

Mitteilung des Instituts  
für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig  
Heft Nr. 100

---



## **Stahl im Wasserbau**

Fachseminar: 30. September und 1. Oktober 2015

Organisation:

Dr. M. Rosenberg

Braunschweig 2015

---

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann



## VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum vierten Mal gemeinsam mit der ThyssenKrupp Infrastructure das Symposium 'Stahl im Wasserbau' an der TU Braunschweig.

Die Veranstaltung beginnt zum Einstieg ins Thema mit Projektberichten aus Bremen Farge, aus der HafenCity Hamburg und über die 5. Schleusenkammer in Brunsbüttel. Thematisch wenden wir uns danach dem Werkstoff Stahl zu und hören interessante Beiträge über den Konformitätsnachweis und die besonderen Anforderungen, die bei hohen Lasten und im Zusammenhang mit der Gründung und Errichtung von Offshore-Windenergieanlagen stehen. Schweißen ist im Stahl-Wasserbau eine häufig angewandte Verbindungstechnik. Mit einem ganzen Vortragsblock über Schweißen im Nassen wollen wir das Thema von der Planung über die Ausschreibung bis hin zu praktischen Beispielen diskutieren. Die zweite Hälfte der Tagung beginnt mit einem Block über anspruchsvolle konstruktive Details und behandelt Themen wie dynamische Einflüsse, Beulerscheinungen und Ermüdungsfestigkeiten. Abschließend wird über verschiedene Detailprobleme wie die Auswirkungen von Jackup-Vorgängen auf Spundwandkonstruktionen, so genannte Biokorrosion, Kolkсанierung in besonderer Größenordnung und Erneuerung 100 Jahre alter Schleusen berichtet.

Wir möchten an dieser Stelle den Referenten und ihren Co-Autoren für die Vorträge und die schriftlichen Ausarbeitungen sehr herzlich danken. Für die Kooperation und Unterstützung durch die ThyssenKrupp Infrastructure bedanken wir uns und hoffen auf eine Fortsetzung bei zukünftigen Veranstaltungen. Für die Zusammenstellung der Beiträge und die Betreuung der Referenten bedanke ich mich bei meinem Mitarbeiter, Herrn Dr.-Ing. Matthias Rosenberg. Nicht zuletzt möchten wir allen an der Vorbereitung und der Durchführung des Symposiums Beteiligten für die hervorragende Arbeit unseren Dank aussprechen.

Die positive Resonanz der Teilnehmer und die hohe Qualität der Beiträge bestärken uns in dem Bestreben, dieses Symposium als Forum für Fachleute aus Industrie, Behörden, Forschungseinrichtungen und Ingenieurbüros zu wiederholen. Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der möglichen Ausstellung, wir würden uns sehr freuen, Sie neben der Tagung 'Stahl im Wasserbau' auch an den anderen Veranstaltungen unseres Institutes, wie der Tagung 'Messen in der Geotechnik' oder dem 'Pfahl-Symposium', begrüßen zu können.

Braunschweig, im September 2015

  
Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann



## Inhaltsverzeichnis

<b>Maßnahmen zur Lebensdauererlängerung der Kajenanlage am Kraftwerk Farge</b>	
N. Engelke, J. Herbort .....	1
<b>Schonende Bauverfahren beim Bau der „Kaimauer Elbbrückenzenrum West“ in der HafenCity Hamburg</b>	
J. Meyer, D. Wunder .....	27
<b>Der Bau der 5. Schleusenkammer in Brunsbüttel</b>	
G. Völkl .....	45
<b>Die Umsetzung der DIN EN 1090 im Hafen- und Ingenieurwasserbau (Konformitätserklärung)</b>	
M. Bruns, L. Dröge .....	57
<b>Probebelastungseinrichtung für das Projekt RWE Vibro Piling</b>	
C. Wolf .....	69
<b>Planung eines Schwerlastkais in Nordenham - Blexen</b>	
C. Ennen, D. Küster .....	87
<b>Nasses Schweißen am Beispiel des Bauvorhabens „Sanierung Lotsekai 2.2“ im Harburger Binnenhafen, Hamburg</b>	
R. Kröger .....	95
<b>Empfehlungen zur Planung, Ausschreibung und Abwicklung von Unterwasserschweißarbeiten im Rahmen der Qualitätssicherung</b>	
H. Hansen .....	109
<b>Unterwasserschweißen - Hyperbares nasses Schweißen – Technik und Fehlerquellen</b>	
R. Kolbusch .....	111
<b>Zum Ansatz der lastabhängigen Gründungssteifigkeit in gesamtdynamischen Simulationen von Offshore Windenergieanlagen</b>	
J. Dubois, K. Thieken, M. Terceros, P. Schaumann, M. Achmus .....	113
<b>Bodenmechanische Aspekte bei der Ermittlung der Rammschädigung und der Gefahr von Beulerscheinungen bei Stahlrohr-Rammpfählen</b>	
F. Kirsch, P. Kortsch, T. Richter, B. Schädlich .....	133
<b>Fatigue in the protruding flanges of offshore monopiles installed through driving and vibration</b>	
B. Matlock .....	153
<b>Auswirkungen von Jackup-Vorgängen von Errichterschiffen der Offshore-Industrie auf bestehende Spundwandkonstruktionen</b>	
M. Fritsch .....	155
<b>Verstärkte Spundwandkorrosion am Reiherstieg in Hamburg (Biokorrosion)</b>	
M. Kusssmaul, T. Schwarz .....	173
<b>Kolksanierung an der Wehranlage Wieblingen - Besondere Herausforderungen an die Bauglogistik</b>	
C. Voigt .....	185
<b>Projekt neue Schleuse DEK-Kanal – 100 Jahre alte Schleusen sind zu ersetzen</b>	
B. Maßmann .....	205
<b>Heftübersicht des IGB-TUBS</b> .....	215



# Maßnahmen zur Lebensdauererlängerung der Kajenanlage am Kraftwerk Farge

Nils Engelke, Johannes Herbort

grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG, Hannover

## 1 Einleitung

### 1.1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Die Kajenanlage des Kraftwerks Farge (Betreiber GDF Suez) liegt an der Unterweser nördlich der Hansestadt Bremen. Seit der Erbauung 1922 wird die Kaje für den Umschlag von Brennkohle zur Beschickung der Meiler des Kohlekraftwerks genutzt. Die Kaje wie auch das Kraftwerk wurde seitdem kontinuierlich ausgebaut und modernisiert.

Die heutige Uferwand setzt sich aus einer hinteren Wellenspundwand (Baujahr 1922 bis 1948) und einer vorderen kombinierten Spundwand (Baujahr 1955) zusammen. In 5 verschiedenen Abschnitten (10 Baublöcke) wurden an der insgesamt ca. 263 m langen Kajenwand diverse Profilarten in Kombination mit unterschiedlichen Rückverankerungssystemen verbaut.



Abb. 1: Luftbild Kraftwerk Farge

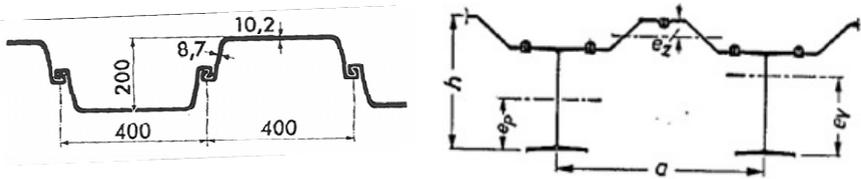
Die grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG haben 2013 im Rahmen einer statischen Nachrechnung, mit Fokus auf der hinteren Wand, die Reststandsicherheit der Kajenanlage untersucht. Auf Basis der Ergebnisse einer 2012 erfolgten Taucheruntersuchung sind dabei die durch Korrosion geschwächten Profile der Spundwände, mit Ihren tatsächlich vorhandenen Querschnittswerten berücksichtigt worden. Dabei wurden die Bemessungswasserstände entsprechend einer vorliegenden Nachrechnung aus dem Jahr 1988 angesetzt. Es wurde festgestellt, dass die Standsicherheit der Kaje für die nächsten 5 Jahre gewährleistet ist.

Im Zuge der Bearbeitung zeigte sich, dass das diffizile Bauwerk ganzheitlich betrachtet werden musste, da die einzelnen Kajeinwände in direkten Abhängigkeiten miteinander stehen. Für die Erstellung einer Machbarkeitsstudie zur Lebensdauerverlängerung der Spundwand (einschließlich Variantenstudie) wurden die grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG im April 2014 beauftragt.

Ziel der neueren Untersuchungen war es, die vorhandene Kaje unter veränderten Randbedingungen (infolge neuer Bestickhöhen und aktueller Wasserstandsmessungen) nachzurechnen und deren Standsicherheit sowie Restnutzungsdauer zu bewerten. Dabei war ein Maßnahmenkonzept zur Ertüchtigung der Gesamt-Kajenanlage in Abhängigkeit der Restlebensdauer der vorderen Spundwand zu erarbeiten. Aufgrund der Integration des Bauwerks in die Pläne des Bremischen Deichverbandes zur Erhöhung des Landesschutzdeiches musste außerdem die Gesamtanlage mit der Zusatzbelastung aus der Funktion als Hochwasserschutzwand bewertet werden.

## **1.2 Beschreibung des Bauwerks**

Zum Stand der heutige Ausbaustufe besteht die vordere kombinierte Uferwand aus Tragbohlen PSp 60 L (Rastermaß 1,26 m) und Füllbohlen KS II. Die Unterkante der Tragbohlen liegt bei ca. - 17,80 mNN, die Höhe der Oberkante wurde in etwa gleich der hinteren Wand gewählt (ca. + 4,50 mNN). Die Oberkanten der Füllbohlen liegen bei - 4,30 mNN und somit vollständig unter Wasser. Die Absetztiefe der Wellenprofile der hinteren Wand liegen bei ca. - 10,50 mNN. Der auf das Bauwerk einwirkende Wasserüberdruck wird somit allein von der landseitigen Spundwand aufgenommen. Der Achsabstand zwischen den parallel verlaufenden Wänden beträgt ca. 1,60 m (siehe Abbildung 4).



**Abb. 2: Erdseitige Wand, hier Larssen II Spundbohlenprofil (links), Vordere Kajenwand, Profil PSp 60L und KSII als Füllbohle (rechts)**

Der Raum zwischen den Füllbohlen und der hinteren Larssen-Spundwand ist bis zu einer Höhe von ca. - 4,80 mNN mit einer dichten Sandpackung verfüllt worden. Oberhalb der Sandpackung liegt eine teilweise verklammerte Bruchsteinschüttung bis zu einer Höhe von ca. - 4,30 mNN auf. Der Zustand der Schüttung und ihre Wirkungsweise werden an spätere Stelle näher erläutert.

Die Abbildung 4 zeigt exemplarisch einen Querschnitt der Kaje im nördlichen Bereich. Die Kaje weist im Bereich der Abladekante eine freie Wassertiefe von ca. 9,56 m bezogen auf das mittlere Tideniedrigwasser (gemittelter 10 Jahres-Wert) und die Wesersohle bei - 11,15 mNN auf. Die freie Länge der vorderen Wand bis zur Oberkante des Kajenkopfes beträgt 15,65 m.

Zur Rückverankerung der hinteren Wellenspundwand wurden durchweg Rundstahlanker verschiedener Durchmesser eingesetzt ( $\varnothing$  3"-RSA,  $\varnothing$  68 mm-RSA usw. in St52). Neben den variierenden Ankerabständen wurden aufgrund der Platzknappheit die Anker und Ankertafeln sowohl im Grundriss als auch in der Höhe aufgefächert. Des Weiteren wird die vordere Wand durchgehend bei + 2,00 mNN über einen 26 m langen  $\varnothing$  36 mm Stahlkabelanker in St150 ( $a = 5,0$ ) gestützt. Im nördlichen Bereich der Kaje ergänzen Rammverpress-Pfähle auf 77 m die Rückverankerung der vorderen Wand.

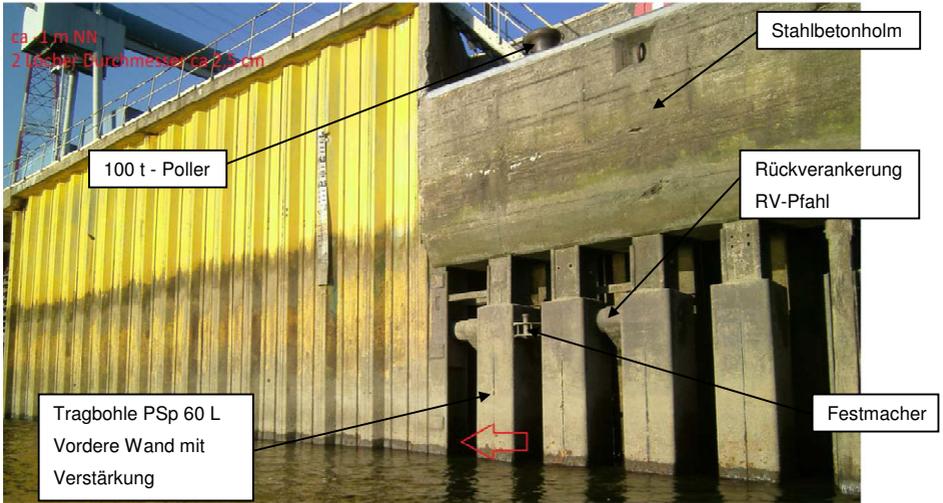


Abb. 3: Übergang der Kajenwand in die Uferwand des Einlaufbauwerks

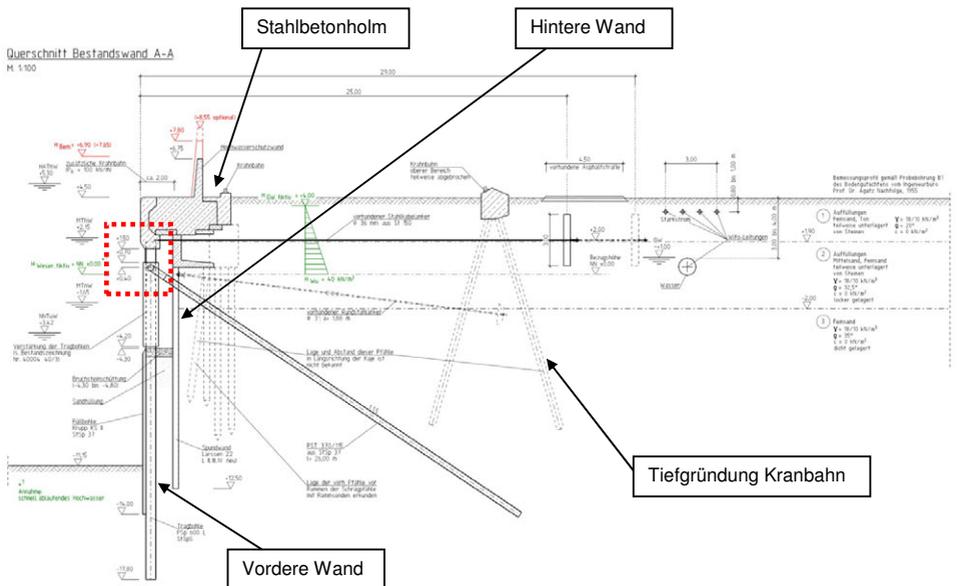


Abb. 4: Querschnitt Bestand im Bereich I (exemplarisch)

Den oberen Abschluss der Kaje bildet ein durchlaufender massiver Stahlbetonholm mit einer Höhe von 3,0 m. Als Festmacheinrichtungen sind auf dem Holm gusseiserne Poller angeordnet, deren Trossenzugkräfte über tieferliegende vorgespannte Kabelanker abgeleitet werden.

Hinter der Hochwasserschutzwand verfährt eine Kranbahn zum Be- und Entladen der Güterschiffe. Die wasserseitige Kranbahnschiene ist ebenfalls auf dem Stahlbetonholm aufgelagert. Die landseitige Schiene der Kranbahn ist mittels einer Pfahlbockkonstruktion tiefgegründet.

### **1.3 Historie des Bauwerks**

Anhand der Bestandsunterlagen konnte folgender historische Ablauf des Ausbaus der Kajenanlage bis zur heutigen Form rekonstruiert werden:

<u>Baujahr</u>	<u>Bauteil</u>
1922	Spundwand L III mit zusätzlichen Reibepfählen, Länge im Grundriss ca. 74,50 m im Unterstrom des ursprünglichen Auslaufbauwerks
1924	Herstellung einer Spundwand im Bereich des Auslaufbauwerks
1941	Ergänzung der 1922 erstellten Kaimauer durch einen aufbetonierten L-förmigen Stahlbetonholm mit Oberkante auf + 2,45 mNN
1948/49	Bau einer neuen Kaimauer zwischen altem Ein- und Auslaufbauwerk mit Spundbohlen L IV neu, Länge im Grundriss ca. 117,0 m, Oberkante bei + 4,50 mNN
1950	Erstellung der überbauten Kohlenkaje flussabwärts des alten Auslaufbauwerk, Länge im Grundriss ca. 48,0 m, Einbau von L II-Spundwandprofilen
1955	Vertiefung der Hafensohle auf - 11,15 mNN. Dazu wurde vor die alte Kaimauer, auf ganzer Länge zwischen altem und neuem Auslaufbauwerk, eine neue Wand bestehend aus Tragbohlen PSp 60 L und Füllbohlen KS II gerammt. Die Oberkante liegt auf + 4,50 mNN

- |      |   |
|------|---|
| 1964 | Bau der Hochwasserschutzwand (HSW) mit Oberkante auf + 6,75 mNN   |
| 1990 | Sanierung der vorderen Uferwand durch Anordnung einer Rückverankerung durch RV-Pfähle im Bereich der Berechnungsprofile I auf ca. 77,0 m und einer Verstärkung aller Tragbohlen über eine Länge von ca. 263 m mit einer betonverfüllten Stahlummantelung. |

#### **1.4 Ertüchtigungsmaßnahmen an der Kajе**

An der hinteren Wand wurden nach heutigem Kenntnisstand keine Ertüchtigungsmaßnahmen durchgeführt. Für die Vertiefung der Hafensohle auf - 11,15 mNN musste 1955 eine vollständig neue Kajenwand vor die bestehende Uferwand eingebaut werden, da die Tiefe der neuen Hafensohle nahezu der Einbindetiefe der Spundwandprofile der hinteren Wand entsprach.

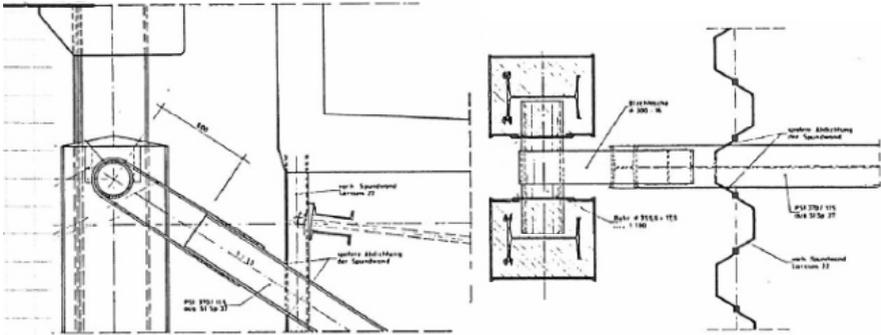
Im Rahmen des Neubaus der vorderen kombinierten Kajenwand mit der Verfüllung des Zwischenraumes bis ca. -4,30 m NN wurde die Stützweite der hinteren Wand soweit reduziert, dass sich die Beanspruchungen dieser Spundbohlen trotz der Schwächung durch Korrosion auch heute noch im zulässigen Rahmen bewegen.

1988 erfolgten eine Wanddickenmessung sowie eine umfassende Inspektion an der Kajenanlage. Dabei sind entgegen den Erwartungen, insbesondere an den Tragbohlen PSp 60 L der "neuen" vorderen Wand deutliche Korrosionserscheinungen im Bereich der Wasserwechselzone festgestellt worden. Die ältere landseitige Spundwand wies hingegen keine sichtbaren Schäden auf. Die folgende Nachrechnung der Kajenanlage 1988, auf Basis damaliger Wanddickenmessungen, ergab in einem Teilbereich der Kajenwand (Berechnungsprofil I) Spannungsüberschreitungen von bis zu 20 % im Lastfall 1 (BS-P) und bis zu 22 % im Lastfall 2 (BS-T). Dabei wurde die Belastung der Kajenwand durch eine Kohlenhalde und durch eine gleichmäßig verteilte Flächenlast (Verkehr) berücksichtigt. Selbst ohne Ansatz einer definierten Auflast konnten die erforderlichen Sicherheiten nicht eingehalten werden. Infolgedessen entschied sich der damalige Eigner der Anlage dazu, diese Bereiche zu ertüchtigen und die Lagerflächen der Kohle weiter landeinwärts zu verlegen.

Die Dickenmessungen der Tragbohlen haben im Höhenbereich zwischen - 1,70 mNN und - 2,25 mNN die größten Abrostungen ergeben. Diese Querschnittsschwächungen sind

ursächlich für die Spannungsüberschreitungen. Zur Sanierung wurden die freien Tragbohlen mit einem Stahlkasten über eine Höhe von 5 m ummantelt und anschließend durch eine Füllung mit einem Unterwasserbeton konserviert (siehe Abbildung 5).

Beim nördlichen Teil der Kajenanlage von Weser-km 55+897 bis 55+820 (ca. 77,0 m) war zusätzlich zur Kapselung eine Rückverankerung der vorderen Tragbohlen mit Schrägpfählen notwendig, da sich hier eine besonders ungünstige Kombination aus Abrostungen und Bodenkenwerten ergab. Die Arbeiten zur Ertüchtigung der vorderen Kajenwand erfolgten im Jahre 1990 durch das Unternehmen Hecker Bau.



**Abb. 5: Anschluss Schrägpfähle an Tragbohlen zur Ertüchtigung im Bereich I**

## 2 Randbedingungen und Bemessungsgrundlagen

### 2.1 Baugrund

In den vergangenen Jahrzehnten wurden im Vorfeld von Umplanungen bzw. Nachrechnungen jeweils geotechnische Erkundungen durchgeführt. Aufgrund der stark wechselnden Baugrundverhältnisse in der Örtlichkeit kam der richtigen Zuweisung verschiedener Bemessungsprofile zu den einzelnen Abschnitten der Kaje eine besondere Bedeutung zu. Die aktuellste Baugrunderkundung stammt aus dem Jahr 2012, jedoch mit dem Hintergrund, hauptsächlich Informationen für die Trasse des Verteidigungsstreifens der Hochwasserschutzwand zu gewinnen.

Nach Auswertung des Baugrundgutachtens des Grundbaulabors Bremen von 2012 entfallen auf den Bereich der Kaje drei Bemessungsprofile (VI, VII und VIII). Die Bodenkennwerte sind als ungünstige Schätzungen des Mittelwerts angegeben worden. Beispielhaft ist das Bodenprofil für den maßgebenden Bemessungsschnitt in der Tabelle 2 wiedergegeben.

**Tab. 2: Bodenkennwerte des Bemessungsprofils VII (Schnitt c-c bis e-e)**

Schicht Bodenart	Nr.	UK [m NN]	Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Innerer Reibungs- winkel $\phi_k'$ [°]	Kohäsion $c_k'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Steifemo- dul $E_{s,v}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Auffüllung: Sand, schluffig	①	+ 1,5	18 / 9	30	0	40
Auffüllung: Schluff	②	- 0,5	16 / 6	20	0	30
Schluff, Sand	③	- 3,0	17 / 7	25	5	80
	④					
Sand, pleistozän	⑤	- 10	19 / 11	37,5	0	180



## 2.2 Wasserstände und -tiefen

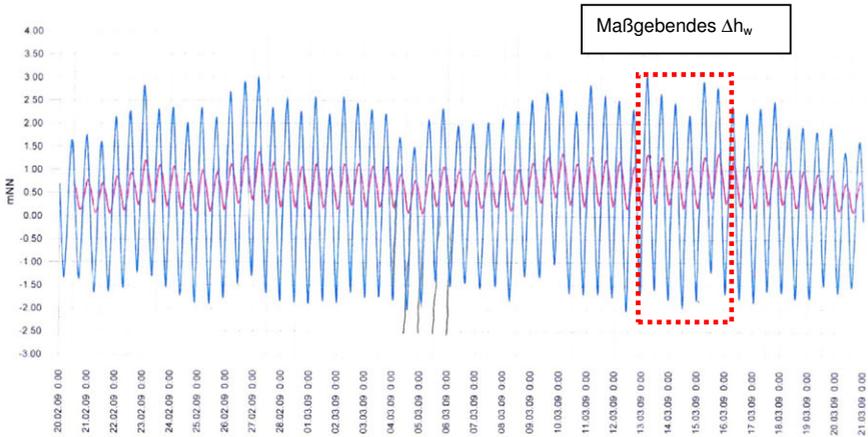
Die Bemessungswasserstände wurden seitens des zuständigen Wasser- und Schifffahrtsamtes Bremen vorgegeben. Aus der Vielzahl an Wasserständen werden nur die für die Bemessung der Kajenanlage relevanten Pegel der Weser (Farge, Vorgabe SUBV von 2012) und der langzeitlichen Grundwassermessungen von 2009 aufgeführt.

**Tab. 2: Bemessungswasserstände der Weser im Bereich des Kraftwerks Farge**

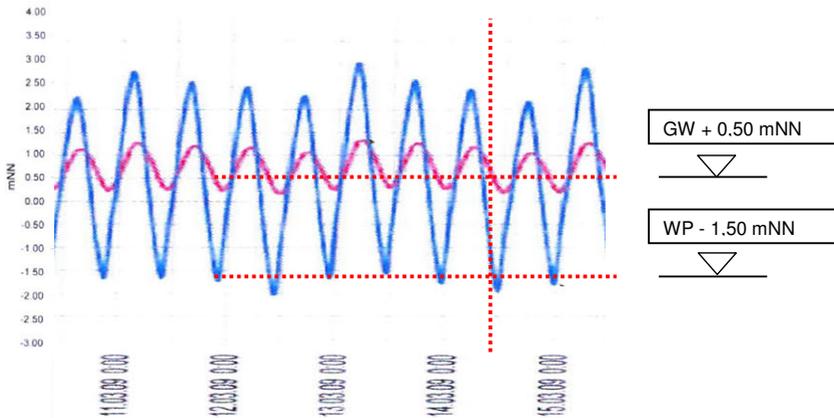
Wasserstand	Abkürzung	Höhe [ m NN ]
Pegel Farge (Strom-km 26,25)	-	Pegel-Null (PN): 5,01 mNN
Bemessungswasserstand	$H_{\text{Bem},1}$	+ 6,90 mNN (= 11,91 m Pegelhöhe)
Höchstes gemessenes Hochwasser	HHThw 1976	+ 5,30 mNN (= 10,31 m Pegelhöhe)
Gemittelter 10 Jahres Wert, Hochwasser	MThw 1996/2005	+ 2,23 mNN (= 7,24 m Pegelhöhe)
Gemittelter 10 Jahres Wert, Niedrigwasser	MTnw 1996/2005	- 1,59 mNN (= 3,42 m Pegelhöhe)
Niedrigster gemessener Wasserstand	NNTnw	- 3,42 mNN (= 1,59 m Pegelhöhe)
Seekartennull	SKN	- 2,00 mNN

Die Grundwasserpegel wurden im September 2012 im Rahmen der Baugrunderkundung erneut eingemessen. Dabei ergaben sich Grundwasserstände zwischen 0,00 mNN und + 1,00 mNN. Die anzutreffenden Wasserstände sind in der Vorplanungszeichnung, Abbildung 4 dargestellt.

Da sich das Bauwerk an einem tidebeeinflusstem Gewässer befindet, konnten jedoch nicht einfach die Totalwerte in Ansatz gebracht werden. Um die für Uferwände entscheidende Belastung aus Wasserdruck zu bestimmen, musste die maßgebliche Hochwasser-situation zeitlich betrachtet werden. Der zeitliche Verlauf von Weserpegel und dem korrespondierenden Grundwasserstand wurde den folgenden Grafiken entnommen.



