarf ca. 1mA

Ausschaltpotential nach ca. 2 Std. Polarisation ca. -900mV*

*gegen Cu/CuSO₄

Die Potentialmessungen (Einschaltpotential) sind in den folgenden Grafiken dargestellt.

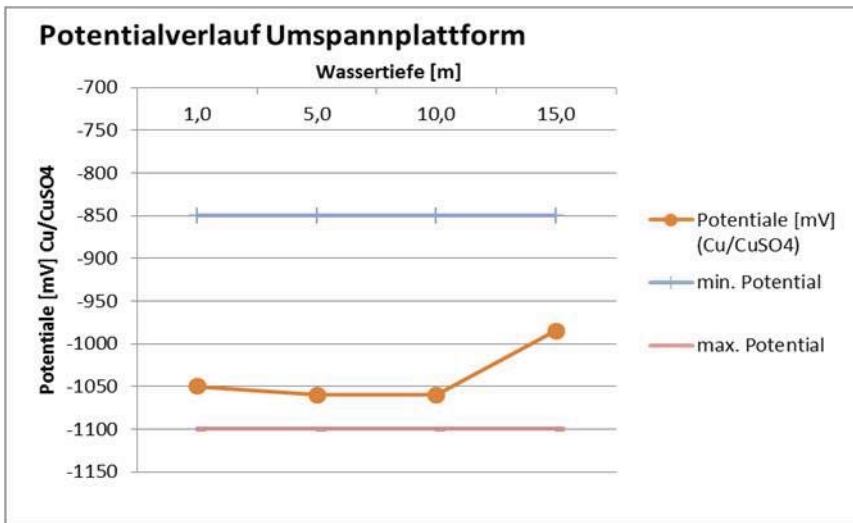


Abb. 31: Potentialverlauf über die Höhe an der Umspannplattform „EnBW Baltic 1“

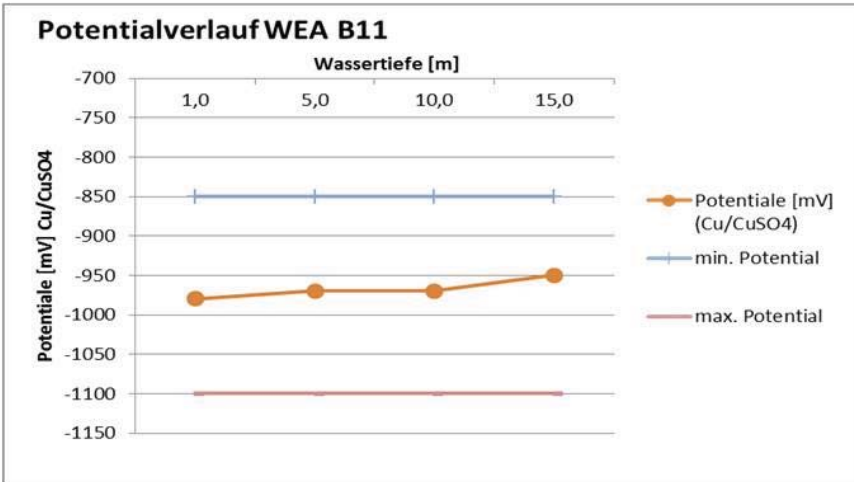


Abb. 32: Potentialverlauf über die Höhe an der WEA B11 „EnBW Baltic 1“

Die Ergebnisse sind durchweg positiv, es konnten an den beiden getesteten Anlagen ausreichende Potentialwerte festgestellt werden, auch wenn es sich bei den Werten um Einschaltpotentiale handelt. Aus den Messungen am Stromprüfblech und den Fundamenten, kann davon ausgegangen werden, dass zwischen dem Einschalt- und Ausschaltpotential ca. 100mV Differenz liegen. Daraus ergibt sich, dass die gemessenen Werte an den Anlagen im unteren Soll-Potentialbereich liegen.

Messungen unterhalb der Meeresbodenoberfläche sind aufgrund fehlender Messeinrichtungen nicht möglich. Für die Fundamente des Offshore-Windparks „EnBW Baltic 1“ können die sich im Boden aufbauenden Potentiale nur abgeschätzt, bzw. extrapoliert werden. Die Gefährdung durch extreme Korrosionsraten ist im Bodenbereich nach den Erfahrungen aus dem Stahlwasserbau bzw. des Hafenausbaus gering. Dies geht auch aus der Abb. 10 hervor, die die deutliche Abnahme der Abtragsraten hin zum Meeresboden zeigt.