**Abb. 7: Grundwasserstände (rot) landseitig der Stahlspundwand an der Messstelle „Fähranleger Farge“ sowie Wasserstand am Pegel Farge (blau) im Zeitraum 20.02. bis 21.03.2009**



**Abb. 8: Vergrößerung des zeitlichen Verlaufs der Grundwasserstände (rot) landseitig der Stahlspundwand an der Messstelle „Fähranleger Farge“ sowie des Wasserstand am Pegel Farge (blau) im Zeitraum 10.03. bis 16.03.2009 (überhöhte Darstellung)**

Aus der Differenz der Pegelstände ergibt sich maximal ein anzusetzender Wasserüberdruck von:

$$W_{\bar{u}} = (\text{GW} = +0,50 \text{ mNN}, \text{Weserpegel} = - 1,50 \text{ mNN}) = \underline{\text{ca. } 2,00 \text{ m}}$$

Im November 2011 wurde durch die Fugro OSAE GmbH eine Wassertiefenpeilung vor der Kajenwand, bis in das Fahrwasser der Weser hinein, durchgeführt. Die bathymetrischen Aufnahmen bestätigen die Annahme, dass der Wesergrund nicht direkt bei -11,15 mNN vor der Kajenwand ansteht, sondern höher liegt. Im Mittel liegt er bei ca. -10,00 mNN. Allerdings ließen die Isolinien erkennen, dass die Höhe über eine Breite von ca. 3 m relativ schnell auf -11,00 mNN abfällt. Diese stellenweise leicht „günstigere“ Böschungssituation unterhalb des Wasserspiegels am Spundwandfuß wurde in der statischen Nachrechnung nicht berücksichtigt, da es sich sehr wahrscheinlich um Schlickablagerungen handelt und man somit von keiner stützenden Wirkung ausgehen kann.

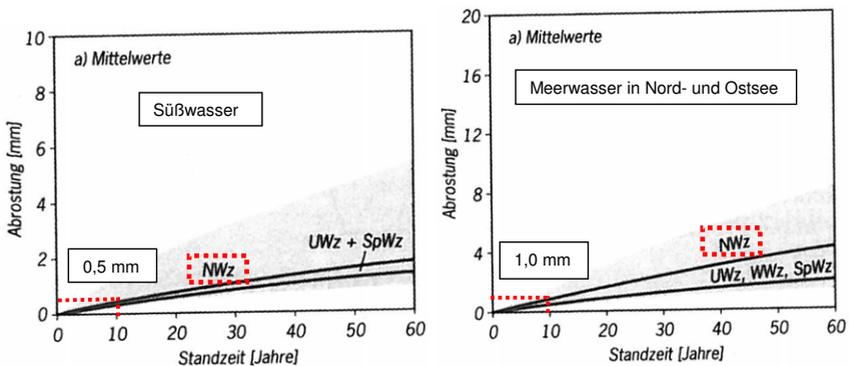
### **2.3 Wasserqualität und Korrosionserscheinungen**

Im Bereich von Flussmündungen im Meer entsteht durch die Durchmischung des süßen Flusswassers mit dem salzigen Meerwasser die so genannte Brackwasserzone (Salzgehalt von 0,1 bis 1,0 %.). Diese zeichnet sich durch einen permanent wechselnden Salzgehalt aus. Besonders ausgeprägt ist die Brackwasserzone im Bereich des Unterlaufs der Weser. Hier kann sich Brackwasser infolge von Tideeinflüssen eingespülten Salzwassers der Nordsee über eine Länge von bis zu 50 km ins Landesinnere ziehen. Die Distanz der Weser zwischen ihrer Mündung bei Bremerhaven und dem Kraftwerk Farge beträgt ca. 38 km. Damit ist das Vorkommen von Brackwasser im Bereich der Kaje sehr wahrscheinlich.

Die bestehende Kajenanlage ist seit dem Bau des Kraftwerks 1922 und diverser Erweiterungen bzw. Umbauten dauerhaften Korrosionserscheinungen, insbesondere in der Wasserwechselzone, ausgesetzt. Für die Uferwände der Kaje sind zukünftig keine gesonderten Korrosionsschutzmaßnahmen vorgesehen, sodass keine verminderte Korrosionsrate unterstellt werden kann.

Laut den Angaben in den Bestandsunterlagen ist im Planungsgebiet jedoch keine spezifische Korrosionsbelastung gegeben. Daher wurde der Bemessungswert der Wanddickenverluste für Brackwasserzonen gemäß EAU 2012, Kap. 8.1.8.3 aus den Werten für Meerwasser und Süßwasser abgeschätzt.

Als Abrostungsrate gemäß den Bildern E 35-3 und E 35-4 der EAU 2012 wurde ein Mittelwert für korrosionsbedingte Abrostungen im Süßwasser und Meerwasser im Bereich der Niedrigwasserzone (NWz) exemplarisch für 10 Jahre abgelesen. Für den Ansatz als Abrostungsrate im Brackwasser wurde ebenfalls ein Mittel aus beiden Ablesewerten gebildet. Die Abrostungsrate wurde dann programmintern im Nachweis der Spundwände oder durch einen pauschalen Nachweis (Reduzierung des Widerstandsmoments o.ä.) berücksichtigt.



**Abb. 9: Korrosionsbedingte Abrostungen (Wanddickenverluste) im Süß- und Meerwasser**

Gesamtabrostung Spundwand in NWz (10 a):  $(0,5 \text{ mm} + 1,0 \text{ mm}) / 2 = \underline{0,75 \text{ mm}}$

Gem. Korrosionsrate Spundwand in NWz (10 a):  $(0,5 \text{ mm} + 1,0 \text{ mm}) / 2 / 10 \text{ a} = \underline{0,075 \text{ mm/a}}$

Alternativ wurde eine Abrostungsrate für die Niedrigwasserzone (Bereich unterhalb der Kapselung) nach den tatsächlich angetroffenen Korrosionsgraden an den Tragbohlen der vorderen Wand bzw. den Spundbohlen der hinteren Wand bestimmt. Dazu wurde aus den Wanddickenmessungen der Taucheruntersuchungen von 2013 an den Tragbohlen und den ursprünglichen Querschnitten von 1955 eine standortspezifische Abrostungsrate bestimmt.

Gesamtabrostung Spundwand in NWz (2013 – 1948 = 65 a, vereinfacht):  $\underline{1,95 \text{ mm}}$

Gemittelte Korrosionsrate Spundwand in NWz (65 a):  $1,95 \text{ mm} / 65 \text{ a} = \underline{0,030 \text{ mm/a}}$

Auf Basis der ermittelten Restwandstärken der aktuellen Bauwerks-Hauptuntersuchung von 2013 erfolgte in einem ersten Schritt die Nachrechnung der Haupttragglieder der Kajeanlage unter Ansatz der momentan vorhandenen Querschnittswerte. In einem zweiten Schritt wurde exemplarisch durch Annahme einer mittleren Abrostungsrate die Standsicherheit des Bestandes nach 10 Jahren in 2024 bestimmt.

#### **2.4 Konstruktive Besonderheiten**

In der Höhe von - 4,30 bis - 4,80 mNN wurde bei Herstellung der vorderen Wand eine verklammerte Steinschüttung zur Lastweiterleitung eingebaut. Die Auswirkungen der Modellbildung auf die Ergebnisse der Spannungsnachweise wurden durch eine Sensitivitätsanalyse untersucht. Im gleichen statischen System wurde die Bruchsteinschüttung einmal als punktuelle Stützung („Steife“) und einmal als Bettung bzw. Zusatzdruck idealisiert. Es stellte sich heraus, dass die Lastweiterleitung über eine Bettung um ca. 31 % günstigere Ergebnisse liefert, als der punktuelle Kräfteintrag in das System der vorderen Wand.

Die unterschiedlichen Ansätze ergaben abweichende Ausnutzungsgrade der Spundwände, kamen jedoch grundsätzlich zum gleichen Ergebnis. Die Stützkraft des Erdaufagers der hinteren Wand stellt für die vordere Wand eine entsprechende Belastung dar. Die Größe der Beanspruchungen der hinteren, ebenfalls durch Korrosion geschwächten Spundwand, hängt abgesehen von ihrer Belastung, im Wesentlichen von Ihrer Stützweite ab.

Im Rahmen der Taucheruntersuchung 2013 wurde auch die Beschaffenheit der Steinschüttung lokal untersucht. Es zeigte sich, dass die Oberkante größtenteils erst bei ca. - 4,40 mNN anzusetzen ist und eine Verklammerung durch Vergussmörtel nicht festgestellt werden konnte. Somit kann von keiner eindeutig ausgebildeten „Steife“ zwischen den Spundwänden ausgegangen werden.

## **2.5 Lastannahmen und Erddruck**

Neben den bekannten Eigengewichtslasten der Konstruktion sowie den Verkehrslasten aus dem Kranbahnbetrieb wurde zur Abdeckung von Einflüssen aus allgemeinem Verkehr auf dem Betriebsgelände eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von  $p_k = 10 \text{ kN/m}^2$  angesetzt.

Auf der sicheren Seite liegend wurde bei der Belastung des statischen Systems der erdseitigen Spundwand keine Erddruckumlagerung vorgenommen. Nach Empfehlung des bei der Planung involvierten Prüfenieurs wurde auch auf eine Erddruckumlagerung für die wasserseitige Spundwand aufgrund der hochliegenden Verankerung verzichtet. Aufgrund der großen freien Länge der kombinierten Wand zwischen den Auflager- bzw. Einspannungspunkten würde sich eine theoretische Kräfteumlagerung kaum einstellen. Es wurde somit bei beiden Systemen keine Reduzierung der Feldmomente vorgenommen.

## **3 Nachrechnung**

### **3.1 Vorgehensweise bei der Nachrechnung und Modellierung**

Zur Absicherung des „worst-case“ wird der maßgebliche Bemessungsschnitt somit im Bereich des ungünstigsten Bemessungsprofils gesucht. In diesem Schnitt wird sowohl die erdseitige Spundwand unter Ansatz der neusten Erkenntnisse nachgerechnet, als auch die Auswirkungen auf die kombinierte vordere Kaje wand untersucht.

Um das Spektrum der Ausnutzungsgrade der vorderen Wand zu ermitteln, wurde eine Grenzbetrachtung durchgeführt und neben dem „worst-case“, auch die günstigste Boden-Bauwerks-Kombination ohne die Belastung durch die Kranbahn untersucht.

Die erdseitige Wand wurde als ein im Fußbereich horizontal gebettetes und bei  $\pm 0,00 \text{ mNN}$  einfach gestütztes System berechnet. Die Berechnung der gebetteten Spundwand erfolgte schließlich nach den Empfehlungen des Arbeitsausschusses für Baugruben (EAB) mit dem Bettungsmodulverfahren bzw.  $E_s$ -Verfahren.

Die Nachweisführung bei der Berechnung der vorderen Wand erfolgte auf konventionelle Weise unter Vorgabe der vorhandenen Profillänge und einer automatischen Ermittlung der Fußspannung.



### **3.3 Zusatzbelastung auf die vordere Kajenwand**

Eine entscheidende Rolle bei der Spannungsermittlung der tragenden Bauteile der vorderen Wand kam der Modellierung der äußeren Belastung im Bereich der Bruchsteinschüttung zu. Es war wichtig eine Belastungsfigur zu wählen, die den Kraftfluß bzw. die Lastweiterleitung möglichst real abbildet. Der gewählte Zusatzdruck infolge der Bettungsspannungen aus der erdseitigen Wand sollte möglichst keine Lastanteile aus dem aktiven Erdruck des hinteren Systems in das statische System der vorderen Wand eintragen, die bereits im System der vorderen Wand mit abgebildet wurden. Andernfalls würden diese Belastungsanteile doppelt auf die kombinierte Wand einwirken.

Es wurde eine Gesamtbetrachtung beider Systeme vorgenommen. Zur genauen Ermittlung des Lastanteils der auf die vordere Wand infolge der „Abstützung“ der hinteren Spundwand einwirkt, wurde eine analytische Vorgehensweise gewählt: Dabei wurde unter Verwendung von bodenspezifischen Steifemoduli die hintere Spundwand gebettet gerechnet und die statisch erforderliche Einbindelänge ermittelt. In diesem Bereich bauen sich über ca. 1,90 m Bettungsspannungen auf, die dann auf die vordere Wand wirken. Mit dieser Berechnung wurde die Form und Lage der Zusatzbelastung bestimmt. Es hat sich eine typische passive Erdruckfigur ergeben, die zum Fußpunkt der Spundwand wieder etwas abfällt. Sie setzt direkt ab Oberkante Steinschüttung (- 4,30 mNN) ein, entwickelt dann bis - 5,80 mNN ein Maximum und fällt dann bis auf -6,20 mNN wieder etwas ab. Um belastbare Ergebnisse zu erhalten, wurden das System ohne die verfälschende Einwirkung aus Teilsicherheitsbeiwerten charakteristisch berechnet (keine Bemessungssituation, rein charakteristische Einwirkungen).

Die Bemessung der vorderen Kajenwand erfolgte mit der in Abbildung 11 dargestellten charakteristischen Zusatzbelastung. Auf der sicheren Seite liegend wurde darauf verzichtet, den durch die hintere Wand abgeschirmten Erddruckanteil vollständig zu eliminieren.

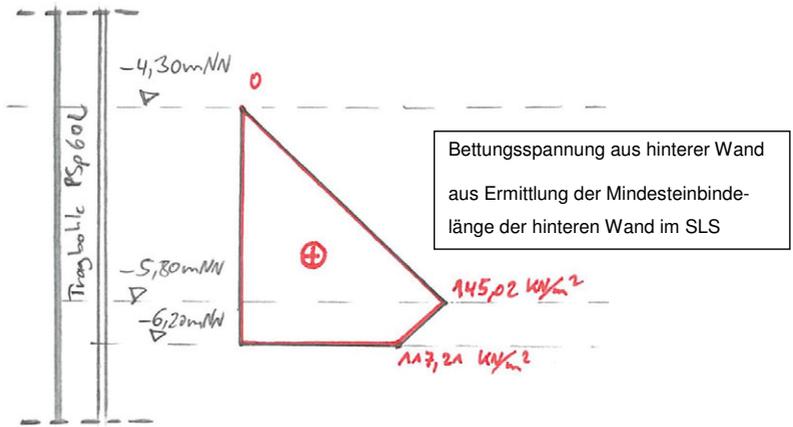


Abb. 11: Schema zum Ansatz der Zusatzbelastung auf die vordere Wand

#### 4 Zusammenfassung der Ergebnisse

##### 4.1 Berechnungsergebnisse der hinteren Kajeinwand

Die Nachrechnung ergab unter Berücksichtigung der geänderten Randbedingungen (statisches System, Lasten, überarbeitetes Bodenprofil), dem infolge von Korrosion geschwächten Querschnitt und der Berechnung gemäß neuer Normenlage eine maximalen Ausnutzungsgrad von ca. 0,76 im Spannungsnachweis (ULS – Grenzzustand der Tragfähigkeit) für das Larsen IV neu Profil im Schnitt e-e in der Bemessungssituation BS-P. Die hintere Wand weist somit trotz des mittlerweile hohen Alters noch ausreichend Tragfähigkeitsreserven auf. Diese Erkenntnisse deckten sich mit den Ergebnissen der Zusammenfassung der Nachrechnung von 1988.

##### 4.2 Berechnungsergebnisse der vorderen Kajeinwand

Ähnlich der erdseitigen Spundwand wurde auch die vorgesetzte kombinierte Kajeinwand, wie zur damaligen Zeit allgemein üblich, bereits bei der Auslegung 1955 sehr wirtschaftlich dimensioniert. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit und dem Lastfall 1 wies der Querschnitt der Tragbohlen im kritischen Höhenschnitt einen Ausnutzungsgrad von 97 % auf.

Die aktuelle Nachrechnung zeigte unter Berücksichtigung der geänderten Randbedingungen (Belastung, überarbeitetes Bodenprofil usw.), den festgestellten Querschnittsschwächungen, der Berechnung gemäß neuer Normenlage und vor allem einer günstigeren Lastübertragung einen maximalen Ausnutzungsgrad von 1,08 im Spannungsnachweis (ULS – Grenzzustand der Tragfähigkeit) für die Tragbohle PSp 60 L im maßgebenden Schnitt e-e. Im günstigeren Schnitt f-f ist die vordere Wand „nur“ zu 90 % ausgenutzt.

Die Spannungsüberschreitungen von ca. 8 % gegenüber der Streckgrenze stellen sich am kritischen Schnitt knapp unterhalb der verstärkten Tragbohlen (Kapselung) und oberhalb der Bruchsteinschüttung an der freiliegenden Tragbohle (ca. - 4,25 mNN) ein. Dieser Bereich konnte im Zuge der Sanierung 1990 aus konstruktiven Gründen nicht durch die Kapselung erfasst werden.

Die DIN EN 1993 bietet die Möglichkeit in Grenzfällen die Tragfähigkeitsreserven des Baustahls auszunutzen. Im Nachweisverfahren Elastisch-Plastisch (E-P) werden die Beanspruchungen nach der Elastizitätstheorie (so geschehen) und die Beanspruchbarkeiten unter Ausnutzung plastischer Tragfähigkeiten ermittelt. Erfahrungsgemäß lassen sich für plastifizierte Querschnitte Tragfähigkeitszuwächse zwischen 10 und 15 % erzielen. Aufgrund der geringen Überschreitungen im Nachweis nach der reinen Elastizitätstheorie wurde auf die Ermittlung von plastischen Querschnittswerten für den zusammengesetzten Querschnitt der vorderen Wand und einen E-P-Nachweis verzichtet.

### **4.3 Restnutzungsdauer in Abhängigkeit des Sicherheitsniveaus**

Wie die Nachrechnung gezeigt hat, wurde das heute erforderliche Sicherheitsniveau für die vordere Wand im betrachteten Schnitt e-e unter Ansatz der geschwächten Querschnittswerte nicht vollständig erreicht ( $\mu = 1,08$ ). Unter Verwendung der Teilsicherheiten des semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzepts der DIN EN 1990 bis DIN EN 1997 wird im Folgenden die aktuelle Sicherheit gegen ein Versagen der Bauteile ermittelt. Um den vorwiegend ständigen (ruhenden) Lasten Rechnung zu tragen, erfolgt eine Wichtung der ständigen Lasten mit 80 % und der veränderlichen Lasten mit 20 %.

Sicherheitsniveau im Nachweis der äußeren Standsicherheit:

$$E_d \leq R_d$$

$$E_k \cdot \gamma_E \leq R_k / \gamma_R$$

$$G_k \cdot \gamma_g \cdot 0,8 + Q_k \cdot \gamma_q \cdot 0,2 \leq R_k / \gamma_R$$

$$G_k \cdot 1,35 \cdot 0,8 + Q_k \cdot 1,5 \cdot 0,2 \leq R_k / 1,4 \text{ (Erdwiderstand)}$$

$$1,932 \leq R_k$$

→ 193 %-ige Sicherheit im Nachweis der äußeren Standsicherheit

Der Nachweis der äußeren Standsicherheit wird durch die äußeren Bauteilabmessungen und die anstehenden Böden bestimmt und ist für alle Schnitte erfüllt. Auf eine weitergehende Betrachtung der Nachweise der äußeren Standsicherheit wurde daher verzichtet.

Sicherheitsniveau im Spannungsnachweis Stahlbau:

$$E_d \leq R_d$$

$$E_k \cdot \gamma_E \leq f_{yk} / \gamma_R$$

$$G_k \cdot \gamma_g \cdot 0,8 + Q_k \cdot \gamma_q \cdot 0,2 \leq f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$G_k \cdot 1,35 \cdot 0,8 + Q_k \cdot 1,5 \cdot 0,2 \leq f_{yk} / 1,0 \text{ (Materialbeiwert)}$$

$$1,38 \leq f_{yk}$$

→ 138 %-ige Sicherheit im Spannungsnachweis Stahlbau

Hintere Wand - Spannungsnachweis 2014:

Ausnutzungsgrad Spundwand Larssen IV neu (Schnitt e-e)  $\mu = 0,76$

$1,38 / 0,76 \leq 1,81$  → 181 %-ige Sicherheit gegen Versagen des Bauteils

Vordere Wand - Spannungsnachweis 2014:

Ausnutzungsgrad Tragbohle PSp 60 L (Schnitt e-e)  $\mu = 1,08$

$1,38 / 1,08 \leq 1,28$  → 128 %-ige Sicherheit gegen Versagen des Bauteils

Im ersten Teil der Nachrechnung ist der „status quo“ des Tragwerks der Kajenanlage überprüft und bewertet worden. Auf Basis des neu interpretierten Sicherheitsniveaus gegen Versagen ist danach eine Restnutzungsdauer abgeschätzt worden. Darunter wird diejenige Zeitdauer verstanden, während der das Bauwerk gemäß Nutzungsplan noch in Betrieb bleiben soll bzw. darf. Sie legt gegebenenfalls auch den Zeitpunkt fest, zu dem im Hinblick auf eine weitere Nutzung eine erneute Beurteilung der Tragsicherheit erforderlich ist. Dies soll für exemplarisch für einen Zeitpunkt in 10 Jahren anhand der in Kapitel 2.3 ermittelten Abrostungsrate geschehen. Spätestens dann sollte erneut eine detaillierte Nachrechnung auf Basis von Wanddickenmessungen und einer Bauwerksprüfung erfolgen.

#### Hintere Wand - Spannungsnachweis 2024:

Ausnutzungsgrad Spundwand Larssen IV neu (Schnitt e-e)  $\mu = 0,82$

$1,38 / 0,82 \leq 1,69$  → 169 %-ige Sicherheit gegen Versagen des Bauteils

#### Vordere Wand - Spannungsnachweis 2024:

Ausnutzungsgrad Tragbohle PSp 60 L (Schnitt e-e)  $\mu = 1,17$

$1,38 / 1,17 \leq 1,18$  → 118 %-ige Sicherheit gegen Versagen des Bauteils

Unter Wertung der in den Annahmen enthaltenen Sicherheiten wird eine 110 %-ige Sicherheit gegen Versagen als untere Grenze des Sicherheitsniveaus gesehen. Bei Unterschreitung dieses Wertes sollten bauliche Maßnahmen zur Ertüchtigung des betroffenen Bereiches ergriffen werden oder alternativ eine Stilllegung in Erwägung gezogen werden.

Der Auswertung in Abbildung 12 zufolge erreicht die vordere Wand, unter Berücksichtigung der Abrostungsraten gemäß EAU, ein Sicherheitsniveau von 110 % im Jahre 2032. Die erdseitige Wand würde theoretisch erst im Jahre 2073 eine Sicherheit von 110 % gegen Versagen unterschreiten. Dem Auftraggeber wurden entsprechende Instandsetzungsmaßnahmen bzw. ein laufendes Monitoring empfohlen.

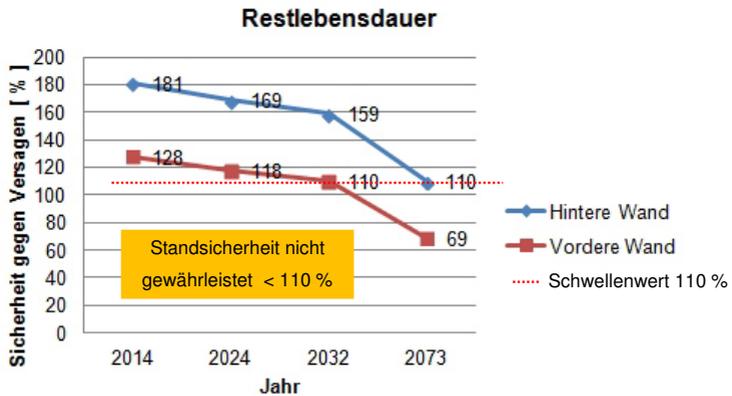


Abb. 12: Theoretische Restlebensdauer der Kajenwände

Nutzungseinschränkungen sind aktuell nicht erforderlich. Sofern keine ungünstigen Nutzungsänderungen vorgenommen werden, kann der Betrieb ohne Auflagen für die nächsten 10 Jahre weitergeführt werden.

## 5 Ausblick und Empfehlungen

### 5.1 Variantenuntersuchung – Maßnahmen zur Lebensdauerverlängerung

Zur Verlängerung der Lebensdauer bzw. der Nutzung der Kaje wurden nach dem Vorliegen der Berechnungsergebnisse vier Handlungsmöglichkeiten entwickelt und anhand einer Variantenuntersuchung bewertet. Grundsätzlich wurde aufgrund des teilweise recht hohen Alters des Bauwerks (> 90 Jahre) ein Bauwerksmonitoring, beispielsweise in einem 5-Jahres Intervall, empfohlen. Dabei sollte vor allem der Bereich der Wasserwechselzone und der Zustand der Bruchsteinschüttung am Versprung zur hinteren Wand geprüft werden. Dies ist bereits in der jüngeren Vergangenheit durch Taucheruntersuchungen und Inspektionen des Bauwerks vom Boot aus erfolgt. In Abhängigkeit vom Umfang der Maßnahme sollte dann in einer späteren Planungsphase ein detailliertes Monitoringsystem mit Angabe von Prüfungsintervallen, Beschreibung des Prüfumfangs und Handlungsanweisungen entwickelt werden.

Folgende Varianten wurden untersucht und unter technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten bewertet:

- Instandsetzen und Beobachten
- Rückverankerung der vorderen Wand
- Anhebung der Wesersohle im Nahbereich der Kaje
- Stilllegung der Kajenanlage

## **5.2 Vorzugsvariante - Instandsetzen und Beobachten**

Die Variantenuntersuchung kam zum Ergebnis, dass Maßnahmen zur „Konservierung“ des aktuellen Bauwerkszustandes, sowohl aus technischer als auch aus wirtschaftlicher Sicht der Vorzug zu geben ist.

Zur Verlangsamung der fortschreitenden Korrosion an den stählernen Bauteilen der Kaje wäre es denkbar, ein Korrosionsschutzsystem einzusetzen. Passive Korrosionsschutzsysteme wie Anstriche, Beschichtungen usw. erscheinen im Verhältnis zum Alter der Kajenanlage und dem damit verbundenen Aufwand (Reinigen etc.) jedoch als nicht wirtschaftlich. Gleiches gilt für ein aktives kathodisches Korrosionsschutzsystem (Beaufschlagung der Spundwände mit Fremdstrom).

Vorrangiges Ziel der Instandsetzung ist es, Ausspülungen des anstehenden Erdreichs durch die Löcher in der hinteren Spundwand zu verhindern. Wasserströmungen infolge vom anstehenden Grundwasser und/oder Hochwasserereignissen können Bodenteile durch diese Fehlstellen in der Spundwand auswaschen. Eine mögliche Folge könnten oberflächliche Versackungen im Bereich der Kranbahn sein. Es wurde vorgegeben, alle Löcher mit einem  $\varnothing \geq 5$  mm (siehe Abbildung 13) durch aufgeschweißte Stahlbleche zu „flicken“. Alternativ könnte auch eine „Klebung“ der Bleche erfolgen. Die Schweißflächen waren vorher zu säubern (Drahtbürste, HD-Strahler bzw. UW-Nadelgerät) und über Wasser eben zu beschleifen. Größere schadhafte Stellen mussten mittels Schneidbrennereinsatz ausgespart werden und mussten ebenfalls durch einen Stahlflicken geschlossen werden. Stärkerer Rostfraß bzw. Risse waren ebenfalls durch Schleifen und evtl. Verschweißen auszubessern.



**Abb. 13: Typische Schadensbilder an der hinteren Wand**

Im Frühjahr 2015 erfolgte letztlich das Verkleben der Fehlstellen mit einem Polymermetall zur Instandsetzung unter Wasser liegender oder feuchter Metalloberflächen und Stahlblechen. Dieses Material wird im Schiffs- und Brückenbau bereits seit längerem eingesetzt. Es hat den Vorteil, dass teure und aufwändige Schweißarbeiten, sofern keine tragenden Bauteile gefügt werden müssen, entfallen können (siehe Abbildung 14).



**Abb. 14: Mittels UW-Metal® applizierte Stahlbleche**

## 6 Fazit

Mittels der Machbarkeitsstudie zur Lebensdauerverlängerung der Kaje am Kraftwerk Far-ge wurde die Standsicherheit der erdseitigen und vorderen Kajeiwände, unter Berücksichtigung des aktuellen Bauwerkszustandes, überprüft. Bei Betrachtung der Ergebnisse kann festgestellt werden, dass nach Meinung des Verfassers eine ausreichende Standsicherheit der vorderen und hinteren Wand für die nächsten 10 Jahre gewährleistet ist. Die Nachweisführung wurde nach dem derzeitigen Stand der Normung (semiprobabilistisches Teilsicherheitsystem) durchgeführt. Für die geotechnischen Nachweise wurde der Eurocode 7 mit Nationalem Anhang und für die Stahlbemessung der Eurocode 3 einschließlich Nationalem Anhang angewendet.

Abschließend kann festgestellt werden, dass bei der Nachrechnung (Modellierung und Lastansätze) und Bewertung von Bestandsbauwerken, äußerst sensibel vorgegangen werden muss. Da für Wasserbauwerke keine einheitliche Regelung zur Vorgehensweise bei der Nachrechnung existiert, wie beispielsweise im Brückenbau (BEM-ING Nachrechnungsrichtlinie der bast), so ist immer im Einzelfall zu entscheiden, auf welche Weise der Bauwerkszustand zu bewerten ist.

Insbesondere der Interpretation der Ergebnisse kommt eine entscheidende Rolle zu. Sofern ein Nachweis nicht eingehalten wird, bedeutet dies nicht zwangsläufig, dass das Bauwerk abgängig ist. Sollte das betrachtete Bauwerk von seiner Substanz her in einem guten Zustand sein, kann gemeinsam mit dem Eigner entschieden werden, welche Wege beschritten werden sollen. Sofern Nutzen und Aufwand in einem günstigen Verhältnis stehen, sind Ertüchtigungsmaßnahmen und anschließendes Monitoring an Infrastrukturbauten immer einer übereilten Neubauplanung oder gar Stilllegung vorzuziehen.

## Literatur

**Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB);** *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), 5. Auflage, 2012*

**Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle);** *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), 2. Auflage, 2012*

**Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ (EAU) Häfen und Wasserstraßen;** *Arbeitsausschuss "Ufereinfassungen" der HTG e. V. (Hrsg.), 12. Auflage, 2012*

**DIN EN 1991-1/NA: Einwirkungen auf Tragwerke:** *Dezember 2010*

**DIN EN 1992-1/NA: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken:** *Januar 2011*

**DIN EN 1993-1/NA: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten:** *Dezember 2010*

**DIN EN 1997: Entwurf, Berechnung u. Bemessung in der Geotechnik:** *Dezember 2010*

**DIN 1054: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau:** *Januar 2005, 4. Berichtigung Oktober 2008*

## Diverse Bestandsunterlagen und Historische Bautabellen

Autoren

---

Dipl.-Ing. (FH) Nils Engelke, M.Sc.

n.engelke@grbv.de

Dipl.-Ing. Johannes Herbort

j.herbort@grbv.de

grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG

Expo Plaza 10

www.grbv.de

30539 Hannover

Tel.: 0511 984 94-0

# **Schonende Bauverfahren beim Bau der „Kaimauer Elbrückenzenrum West“ in der Hafencity Hamburg**

Jan Meyer, Sellhorn Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg  
Dirk Wunder, Aug. Prien Bauunternehmung GmbH & Co. KG, Hamburg

## **1 Allgemeines**

### **1.1 Einleitung**

Auf gut 155 ha entsteht seit Mitte 2001 in direkter Nachbarschaft zur Hamburger Innenstadt der neue Stadtteil Hafencity auf ehemaligem Hafengelände. Der von West nach Ost fortschreitenden Wohn- und Geschäftsbebauung vorausgehend wird die Infrastruktur, wie Ver- und Entsorgungsleitungen, Straßen, Brücken und Kaimauern, entwickelt.

Der Großteil der vorhandenen Kaimauern in der Hafencity mit einer Gesamtlänge von über zehn Kilometern stammt noch aus den 1890er-1910er oder den 1960er-1970er Jahren und wurden, wenn möglich und wirtschaftlich sinnvoll, strukturell ertüchtigt und optisch saniert, um vorhandenes Hafenflair zu bewahren.

Das Projekt „Kaimauer Elbrückenzenrum West“ (siehe Abbildung 1) liegt im Osten der Hafencity im Quartier Elbrücken direkt an der tidebeeinflussten Norderelbe und ist eines der wenigen erforderlichen Kaimauer-Neubauprojekte, mit denen die ursprüngliche Kaimauer-Ausbaulinie in der Hafencity verändert wird.

### **1.2 Baumfeld**

Abbildung 2 zeigt das Baumfeld vor Baubeginn mit dem Kirchenpauerkai im Westen, Gebäuden des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) im Norden und den Norderelbbrücken im Osten (von West nach Ost: Freihafenelbbrücke, Fernbahnbrücke und S-Bahn-Brücke). Die auf hohem Niveau liegende Straße zur Freihafenelbbrücke wird durch eine Uferwand und eine Stützwand gestützt.



Abbildung 1: Projektlage (Quelle: www.hafencity.com)



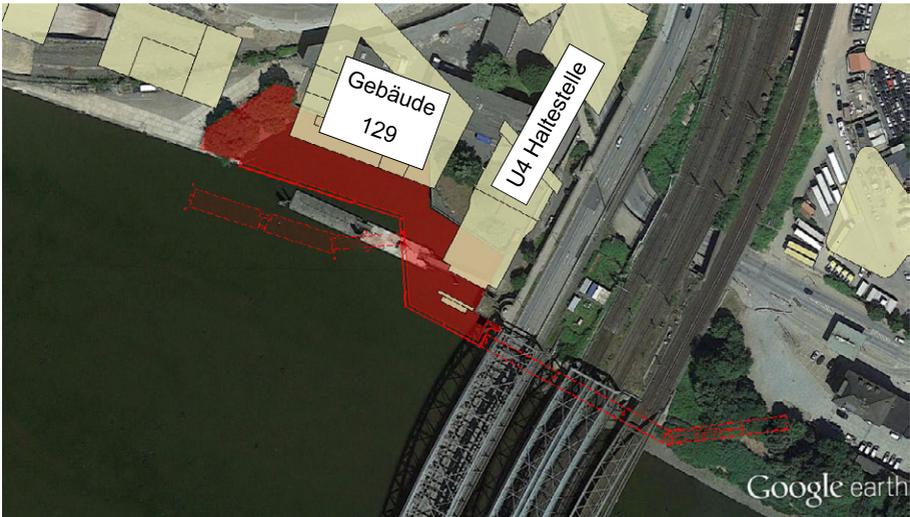
Abbildung 2: Baumfeld vor Baubeginn (Quelle: GoogleEarth)

### 1.3 Bedarf der Baumaßnahme

Der Bedarf der Baumaßnahme ist im Einzelnen wie folgt begründet:

#### Landgewinnung für einen geplanten Hochbau

Das im städtebaulichen Konzept der HafenCity festgelegte Gebäude 129 (Abbildung 3) liegt auf dem Gelände der BSH und zum Teil im Hafenbecken davor. Mit dieser Maßnahme wird das Hafenbecken verfüllt, um das erforderliche Baugrundstück zu schaffen.



**Abbildung 3: Bedarf des Bauvorhabens**

#### Weiterführung der südlichen Uferpromenade, Begradigung der Uferlinie

Um vor dem Gebäude 129 Platz für eine HafenCity-typische Promenade zu erhalten, wird die Uferlinie des Kirchenpauerkais geradlinig weitergeführt.

#### Bereitstellung des Anschlusses für eine Wegeverbindung nach Entenwerder

Um den Elberadweg von der HafenCity nach Osten direkt an der Elbe weiterführen zu können, wird mit dieser Maßnahme ein Anschlusspunkt zur Verfügung gestellt, von dem aus ein Geh- und Radweg auf einer geradlinigen Trasse unterhalb der Norderelbbrücken weitergebaut werden kann.

#### Bereitstellung eines Anschlusses für einen Hafenfährenanleger

Für die Erschließung der östlichen HafenCity durch die Hafenfähren wird eine Anschlussmöglichkeit für einen Pontonanleger hergestellt.

#### Landgewinnung zur Einbindung der U4-Haltestelle

Eine neue U-Bahn-Linie 4 wird bis zu den Elbbrücken gebaut und später ggf. über die Norderelbe bis nach Wilhelmsburg verlängert. Die geplante U4-Haltestelle Elbbrücken liegt mit ihrem südlichen Ende im Bereich der heutigen Norderelbe. Mit der hier beantragten Maßnahme wird das Gelände an dieser Haltestelle aufgefüllt, um deren Südabschnitt wegetechnisch zu erschließen.

#### Sicherung der vorhandenen Uferwand an der Freihafenelbbrücke

Zwischen der geplanten U4-Haltestelle Elbbrücken und dem Widerlager der Freihafenelbbrücke liegt eine Uferwand aus dem frühen 20. Jahrhundert. Hinter der Uferwand sind Erosionsschäden ersichtlich (Abbildung 4), die zeitweise schon zur Sperrung der Freihafenelbbrücke führten. Mit dieser Maßnahme wird eine neue erosionsdichte Uferlinie vor der bestehenden und als Stützwand zu erhaltenden Uferwand hergestellt.

### **1.4 Baugrund**

Die Baugrundsichtung ist in Abbildung 6 dargestellt. Unterhalb einer mehrere Meter mächtigen Schlickschicht, die ausgebaggert wird, stehen Sande unterschiedlicher Lagerungsdichte an. An der Grenze zum unterlagernden, gering tragfähigen Lauenburger Ton liegt eine Sand-/Kiesschicht mit Steinen.

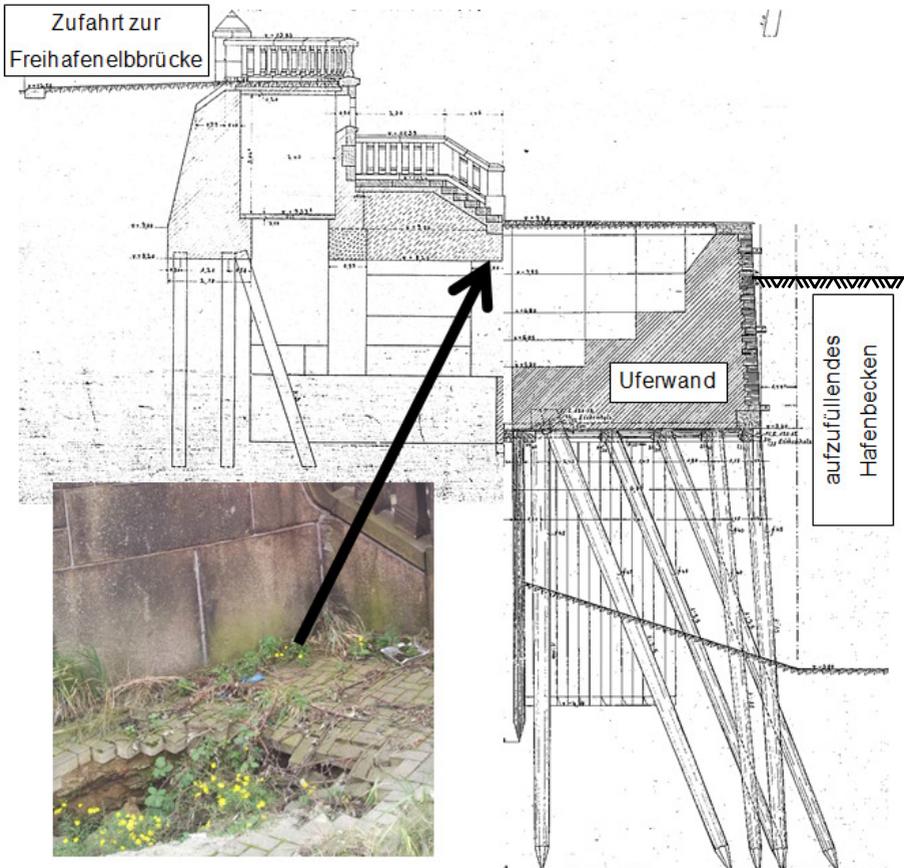
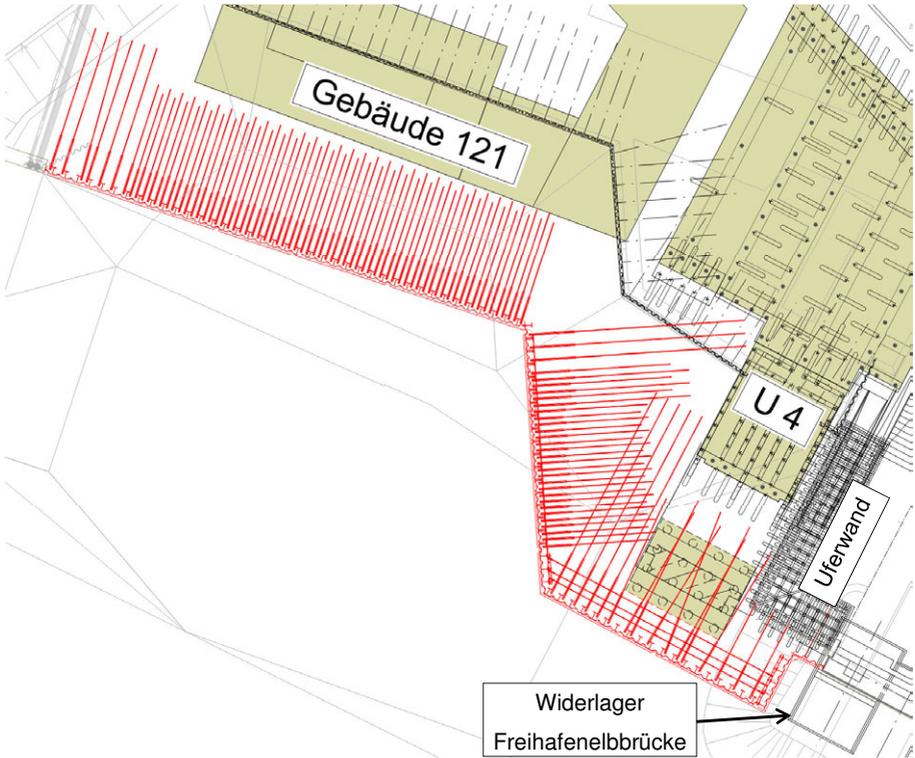


Abbildung 4: Ein Erosionsschaden an der Uferwand

## 2 Planung der Baumaßnahme

### 2.1 Trassenführung der Uferwand

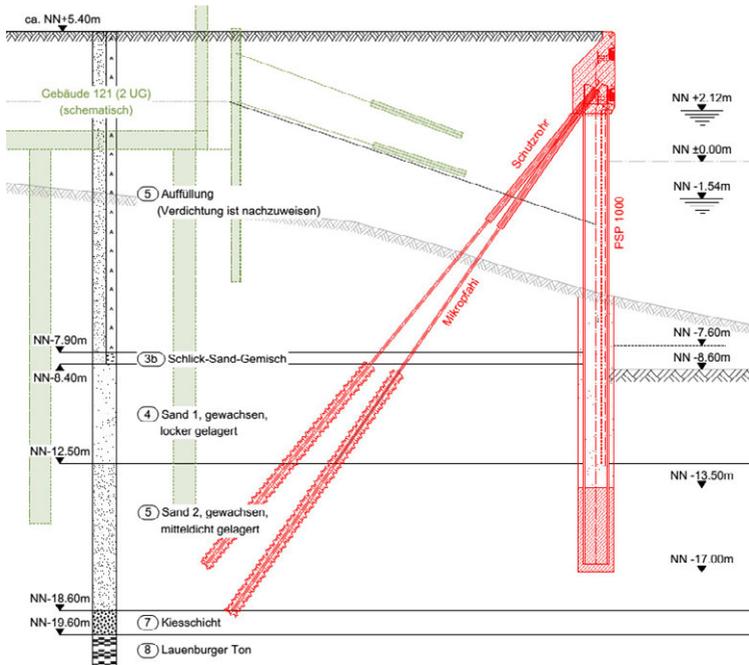
Abbildung 5 zeigt eine Übersicht über die Gründungselemente des Bauvorhabens. Die insgesamt etwa 160 m lange Kaimauer wird als verankerte Stahlspundwand ausgeführt, umschließt die spätere Bebauung sowie die Uferwand an der Freihafenelbbrücke und schließt an deren Widerlager an. Die Rückverankerung wird so angeordnet, dass die Baufelder möglichst freigehalten werden. Dieses bedingt großteils steile Anker und geringe Ankerabstände.



**Abbildung 5: Übersicht Gründungselemente**

## **2.2 Ausbildung und Einbringverfahren der Uferwand**

Mit der Kaimauer wird ein Geländesprung von NN+5,4 m bis NN-8,6 m (Berechnungssohle) überwunden (Abbildung 6).



**Abbildung 6: Querschnitt Uferwand**

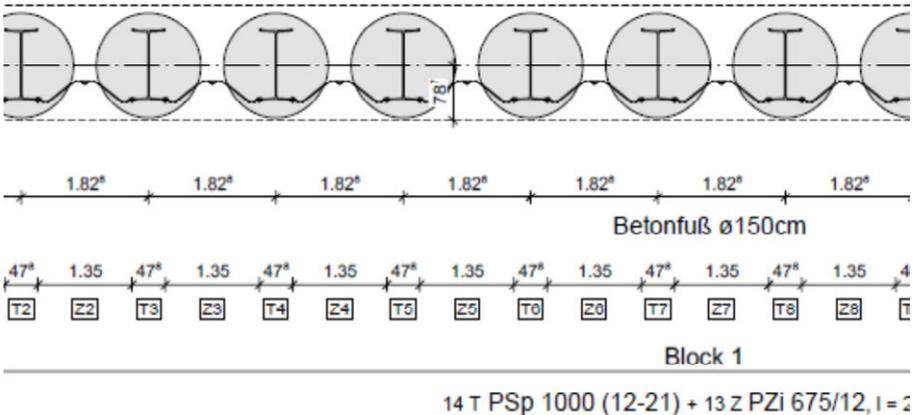
Die Freihafenelbbrücke stellt eine wichtige Straßenverbindung von der Innenstadt in den Hafen dar. Die Brücke ist etwa 100 Jahre alt und ihre Widerlager bestehen aus jeweils zwei Senkkästen, die in einer Tiefe von NN-12,7 m abgesetzt sind. Das im Vorfeld der Baumaßnahme erstellte Erschütterungsgutachten sowie die bekannten Schäden an der benachbarten Uferwand ließen keine rammenden und auch keine rüttelnden Verfahren zu. Als Einbringverfahren für die Spundwand wurden daher in Bohrlöcher eingestellte und ausbetonierte Tragbohlen vorgesehen. Um einen ausreichend großen Arbeitsraum zu gewährleisten, wurde ein Doppel-T-Profil, hier ein PSp1000-Profil, in einer Bohrung mit 150 cm Durchmesser eingeplant. Günstig stellt sich bei dieser Ausführung die Möglichkeit dar, die Vertikallasten aus den zur Freihaltung der angrenzenden Baufelder steilen Mikropfählen unter Berücksichtigung des Durchstanzens in den Sanden abtragen zu können. Der Lauenburger Ton zeigte sich so gering tragfähig, dass andernfalls erhebliche Mehrlängen der Tragbohlen erforderlich geworden wären. Eine separate Hindernisräumung der Spundwandtrasse ist ebenfalls nicht erforderlich.

Zur Vermeidung von Erschütterungen der Brücke wurden weiterhin in deren Nahbereich die Zwischenbohlen der kombinierten Wand sowie die Spundbohlen im Böschungsbereich eingepresst. Die Rückverankerung der Wand erfolgt mit gebohrten Mikropfählen.

### 3 Vorstellung des Bauverfahrens

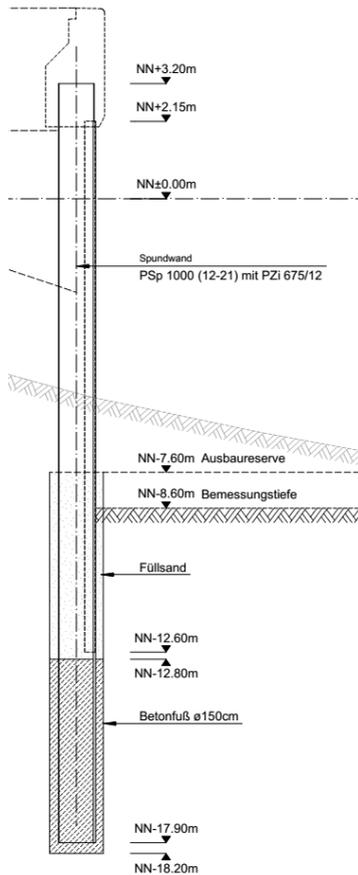
#### 3.1 Aufgabenstellung

Ein wesentlicher Teil der Baumaßnahme „Kaimauer Elbbrückenzenrum West“ ist die Erstellung einer kombinierten Stahlspundwand. Die Tragbohlen und teilweise auch die Füllbohlen sind aus vorgenannten Gründen schonend einzubringen. Wie in Abbildung 7 dargestellt, werden als Tragbohlen PSp 1000 und als Füllbohlen PZi 675/12 verwendet.



**Abbildung 7: Horizontalschnitt Uferwand**

Die Tragbohlen PSp 1000 sind in zuvor abgeteufte Bohrungen innerhalb des Bohrrohres (D=1500 mm) der Drehbohrgeräteeinheit einzustellen und zur Übertragung von vertikalen Lasten mit einem Betonfuß zu versehen (Abbildung 8). Parallel zum Ziehen des Bohrrohres ist ein Bodenersatzsystem einzubauen. In der Vergabeunterlage wurden zwei verschiedene Bodenersatzsystems ausgeschrieben: ein selbst erhärtendes sowie F1-Sand. Ausgeführt wurde aus wirtschaftlichen und bauablauftechnischen Gründen die Sandverfüllung.



**Abbildung 8: Querschnitt Uferwand**

### 3.2 Auswahlkriterien des angewendeten Verfahrens

Das vorgenannte Bauverfahren hat gerade in Hinblick auf den sensiblen Bestand in unmittelbarer Nähe der Baumaßnahme wesentliche Vorteile gegenüber herkömmlicher Bauverfahren wie Rütteln oder auch Rammen von kombinierten Spundwänden. Es ist ein sehr schonendes Bauverfahren, da es weniger Einfluss auf die Standsicherheit und möglicher Verformungen vorhandener Bauwerke aufweist. Es wirkt durch die erschütterungsarme Bauweise auch weniger stark auf von Kampfmitteln belasteten Nachbarbebauungen und -grundstücke. Zudem sind die Schallemissionen im Vergleich zum Rütteln und Rammen

sehr viel geringer hinsichtlich der Intensität. Nachteilig wirken sich bei der Wahl dieses Verfahrens die erschwerten Randbedingungen hinsichtlich des Gerätestandplatzes (Kräfte aus der Wirkungsweise des Drehbohrgerätes und der Drehbohranlage) und insgesamt die höheren Bauverfahrenskosten aus.

### 3.3 Gerätewahl für das Verfahren

Um die Tragbohlen, wie zuvor beschrieben, in den Baugrund zu verbringen werden folgende Geräte benötigt:

- Hebegerät



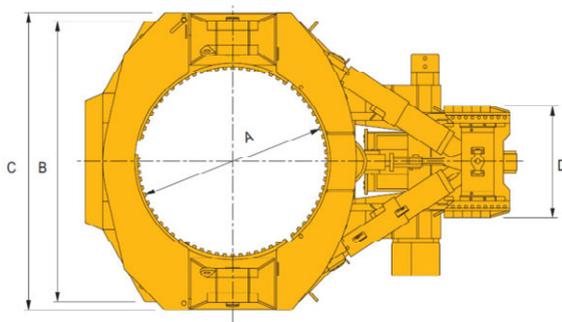
Abbildung 9: Hebegerät

- Drehbohranlage



**Abbildung 10: Drehbohranlage**

- Verrohrungsmaschine



**Abbildung 11: Verrohrungsmaschine**

und bei Arbeiten am oder auf dem Wasser

- Hubinsel oder



**Abbildung 12: Hubinsel**

- großer Ponton



**Abbildung 13: Stelzenponton**

Dabei sind die einzelnen Komponenten aufeinander und auf die Größe der einzubauenden Gründungselemente konsequent abzustimmen. Wesentliche Bestandteile dieses Bauverfahrens sind zudem elementare Baubehelfe zur Abtragung der Kräfte aus dem Drehbohrgerät und der Verrohrungsmaschine und erforderliches Führungsequipment zum Anfahren des Bohransatzpunktes. Am Bauvorhaben „Kaimauer Elbbrückenzenrum West“ wurde ein

Sennebogen 6130 als Hebegerät, eine Delmag RH 34 als Drehbohranlage und eine Verrohrungsmaschine von Bauer eingesetzt. Diese Gerätschaften nebst Baubehelfen und weiteren logistisch erforderlichen Baumaterialien, Geräten und Anlagen wurden auf einem Ponton der Größenordnung 60 x 22 m untergebracht (Abbildung 13).

### 3.4 Zugehörige Normen des Verfahrens

Die Ausführung des zuvor beschriebenen Verfahrens wird geregelt in der DIN EN 1536 und DIN SPEC 18140 analog zur Bohrpfahlherstellung. D. h. auch bei dem hier beschriebenen Verfahren muss beispielsweise mit Wasser- oder Suspensionsüberdruck und voreilendem Bohrrohr zur Vermeidung von Grundbruch und Eintreiben des Bodens gearbeitet werden. Weiterhin wird im Regelwerk auf die Ziehgeschwindigkeiten des Bohreimers und der Verrohrung in Abhängigkeit des anstehenden Bodens hingewiesen. Diese und alle weiteren Vorgaben dieses Regelwerkes sind zur Sicherung des Erfolges einzuhalten.

### 3.5 Erläuterung der einzelnen Bauphasen des Verfahrens

- Phase 1: Abteufen des Bohrrohres

Das Bohrrohr wird mit Hilfe des Drehbohrgerätes und ggf. der Verrohrungsmaschine auf die Absetztiefe gebracht.

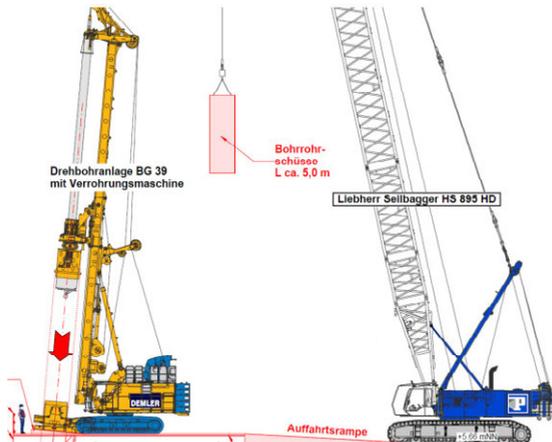
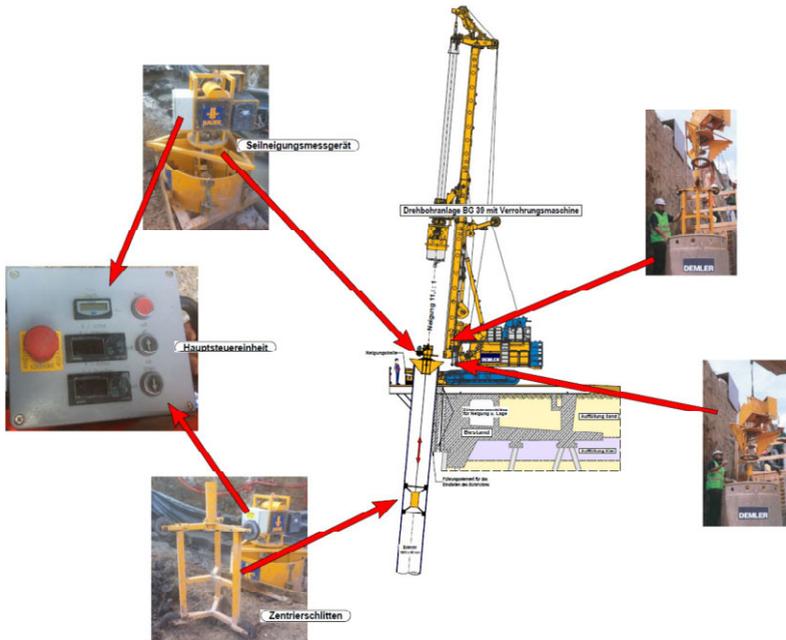


Abbildung 14: Beispiel einer Geräteeinheit zum Abteufen der Bohrröhre

- Phase 2: Einmessen des Bohrrohrs

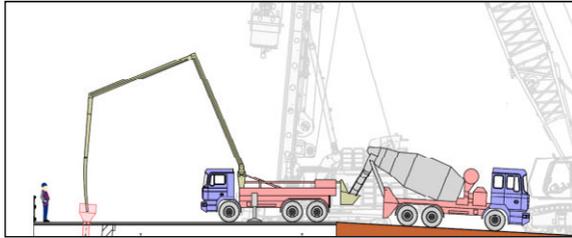
Das Bohrrohr wird nach dem Erreichen der Absetztiefe mittels Seilneigungsmessgerät eingemessen. Die Ergebnisse der Messung fließen in die Positionierung der Tragbohle mit ein. Nach dem Vorbereiten der Tragbohle wird diese in das Bohrrohr der Drehbohranlage eingeführt und abgesetzt.