Die Gefährdung durch mikrobiellinduzierte Korrosion (MIC), wie sie von einigen Betreibern gefütet wird, ist gemäß der bisher publizierten Schadensfälle aus dem Stahlwasserbau im Bereich der Bodeneinbindung eher als gering einzuschätzen. Die Literatur zeigt, dass vor allem mit verunreinigten Böden hinterfüllte Spundwandkonstruktionen gefährdet sind [14, 15]. Grundsätzlich sollte eine Risikobewertung durch entsprechende Bodenuntersuchungen durchgeführt werden.

Dagegen ist in den Innenbereichen von Monopiles aufgrund des stehenden und relativ geringen Wasseraustausches mit einem möglichen bakterienfreundlichem Milieu zu rechnen. Für das Projekt „EnBW Baltic 1“ sind Messungen im Inneren der MP vorgesehen, um ggf. rechtzeitig Massnahmen zur Unterbindung von korrosionsfördernden Umgebungsbedingungen einzuleiten.

6.3 Forschungsplattform FINO 2

Als weiteres Offshore-Projekt in der Ostsee, das mit einem kathodischen Korrosionsschutzsystem ausgerüstet ist, ist die Forschungsplattform FINO 2. Die Plattform ist ebenfalls auf einem Monopile gegründet. Diese Anlage wird nach vorliegenden Informationen mit Fremdstromanoden geschützt, die im Bereich des Meeresbodens durch Grundanoden aus Aluminium unterstützt werden. Die Messergebnisse zeigen ebenfalls gute Potentialwerte. Die Anlage wird durch den Germanischen Lloyd betreut, über den auch die Informationen zu dieser Anlage bezogen werden können.

7 Fazit, Ausblick und Forschungsbedarf

Die vorangegangenen Erläuterungen zeigen, dass auf dem Gebiet des kathodischen Korrosionsschutzes von Offshore-Windenergieanlagen bisher mit unterschiedlichen Lösungen gearbeitet wurde. Nach den vorliegenden Erkenntnissen haben alle dargestellten Lösungen bisher, die Gründungsstrukturen vor Korrosion zu schützen, zum Ziel geführt. Es zeigt aber auch, dass im Zusammenspiel der Aspekte Wirtschaftlichkeit, Montage, Robustheit, Wartung und Instandhaltung bisher kein System sich als optimal herausgestellt hat.

Wirtschaftlich betrachtet, ist der Korrosionsschutz, neben den weiteren erforderlichen Arbeiten zum Bau der Anlagen, als relativ geringer Kostenfaktor zu betrachten. Analysen aus Stahlwasserbauprojekten [16, 17] zeigen, dass der Kostenanteil an den Gesamtkosten bei ca. 2,5% für den kathodischen Korrosionsschutz liegen. Gemessen an der Bedeutung dieses Schutzes für einen mit Blick auf die Korrosion risikolosen Betrieb, kann der finanzielle Aufwand als sehr gering eingestuft werden. Allerdings können durch falsche Planung, Bemessung und konstruktive Auslegung von Details diese Investitions- und Folgekosten erheblich vergrößert werden. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn die Offshore hergestellten KKS-Anlagen nachgerüstet oder konstruktiv verändert werden müssen. Für den Betrieb der Anlagen ist es nach den bisherigen Erfahrungen von Vorteil eine gewisse Redundanz zu schaffen, um Ausfälle, vor allem bei Fremdstromanlagen, zu kompensieren. Im Zuge der Detailplanung sollte grundsätzlich ein Experte auf dem Gebiet des kathodischen Korrosionsschutzes in die Planung einbezogen werden.

Weitere Fragen bzw. Forschungsaktivitäten sind sicherlich hinsichtlich des Korrosionsverhaltens innerhalb (halb-) geschlossener Strukturen wie Monopiles zu stellen sowie Empfehlungen für deren Schutz auszusprechen.

Weiterer Informationsbedarf besteht hinsichtlich dem Korrosionsverhalten von Stählen in Meeresböden, die bis zu einer Tiefe von 30 bis 50m eingebunden sind. Ebenfalls ist die Potentialverteilung von Interesse, speziell wenn es um den Weiterbetrieb der Anlagen nach der zunächst vorgesehen Nutzungsdauer geht.

Das Thema mikrobiellinduzierte Korrosion sollte grundsätzlich nicht aus den Augen gelassen werden und jeweils für den jeweiligen Standort des Windparks untersucht werden. Auch hier sind Regeln und Empfehlungen aufzustellen, die dem Betreiber an die Hand gegeben werden können, um eine Risikoabschätzung vorzunehmen.