**Abbildung 15: Einmessen des Bohrrohrs mittels Seilneigungsmessgerät**

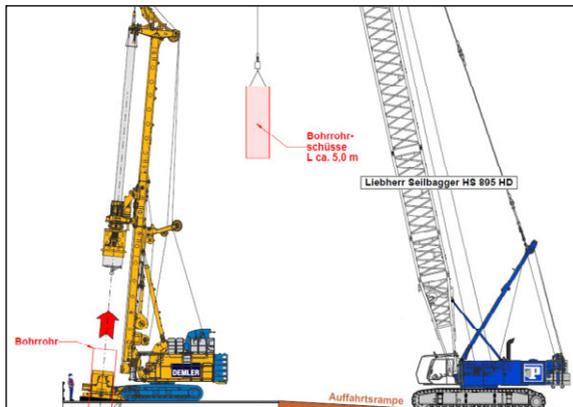
- Phase 3: Fußausbildung der Tragbohle

Der Pfahlfuß der Tragbohle wird im Kontraktorverfahren betoniert.



**Abbildung 16: Pfahlfußausbildung der Tragbohle**

- Phase 4: Einbringen des Bodenersatzmaterials/Ziehen des Bohrrohres  
Das Bodenersatzmaterial wird Zug um Zug mit dem Ziehen des Bohrrohres in Schüssen ebenfalls in Abschnitten eingebracht.



**Abbildung 17: Beispiel einer Geräteeinheit zum Ziehen der Bohrrohre**

Die für die Erstellung der kombinierten Spundwand erforderlichen Füllbohlen PZi 675/12 werden je nach Anforderung und Vorgabe durch die Gutachter mittels Rüttler oder Presse (Abbildung 18) eingebracht. Dabei erfolgte das Einbringen der Füllbohlen im Bereich der Elbbrücke mittels Presse im durch Lockerungsbohrungen vorbereiteten Boden (Abbildung 19). Außerhalb dieses definierten Bereichs erfolgte das Einbringen der Füllbohlen mittels Rüttler.



**Abbildung 18: Einbau der Füllbohlen mittels Presse**



**Abbildung 19: Geräteeinheit für Lockerungsbohrungen im Bereich der Füllbohlen**

### 3.6 Zusammenfassung

Das angewandte Verfahren und letztendlich die gesamten Bauaktivitäten wurden hinsichtlich der am sensiblen Bestand auftretenden Erschütterungen permanent von einem Gutachter überwacht. Bezüglich der dokumentierten Erschütterungsmessungen und ausgewerteten Rissmonitore am Bestandsbauwerk der Elbbrücke hat das angewandte Verfahren sämtliche Anforderungen erfüllt.



**Abbildung 20: Fertiggestellte kombinierte Spundwand**

Autoren

Dipl.-Ing. Jan Meyer

jan.meyer@sellhorn-hamburg.de

Sellhorn Ingenieurgesellschaft mbH

www.sellhorn-hamburg.de

Teilfeld 5, 20459 Hamburg

Tel.: 040 361201-54

Dipl.-Ing. Dirk Wunder

wunder@augprien.de

AUG. PRIEN Bauunternehmung (GmbH & Co. KG)

www.augprien.de

Dampfschiffsweg 3 – 9, 21079 Hamburg

Tel.: 040 77125-256



# Der Bau der 5. Schleusenkammer in Brunsbüttel

Gesa Völkl

Wasser- und Schiffsamt Brunsbüttel, Deutschland



Luftbild der Schleusenanlage Stand Juli 2015

## 1 Einleitung

### 1.1 Bedeutung der Schleuse in Brunsbüttel

Die Schleusen in Brunsbüttel gleichen den unterschiedlichen Wasserstand zwischen der Elbe und dem Nord-Ostsee-Kanal (NOK) aus und heben oder senken die Schiffe jeweils auf das erforderliche Wasserniveau an beziehungsweise ab.

Um von der Nord- in die Ostsee und umgekehrt zu kommen, können Schiffe eine Abkürzung von immerhin bis zu 800 Kilometern durch den Nord-Ostsee-Kanal nehmen. So sparen sie nicht nur Zeit, sondern vor allem teuren Treibstoff.

Der NOK hat aber nicht nur für Schleswig-Holstein eine große Bedeutung. Europaweit gilt er als eine der wichtigsten Verkehrsadern und ist deshalb Bestandteil des Kernnetzes des transeuropäischen Verkehrsnetzes (TEN-V) der EU.

Der NOK ist aber nichts ohne die Schleusen in Brunsbüttel und Kiel. Wenn es dort zu Störungen oder gar Sperrungen kommt, hat das enorme wirtschaftliche Auswirkungen für die betroffene Schifffahrt sowie alle beteiligten Logistikunternehmen.

## **1.2 Bauwerksuntersuchung**

Es gibt eine Kleine und eine Große Schleuse mit jeweils zwei Schleusenkammern. Die Große Schleuse ist seit 1914 durchgehend in Betrieb. Umfangreiche Untersuchungen haben ergeben, dass die Große Schleuse dringend saniert werden muss.

Diese Grundinstandsetzung wird allerdings Jahre dauern.

Um die Einschränkungen für die Schifffahrt während dieser Zeit auf ein Minimum zu reduzieren, wird eine zusätzliche 5. Schleusenkammer als Ersatzkammer gebaut. Sobald diese für den Schiffsverkehr freigegeben ist, kann die Sanierung der Großen Schleuse beginnen.

## **1.3 Vorherige Planung**

Bevor es zur Entscheidung für einen Neubau kam, wurden im Rahmen einer Systemstudie zunächst elf verschiedene Varianten der Grundinstandsetzung untersucht und miteinander verglichen: Von der ausschließlichen Sanierung der vorhandenen Großen

Schleuse, über den Ersatzbau einer Schleuse im Bereich der Kleinen Schleuse, dem Bau einer „Kleinschiffschleuse“, bis zum Neubau einer fünften Schleusenkammer auf der Schleuseninsel mit anschließender Grundinstandsetzung der Großen Schleuse.

Für die Planungen wurden die Kapazität der Schleusen in Brunsbüttel anhand der vorliegenden Schiffszahlen und eine Prognose der Verkehrsentwicklung im theoretischen Modell überprüft. Die Ergebnisse haben deutlich gezeigt, dass der Bau einer weiteren

Schleusenkammer notwendig ist, um erhebliche Verkehrseinschränkungen für die Schifffahrt zu vermeiden.

#### **1.4 Kosten- Nutzen-Untersuchung**

Die Grundvarianten dieser Systemstudie wurden dann anhand von Kosten-Nutzen-Untersuchungen bewertet. Dabei wurden alle möglichen Varianten jeweils volkswirtschaftlich nach Kosten und Nutzen erfasst und verglichen.

#### **1.5 Entscheidung für den Bau einer 5. Schleusenkammer**

Die Kosten-Nutzen-Untersuchung, die Betrachtung der Kapazitäten und die Ergebnisse der Systemstudie haben gezeigt, dass der Neubau einer 5. Schleusenkammer wirtschaftlich und technisch sinnvoll ist. Daraufhin hat das Bundesministerium für

Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) am 20.03.2007 zu Gunsten der Schifffahrt entschieden und grünes Licht für den Bau einer weiteren Schleusenkammer gegeben.

Als bester Neubaustandort für diese neue Kammer hat sich der Bereich zwischen den vorhandenen Schleusenanlagen, der so genannten Schleuseninsel, erwiesen. Die neue Schleusenkammer wird mit einer schiffbaren Nutzlänge von 330 Metern 20 Meter länger sein als die bisherige Große Schleuse, eine schiffbare Breite von 42 Metern und eine Drempeltiefe bei Normal-Höhen-Null (NHN) von -14 Metern haben.

#### **1.6 Daten und Fakten:**

Neue 5. Schleusenkammer

- Bauzeit 2014-2021
- Nutzlänge 330 Meter
- Nutzbreite 42 Meter
- Drempeltiefe bei Normal-Höhen-Null (NHN) -14 Meter

#### Bisherige Große Schleuse mit zwei Kammern

- Bau 1911-1914
- Nutzlänge 310 m
- Nutzbreite 42 m
- Drempeltiefe bei NHN -14 m

#### Kleine Schleuse mit zwei Kammern

- Bau 1887-1895
- Nutzlänge 125 m
- Nutzbreite 22 m
- Drempeltiefe bei NHN -10,20 m

## **2 Allgemeine Informationen**

### **2.1 Neubau der 5.Schleusenkammer Brunsbüttel und Anpassung des Vorhafens**

#### **2.1.1 Eckdaten der Ausschreibung**

Veröffentlichung:	05.04.2013
Eröffnungstermin (Submission) :	15.10.2013
Zuschlagsfrist :	17.04.2014
Geplante Bauzeit :	2014 - 2021

**2.1.2 Die Ausschreibung der Gesamtbaumaßnahme gliedert sich in 2 Lose mit folgenden Bezeichnungen:**

Los 1	Neubau 5. Schleusenammer und Anpassung des Vorhafens inkl. Einbauteile des Stahlwasserbaus. Antriebs- und Steuerungstechnik sowie Elektrotechnik
Los 2	Stahlwasserbau 5. Schleusenammer: Schiebetore mit Ober- und Unterwagen, Ersatztor und Hebepontons inkl. zugehöriger Antriebs- und Steuerungstechnik sowie Elektrotechnik

Ausschreibungsgegenstand ist der Neubau einer Seeschleuse zwischen Elbe und NOK. mit einem Außen- und einem Binnenhaupt zur Aufnahme der Schleusentore und die Anpassung der Einfahrt des elbseitigen Vorhafens.

Die Kammerlänge der 5. Schleuse beträgt insgesamt ca. 360 m, die Kammerbreite ca. 45 m.

Die Schleuse wird nutzbar für Schiffe bis zu einer maximalen Breite von ca. 44 m und einem maximalen Tiefgang bis zu 11 m.

Für den Regelfall beträgt die nutzbare Kammerlänge ca. 330 m und die nutzbare Kammerbreite wird ca. 42 m betragen.

Die Torkammer des Außenhauptes wird südlich, die Torkammer des Binnenhauptes wird nördlich der Schleusenammer angeordnet.

**2.2 Schleusentore**

Die Verschlusskörper in den Schleusenhäuptern werden als Schiebetore ausgebildet, die stirnseitig auf einem Torunterwagen abgesetzt sind und antriebsseitig an einem hinteren Toroberwagen hängen.

Die Schleusentorkammern/-häupter werden dementsprechend jeweils mit einer Unterwasser- und einer Überwasserfahrbahn versehen.

Die Befüll- und Entleervorgänge der Schleusenammer erfolgen über je 4 Füllkanäle mit doppelten Hubschützen in den Schleusentoren integriert.

### **3 Fachspezifisches**

#### **3.1 Bodenlager Dyhrrsenmoor**

Bei NOK-Kilometer 11,3 befindet sich südlich das ehemalige Spülfeld Dyhrrsenmoor, welches in den 1960er Jahren genutzt wurde. Dieses Feld erstreckt sich von NOK-Kilometer 11,5 bis Kkm 13,5 und umfasst eine Fläche von ca. 60 ha. Es dient zur Einlagerung der Aushubböden zum Bau der 5. Schleusenammer auf der Schleuseninsel Brunsbüttel. Dabei werden ca. 1,6 Mio. m<sup>3</sup> Kleiböden vorwiegend breiiger bis weicher Konsistenz als Trocken- oder Nassaushub gewonnen und per Binnenschiff über den NOK zum Bodenlager transportiert. Im Bodenlager werden die angelieferten Kleiböden hinsichtlich ihres Aushubs (nass oder trocken) und der LAGA-Zuordnung unterschieden (LAGA = Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Abfall).

Das Bodenlager Dyhrrsenmoor teilt sich in drei Teile auf. Die Zuordnung geschieht wie folgt:

##### **3.1.1 Bodenlager Süd**

Das Bodenlager Süd hat eine Gesamtfläche von 95.000 m<sup>2</sup> und ein Einbauvolumen von ca. 450.000 m<sup>3</sup>. Hier werden von der Schleuseninsel trocken abgegrabene Kleiböden oberhalb des Grundwasserspiegels (i.d.R. Auffüllungen) eingebaut. Die Böden der Zuordnung LAGA Z1.2 werden mit einem Abstand von 2,5 m zum Grundwasser auf LAGA Z1.1 Böden eingebaut, so dass auch nach Beendigung der Bauleistung und eingetretenen Setzungen ein Flurabstand von mehr als 1,0 m zum Grundwasser sichergestellt ist.

##### **3.1.2 Bodenlager Mitte**

Das Bodenlager Mitte hat eine Gesamtfläche von ca. 230.000 m<sup>2</sup> und somit ein rechnerisches Einbauvolumen von 1.380.000 m<sup>3</sup>. Es ist als Endlager für die getrockneten Kleiböden aus dem Nassaushub unter dem Grundwasserspiegel vorgesehen. Diese Böden sind grundsätzlich auf der Zwischenlagerfläche vor zu konditionieren, d.h. sie werden in Mieten aufgesetzt, um infolge Schwerkraft zu entwässern und infolge

Verdunstung abzutrocknen. Nach erfolgter Konsolidierung im Zwischenlager Nord werden sie aus den Mieten aufgenommen und mittels Transportfahrzeugen über die angelegten Baustraßen ins Bodenlager Mitte transportiert und dort abgeladen. Anschließend werden die abgekippten Kleiböden mit Planierraupen lagenweise eingebaut und dabei verdichtet. Die entstehenden Bodenhalden werden bis zu einer Höhe von 8,0 m lagenweise aufgebaut

### **3.1.3 Bodenlager Nord (Zwischenlager)**

Das Bodenlager Nord wird zunächst komplett als Zwischenlager genutzt. Dabei werden die nass abgegrabenen Böden in 3,5 m hohen und 15,0 m breiten Mieten aufgehaldet und ca. 16 Wochen durch die Schwerkraft und Sonneneinstrahlung getrocknet. Nach dem Erreichen einer ausreichenden Festigkeit wird der getrocknete Boden im Bodenlager Mitte eingebaut. Nach Einlagerung der Hauptmengen im Bodenlager Mitte, wird zum Ende der Baumaßnahme der südliche Teil des Bodenlagers Süd als zusätzliches Endlager genutzt und der nördliche Teil renaturiert. Das Endlager Nord wird bei einer Fläche von ca. 90.000 m<sup>2</sup> rund 450.000 m<sup>3</sup> Kleiboden fassen.

### **3.1.4 Untergrund**

Wie der Name Dyhrrsenmoor bereits sagt, ist der Untergrund gering tragfähig, und der Grundwasserstand liegt in Höhe der Geländeoberkante. Die Geländehöhe des Bodenlagers Dyhrrsenmoor liegt im nordöstlichen Teil bei Normalhöhennull (NHN) + 1,5 m und fällt südwestlich bis auf eine Höhe von NHN -0,25 m ab. Der Großteil der Flächen besteht bis 16 m Tiefe aus Kleiböden mit organischen Torfeinlagerungen. Diese Weichschicht ab 16 m unter Geländeoberkante wird von tragfähigen Sanden unterlagert. Wegen der geringen Tragfähigkeit ist eine plötzliche Belastung durch das Aufbringen der Kleiböden von der Schleuseninsel nicht ohne weiteres möglich. Zunächst muss der Untergrund entwässert und langsam belastet werden, um das gespeicherte Porenwasser abzuführen und dadurch die Tragfähigkeit des Bodens zu erhöhen.

### **3.1.5 Wasserhaltung**

Durch das an der Geländeoberkante anstehende Grundwasser ist eine Entwässerung des Bodenlagers zwingend erforderlich. Sie erfolgt durch ein Netz von Dränagen und Gräben.

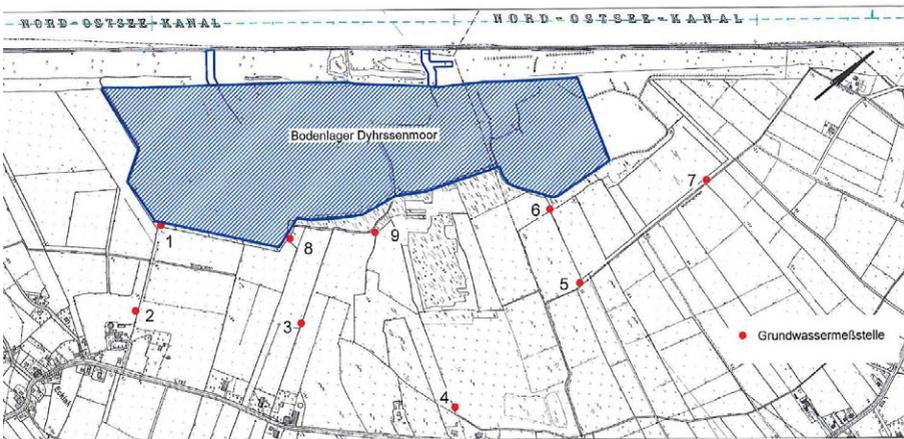
Zusätzlich wird zur besseren Entwässerung in den Bodenlagern Süd, Mitte und Nord eine 50 cm starke Basisdränschicht aus Sand aufgebracht. Im Oberbodenlager wird diese Schicht in einer Stärke von 40 cm ausgebildet. Insbesondere im Bereich des Zwischenlagers übernimmt die Basisdränschicht zusätzlich die Funktion eines Speicherraumes. In Zeiten hohen Wasserandrangs wird Wasser im Porenraum gespeichert und zeitverzögert an das Grabensystem abgegeben. Das anfallende Wasser besteht – je nach Herkunft – aus Sickerwasser aus den nassgewonnenen Kleiböden, aus ausgepresstem Porenwasser aus dem gering tragfähigen Untergrund infolge von Setzungen sowie aus anfallendem Niederschlagswasser. In der Regel fließt ein Volumenstrom von bis zu 12 m<sup>3</sup>/h über die Gräben zu einer der zwei Pumpstationen ab. Diese beschicken die Wasserbehandlungsanlage, in der umweltrelevante Belastungen aus dem Baugeschehen soweit abgebaut werden, dass die Grenzwerte für eine Einleitung in den NOK eingehalten sind. Die Wasserbehandlungsanlage ist auf eine Kapazität von ca. 30 m<sup>3</sup>/h ausgelegt. Im Falle eines Dauerregenereignisses fließen zusätzlich zum Normalabfluss bis zu 560 m<sup>3</sup>/h in die Gräben ab. Da es sich hierbei maßgeblich um unbelastetes Regenwasser handelt, wird das Wasser mit Hilfe eines Bypasses direkt in den NOK geleitet.

### **3.1.6 Baustraßen**

Für den Transport innerhalb des Bodenlagers werden zu und in den einzelnen Boden- und Zwischenlagerflächen Baustraßen benötigt. Diese sind in Hauptwege (Breite = 8,0 m), Zwischenwege (B = 5,0 m) und Nebenwege (B = 3,5 m) unterteilt. Die Baustraßen in Bereichen mit sehr geringer Tragfähigkeit im Untergrund werden zunächst vorbelastet. Dafür werden drei 1m dicke Sandschichten, jeweils für die Dauer von ca. 200 Tagen, auf den Untergrund aufgebracht. Durch die Sandauflast und den Einbau von Vertikaldränagen wird das überschüssige Porenwasser aus dem Untergrund nach oben entwässert, so dass der ausgedrückte Untergrund konsolidiert. Wenn die Konsolidation soweit abgeschlossen ist, wird die Sandauflast zurückgebaut und der Straßenoberbau kann erstellt werden. Nach Fertigstellung ist eine Befahrbarkeit der Straßen von Fahrzeugen bis zu 40 t möglich.

### 3.1.7 Grundwassermessstellen

Zur Überwachung etwaiger Veränderungen im Grundwasser aus dem Betrieb des Bodenlagers ist ein Monitoring-System aus mindestens fünf Messstellen in bis zu 360 m Entfernung vom Bodenlager vorgeschrieben. Das Wasser- und Schifffahrtsamt Brunsbüttel hat neun Messstellen eingerichtet. Acht dieser Messstellen sind als Grundwassermessstellen mit Porenwasserdruckaufnehmern erstellt worden. Die neunte Messstelle ist eine kombinierte Messstelle zur Aufzeichnung der Grundwasser- und Oberflächenwasserstände sowie der Porenwasserdrücke im Boden über die Tiefe.



Standorte der neun Grundwassermessstellen

Durch die Staffelung der Messstellen soll ein genaueres Bild der Veränderungen sowohl im Boden als auch in der Grundwasserhöhe erfasst und dokumentiert werden. Durch diese ständige Beobachtung der Wasserstände kann nachgewiesen werden, ob Änderungen und damit verbundene Auswirkungen auf das Grundwasser stattfinden. Damit natürliche Schwankungen in Grundwasserhöhe und Porenwasserdruck nicht zu einer Verfälschung der Ergebnisse führen, ist die Nullmessung über einen langen Zeitraum bereits vor Inbetriebnahme durchgeführt worden.



Luftbild Bodenlager Dyhrsenmoor – Juli 2015

## **4 Stahlwasserbau / Maschinenbau**

### **4.1 Schleusentore**

Die Verschlusskörper in den Schleusenhäuptern werden als Schiebetore ausgebildet, die stirnseitig auf einem Torunterwagen abgesetzt sind und antriebsseitig an einem hinteren Toroberwagen hängen.

Die Schleusentorkammern/-häupter werden dementsprechend jeweils mit Unterwasser- und einer Überwasserfahrbahn versehen.

Die Befüll- und Entleervorgänge der Schleusenkammer erfolgen über je 4 Füllkanäle mit doppelten Hubschützen in den Schleusentoren integriert.

Autoren

---

Dipl.-Ing. Gesa Völkl

[gesa.voelkl@wsv.bund.de](mailto:gesa.voelkl@wsv.bund.de)

Wasser- und Schifffahrtsamt Brunsbüttel  
Alte Zentrale 4, 25541 Brunsbüttel

[www.wsa-brunsbuettel.wsv.de](http://www.wsa-brunsbuettel.wsv.de)  
Tel.: 04852 885-0



# **Die Umsetzung der DIN EN 1090 im Hafen- und Ingenieurwasserbau (Konformitätserklärung)**

Dipl.-Ing (FH) Marc Bruns, Dipl.-Ing. Lutz Dröge

TAGU Tiefbau GmbH Unterweser

## **1 Einleitung**

Seit dem 01. Juli 2014 müssen im bauaufsichtlichen Bereich tragende Teile aus Stahl und Aluminium konform zur neuen DIN EN 1090-1 in Verbindung mit DIN EN 1090-2 für Stahl bzw. 1090-3 für Aluminium hergestellt werden. Seit diesem Datum ist die Koexistenzphase mit der DIN 18800-7 abgelaufen, und für Bauprodukte die auf dem europäischen Binnenmarkt in Verkehr gebracht werden ist seitdem eine CE-Kennzeichnung verpflichtend.

Diese Änderung hat erhebliche Folgen für die Ausführung von Stahlbauarbeiten im bauaufsichtlichen Bereich. Betriebe, Baustellen, Planer und Bauherren müssen auf diese Änderung reagieren. Die Umsetzung der Anforderungen aus der neuen Norm beinhaltet einen erhöhten Aufwand an Kontrollen und Überwachungen, angefangen bei der Planung über die Produktion bis zur Montage.

Damit Betrieb Ihre Produkte mit einem CE-Kennzeichen versehen können, müssen Sie u.a. folgende Voraussetzungen erfüllen:

- Zertifizierte werkseigene Produktionskontrolle nach DIN EN 1090-1
- Ausreichende Personal-Qualifikationen nach DIN EN 1090-2 / 3
- Erstprüfung durch den Hersteller nach DIN EN 1090-1
- Schweißzertifikat nach DIN EN 1090-1 (wenn geschweißt wird)

## **2 Wesentliche Unterschiede zwischen der DIN 18800-7 und der Normenreihe der DIN EN 1090**

Die wesentlichen Änderungen, die sich für den Anwender bzw. Hersteller ergeben, sind:

- Die europäische Norm hat eine produktbezogene Sichtweise, während die DIN 18800-7 die Herstellerqualifikation der Betriebe beschrieben hat. Statt der Herstellerqualifikation (Klasse B-E) benötigt der Hersteller von tragenden Bauteilen nun ein zertifiziertes System der werkseigenen Produktionskontrolle (WPK).
- Die werkseigene Produktionskontrolle nach der DIN EN 1090 umfasst die speziellen Prozesse Bemessung, Schweißen, Korrosionsschutz und Schraubverbindungen.
- Unterlieferanten sind, unabhängig von dem speziellen Prozess, mit in das System der WPK des Herstellers einzubinden.
- Die Zertifizierung und Überwachung der werkseigenen Produktionskontrolle muss durch eine notifizierte Stelle erfolgen.
- Ausführungsklassen (EXC 1-4), die sich auf das Bauprodukt beziehen, lösen die Herstellerqualifikationen (Klasse B-E) nach der DIN 18800-7 ab.
- Die vom Betrieb zu erfüllenden Anforderungen richten sich somit nach der jeweiligen Ausführungsklasse.
- Für die Durchführung von Schweißarbeiten ist ein zusätzliches Schweißzertifikat erforderlich.
- Die Herstellung der Bauteile ist anhand einer Bauteilspezifikation, die alle Angaben zum Bauteil enthält, herzustellen und zu überprüfen.
- Nach der Herstellung ist eine Konformitätserklärung mit einhergehender CE-Kennzeichnung auszustellen.

### **3 Was verlangt die „neue“ Norm?**

Im Kern zielt die Norm auf nachweisbar reproduzierbare Qualität ab. Bereits nach der alten Norm DIN 18800 waren Prozessdokumentationen vorgeschrieben, wie z. B. Prüfbescheinigungen bei Konstruktionsmaterialien, Werkzeugeignisse bei Materialbestellungen oder Schweißanweisungen. Die DIN EN 1090 geht hier einen Schritt weiter mit der Forderung nach einer noch stärkeren Dokumentation und damit umfassenderen Überprüfbarkeit, wie die Qualität über den gesamten Entstehungsprozess im Unternehmen sichergestellt

wird. Dies beginnt beim Einkauf, z. B. durch Nachweise in Bezug auf Art und Beschaffenheit des zu verwendeten Grundmaterials. Es geht weiter über die Lagerung des Materials, z. B. mit der Frage, wie eine Verwechslung des Materials vermieden oder die materialgerechte Lagerung sichergestellt wird.

Im nächsten Schritt geht es um die Herstellung des Produkts, über die richtige Bearbeitung des Materials, wie dem Zuschnitt, der Vorbereitung (z. B. Sandstrahlen), der Verbindung (z. B. Schweißen) bis hin zur finalen Oberflächenbehandlung (z. B. Korrosionsschutz, Lackieren). Die Beschreibung, wie eine ordnungsgemäße Auslieferung durch das Unternehmen erfolgt, schließt den Prozess ab. (= > Werkseigene Produktionskontrolle = > CE-Kennzeichnung)

#### **4 Aufbau und Inhalt der Normenreihe DIN EN 1090**

Die Normenreihe DIN EN 1090 besteht aus drei einzelnen Teilen:

- Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 1: Konformitätsnachweisverfahren für tragende Bauteile (regelt das Konformitätsverfahren für tragende Bauteile)
- Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2:  
Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken  
(regelt die Herstellung von Stahltragwerken / Gliederung ist identisch mit der DIN 18800-7)
- Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 3:  
Technische Regeln für die Ausführung von Aluminiumtragwerken  
(regelt die Herstellung von Aluminiumtragwerken)

#### **5 Grundlage**

##### **5.1 Allgemeines**

Gemäß der Bauprodukte-Verordnung ist ein Bauprodukt jedes Produkt oder jeder Bausatz, das bzw. der hergestellt und in Verkehr gebracht wird, um dauerhaft im Bauwerk

oder Teilen davon eingebaut zu werden, und dessen Leistung sich auf die Leistung des Bauwerks im Hinblick auf die Grundanforderungen im Bauwerk auswirkt.

Der konkrete Nachweis der Übereinstimmung eines Produkts mit den Anforderungen der Verordnung erfolgt mit Hilfe einer harmonisierten technischen Spezifikation.

Für die vorgefertigten Bauteile aus Metall, im Einzelnen für Stahltragwerke und Aluminiumtragwerke, wurde mit der Normenreihe EN 1090 eine solche harmonisierte technische Spezifikation geschaffen.

## 5.2 Leistungsmerkmale und Anforderungen

Nach der geltenden Bauprodukte - Verordnung 305/2011 müssen Bauprodukte solche Eigenschaften aufweisen, dass die Bauwerke, die daraus errichtet werden, den grundlegenden Anforderungen der Verordnung und ihren darin enthaltenden Leistungsmerkmalen an:

- mechanische Festigkeit und Standsicherheit
- Brandschutz
- Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz, Gefährliche Stoffe
- Dauerhaftigkeit

entsprechen können.

Diese als „Leistungsmerkmale“ bezeichneten Eigenschaften werden in der CE-Kennzeichnungsprozedur deklariert. Die Erklärung der Übereinstimmung des Bauproduktes mit diesen Eigenschaften wird dann als Konformitätserklärung den Unterlagen beigelegt.

Anforderungen	Leistungsmerkmale
Mechanische Festigkeit und Standsicherheit	<ul style="list-style-type: none"><li>• Toleranzen für Maße und Formgeometrie</li><li>• Schweißseignung</li><li>• Bruchzähigkeit</li><li>• Schlagfestigkeit</li><li>• Tragfähigkeit</li><li>• Ermüdungsfestigkeit</li></ul>

<b>Brandschutz</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Feuerwiderstand</li><li>• Brandverhalten</li></ul>
<b>Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz, Gefährliche Stoffe</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Freisetzung von Cadmium</li><li>• Freisetzung von radioaktiver Strahlung</li></ul>
<b>Dauerhaftigkeit</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Korrosionsschutz</li></ul>

Die Konformitätsbewertung muss auf diese zu deklarierenden Leistungsmerkmale abzielen.

### 5.3 Bewertungsverfahren

Die entsprechenden Angaben / Anforderungen an die Leistungsmerkmale sind in einer Bauteilspezifikation anzugeben.

Diese sind über ein Bewertungsverfahren zu prüfen.

Der Begriff „Bewertungsverfahren“ umfasst alle Arten von Vorgehensweisen zur Überprüfung, dass die anzugebenden Leistungsmerkmale eines Bauteils den Sollwerten und allen geforderten Anforderungen entsprechen, und die zur Bewertung der Konformität von Merkmalen wie z.B. Materialeigenschaften, Geometrie und Tragfähigkeit angewendet werden.

## 6 Konformitätsbewertung

### 6.1 Allgemein

Gemäß der Bauprodukteverordnung ist für die Konformitätsbescheinigung von tragenden Stahl- und Aluminiumprodukten das System 2+ vorgeschrieben. Hierbei müssen Hersteller von Bauteilen aus Stahl die Übereinstimmung ihrer Produkte mit den wesentlichen Anforderungen der Bauprodukte-Verordnung bzw. der EN 1090 und den festgelegten Werten und Klassen nachweisen durch

- eine Erstprüfung und
- der werkseigenen Produktionskontrolle des Herstellers.

Die werkseigene Produktionskontrolle ist hierbei durch eine anerkannte Stelle zu zertifizieren.

## **6.2 Erstprüfung**

Die Erstprüfung muss der Hersteller in seiner eigenen Verantwortung durchführen und die Ergebnisse protokollieren.

Für eine Erstprüfung darf der Hersteller die Bauteile oder Bausätze in Produktfamilien zusammenfassen.

Die eigentliche Erstprüfung umfasst zwei Schritte:

- a. Basisberechnung (ITC): (sofern der Hersteller die statische Bemessung selbst oder ein Dritter (NU) diese in seinem Auftrag durchführt). Der Hersteller beurteilt seine Voraussetzungen hinsichtlich der Fähigkeit der Durchführung der Bemessung wenn der Hersteller die Tragfähigkeitsmerkmale erklären muss. Er muss sich bei der Bewertung auf die ihm zur Verfügung stehenden personellen und technischen Ressourcen beziehen. Er muss prüfen, ob die technische Ausrüstung (Software, Computer, etc.) und die angewandten Verfahren ausreichend sind.
- b. Erstprüfung (ITT): Der Hersteller beurteilt seine Fertigung und Fertigungseinrichtung.

## **6.3 Werkseigene Produktionskontrolle (WPK)**

Die Einrichtung einer WPK ist eine Kernforderung der harmonisierten technischen Spezifikation EN 1090-1. Eine funktionierende WPK sowie deren Zertifizierung und laufende Überwachung durch eine notifizierte Stelle ist Voraussetzung dafür, dass der Hersteller das CE-Zeichen für die von ihm in Verkehr gebrachten tragenden Bauteile im Sinne der Norm anbringen darf.

Mit der Werkseigenen Produktionskontrolle (WPK) gewährleistet der Hersteller die ordnungsgemäße Ausführung von Tragwerken aus Stahl gemäß der EN 1090-1 in der gewählten Ausführungsklasse. Das WPK System umfasst schriftliche Verfahrensanweisungen, regelmäßige Kontrollen und Prüfungen, sowie die daraus resultierenden Maßnahmen für die verwendeten Konstruktionsmaterialien, die Betriebsausrüstung, den Produktionsprozess und die hergestellten Bauteile.

Sofern der Hersteller auch die Bemessung der Stahlkonstruktion übernimmt, so muss diese in die WPK integriert werden.

Die Herstellung der Stahlkonstruktionen erfolgt anhand einer Bauteilspezifikation, die alle notwendigen Angaben enthält. Die Kontrolle und Prüfung der Konstruktion und Konstruktionsmaterialien erfolgt anhand der Bauteilspezifikation. Die Spezifikation enthält die geltende Ausführungsklasse.

Die Produktprüfung erfolgt gemäß Tabelle 2, EN 1090-1 und wird gegebenenfalls noch durch Forderungen aus der Bauteilspezifikation ergänzt.

Die Werkseigene Produktionskontrolle beinhaltet Festlegungen, wie bei nichtkonformen Produkten zu verfahren ist.

## **7 Deklarationsverfahren**

### **7.1 Allgemein**

Die EN 1090 gibt zwei Varianten bezüglich der Verantwortung für die Erstellung der Bauteilspezifikation vor, von denen sich vier mögliche Deklarationsverfahren ableiten.

Variante 1: Erstellung der Bauteilspezifikation durch den Hersteller (MPCS)

- Verfahren 1 = Deklaration der Produkteigenschaften durch Angaben von Materialeigenschaften und geometrischen Daten (ZA.3.2)
- Verfahren 2 = Deklaration von Tragfähigkeitsdaten für das Bauteil, wenn die Bemessung nach dem Eurocode durchgeführt wurde (ZA.3.3)
- Verfahren 3b = Deklaration von Tragfähigkeitsdaten für das Bauteil, wenn die Bemessung nach anderen von dem Auftraggeber festgelegten Vorgabe erfolgt (ZA.3.5)

Variante 2: Erstellung der Bauteilspezifikation durch den Auftraggeber

- Verfahren 3a = Deklaration der Übereinstimmung mit einer gegebenen Bauteilspezifikation (ZA.3.4)

## 7.2 Variante 1 (Deklarationsverfahren 1,2,3b)

MPCS: Erstellung der Bauteilspezifikation durch den Hersteller

Bei einer Erstellung der Bauteilspezifikation durch den Hersteller macht dieser die für die Herstellung des Bauteils und seiner Bestandteile erforderlichen technischen Festlegungen. In diesem Fall gibt es 3 Möglichkeiten (Deklarationsverfahren) die für die Konformitätserklärung zur Anwendung kommen können: Verfahren 1,2 und 3b gem. EN 1090-1 Anhang A.

### Verfahren 1: Deklaration der Produkteigenschaften durch Angaben von Materialeigenschaften und geometrischen Daten

Der Hersteller ist verantwortlich für die Bauteilspezifikation. Ein Dritter erstellt jedoch später anhand des Bauteils die Bemessung für das Tragwerk.

Hierbei gibt der Hersteller die Geometrie und die Materialeigenschaften des Bauteils an, sowie alle sonstigen Angaben, die für eine statische Berechnung durch dritte erforderlich sind.

### Verfahren 2: Deklaration von Tragfähigkeitsdaten für das Bauteil, wenn die Bemessung nach dem Eurocode durchgeführt wurde

Der Hersteller ist verantwortlich für die Bauteilspezifikation, und erstellt diese inklusive der statischen Bemessung selbst. (dieses gilt auch wenn der Hersteller die Bemessungsleistung an ein externes technisches Büro (NU) untervergift).

Der Hersteller gibt die Geometrie und die Materialeigenschaften des Bauteils an sowie die Tragfähigkeitsmerkmale, wie sie sich aus der Bemessung des Bauteils ergeben.

Die Deklaration nach diesem Verfahren muss Tragfähigkeitsdaten für das Bauteil enthalten, die nach den Europäischen Normen für die Bemessung von Tragwerken (Eurocodes) unter Bezugnahme auf einen oder mehrere festgelegte Lastfälle, die in den Entwurfsvorgaben bzw. den Berechnungen angegeben sind, bestimmt wurden.

### Verfahren 3b: Deklaration von Tragfähigkeitsdaten für das Bauteil, wenn die Bemessung nach anderen vom Auftraggeber festgelegten Vorgaben erfolgt

Der Hersteller ist verantwortlich für die Bauteilspezifikation, und erstellt diese inklusive der statischen Bemessung selbst. (dieses gilt auch wenn der Hersteller die Bemessungsleistung an ein externes technisches Büro (NU) untervergift).

Der Hersteller gibt die Geometrie und die Materialeigenschaften des Bauteils an sowie die Tragfähigkeitsmerkmale, wie sie sich aus der Bemessung des Bauteils ergeben.

Die Deklaration nach diesem Verfahren umfasst Tragfähigkeitsdaten, die auf Grundlage von vom Auftraggeber vorgegebenen Entwurfsvorgaben bestimmt werden.

### **7.3 Variante 2 (Deklarationsverfahren 3a)**

PPCS: Erstellung der Bauteilspezifikation durch den Auftraggeber

Bei einer Erstellung der Bauteilspezifikation durch den Auftraggeber macht dieser die für die Herstellung des Bauteils erforderlichen technischen Angaben. Diese Angaben umfassen die Festlegungen sämtlicher Konstruktionsmaterialien für das Bauteil. Die Bauteilspezifikation muss auch alle notwendigen geometrischen Angaben und die wesentlichen Anforderungen an die Ausführung der Arbeiten beinhalten. Darüber hinaus sind alle besonderen Anforderungen an die Ausführung anzugeben.

Der Auftraggeber gibt die geometrischen Daten, Konstruktionsmerkmale und Anforderungen an.

Er erstellt die statische Bemessung.

## **8 Ausführungsklassen**

Es gibt vier Ausführungsklassen 1 bis 4, bezeichnet als EXC1 bis EXC4, wobei die Anforderungen von EXC1 bis EXC4 ansteigen.

Ausführungsklassen können für das gesamte Tragwerk, für einen Teil des Tragwerks oder für spezielle Details gelten. Ein Tragwerk kann mehrere Ausführungsklassen enthalten. Ein Detail oder eine Gruppe von Details wird normalerweise einer Ausführungsklasse zugewiesen.

Die Wahl der Ausführungsklasse hängt ab von Herstellungskategorien und Beanspruchungskategorien, in Verbindung mit den in Anhang B von EN 1990-2000 definierten Schadensfolgenklassen.

Für jedes Bauteil muss eine Ausführungsklasse festgelegt sein, und in der entsprechenden Bauteilspezifikation angegeben sein.

## Was sind Ausführungsklassen (Execution classes (EXC))

Die Ausführungsklassen beschreiben den Schwierigkeitsgrad der Anforderungen an Ihr Bauteil.

Die Anforderungen werden von EXC1 bis EXC4 immer strenger. Wurde keine Ausführungsklasse festgelegt, gilt die EXC2.

**Ausführungsklassen:**

- Consequence class CC (Schadensfolgeklasse)(CC1 = niedrig ; CC2 = Standard ; CC3 = hoch)
- Service category SC (Beanspruchungskategorie) (SC1 = statisch; SC2 = Ermüdung)
- Production category PC (Herstellungskategorie) (Bsp.: PC1 = S235 / S275 und PC2 ≥ S355 oder Baustellen)

Sobald "service category (SC1 oder SC2)", "production category (PC1 oder PC2)", und "consequences classes (CC , CC2 oder CC3)" bestimmt sind, ergeben sich die Ausführungsklassen aus folgender Tabelle:

Schadensfolgeklasse		CC1		CC2		CC3	
Beanspruchungskategorie		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Herstellungskategorie	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

## 9 Folgen für den ausführenden Betrieb

Betriebe bzw. Hersteller, die nach der Normenreihe DIN EN 1090 produzieren wollen, müssen eine werkeigene Produktionskontrolle einrichten und diese von einer notifizierten Stelle zertifizieren und überwachen lassen. Es muss ein QM-System aufgebaut bzw. die Anforderungen der DIN EN 1090 dort integriert werden.

Sämtliche Produktionsschritte sind in diesem System lückenlos zu dokumentieren.

Der Betrieb muss gegebenenfalls Weiterbildungsmaßnahmen der Mitarbeiter sowie zusätzlichen Qualifikationen (z.B. Schweißzertifikat, Verfahrensprüfungen etc.) durchführen.

## 10 Umsetzung in der Praxis

Voraussetzung für die Umsetzung der DIN 1090 ist es, dass vor Beginn der Produktion sämtliche benötigten Angaben und Anforderungen über das Bauteil bekannt sind und in der entsprechenden Bauteilspezifikation vorliegen.

Die Ausführungsklasse sowie das anzuwendende Deklarationsverfahren muss festgelegt sein.

Für die weitere Bearbeitung sollten dann im Rahmen des jeweilig vorliegenden QM-Systems / Organisationsstruktur die Verantwortlichkeiten projektbezogen geklärt und aufgeteilt werden.

Im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle sollten mindestens folgende Verantwortlichkeiten für die Überwachung und Kontrolle von folgenden speziellen Prozessen geregelt werden:

- Bemessung
- Korrosionsschutz
- Mechanische Verbindungsmittel
- Schweißaufsicht
- Konformitätserklärung

Bei der Überwachung der speziellen Prozesse sollte geklärt werden, ob die jeweiligen Leistungen durch den eigenen Betrieb oder durch einen Nachunternehmer / Lieferanten ausgeführt werden.

Hierbei muss u.a. überprüft werden, ob entsprechende Zulassungen, Zertifikate, Nachweise von Mitarbeiterqualifikationen, Verfügbarkeiten etc. vorliegen, bzw. welche vorliegen müssen.

Während der Produktion sind alle produktbeeinflussende Prozesse und Maßnahmen (Materialbestellung, Wareneingangsprüfung, Schweißarbeiten, Schweißnahtprüfungen, Herstellung von Schraubverbindungen etc.) zu überwachen und entsprechend schriftlich zu dokumentieren.

## Literatur

### Normenreihe DIN EN 1090 deutsche Fassung

Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 1: Konformitätsnachweisverfahren für tragende Bauteile

Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken

Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 3: Technische Regeln für die Ausführung von Aluminiumtragwerken

### Autoren

---

Dipl.-Ing. (FH) Marc Bruns

[marc.bruns@tagu.de](mailto:marc.bruns@tagu.de)

Dipl.-Ing. Lutz Dröge

[droege@tagu.de](mailto:droege@tagu.de)

Tiefbau GmbH Unterweser TAGU

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

Ammerländer Heerstraße 368, 26129 Oldenburg

Tel.: 0441 – 9704 500

# **Probebelastungseinrichtung**

## **für das Projekt RWE Vibro Piling**

Dipl.-Ing. Christian Wolf

Bilfinger Marine and Offshore Systems GmbH

### **1 Einleitung**

Im Jahre 2013 wurde unter Federführung der RWE mit Unterstützung von einer Reihe von Unternehmen aus der Windenergiebranche das Forschungsprojekt "Vibration Pile Validation Project", kurz „Vibro Piling“ gestartet. Gegenstand des Vorhabens war, die Tragfähigkeit gerammter bzw. einvibrierter Großrohre (Monopiles) bei horizontaler Belastung zu vergleichen, mit dem Ziel, das Vibrationsverfahren für Offshoregründungen zu etablieren. (Näheres siehe [HERWIG, GATTERMANN 2015])

Zu diesem Zweck wurden auf einem Testgelände in Cuxhaven-Altenwalde sechs Großrohre eingebracht, von denen je drei gerammt bzw. eingerüttelt wurden. An diesen Rohren wurden umfangreiche Messungen durchgeführt. Neben Messungen zum Einbringverfahren und dynamischer Pfahltests war das Kernstück des Projekts drei statische Probebelastungen in horizontaler Richtung. Die Stahlbaukonstruktion zur Aufbringung der geforderten maximalen Horizontallast von ca. 20.000 kN wird im Folgenden beschrieben.

### **2 Das Projekt „Vibro Piling“**

Die Wahl für die Durchführung des Projekts fiel auf eine ehemalige Kiesgrube in der Nähe von Cuxhaven, da die Baugrundverhältnisse dort am ehesten mit denen am Meeresgrund der Nordsee vergleichbar sind: Ab der Geländeoberfläche anstehende dicht gelagerte Sande, mit hohen Reibungswinkeln sowie ein hoher Grundwasserspiegel.

Auf diesem Gelände wurden sechs ca. 21 m lange Stahlrohre mit einem Durchmesser von 4,30 m und einer Wandstärke von 40 - 45 mm, eingebracht. Drei davon wurden mit einem IHC Hydrohammer Typ S1200 (140 to schwer) gerammt und die anderen drei mit einem Vibrator der Firma PVE, Typ PVE 500M (Gewicht 65 to) einvibriert. Abbildung 1 zeigt den Lageplan des Testgeländes.

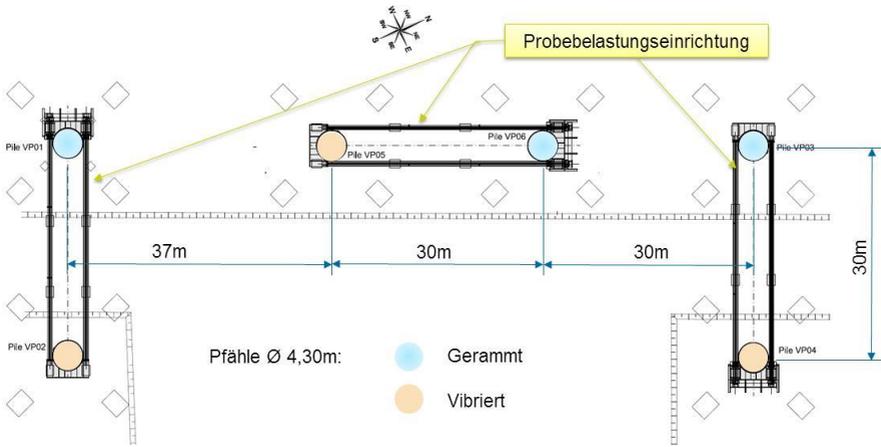


Abbildung 1: Lageplan

In Abbildung 2 ist ein Systemschnitt der mittleren beiden der Pfähle zu sehen:

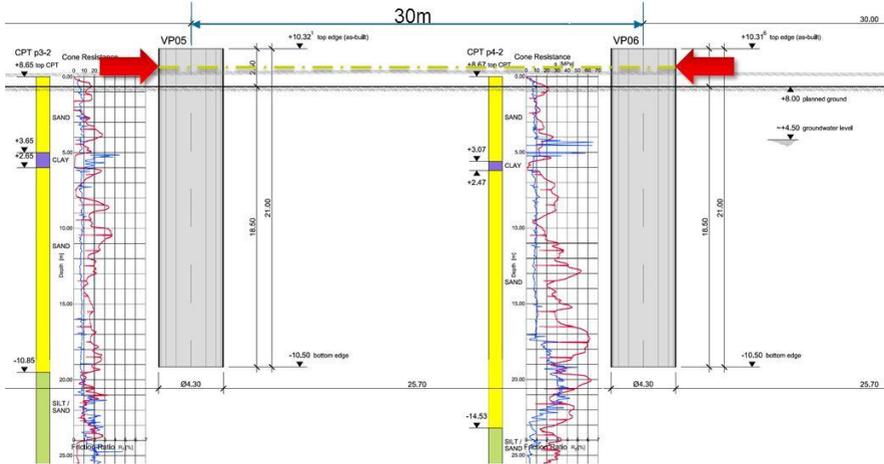


Abbildung 2: Prinzipschnitt

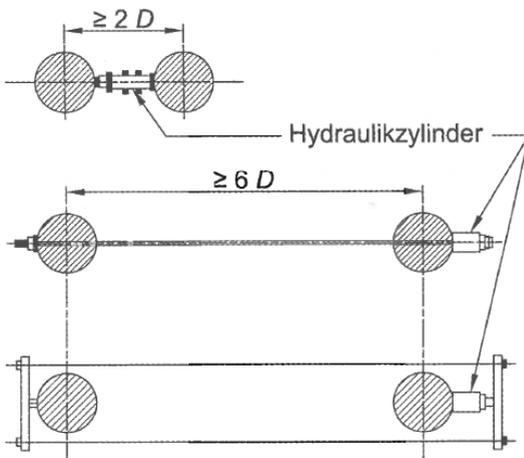


Abbildung 3: Einbringen der Rohre

### 3 Grundlagen für horizontale Probelastungen

Anforderungen und Ablauf einer Probelastung sind in der [EA-PFÄHLE 2012], Abschnitt 9.3 geregelt.

Prinzipiell sind mehrere Möglichkeiten der Versuchsanordnung denkbar, siehe Abbildung 4. Im vorliegenden Fall sollten die Rohre so weit wie möglich auseinander stehen, um eine gegenseitige Beeinflussung durch den Einbringvorgang von vornherein auszuschließen. In Anbetracht der großen Prüflast war dadurch nur eine Versuchsanordnung mit seitlich am Rohr vorbei geführten Zuggliedern denkbar.



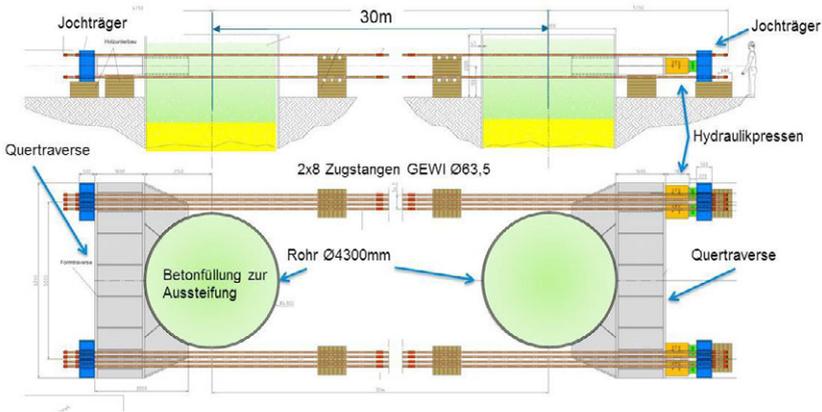
**Abbildung 4: Mögliche Versuchsanordnung nach EA-Pfähle**

Weitere Anforderungen für die Dimensionierung einer Einrichtung für eine Probelastung kann man ebenfalls der EA-Pfähle entnehmen:

- Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen  $\gamma = 1,1$
- Nachweisverfahren elastisch-elastisch für die Stahlbauteile nach DIN 18800 bzw. nunmehr nach DIN EN 1993
- Nachweise der Widerlagerelemente mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-T nach EC 7-1.
- Forderung nach zentrischer Lasteinleitung in den Pfahl

#### 4 Technische Daten des geplanten Versuchs

Abbildung 5 zeigt den prinzipiellen Aufbau der Lasttesteinrichtung



• **Abbildung 5: Aufbau der horizontalen Probebelastungseinrichtung**

- Prüflast 20.000 kN
- Bemessungslast 22.000 kN
- 4 Hydro-Zylinder à 500to Gewicht 12 to
- Dehnweg (Pressenhub) erwartet 450 mm , max. 1000mm
- 2x8 GEWI Ø63,5, 35m lang (mit Muffenstößen) Gewicht 14 to
- Stahlbau S 355 Gewicht 30 to

Der erwartete Dehnweg von 45 cm ergibt sich aus der prognostizierten Durchbiegung der Rohre (vom Gutachter angegeben mit etwa 12 cm je Seite), zusätzlich 50% Reserve plus 9 cm elastische Dehnung der GEWI-Zugstangen.

Daher konnten keine kompakten Schwerlastpressen - wie in Abbildung 1 angedeutet - verwendet werden, da bei diesen der Pressenhub auf 200 - 300 mm begrenzt ist. Stattdessen mussten die o.a. Hydro-Zylinder eingesetzt werden, die eine Einbaulänge von über zwei Metern hatten, was aufgrund der Größe für die Konstruktion der Probebelastungseinrichtung eine zusätzliche Herausforderung darstellte.

## **5 Zum Aufbau der Probelastungseinrichtung**

### **5.1 Grundsätzliche Anforderungen an die Konstruktion**

Um eine nicht nur tragfähige, sondern auch möglichst wirtschaftliche Konstruktion zu realisieren, ist zusätzlich zu den Anforderungen der EA-Pfähle (siehe Abschnitt 3) die Einhaltung folgender Grundsätze zweckmäßig:

- Vermeidung langer Hebelarme, d.h. Reduzierung der Lastwege
- Übertragung der Lasten über Druckkontakt

Im Allgemeinen wird man hier Kompromisse suchen müssen, die sich schon allein wegen der geometrischen Randbedingungen des Probepfahls und der Zugeinrichtung ergeben. Die in Abbildung 5 gezeigte Struktur war schon dicht an einem möglichen Optimum: Die Lasten aus den Zugstangen sollten über Druckkräfte auf kürzestem Weg über Druckkontakt in das Rohr eingeleitet.

Da drei Rohre getestet wurden, sollte die gesamte Einrichtung auch einfach abnehmbar und wiederverwendbar sein, also ohne aufwändige Schweißkonstruktionen auskommen.