Sinnvoll ist es sicherlich auch eine Datenbank zu entwickeln, in der die Daten des kathodischen Korrosionsschutzes der einzelnen Windparks einfließen. Anhand der Daten und der gewonnenen Erfahrung ist es ebenfalls sinnvoll eine Norm aufzustellen, die für die Grundlagen, Bemessung, konstruktive Ausbildung und Kontrollmessungen von Offshore-Windparks gültig ist.

8 Quellenangaben

[1] http://www.unendlich-viel-energie.de/uploads/media/Strom_aus_Windenergie.pdf

[2] Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden, statistische Datenauswertung, Mitteilungsblatt der BAW Nr. 75, Karlsruhe, 1996, Albertsen, D., Heeling, A.

[3] Zur Korrosion von Stahlspundwänden in Wasser, Mitteilungsblatt der BAW Nr. 67, Karlsruhe, 1990, Hein, W.

[4] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Uferereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen, EAU 2004, 10. Auflage, Verlag Ernst & Sohn

[5] DIN EN ISO 12944-5:2007, Beschichtungsstoffe - Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 5: Beschichtungssysteme, Beuth Verlag

[6] Kathodischer Korrosionsschutz im Wasserbau; Fachausschuss für Korrosionsfragen, HTG 3. Auflage 2009

[7] VG 81255:1990, Kathodischer Korrosionsschutz - Werkstoffe für galvanische Anoden - Zusammensetzung und Eigenschaften

[8] VG 81256:1990, Kathodischer Korrosionsschutz von Schiffen - Außenschutz durch galvanische Anoden - Teil 1: Begriffe, Berechnungsgrundlagen, Auswahl, Anforderungen an die Beschichtung - Teil 2: Anordnung - Teil 3: Zusatzschutz für Liegezeiten

[9] VG 81257:1991, Kathodischer Korrosionsschutz von Schiffen - Galvanische Anoden - Maße, Gewichte, Kennwerte

[10] DIN EN 12496:2010, Galvanische Anoden für den kathodischen Korrosionsschutz in Seewasser und salzhaltigem Schlamm, Beuth Verlag

[11] DIN EN 12473:2000, Allgemeine Grundsätze des kathodischen Korrosionsschutzes in Meerwasser, Beuth Verlag

- [12] Stellungnahme Potentialmessungen und Wirksamkeit, Kathodische Korrosionsschutzanlage am 60MW-Umspannwerk des Windparks „Alpha Ventus“, Baumann M.; 2010, unveröffentlicht
- [13] Offshore Windfarm Baltic 1, Cathodic Protection System, Ballast Nedam Infra Consult + Engineering
- [14] G. Binder / M. Graff: Mikrobiell verursachte Korrosion an Stahlbauteilen, Materials and Corrosion 46, Hrsg.:VCH GmbH, S. 639-648, (1995)
- [15] G. Binder / M. Graff: Mikrobiell induzierte Korrosion an Spundwänden aus Stahl – Strategien zur Vermeidung, BAW-Brief Nr. 1/2003, S. 5-11, (2003)
- [16] Kathodischer Korrosionsschutz von Stahlwasserbauwerken, Hansa, 108.Jahrgang, 1971, Nr.17, Wollin G.
- [17] Wirtschaftliche Aspekte bei Planung und Ausführung von Fremdstromanlagen im Stahlwasserbau, Hansa, 135.Jahrgang, 1998, Nr.7, Uhlendorf H.-J.
- [18] Liste der zugelassenen Systeme II (für Meerwasser und Böden, Im 2/3), Bundesanstalt für Wasserbau, http://www.baw.de/de/die_baw/publikationen/qualitaetsbewertung/index.php.html



HTG-Kongress 2011

Würzburg, 07.-10. September 2011

Congress Centrum Würzburg

Der HTG-Kongress wird unterstützt durch:

ArcelorMittal Commercial RPS Sheet Piling
Hamburger Hafen und Logistik AG
HOCHTIEF Solutions AG Civil Engineering and Marine Works
WTM Engineers GmbH

sowie durch:

Aug. Prien Bauunternehmung • bremenports GmbH & Co. KG
• DHI Wasy GmbH • grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH &
Co. KG • Hamburg Port Authority • Inros Lackner AG • iwB
Ingenieurgesellschaft mbH • KSF GmbH & Co. KG •
Neidhardt Grundbau GmbH • Peute Baustoff GmbH • RMD-
Consult GmbH • ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH •
WK Consult Hamburg Ingenieure für Bauwesen VBI