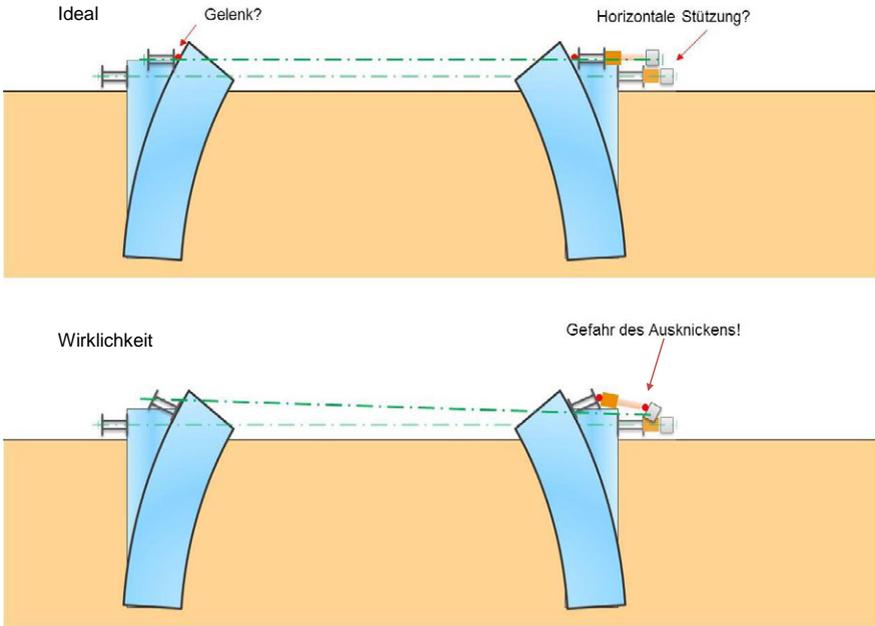
Für horizontale Probelastungen gilt - anders als für axiale - dass der Probepfahl sich im Allgemeinen nicht nur in Lastrichtung, sondern auch in andere Richtungen verformt. Zum Beispiel neigt sich der Pfahl aufgrund der Lasteinleitung am Pfahlkopf. Daraus ergeben sich weitere Anforderungen:

- Sicherstellung der Standsicherheit auch am verformten System, ggf. durch Stützkonstruktionen
- Sicherstellung einer möglichst zwangsfreien Verformung

Beide Forderungen widersprechen sich im Grundsatz. So dass man versuchen musste, den bestmöglichen Kompromiss zwischen ihnen zu finden. Dies soll im Nachfolgenden an der ausgeführten Einrichtung.

### **5.2 Verhalten der Probelastungseinrichtung im Querschnitt**

In Abbildung 6 ist dargestellt, wie sich die Verformung des Rohres durch die Prüflast auf die Einrichtung auswirkt: Zunächst neigt sich das Rohr und die Rohrrückseite bewegt sich nach oben:



**Abbildung 6: Verformungen der PB-Einrichtung - Ideal und Wirklichkeit**

Idealerweise (Abbildung 6, oben) bleibt die Einrichtung während des gesamten Belastungsprogramms horizontal. Dazu müsste zum einen ein Gelenk zwischen Rohr und Quertraverse angeordnet werden, wegen der Krümmung des Rohres quer zur gezeigten Richtung wird daraus ein Punktlager. Die Konstruktion eines Punktlagers für eine Belastung von über 2000 to ist jedoch extrem aufwändig und teuer. Daher wurde davon abgesehen.

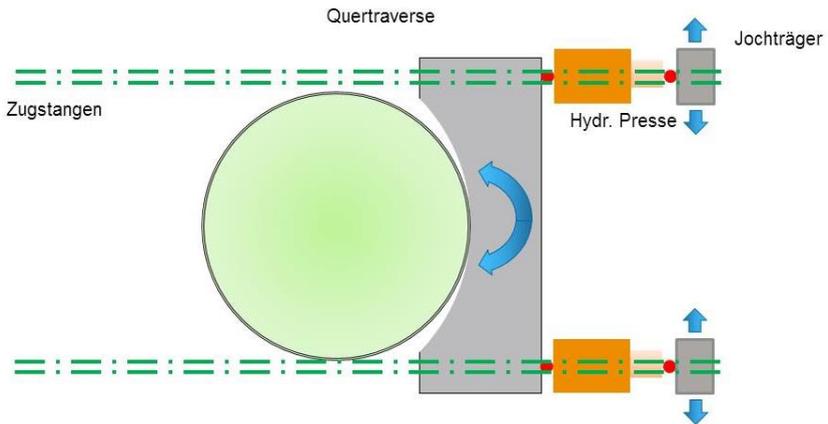
Des Weiteren müsste die schwere Einrichtung während der Belastung horizontal gehalten, gleichzeitig aber auch mit der vertikalen Bewegung des Rohres mitgeführt nach oben werden. Auch dies erwies sich als technisch nicht realisierbar.

Somit zeigt sich ein Verformungsbild wie im unteren Teil der Abbildung 6 dargestellt. Beide Quertraversen bewegen sich mit dem Rohr nach oben und aufeinander zu. Da die Länge der Zugstangen fix ist, bewegt sich das Ende mit dem Pressenkopf tendenziell nach unten. Im Probebelastungsaufbau ergeben sich daraus Knickwinkel, die zu einem Ausknicken der Pressen führen können. Auch wenn die tatsächlichen Verformungen und Winkel natürlich

deutlich kleiner sind als hier dargestellt, dürfen solche Effekte nach Theorie II. Ordnung keinesfalls vernachlässigt werden, zumal die angreifenden Kräfte extrem groß sind.

### 5.3 Verhalten der Probelastungseinrichtung im Grundriss

Ohne externe Stützungsmaßnahmen würde das System im Grundriss eine extrem instabile Konstruktion darstellen (siehe Abbildung 7)



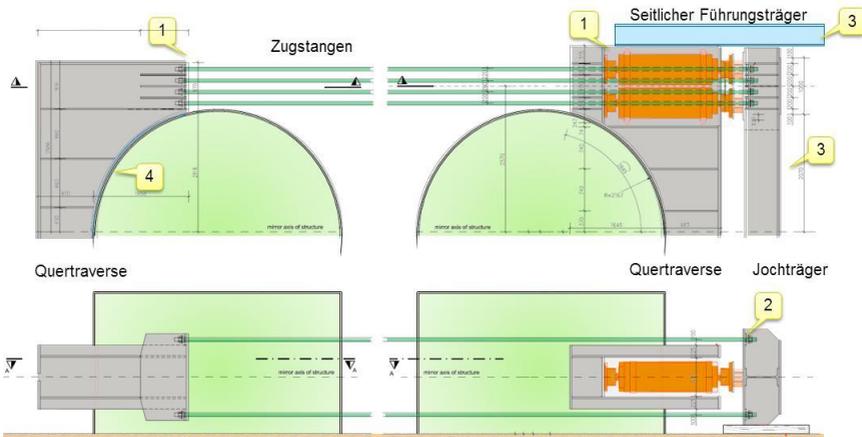
**Abbildung 7: System im Grundriss mit kinematischen Freiheitsgraden**

Die hydraulischen Zylinder bilden kurze Druckstäbe, die am Ansatzpunkt der Zugstangen verschieblich sind. Schon relativ kleine Auslenkungen führen dazu, dass ein solches System seitlich ausweicht

Zudem konnte die Quertraverse nicht exakt an die Rundung der Rohre angepasst werden. Diese sollte möglichst an allen Rohren einsetzbar sein, deren Durchmesser eine Fertigungstoleranz von  $\pm 4$  mm hatten. Der Innenradius der Quertraverse war daher bewusst 1 - 2 cm größer als der Rohrdurchmesser gehalten worden. Bei geringen Lasten konnte sich das gesamte System um das Rohr herum drehen, später wurde diese Bewegung blockiert, weil sich die Quertraverse unter der Belastung durchbog und sich gegen die Rohrwandung schmiegte.

## 5.4 Umsetzung in der Konstruktion

Angesichts der vielen Instabilitäten war der erste Gedanke, die Pressen in einem stabilen Käfig fahren zu lassen. Hier jedoch würden jedoch Zwängungen auftreten, die das Ergebnis verfälscht hätten. Stattdessen wurde die Konstruktion wie in Abbildung 8 ausgeführt:



**Abbildung 8: Konstruktion der Probebelastungseinrichtung**

Mit folgenden Maßnahmen sollte die Stabilität gewährleistet werden

- ①. Die Auflagerpunkte der Pressen und der Zugstangen am Widerlagerrohr wurden so dicht wie möglich in die Nähe der Rohrachsen gelegt, damit sich die Punkte so wenig wie möglich verformten. Mit Hilfe einer FEM-Rechnung des Gesamtsystems wurden die zu erwartenden Verformungen abgeschätzt und die daraus resultierenden Abtriebskräfte ermittelt (siehe Abbildung 9). Man erkennt, dass die Quertraversen sich nach oben, der Jochträger jedoch nach unten bewegt, wo er durch den Baugrund gestützt ist.
- ②. Die Zugstangen wurden oberhalb und unterhalb der Pressen und ihre Verankerung in eine Ebene mit dem Pressenaufleger gelegt, um ein Verdrehen des Jochträgers um die eigene Achse auszuschließen.
- ③. Der Jochträger wurde als Balken ausgebildet und seitlich gestützt.
- ④. Auf der Widerlagerseite wurde zwischen der Traverse und dem Rohr ein Elastomerlager angeordnet, um die Verformungen auszugleichen.

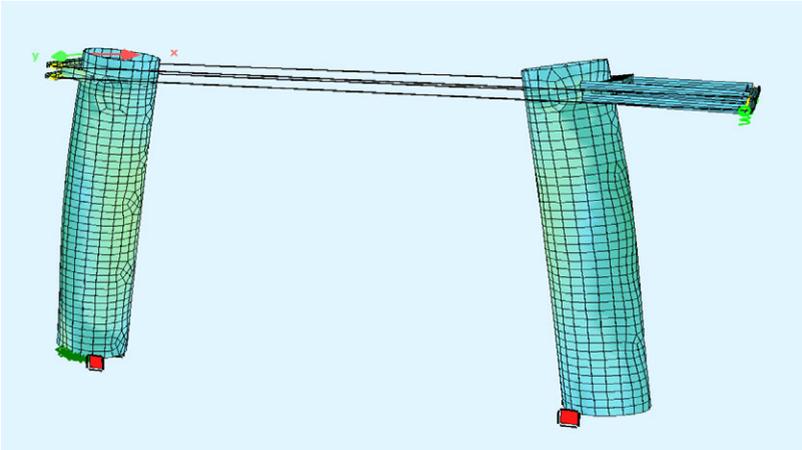


Abbildung 9: Verformungen am FEM-System

### 5.5 Bilder der Ausführung

Die oben beschriebenen Maßnahmen führten zu einer deutlich komplexeren Konstruktion der Probelastungseinrichtung.



Abbildung 10: Übersicht

Auf der Übersicht in Abbildung 10 sind im Vordergrund die Traverse mit den Pressen und dem Jochträger (1) zu erkennen und hinten die Traverse auf der Widerlagerseite (2). Dazwischen die Zugstangen, die in regelmäßigen Abständen gestützt wurden, um den Durchhang zu minimieren (3). Oberhalb der Einrichtung ist die Meßbrückenkonstruktion der TU Braunschweig zu erkennen, die separat gegründet war, um die Verformungen des Pfahls unabhängig von den Bewegungen der Probebelastungseinrichtung aufzeichnen.



**Abbildung 11; Blick auf die Traverse mit den Hydraulikzylindern**

Die Hydraulikzylinder [(5) in Abbildung 11] sind allseitig von einer Stahlkonstruktion umschlossen. Die seitliche Führungskonstruktion musste daher mit einer Schraubverbindung an die Traverse angeschlossen werden, um die Zylinder überhaupt montieren zu können. Dahinter der massive Jochträger (6).

Als vertikales Auflager dienten Baggermatratzen mit einer Stahlblechauflage (7). Auf der Widerlagerseite war die Konstruktion naturgemäß etwas einfacher (siehe Abbildung 12).



**Abbildung 12: Quertraverse Widerlagerseite**

## **6 Ausführung der Probelastung**

### **6.1 Ablauf**

Der eigentlichen Probelastung gingen aufwändige Vermessungsarbeiten voraus. Nicht nur der Standort der Rohre musste exakt erfasst werden, auch die Lasttraversen sollten exakt parallel zueinander stehen. Daneben waren auch umfangreiche Mess- und Steuerungseinrichtungen zu installieren – die Steuerung der Pressen und des Monitorings erfolgten aus Sicherheitsgründen vollständig vom Baucontainer aus.

Die Belastung wurde nach dem in der EA-Pfähle vorgegebenen Schema aufgebracht, (siehe Abbildung 13). Die dort dargestellte „Vorlast“ sollte dazu dienen, den evtl. vorhandenen Schlupf in den Schraubverbindungen auszugleichen und den Durchhang der Seile zu minimieren. Wie im Kapitel 5.4 beschrieben, bestehen im besonders lastfreien Zustand Instabilitäten der Lasttraverse. Daher wurde die Vorlast nicht mit den großen Hydraulikpressen aufgebracht, sondern es wurde jede einzelne Zugstange nacheinander einzeln mit ca. 100 kN belastet. So wurde sichergestellt, dass die Lasttraversen auch zu Beginn des Lastprogramms noch parallel zueinander standen.

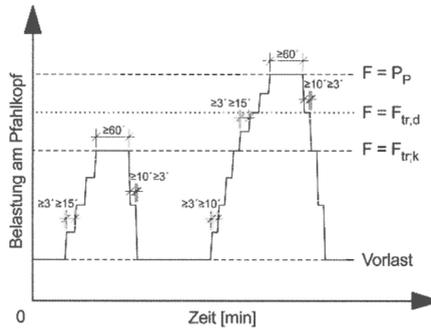


Abbildung 13: Laststufen einer horizontalen Probelastung nach EA-Pfähle, Bild 9.18

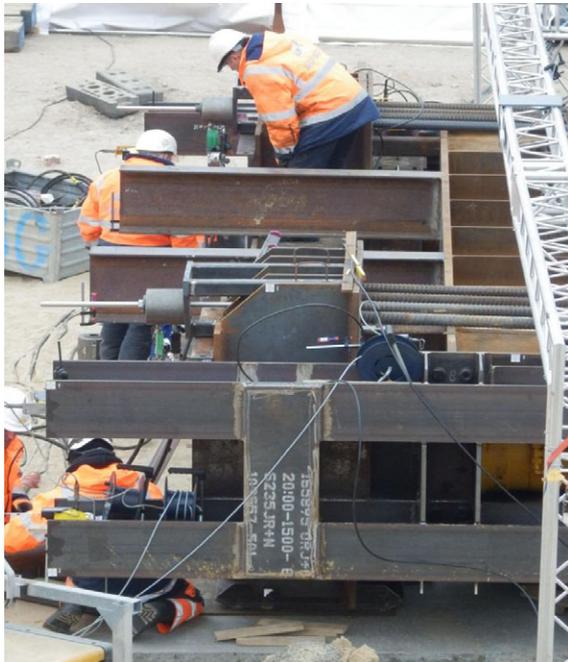
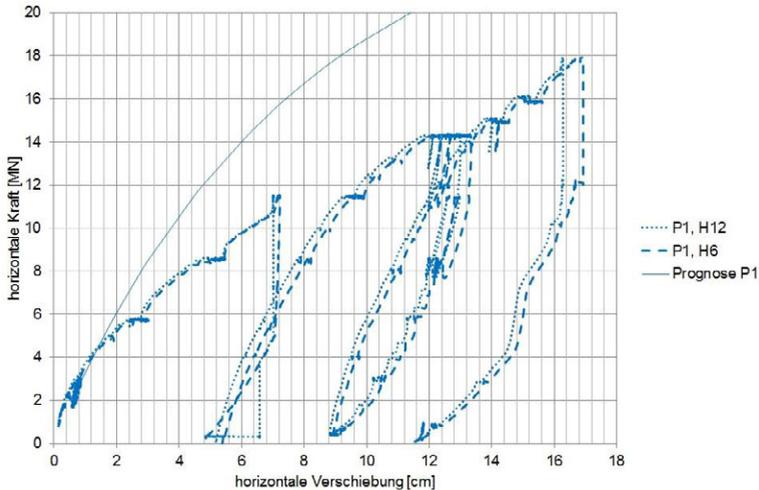


Abbildung 14: Vorspannen der Zugstangen

Das genaue Messprogramm ist in [GATTERMANN, BACKES, HERWIG 2015] beschrieben. Die Auswertung aller Daten ist nicht Thema dieses Aufsatzes. Einen Eindruck vom Kraft-Verformungsverhalten des Pfahles gibt jedoch Abbildung 15:



**Abbildung 15: Last-Verformungskurve des ersten Versuchs**

Dabei wurde der erste Versuch bei ca. 11000 kN unterbrochen, um die Pressensteuerung neu zu justieren.

## **6.2 Schadensfall beim ersten Versuch**

Beim ersten Versuch kam es bei einer Last von ca. 18.000 kN kam es zu einem Versagen der seitlichen Führungseinrichtung und der Versuch musste abgebrochen werden (siehe Abbildung 16). Die Pressen mitsamt dem Jochträger wichen zur Seite aus und der seitliche Führungsträger wurde abgesprengt.

Beobachtungen hatten gezeigt, zeigten dass während gesamten Versuchs sich beide Träger mit konstanter Geschwindigkeit um die Rohre herum gedreht hatten, ähnlich einer Fahrradkette (siehe Abbildung 17). Die Verschiebung der beiden Trägerachsen betrug schließlich etwa 15 cm. Angesichts des hohen Anpressdrucks, der auf beiden Rohren lastete, war damit nicht unbedingt zu rechnen.

Es wurde dann jedoch festgestellt, dass unplanmäßig an beiden Rohren Elastomerlager eingebaut waren, statt nur an einem (vgl. Abschnitt 5.4). Diese plastifizierten unter der hohen Last und bildeten dadurch quasi Gleitlager für die Lasttraversen. Die Verdrehung führte dazu, dass Hydraulikzylinder und Zugstangen nicht mehr parallel standen. Dies

fürte zu erhöhten Kräften auf die seitliche Führungseinrichtung, die dieser Belastung nicht gewachsen war.



Abbildung 16: Schadensfall beim ersten Versuch

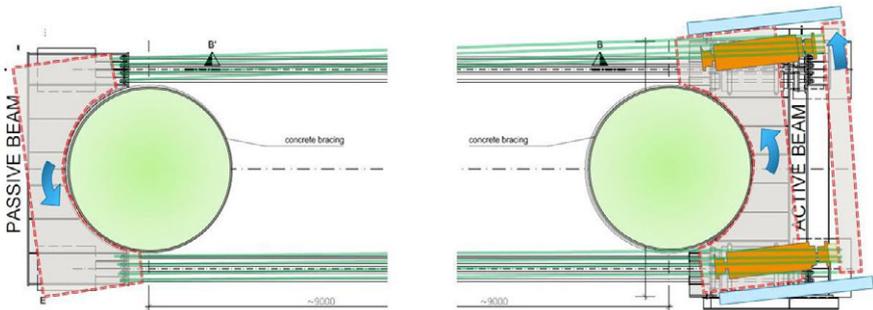


Abbildung 17: Versagensmechanismus

### 6.3 Maßnahmen

Um bei den weiteren Versuchen derartige Schäden zu vermeiden, wurde die Führungskonstruktion verstärkt, das zweite Elastomerlager entfernt und seitlich am Rohr Knaggen

gegen starke Verdrehungen angebracht. Außerdem wurde bei den folgenden Versuchen neben den Verformungen der Rohre auch die der Probelastungseinrichtungen beobachtet und klare Grenzkriterien der Verformung vorgegeben. Bei den restlichen Versuchen gab es dann keine Zwischenfälle mehr, die Prüflast wurde auf 18.000 kN begrenzt.

## **7 Fazit / Zusammenfassung**

Um das Verhalten von einvibrierten und geramten Großrohren bei unter horizontalen Lasten vergleichen zu können, wurden in einer Kiesgrube bei Cuxhaven sechs Rohre mit 4,30 m Durchmesser eingebracht. An diesen wurden drei horizontale Probelastungen mit je 18.000 kN durchgeführt.

Die Rohre standen in einem Abstand von ca. 30 m und wurden über zwei Traversen, die mit Zugstangen verbunden waren, belastet. Das System erwies sich im Bereich der Lastaufbringung als relativ komplex und zeigte sich mit vielen Instabilitäten behaftet. Dies war unter anderem den hohen Lasten und den eingesetzten (d.h. verfügbaren) Pressen geschuldet. Mit Hilfe einer umfassenden Analyse des Verformungsverhaltens, und einem genauen Monitoring des Versuchs, konnte die Belastung erfolgreich aufgetragen werden.

## Literatur

**Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“; 2. Auflage, Hrsg: Arbeitskreis „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Berlin, Ernst & Sohn, 2012**

**Gattermann, J., Backes, C., Herwig, V.;** Die Aussagekraft der Geomesstechnik dargestellt am Beispiel des VIBRO- Project, *Pfahl- Symposium 2015, 19.02.-20.02.2015 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 99, S. 269-288, 2015*

**Herwig, V., Gattermann, J.;** Vergleich der lateralen Tragfähigkeit von vibrierten und geschlagenen Stahlpfählen im sandigen Böden, *Pfahl- Symposium 2015, 19.02.-20.02.2015 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 99, S. 251-265, 2015*

Autor

---

Dipl.-Ing. Christian Wolf

[Christian.Wolf@bilfinger.com](mailto:Christian.Wolf@bilfinger.com)

Bilfinger Marine and Offshore Systems GmbH

Technisches Büro Hamburg

Kanalstr. 44, 22085 Hamburg

Tel.: 040 229 23-407



# Planung eines Schwerlastkais in Nordenham - Blexen

Dipl.-Ing. Claus Ennen

KMT Architekten + Ingenieure, Hamburg

## 1 Einleitung

Der saarländische Stahlkonzern Dillinger Hütte hat im niedersächsischen Nordenham am linken Weserufer ein Werk zur Herstellung von Monopile-Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen auf dem 16 ha großen Gelände der ehemaligen Werft der Gutehoffnungshütte errichtet. In dem Werk sollen durch das Tochterunternehmen STEELWIND NORDENHAM GmbH Monopiles bis zu einem Durchmesser von etwa 10 m und einer Länge von 100 m mit einem Gewicht von bis zu 1.500 t produziert werden. Für die Anlieferung des Materials sowie für den Ausgang des fertigen Produktes wurde eine Kaianlage mit einer Nutzlänge von 200 m geplant und errichtet. Die Planung der Kaianlage ist Bestandteil dieses Beitrags.

### 1.1 Gesamtmaßnahme

Unter dem Projekt Schwerlastkai Steelwind wurden nachfolgende Maßnahmen zusammengefasst.

- Bau einer etwa 200 langen Kaianlage mit einer etwa 40 m langen Flügelwand und einem Vertäudalben
- Flächengewinnung durch Hinterfüllung der Kaianlage bis auf eine Kote von NN + 7,50 m
- Erschließung der Kaiflächen
- Errichtung von zwei Schwerlastkränen einschl. der erforderlichen Gründung
- Herstellung der Liegewanne und der Hafenzufahrt

## 2 Planungsparameter

### 2.1 Nutzung

Die Nutzung der Kaianlage erfolgt durch die Bereitstellung und den Umschlag von Monopile-Elementen sowie deren Übergangselementen den Transition-Pieces. Für den Umschlag

dieser Elemente wurden zwei ortsfeste Krananlagen mit einer Tragfähigkeit von jeweils 800 t bei einer Ausladung von 30 m vorgesehen. Eine weitere Nutzung der Kaianlage war für den Materialtransport vorgesehen. Die Anlieferung des Materials war mittels Binnenschiff vorgesehen. Der Umschlag soll über einen spurgebundenen Kran bzw. temporär mittels Mobilkran erfolgen. Die Prozesse des Materialeinganges sowie der Ausgang der Produkte wurden funktional getrennt. Für die Materialanlieferung wurde der Südkai vorgesehen und für den Ausgang der Nordkai.

## 2.2 Geografie

Das Planungsgebiet befindet sich am linken, westlichen Ufer der Unterweser bei Strom-km 64 im Bereich der Stadt Nordenham im Ortsteil Blexen.



**Abbildung 1: Werkgelände zum Planungsbeginn**

Im Planungsareal hatte die deutsche Luftwaffe 1938 begonnen einen Flughafen zu errichten. Dieser wurde jedoch nicht fertiggestellt. Auf dem Gelände wurde 1956 die Ansiedlung der Schwimmdock-Werft der Gutehoffnungshütte vollzogen. Nach dem Ende des Werftbetriebes und verschiedenen Zwischennutzungen wurde die Fläche mit der Ansiedlung des Monopilewerkes erneut industriell genutzt. Zu Zeiten des Werftbetriebes bestand eine Kaianlage, welche jedoch zwischenzeitlich weitestgehend zurückgebaut wurde. Im nördlichen Bereich des wasserseitigen Geländes schließt die Kaianlage des Kronos-Werkes an.

Im weiteren Umfeld befindet sich westlich Industrie und Wohnbebauung sowie in südlicher Richtung der Anleger der Weserfähre.

## 2.3 Baugrund

Im Zuge der Planung wurden umfangreiche Baugrundaufschlüsse durchgeführt. Dabei wurde nachfolgende generelle Baugrundsichtung festgestellt.

- Schlick, UK etwa NN – 7,50 m bis NN – 10,00 m
- Wattsande, UK etwa NN – 18,00 m bis NN – 21,00 m
- Basisklei / Torf, UK etwa NN – 19,00 m bis NN – 22,50 m
- Sande mit Unterlagerung von Geschiebemergel / Lauenburgerton

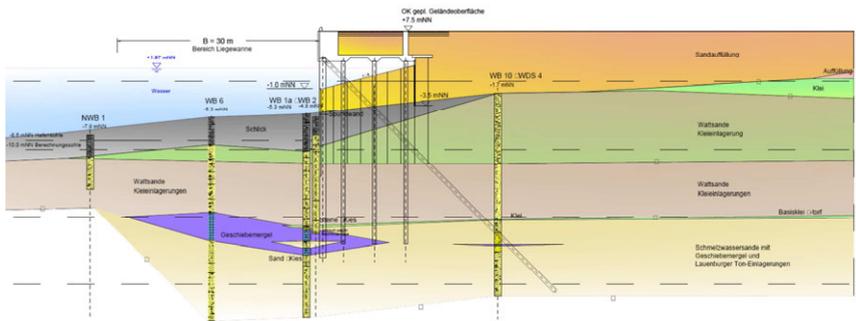


Abbildung 2: Baugrundprofil

## 2.4 Wassertiefen

Die vorhandene Sole der Weser in der Ausbaulinie der Kaianlage besaß Koten von NN – 2,60 bis NN – 5,10 m und fiel in Richtung Weser bis auf NN – 8,60 m ab.

## 2.5 Wasserstände

Die Planung bezog sich auf die Wasserstände der 10 Jahresreihe des Pegels Nordenham Unterfeuer. Es bestanden nachfolgende Hauptwerte.

HHThw: NN + 5,21 m (17.02.1962)

MThw: NN + 1,97 m

MTnw: NN - 1,98 m

NNTnw: NN – 4,02 m (15.03.1964)

## 2.6 Weitere Planungsparameter

Weitere Planungsparameter wie Wind, Wellen, Eis und Eisgang waren bei der Planung von untergeordneter Bedeutung.

## 3 Planung

### 3.1 Bemessungsgrößen

Dem Entwurf wurden nachfolgende Bemessungsschiffe zu Grunde gelegt.

**Tabelle 1: Bemessungsschiffe**

Fahrzeug	Länge	Breite	Tiefgang
Errichterschiff	160,00 m	49,00 m	5,50 m
Barge	91,00 m	27,40 m	4,70 m
Binnenschiff	110,00 m	11,40 m	2,80 m

Entsprechend den vorgesehenen Schiffen wurde eine Entwurfswassertiefe von 6,00 m in Abstimmung mit dem Bauherrn als ausreichend erachtet. Eine Wassertiefe von 6,00 m LAT entspricht einer NN-Höhe von – 8,60 m.

Als Verkehrslast auf dem Kai sowie der Hafenumfläche wurde eine Last von 100 kN/m<sup>2</sup> der Berechnung und Bemessung zu Grunde gelegt. Im Bereich der ortsgebundenen Schwerlastkrane wurde eine verringerte Last von 50 kN/m<sup>2</sup> berücksichtigt.

Die Festlegung der Wasserüberdruckansätze über die Lastfälle 1 bis 3 erfolgte unter Berücksichtigung einer offenen südlichen Abschlussböschung auf Basis von instationären geohydraulischen Simulationsberechnungen.

Die weiteren Bemessungsgrößen für Pollerlasten, Eisdruck, Wellen usw. wurden auf Basis der geltenden Normen und der EAU festgelegt.

### 3.2 Entwurf und Konstruktion

Das Kaibauwerk gliedert sich in den Nordkai und den Südkai. Für den Ausgang der Monopiles werden im Bereich des Nordkais zwei Schwerlastkrane angeordnet. Über den Südkai erfolgt der Materialeingang. Der südliche Abschluss erfolgt über eine Böschung, welche wesenstseitig über eine Flügelwand abgefangen wird.

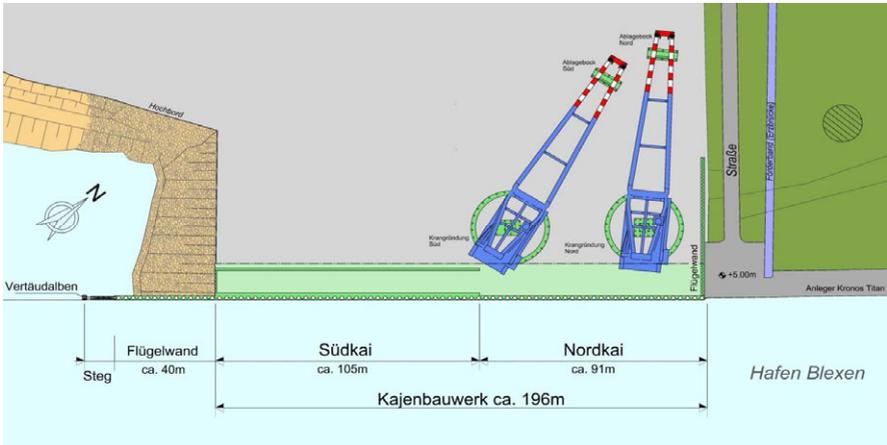


Abbildung 3: Lageplan-Entwurf

Das Kaibauwerk besitzt eine Oberkante von NN + 7,50 m und wird für eine Wassertiefe von 6,00 m (LAT) entsprechend NN – 8,60 m ausgelegt.

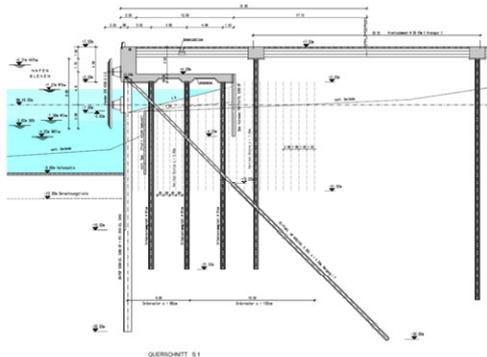


Abbildung 4: Kaiquerschnitt

Die Kai konstruktion besteht aus dem um 3,50 m überschütteten, Stahlbetonüberbau, welcher wasserseitig auf einer kombinierten Stahlspundwand und landseitig auf drei Ortbetonrammpfahlreihen auflagert. Die wasserseitige Spundwand ist auf einer Kote von NN – 1,00 geöffnet. Unterhalb der Kaiplatte wird eine ungefestigte Böschung mit einer Neigung von etwa 1:4 ausgebildet. Der landseitig verbleibende Geländesprung wird über eine Spundwandschürze aufgenommen.

Auf Grund des vorliegenden Baugrundaufbaus, mit den weichen Bodenschichten, wurden zur wirtschaftlichen Dimensionierung der Spundwand sowie zur Vermeidung großer Setzungen in der Betriebsphase Maßnahmen der Baugrundverbesserung vorgesehen. Es wurden Vertikaldränagen mit einer Vorlastschüttung sowie eine Tiefenverdichtung planarisch berücksichtigt.

### **3.3 Planungsrecht**

Zu Erzielung eines Baurechts wurde ein Planfeststellungsverfahren durchgeführt.

Die geplante Maßnahme stellt einen Gewässerausbau im Sinne des §§ 67 und 68 Wasserhaushaltsgesetz (WHG) dar. Laut § 3 Abs. 3 Satz 1 des Umweltverträglichkeitsprüfungsgesetzes (UVPG) fällt das Vorhaben als Bau eines Binnen- und Seehandelshafens in den Anwendungsbereich des UVPG. Der Untersuchungsrahmen wurde von der Planfeststellungsbehörde, den NLWKN festgesetzt. Eine Verträglichkeitsprüfung im Sinne des § 34 NatSchG war danach nicht erforderlich. Der landschaftspflegerische Begleitplan, die Betrachtung zum besonderen Artenschutz und die Prüfung der Wasserrahmenrichtlinie konnten in die UVU integriert werden.

Hierdurch ergaben sich nachfolgende Abhängigkeiten:

- Durchführung der wasserseitigen Rammung nur im Zeitraum zwischen dem 01.12. bis 28.02.
- Vergrämung von Meeressäugern durch Pinger / Anrammung
- Durchführung von Nassbaggerarbeiten nur in der Winterperiode
- Einhaltung von Schallgrenzwerte zum Schutz der Wohnbebauung in Blexen

Insbesondere auf Grund des Schallschutzes wurden besondere Maßnahmen bzw. Bauverfahren berücksichtigt.

- Einbau der Spundbohlen im Vibrationsverfahren mit schlagender Nachrammung auf 3 Meter mit Schallschutzkamin
- Ausbildung der Schrägpfähle als RI-Pfahl
- Herstellung der Kaigründungspfähle im Verfahren der Innenrohrrammung

### **3.4 Ausschreibung und Vergabe**

Auf Grund des kurzen Zeitfensters zur Durchführung der wasserseitigen Rammarbeiten erfolgte die Durchführung der Ausschreibung zeitgleich mit dem Genehmigungsverfahren, um die erste Periode nutzen zu können. So wurde nach einer Planungszeit von 7 Monaten die Baumaßnahme zur Errichtung der Schwerlastkai ausgeschrieben.

Die Beauftragung der Bauleistungen erfolgte an die ARGE Steelwind bestehend aus den Firmen TAGU Tiefbau GmbH Unterweser, F+Z Bau und Aug. Prien Bauunternehmung (GmbH & Co. KG) auf Basis eines Sondervorschlages. Der Sondervorschlag beinhaltete eine geringfügige Änderung der Überbaugeometrie sowie die Ausbildung einer Rohrwand statt einer Trägerwand.

### **3.5 Planungstermine**

Im Zuge der Planung der Kaianlage Steelwind konnten nachfolgende Termine realisiert werden.

Durchführung des Scoping-Termins	März 2012
Auslegung der Planunterlagen	Juni 2012
Angebotsabfrage	August 2012
Submission	September 2012
Genehmigung zum vorzeitigen Baubeginn	Dezember 2012
Erörterungstermin	Januar 2013
Planfeststellungsbeschluss	April 2013
Fertigstellung	September 2014



**Abbildung 5: Steelwindwerk / Schwerlastkai kurz vor Fertigstellung 2014**

Autor

Dipl.-Ing. Claus Ennen

ennen@kmt-ai.de

KMT Architekten + Ingenieure  
Erdkampsweg 49, 22335 Hamburg

www.kmt-ai.de  
Tel.: 040 500 573-0

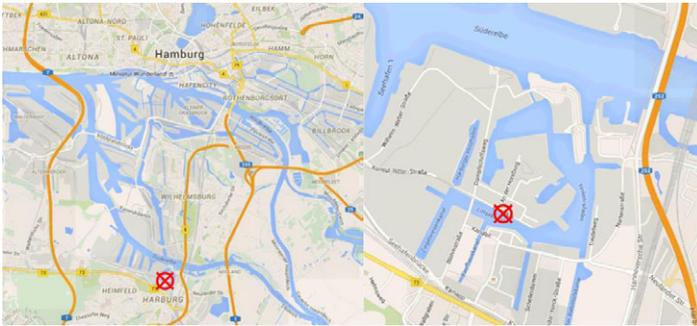
# Nasses Schweißen am Beispiel des Bauvorhabens „Sanierung Lotsekai 2.2“ im Harburger Binnenhafen, Hamburg

Dipl. Ing. Ralf Kröger

Taucher Knoth (Nachf.) GmbH & Co. KG, Hamburg

## 1 Veranlassung

Der Lotsekai befindet sich im Harburger Binnenhafen südlich der Süderelbe, es ist ein tidefreies Gewässer, die Zufahrt erfolgt durch die Harburger Hafenschleuse.



**Abbildung 1 und 2: Lagepläne [RALF KRÖGER, TAUCHER KNOTH, 2015]**

Im Zuge der Umbauarbeiten zur Internationalen Gartenschau IGS 2013 und einer damit einhergehenden Umstrukturierung der Hafen- und Gewerbeflächen zum Wohngebiet, wurden die vorhandenen Kaianlagen saniert und für die neue Nutzung umgestaltet. Die Spundwand war im Laufe der Zeit einer erheblichen Korrosion unterworfen und sollte darum durch eine Vorplattung sowohl in optischer als auch in statischer Hinsicht wieder ertüchtigt werden.

## 2 Kaimauerkonstruktion und Sanierungsumfang

### 2.1 Vorhandene Konstruktion

Der Abschnitt 2.2. am Lotsekai im Binnenhafen Harburg besteht aus einer auf Stahlbetonpfählen tiefgegründeten Stahlbetonplatte mit einer Larssen III Spundwand als gewässerseitiger Abschluss, die in den 50er Jahren als Reparatur eines Bombenschadens in die typi-

sche gemauerte Schwergewichtskonstruktion des ausgehenden 19ten Jahrhunderts eingefügt wurde. Die Sanierung der Schwergewichtsmauern der angrenzenden Abschnitte 2.1. und 2.3 war zum Zeitpunkt der Ausschreibung bereits abgeschlossen.

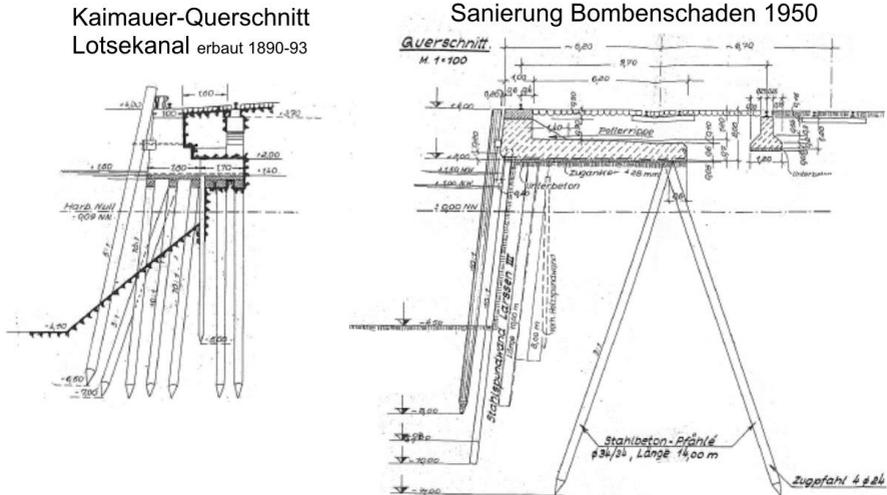


Abbildung 3 + 4 : Kaimauerquerschnitte [REVISIONSPLAN, STROM- UND HAFENBAU, 1957]

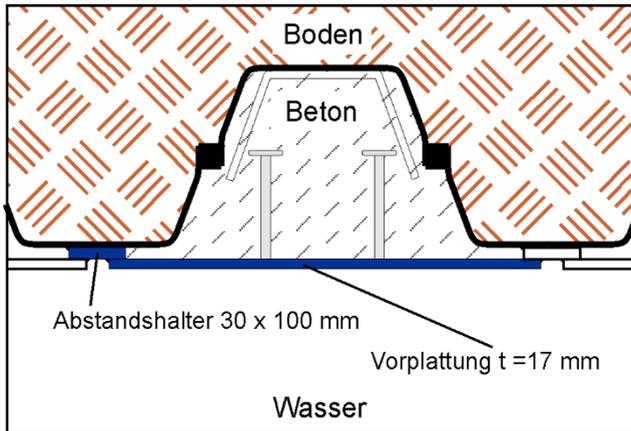
## 2.2 Ausgeschriebener Sanierungsumfang

Ausgeschrieben war die vollständige Sanierung der Kaimauer des Abschnitts 2.2, sowohl die der Spundwand als auch des ca. 1,8 m hohen Betonholms. Auf die weiteren Ausschreibungsbestandteile, wie Betonsanierung, Kaimauerausrüstung, Nassbaggerarbeiten und Korrosionsschutz, wird im Folgenden nicht weiter eingegangen. Die Dimensionierung der Stahlplatten war für eine vollständige Übernahme der Lasten von der vorhandenen Spundwand vorgesehen, ohne Berücksichtigung der Verbundwirkung mit der Betonfüllung oder der Resttragfähigkeit des Bestands.

Die Vorplattung vor der Spundwand war über eine Höhe von 7,20 m und eine Länge von ca. 80 m herzustellen.

Direkt auf der Spundwand waren Abstandshalter aus Flacheisen mit dem Querschnitt 30 x 100 mm vorgesehen, die mittels Kettennaht 2 x 10 cm/m auf den Bergen der vorhandenen

Spundwand aufzuschweißen waren. Die eigentliche Vorplattung aus 17 mm dicken und 760 mm breiten Blechtafeln erstreckte von Abstandshalter zu Abstandshalter.



**Abbildung 5: Prinzip - Darstellung der ausgeschriebenen Ausführung**  
**[RALF KRÖGER, TAUCHER KNOTH, 2015]**

Die Bleche und die Abstandshalter sollten mit einer durchgehenden Kehlnaht  $a = 5$  mm verschweißt werden. Um den Anteil der kostspieligen Unterwasserschweißnähte zu reduzieren, war vorgesehen, jeweils einen Abstandshalter und eine Blechtafel in der Werkstatt vorbereitend zu verschweißen und, zusammen mit den vorzumontierenden Kopfbolzen für den besseren Verbund mit dem Beton, als vorgefertigtes Element zur Baustelle zu bringen.

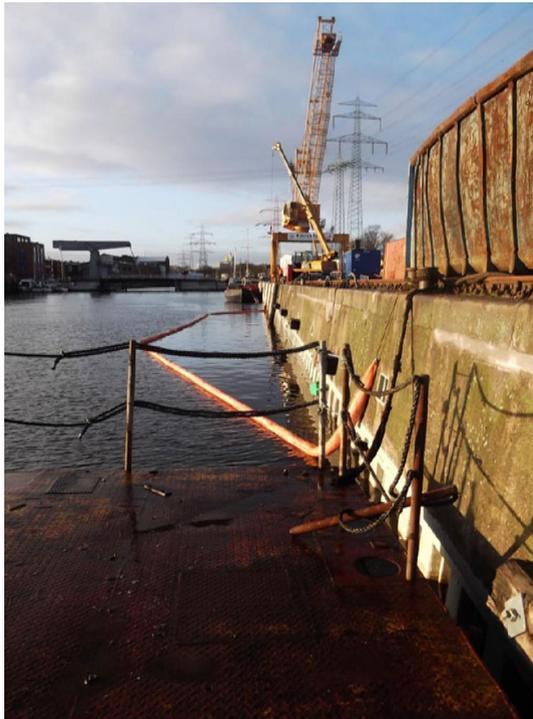
Über die gesamte Länge der Sanierungsstrecke waren die Vorplattungselemente durch einen horizontalen Schnitt geteilt, um eine bessere Handhabbarkeit für den Taucher zu gewährleisten. Die Höhe für alle Elemente betrug damit 3600 mm, der entstandene Stoß sollte mittels einer horizontalen Kehlnaht  $a = 5$  mm geschlossen werden.

Die entstehenden Hohlräume sollten, nach dem Abschluss der Schweißarbeiten und unterem Abschluss durch Bodenauffüllung, abschnittsweise mit Beton verfüllt werden, um einen Korrosionsschutz im später unzugänglichen Zwischenraum zu gewährleisten.

Die ausgeschriebenen Schweißarbeiten umfassten insgesamt ca. 1400m UW-Kehlnaht  $a = 5$ mm PF/PG, davon die Hälfte als Kettennaht  $2 \times 10$  cm/m mit  $a = 4$  mm, ca. 80 m UW-Kehlnaht mit  $a = 5$ mm PC und ca. 700 m Kehlnaht  $a = 5$  mm als Werkstattschweißnaht.

Die Ausschreibung wurde auf der Basis von Bestandsplänen und einer Vorstatik erstellt. Zum ausgeschriebenen Leistungsumfang gehörte neben einem präzisen Aufmaß des Istzustandes der Spundwand auch die technische Bearbeitung mit dem Standsicherheitsnachweis für den sanierten Zustand.

Nach der Auftragserteilung an Taucher Knoth kristallisierten sich schon während der technischen Bearbeitung die wesentlichen Abweichungen von den in der Ausschreibung getroffenen Annahmen heraus.



**Abbildung 6: Baustellensituation vor Beginn der Vorplattungsmontage  
[RALF KRÖGER, TAUCHER KNOTH, 2012]**

## 2.3 Erforderliche Konstruktionsänderungen nach technischer Bearbeitung durch den Auftragnehmer

### 2.3.1 Abweichungen Spundbohlen von der Soll-Lage

Nach dem Aufmaß der Spundbohlen zeigte sich eine erhebliche Abweichung der Ist-Lage von der Soll-Lage. Das zulässige Toleranzmaß der heutigen Normen wurde deutlich überschritten. Es konnte, neben den Abweichungen der Ist-Neigung von der Soll-Neigung, eine erhebliche Neigungsdifferenzen zwischen Nachbarbohlen und Verdrehungen einzelner Bohlen ermittelt werden. Die Montage der Vorplattungselemente in der vorgegebenen Materialstärke musste den geänderten Bedingungen angepasst werden und nach taucherkompatiblen Lösungen gesucht werden.

Lotseki 2.2 - Neigung der vorh. Spundbohlen						Spundwandneigung planmäßig 5,749°					
Differenzenbetrachtung -Vorkantung - Toleranzen						Zulässige Abweichung nach DIN 0,573°					
Spundbohlennr.	Neigungen		Fußpunktlage	Differenz >0	Differenz >1	Differenz >2	Vorkantung			>Toleranz	>Toleranz Wechsel
	Bergbohle	Tal					Bergbohle [m]	4 cm	8 cm		
	Differenz		Δ/Platte [cm]	92 St.	66 St.	42 St.	22 St.	3 St.	1 St.		
41	4,4°		0,55							-0,776°	1,349
41		0,1°		1	X						
42	4,3°		0,54							-0,876°	1,449
42		-0,3°		2	X	X					
43	4,6°		0,58							-0,576°	1,149
43		0,5°		2	X	X					
44	4,3°		0,54							-0,876°	1,449
44		-0,9°		0							
45	4,3°		0,54							-0,876°	1,449
45		0,3°		3	X	X	X				
46	4,8°		0,60							-0,376°	0,949
46		-1,6°		5	X	X	X	X			
47	5,6°		0,70							OK	0,149
47		-0,5°		7	X	X	X	X		Wechsel	1,2
48	6,8°		0,85							-0,478°	-1,051

Abbildung 7: Ausschnitt aus der Ermittlung der vorhandenen Fehlstellungen der Spundwand und der daraufhin erforderlichen Verdrehungen der Vorplattung

[RALF KRÖGER, TAUCHER KNOTH, 2012]

Zur Ermittlung des Kraftaufwandes um die Stahlplatten über die Diagonale an die Spundwand heranzuziehen wurde durch Taucher Knoth ein Werkstattversuch mit einem Vorplattungselement durchgeführt. Diese Versuche ergaben führte zu der Erkenntnis, dass Verformungen der Platte von mehr als 20 mm durch den Taucher nur mit hohem technischem und zeitlichem Aufwand möglich sind. Als Maßnahmen zur Erleichterung der Anpressarbeit wurden zum einen Gewindebohrungen in den Abstandhalter angebracht, um mittels Bolzen eine direkte Kraft auf das Blech in Richtung Wand ausüben zu können. Außerdem wurden alle Bleche mit einem theoretischen Abstand einer Ecke von mehr als 20 mm vom Abstandshalter über die Diagonale vorgekantet. Letzteres hatten einen höheren logistischen Aufwand zur Folge, da nun nicht mehr alle Blechelemente austauschbar waren, insgesamt 26 Vorplatzelemente von 200 hatten nun einen besonderen Platz.

### 2.3.2 Herstellung der horizontalen Naht als Vollstoß

Die Statische Berechnung hatte unter anderem zum Ergebnis, dass die Einwirkungen aus dem Biegemoment auf die Vorplattung nahe am Stoß in Feldmitte am größten ist und somit die vorgesehene Kehlnaht mit  $a=5$  mm als horizontale Schweißnaht nicht ausreicht. Vorzusehen war ein Vollstoß als HV-Naht über den gesamten Querschnitt.

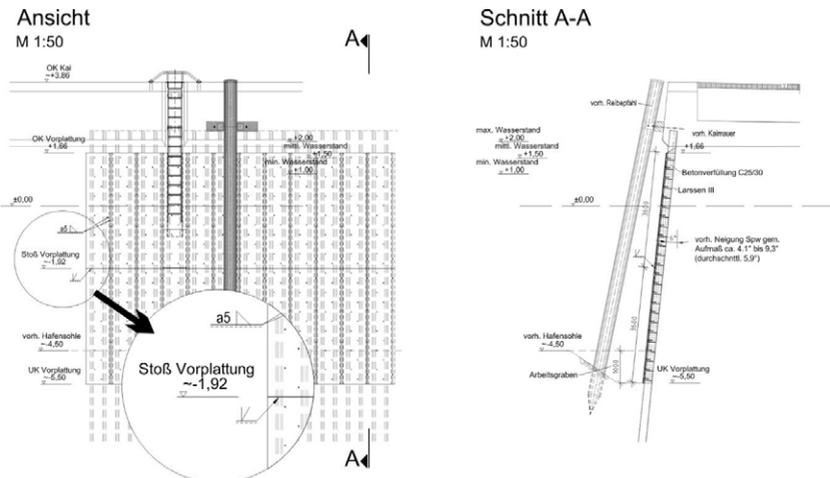
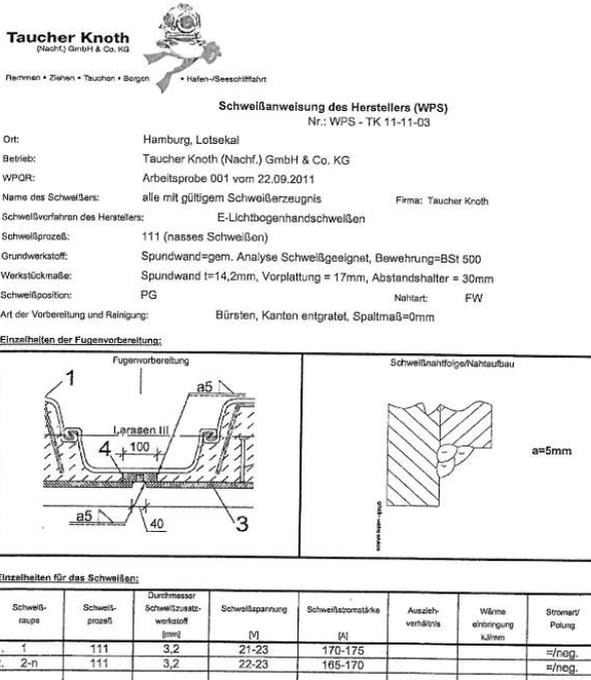


Abbildung 8 + 9: Ausschnitte aus der genehmigten Ausführungszeichnung mit Hervorhebung durch den Verfasser [STAHLBAUPLAN ST-PA-01-0, AUG. PRIEN, 2011]

## 2.4 Umsetzung auf der Baustelle

### 2.4.1 Schweißarbeiten im Allgemeinen

Die Herstellung der lotrechten Kehlnähte konnte durch die gute Übung der Schweißer bei der beauftragten Schweißnahtlänge in guter Qualität durchgeführt werden. Geschweißt wurde mit der Phoenix –Nautica 20 Elektrode an Gleichstrom negativer Pol mit 21-23 V und 170-185 A in Strichraupentechnik mit Schweißposition PG.



**Abbildung 10: Ausschnitt Schweißanweisung Baustellennaht  
[SCHWEIßANWEISUNG, TAUCHER KNOTH, 2011]**

Vor dem Ausführen der ersten Baustellennaht fand für jeden Taucher eine Einschweißphase vor Ort unter Baustellenbedingungen statt. Das bedeutete: Identische Wasserbedingungen und Wassertiefenbereiche, dieselben Schweißgeräte mit den gleichen Einstellungen, der gleiche Stahl, die gleichen Zusatzwerkstoffe und die gleiche Schweißlage. Die in

dieser Zeit hergestellten Probestücke wurden von einem Schweißfachingenieur abgenommen.



Abbildung 11: Taucher bei der Arbeit [RALF KRÖGER, TAUCHER KNOTH, 2012]

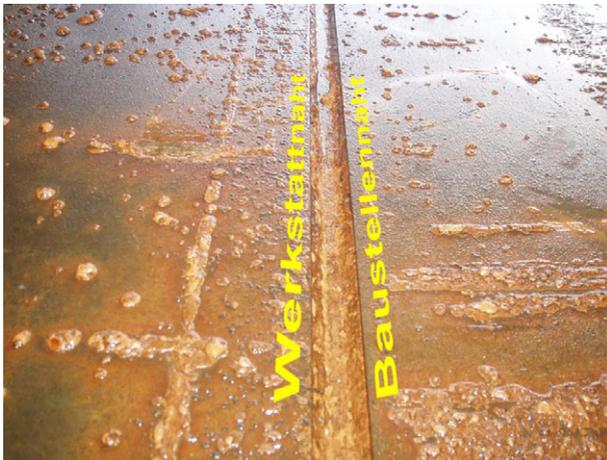


Abbildung 12: Foto einer vertikalen Schweißnaht [RALF KRÖGER, TAUCHER KNOTH, 2013]

#### **2.4.2 Einbau der Vorplattungselemente**

Durch die oben angeführten Veränderungen zur Ausschreibung und unter Zuhilfenahme einer Einsetzvorrichtung konnte die Montage der Vorplattungselemente im veranschlagten Zeitrahmen durchgeführt werden. Besonders die Bohrungen in den Abstandshaltern konnte die Anpressarbeit für den im Wasser schwebenden Taucher erheblich erleichtern.

Zusätzliche Arbeit musste allerdings für die Reparatur von Fehlstellen infolge Korrosion und Verformungen an der vorhandenen Spundwand aufgewendet werden. Löcher im Bestand, auch außerhalb der Schweißbereiche für die Abstandshalter mussten verschlossen werden, um ein Eindringen von Boden in den Zwischenraum zu verhindern und um das unkontrollierte Abfließen von Beton hinter die Spundwand auszuschließen. Durch die Wahl einer Kettennaht zur Verbindung von Bestand und Vorplattung war zwar eine gewisse Flexibilität in der Wahl der Schweißstelle gegeben, dennoch mussten insgesamt ca. 550 m Blechstreifen durch die Taucher als Unterfütterung zusätzlich eingepasst und verschweißt werden um eine sichere Verankerung, vor allem für die Betonage des Zwischenraums, zu gewährleisten.

#### **2.4.3 Herstellung der horizontalen HV-Naht als Unterwasserschweißnaht**

Die statisch bedingte Änderung der ausgeschriebenen horizontalen Unterwassernaht am Stoß der Vorplattungselemente von einer konstruktiven Dichtnaht (Kehlnaht  $a=5\text{mm}$ ) in eine HV-Naht als Vollstoß zog erhebliche schweißtechnische Herausforderungen nach sich.

In Deutschland werden Taucher für das Unterwasserschweißen nach DIN 15618-1 geprüft, in dieser Norm sind die Prüfbedingungen für Kehl-, Stumpf- und Überlappnähte an Blechen und Rohren beschrieben. Ausbildungslehrgänge werden hier allerdings nur für Unterwasserkehlnahtschweißer angeboten und somit standen keine zugelassenen Unterwasserschweißer für eine Stumpfnah zur Verfügung und es gab keine Erfahrungswerte zu Unterwasserschweißnähten in dieser Art. Mit der Unterstützung des ausgewiesenen Unterwasserschweißexperten **DR. ING. SZELAGOWSKI, INGENIEURBÜRO FÜR UNTERWASSERTECHNIK** wurde die Schweißanweisung erstellt und mit dem Herstellen von Probestücken unter Baustellenbedingungen begonnen. Das Ziel war die Handfertigkeit der Schweißer zu trainieren und über die Prüfung der Proben nach Normvorschrift die Qualität der Schweißnaht zu gewährleisten.

Schweißanweisung (WPS) Nr.: 2011-Kd. 002

Prüfbericht (WPAR) Nr.:

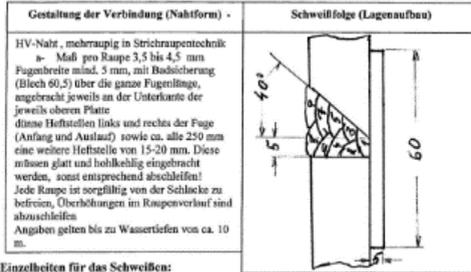
Schweißprozess: 111 (nasses Schweißen)

Grundwerkstoff: S 235

Schweißposition: PC (Quersposition)

Werkstückdicke: 17 mm

Nahtart: H-V-Naht



Einzelheiten für das Schweißen:

Schweißraufe	Prozöß	Durchmesser Schweißzusatz	Spannung (V)	Stromstärke (A)	Stromart/Polung
1	111	3,2 mm	autom.	160-165 A	= / neg.

Abbildung 13: Ausschnitt Schweißanweisung HV Naht

[DR. SZELAGOWSKI, INGENIEURBÜRO FÜR UNTERWASSERTECHNIK, 2012]

Nach einer der Einschweißphase konnten die Taucher diese Naht beherrschen und Probe-stücke in zufriedenstellender Qualität positiv prüfen lassen. Die Verschweißung der Kehl-nahte am Bauwerk konnte begonnen werden und die ersten Elemente wurden gemäß Vor-gabe verbunden.



Abbildung 14: Prüfstücke [RALF KRÖGER, TAUCHER KNOTH, 2012]

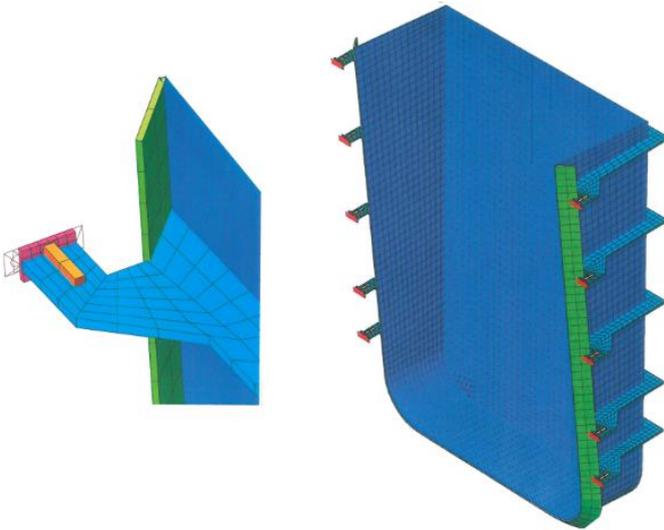
Leider zeigte sich unvermittelt bereits nach den ersten Metern eine Rissbildung schon bei der Herstellung der Wurzellage, dieser Riss trat bereits nach dem Absetzen der Schweißelektrode auf. Auch ein Wechsel der Schweißfolge, der Versuch ein anderes Element zu verschweißen oder ein erneutes Herstellen der Naht nach dem Ausschleifen führte nicht zu einer rissfreien Wurzel. Als möglichen Gründe für das Auftreten dieser Risse wurden Materialfehler, Spannungen in den Stahlplatten durch das Anpassen an die Spundwandverformungen, Spannungsrisse aus dem Schweißprozess und Erschütterungen aus der Bautätigkeit der benachbarten Baustelle in Betracht gezogen. Die problemlose Nahtherstellung an den ersten Elementen und die erfolgreiche Verschweißung der Probestücke erschwerte die sichere Analyse des Phänomens zusätzlich. Leider können bei Schweißungen unter Wasser auch nicht so einfach alternative Arbeitsfolgen oder –verfahren getestet werden, Vor- oder Nachwärmen ist nicht umsetzbar und eine Auswahl an zugelassenen Zusatzwerkstoffen oder alternativen Schweißverfahren war nicht gegeben.

Die Klärung der Ursachen und die Suche nach einer Problemlösung wurden aus zeitlichen Gründen nicht durchgeführt. Aufgrund der o.g. geschilderten Mehrleistung und witterungsbedingter Stillstandstage war der zwingende Fertigstellungstermin bereits zu nahe für eine grundlegende Analyse und Erprobung von Alternativen gerückt. Aus pragmatischen Gründen entschied sich der Bauherr für eine technisch beherrschbare Herstellung der Naht im Trockenen unter Umgebungsdruck und gegen die Suche nach alternativen Unterwasserschweißverfahren mit ungewissem Erfolg und unvorhersehbarem finanziellem und zeitlichem Umfang.

#### **2.4.4 Herstellung der horizontalen HV-Naht im Senkkasten.**

Die Bauart der Vorplattung als regelmäßig gegliederte, ebene Wand und vor allem die Gewindebohrungen zur Montageerleichterung drängte das Senkkastenverfahren zur Trockenlegung der Schweißnaht geradezu auf. Zudem war es ein erprobtes Verfahren mit kalkulierbaren Kosten und Zeitbedarf. Durch den Entfall der relativ kostspieligen Unterwasserschweißnaht waren die zusätzlichen Kosten überschaubar und durch den jetzt möglichen Ersatz anderer Schweißtechniken konnte der zeitliche Aufwand für die Planung und Herstellung des Caisson durch die höhere Schweißgeschwindigkeit kompensiert werden. Ein weiterer Vorzug in diesem Verfahren für den Bauherren war die Möglichkeit, auch für nicht tauchende Personen die Qualität der bisherigen Arbeiten in Augenschein nehmen zu können (siehe Abbildung 12).

Der Senkkasten wurde für das Schweißen von drei Feldern á 80 cm in einer Trockenlegung ausgelegt und ersteckte sich, bedingt durch die Vorgabe einer Auflagerung nur im Bereich der Abstandshalter, über fünf Felder (ca. 4 Meter). Um eine gesundheitsschonende Arbeitshaltung der Schweißer zu gewährleisten wurde der Kasten bis auf 1,4 m unter die herzustellende Schweißnaht geführt, also in eine Wassertiefe von ca. 4,5 m. Die Abdichtung zur Wand erfolgte innenliegend hinter der Abstützung, ca. in Elementmitte, mittels überdimensionaler „Dichtschnur“ aus einer Schlepptrasse Ø104 mm. Der Caisson reichte nicht bis zum Grund und musste darum zur Aufnahme der vertikalen Kräfte aus dem Wasserdruck ballastiert werden.



**Abbildung 15: Graphische Darstellung aus der Statik zum Senkkasten**  
**[STATISCHE BERECHNUNG 01-ST-ST-02-01, AUG. PRIEN, 2012]**

Die Montage und Demontage des Senkkastens wurden aufgrund der geringen Belastbarkeit der Kaimauer wasserseitig vom Ponton und mit Taucherhilfe durchgeführt. Die Bohrungen in den Abstandshaltern wurden jetzt als Montagehilfe genutzt, um den Senkkasten sicher in der Lage zu fixieren und den Dichtspalt vor dem Lenzen klein zu halten. Die Lastabtragung des Auftriebs im gelenkten Zustand erfolgte ausschließlich über den Ballast und die Reibung aus dem Anpressdruck im Bereich der Abstandshalter.

Durch den Einsatz von leistungsfähigen Pumpen war der Caisson in weniger als einer Stunde gelenzt. Auch in den Zwischenräumen der zu schweißenden Platten wurde der Wasserspiegel deutlich unter die Schweißnaht mittels Vakuumpumpe abgesenkt. Die Dichtigkeit war für die Aufgabenstellung völlig ausreichend, das eindringende Wasser aus der nicht verschweißten Horizontalnaht und anderer Leckagen konnte über eine kleine Pumpe um Pumpensumpf am Boden des Senkkastens kontrolliert werden.



**Abbildung 16: Schweißer im Caisson bei der Arbeit [RALF KRÖGER, TAUCHER KNOTH, 2013]**

Die Durchführung der Arbeiten lief auf Anhieb in der angestrebten Taktfrequenz mit einer täglichen Umsetzung des Senkkastens und der damit einhergehenden Schweißleistung von 2,4 m/d mit Prozess 135 (MAG). Im Nachgang an die Schweißarbeiten wurde als letzter Arbeitsschritt die Betonverfüllung eingebracht und das Bauwerk konnte rechtzeitig übergeben werden.

### **3 Fazit**

Vorplattungen sind ein gängiges und bewährtes Verfahren um Spundwände oder andere Kaimauern zu sanieren. Im vorliegenden Beispiel wurde in Bezug auf die statische Konzeption und die vorgegebene Konstruktion eine eher unübliche Ausführungsvariante gewählt. Das gute Ergebnis, in qualitativer Hinsicht, war trotz der bei der Ausschreibung nicht vorhergesehenen technischen Schwierigkeiten nur durch eine gute und immer konstruktive Zusammenarbeit zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer erreichbar. Die zeitlichen und wirtschaftlichen Vorgaben konnten dagegen nicht annähernd eingehalten werden: Die vorgegebenen, sehr optimistischen 4,5 Monate Bauzeit wurden mit einer Gesamtbauzeit von

19 Monaten mehr als vervierfacht. Dagegen hat sich die ursprüngliche Auftragssumme im Vergleich mit dem Schlussrechnungsbetrag nicht einmal verdoppelt.

Die Abbildung unten zeigt deutlich das wesentliche Dilemma von Taucherarbeiten und die damit verbundenen Schwierigkeiten die Kosten für diese personalintensiven Arbeiten unter Wasser zu begründen:

Im Nachhinein ist unsere Arbeit mit dem bloßen Auge zumeist nicht mehr sichtbar.



**Abbildung 17: Aktuelles Foto der ehemaligen Baustelle  
[RALF KRÖGER, TAUCHER KNOTH, 2015]**

Autor

---

Dipl.-Ing. Ralf Kröger

[kroeger@taucherknoth.com](mailto:kroeger@taucherknoth.com)

Taucher Knoth (Nachf.) GmbH & Co. KG  
Rossweg 6-8, 20457 Hamburg

[www.taucherknoth.com](http://www.taucherknoth.com)  
Tel.: 040 8000717-11

Beitrag:

**Empfehlungen zur Planung, Ausschreibung und  
Abwicklung von Unterwasserschweißarbeiten  
im Rahmen der Qualitätssicherung**

*H. Hansen*

Oldenburg

Leider wurde dieser Beitrag nicht eingereicht.



Beitrag:

## **Unterwasserschweißen**

Hyperbares nasses Schweißen – Technik und Fehlerquellen

*R. Kolbusch*

Oldenburg

Leider wurde dieser Beitrag nicht eingereicht.



# Zum Ansatz der lastabhängigen Gründungssteifigkeit in gesamt-dynamischen Simulationen von Offshore Windenergieanlagen

Jan Dubois<sup>1</sup>, Klaus Thieken<sup>2</sup>, Mauricio Terceros<sup>2</sup>, Peter Schaumann<sup>1</sup>, Martin Achmus<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Institut für Stahlbau (IfS), Leibniz Universität Hannover

<sup>2</sup>Institut für Geotechnik (IGtH), Leibniz Universität Hannover

## 1 Einleitung

In den nächsten Jahren soll eine enorme Anzahl von Offshore Windenergieanlagen (OWEA) in der deutschen Nord- und Ostsee errichtet werden. Als bevorzugte Gründungsvariante für Standorte mit Wassertiefen bis zu 30 m kommen derzeit Monopiles zur Anwendung. Neben den üblichen geotechnischen Nachweisen der Tragfähigkeit und der Einhaltung der zulässigen Verformungen rückt mit zunehmender Anlagengröße und Wassertiefe der Einfluss der Gründungssteifigkeit auf das Schwingungsverhalten der Anlage in den Fokus. Die Gründungssteifigkeit beeinflusst hierbei maßgeblich die Eigenfrequenzen der Struktur und in der Folge die Ermüdungsbelastung. Konkret ist bei der Bemessung der Anlage sicherzustellen, dass die Eigenfrequenzen der Struktur einen ausreichenden Abstand zu den wesentlichen Erregerfrequenzen aufweisen um die dynamische Vergrößerung der Einwirkungen zu minimieren. Die sich hierbei ergebende Anforderung ist beispielhaft für die erste Eigenfrequenz in Abbildung 1 verdeutlicht.

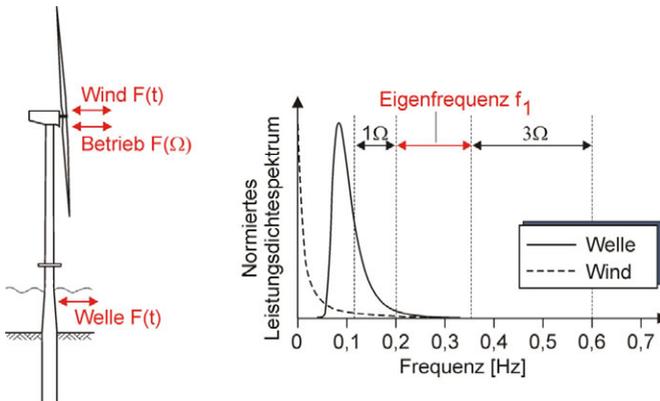


Abbildung 1: Charakteristische Anregungsfrequenzen einer Offshore Windenergieanlage

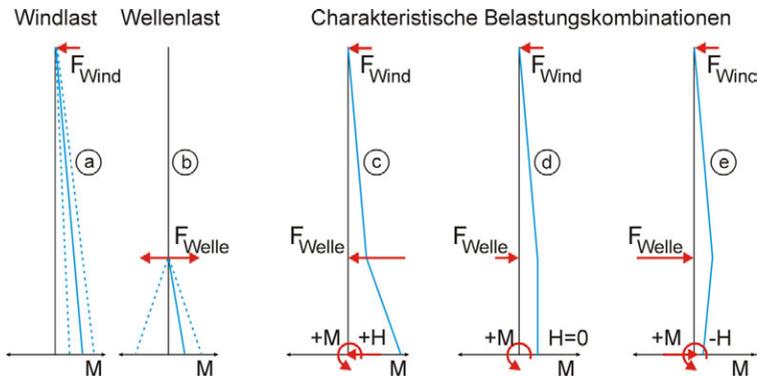
Abbildung 1 zeigt die niederfrequente Anregung durch die Wind und Wellenbelastung sowie die Frequenzbereiche der harmonischen Anregung aus dem Betrieb der Anlage. Die Bereiche  $1\Omega$  und  $3\Omega$  kennzeichnen die Umdrehungsfrequenz sowie die Blattdurchgangsfrequenz einer modernen OWEA mit Umdrehungsgeschwindigkeiten von  $7-12 \text{ min}^{-1}$ . Hierdurch verbleibt lediglich ein schmaler Bereich in dem die Eigenfrequenz durch entsprechende Struktur- und Gründungsdimensionierung auszulegen ist, um die Ermüdungsbelastung zu minimieren. Es ist hervorzuheben, dass im Hinblick auf die Prognose der Gründungssteifigkeit keine sichere Seite definierbar ist. Eine Überschätzung der Steifigkeit führt zu einer Annäherung der Eigenfrequenz an den  $3\Omega$  Frequenzbereich wohingegen eine Unterschätzung eine Annäherung an den  $1\Omega$  Frequenzbereich sowie an die hydrodynamische Anregung zur Folge hat. Nur eine exakte Prognose der Gründungssteifigkeit erlaubt eine Minimierung der Ermüdungsbeanspruchung bzw. eine optimierte Strukturauslegung.

Das dynamische Verhalten der OWEA sowie die Ermüdungsbeanspruchung werden in gesamt-dynamischen Simulationen ermittelt. Hierbei werden die wesentlichen Komponenten der Anlage sowie deren Wechselwirkungen mit der Umgebung in ganzheitlichen Modellen erfasst. Die Gründungsreaktion eines Monopiles wird vereinfacht als eingespannter Balken mit äquivalenter Länge unterhalb des Seebodens oder genauer durch einen Balken gebettet auf linear-elastischen Federn modelliert. Die Federsteifigkeiten werden in diesem Fall zumeist aus der p-y Methode, wie z.B. in den Offshore Richtlinien [siehe API RP 2GEO, 2014; DNV-OS-J101, 2013] beschrieben, abgeleitet. Die ermittelte Gründungssteifigkeit wird in den Simulationen vereinfacht als konstant, also unabhängig vom Belastungsniveau, zugrundegelegt. Diese Vorgehensweise erscheint allerdings fraglich, da einerseits eine Vielzahl von publizierten Frequenzmessungen an sich im Betrieb befindlichen Anlagen Unterschätzungen der gemessenen Eigenfrequenzen und somit der Gründungssteifigkeiten belegen. Andererseits ist die Annahme eines linear-elastischen Bodenverhaltens unter den auftretenden Dehnungsamplituden nicht zutreffend. Durch die Berücksichtigung verbesserter p-y Ansätze [z.B. Thieken et al., 2015] lässt sich zwar eine erhöhte Gründungssteifigkeit infolge geringer Lasten begründen, die generelle Problematik der dehnungs- bzw. lastabhängigen Gründungssteifigkeit bleibt davon jedoch unbeachtet.

Im vorliegenden Beitrag wird daher die Integration einer lastabhängigen Gründungssteifigkeit in das gesamt-dynamische Simulationsprogramm Flex5-Poseidon vorgestellt. Nachfolgend werden zunächst die hierbei auftretenden Problemstellungen aufgezeigt.

## 2 Beanspruchungsspektrum co-direktionaler Wind- und Wellenlastszenarien

Im Rahmen dieses Beitrags werden die betrachteten Wind- und Wellenlasten auf eine übereinstimmende vorherrschende Einwirkungsrichtung beschränkt. Die zugehörigen Beanspruchungskomponenten eines Monopiles oberhalb des Seebodens sind in Abbildung 2a und 2b schematisch am Stabsystem dargestellt.

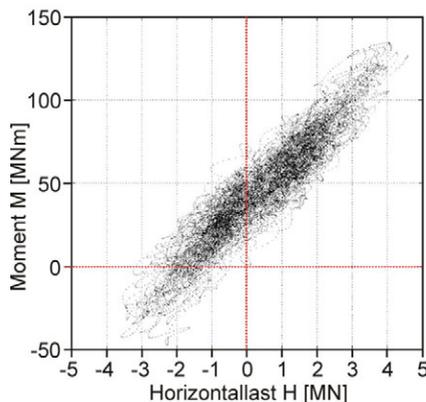


**Abbildung 2: Schematische Monopilebeanspruchung oberhalb des Seebodens**

Aus einer mittleren Windgeschwindigkeit auf Nabenhöhe bezogen auf eine 10-min Betrachtungsdauer ergibt sich die mittlere Windlast auf die Rotor-Gondel­einheit, welche über die Struktur abzutragen ist. Die Gesamtwindlast resultiert in jedem betrachteten Zeitpunkt aus der mittleren Windgeschwindigkeit, überlagert von dem turbulenten Geschwindigkeitsanteil, und schwankt um die mittlere Windlast. Die Windbeanspruchung ist daher in der Regel eine Schwelllast (vgl. Abbildung 2a). Die Wellenbeanspruchung kann hingegen als Wechselbeanspruchung aufgefasst werden (vgl. Abbildung 2b). Die Symmetrie der Wellenlasten über eine Wellenperiode reduziert sich mit zunehmender Steilheit der Wellen, die durch das Verhältnis von Wellenhöhe  $H$  zu Wellenlänge  $L$  definiert ist. Die Wellenlastcharakteristik wird zusätzlich durch Strömungslasten beeinflusst, welche die auftretende Mittel­last maßgeblich beeinflussen kann. In den Lastsimulationen von OWEA werden Strömungslasten für Ermüdungsbeanspruchungen jedoch in der Regel nicht berücksichtigt da mittel­lastabhängige Effekte aufgrund der Annahme einer lastunabhängigen Gründungssteifigkeit als vernachlässigbar angenommen werden können. Auch diese Annahme ist mit Blick auf die Ausführungen in Kapitel 3 zu hinterfragen.

Abbildung 2c, 2d und 2e zeigen charakteristische Beanspruchungskombinationen resultierend aus der Überlagerung von Wind und Wellenlasten. Wirken Wind- und Wellenlasten in die gleiche Richtung sind auch die Pfahlkopflasten und die Pfahlkopfmomente gleichgerichtet und es ergibt sich ein positiver äquivalenter Hebelarm ( $h = H / M$ ) der Horizontallast. Weitere Belastungskombinationen ergeben sich bei entgegengesetzter Einwirkungsrichtung. Hierdurch reduzieren sich zwar vorteilhafterweise die Beanspruchungsgrößen, allerdings führt dies auch zu nicht intuitiven Beanspruchungskombinationen, die negative Hebelarme (siehe Abbildung 2e) oder reine Momentenbeanspruchungen zur Folge haben können (siehe Abbildung 2d). Solche Beanspruchungskombinationen mit gegenläufiger Einwirkungsrichtung sind bei OWEA mit Monopilegründung durchaus nicht unüblich.

Beispielhaft sind in Abbildung 3 die Lastkombinationen ( $H / M$ ) für eine 10-Minuten-Zeitreihe mit 24000 Lastschritten dargestellt. Die Lastzeitreihe ist gültig für eine Windgeschwindigkeit auf Narbenhöhe  $v_{hub} = 25$  m/s sowie korrelierenden Wellenparametern. Die betrachtete Monopilegründung wurde in Anlehnung an die Strukturabmessungen der generischen 5 MW OWEA mit Monopile nach Dubois et al. (2014) definiert. Details der Lastsimulation und die zugehörigen Eingangsgrößen können dort entnommen werden. In der dargestellten Zeitreihe weisen mehr als 36 % der Lastkombinationen eine entgegengesetzte Einwirkungsrichtung von  $H$  und  $M$  auf. Weiterhin ist anzumerken, dass in dieser Zeitreihe gleichermaßen Schwell- und Wechselbelastungen auftreten. Auch dies ist für den Bereich der Betriebslasten charakteristisch.



**Abbildung 3: Gründungslasten für eine 10-Minuten-Zeitreihe mit einer Windgeschwindigkeit  $v_{hub} = 25$  m/s und korrelierenden Wellenparametern [nach Dubois et al., 2014]**

### 3 Gründungssteifigkeit bei wiederkehrender Belastung

#### 3.1 Grundlagen

Für das dynamische Verhalten der Offshore Windenergieanlage ist weniger die Gründungssteifigkeit infolge der Erstbelastung als vielmehr das Verhalten infolge der wiederkehrenden Ent- und Wiederbelastung entscheidend. Die gesamtdynamischen Simulationsmodelle erfordern daher diejenigen Gründungssteifigkeiten, welche sich infolge typischer Betriebszustände ergeben. In der derzeitigen Bemessungspraxis wird die Gründungssteifigkeit aus den Ergebnissen der p-y Methode für statische Belastungen abgeleitet. Zwei Vorgehensweisen lassen sich dabei unterscheiden. Eine Möglichkeit ist der Ansatz der Anfangssteifigkeit der p-y Kurven  $E_{py}$  (siehe Abbildung 6, rechts). Die zweite Vorgehensweise ist der Ansatz der Sekantensteifigkeit infolge einer typischen Betriebslast, d.h. es wird eine Berechnung mit der p-y Methode durchgeführt und für jede Tiefe bzw. Feder wird aus dem Wertepaar (p,y) eine lineare Sekantensteifigkeit  $E_{py} = p / y$  berechnet.

Die Grundlage dieser beiden Ansätze kann durch das Bodenverhalten infolge wiederkehrender Belastung erklärt werden. Das Bodenverhalten infolge Ent- und Wiederbelastung wird durch sogenannte Scherspannung-Scherdehnung  $\tau - \gamma$  Hysteresen beschrieben welche sich aus zyklischen Scherversuchen ergeben. Hieraus kann der auftretende Schubmodul G abgeleitet werden (siehe Abbildung 2a). Im Fall kleiner Lastinkremente lässt sich die Bodensteifigkeit für Erst-, Ent- und Wiederbelastung durch den dynamischen Schubmodul  $G_0$  beschreiben. Für größere Lastinkremente nimmt die Steifigkeit jedoch ab. Unter der Annahme idealer Wechsellasten (siehe Abbildung 2c) ist die Sekantensteifigkeit infolge der Ent- und Wiederbelastung identisch zur Sekantensteifigkeit bei Erstbelastung.

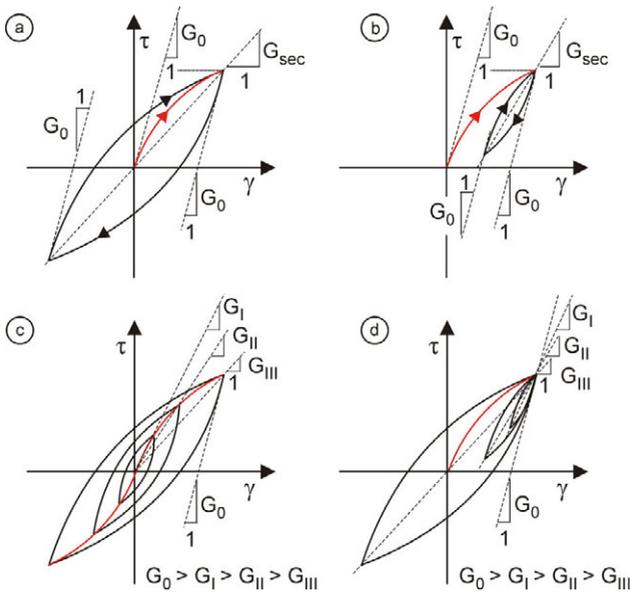
OWEA Gründungen sind jedoch auch durch unsymmetrische Lasten oder sogar Schwelllasten beansprucht. Das zugehörige Bodenverhalten ist in Abbildung 2b verdeutlicht. Auch hier ist der dynamische Schubmodul  $G_0$  maßgebend für kleine Lastinkremente. Für größere Lastinkremente nimmt die Sekantensteifigkeit jedoch ab. Bei Erreichen der Wechsellast fällt der Wert bis auf den Wert der Erstbelastungssteifigkeit ab (siehe Abbildung 2d).

Mit diesen Ansätzen zur Bestimmung von  $E_{py}$  sind jedoch einige Annahmen verbunden:

- Die Gründungssteifigkeit verändert sich nicht über die Anzahl der Lastzyklen.
- Dynamische Effekte wie Massenträgheit, Porenwasserüberdrücke oder Dämpfung sind von geringer Bedeutung für die Gründungsreaktion.

- Der Ansatz einer lastunabhängigen Sekantensteifigkeit ist hinreichend genau.
- Der Ansatz zur Ermittlung des statischen Tragverhaltens (p-y Methode) ist insbesondere für kleine Lasten hinreichend genau.
- Das Gründungsverhalten infolge wiederkehrender Belastung entspricht dem des dargestellten Bodenelements.

Unter Voraussetzung der Gültigkeit dieser Annahmen stellt die Verwendung der Anfangssteifigkeit den oberen Grenzwert und die Annahme der Sekantensteifigkeit den unteren Grenzwert der Gründungssteifigkeit beim Durchlaufen der Hysterese dar.

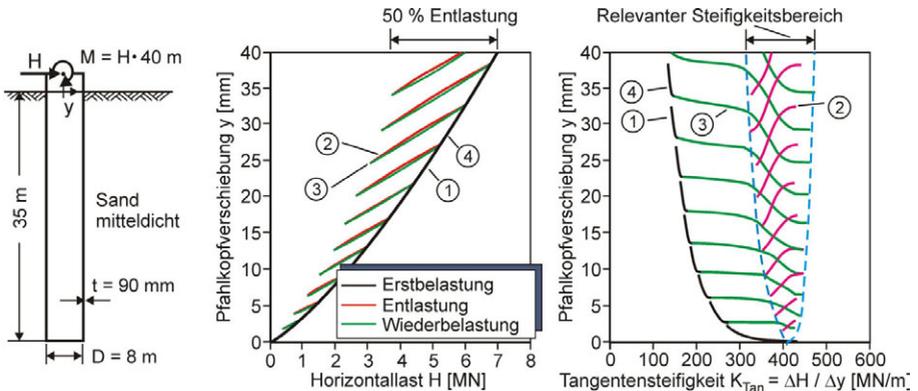


**Abbildung 4:  $\tau$ - $\gamma$  Hysterese infolge wiederkehrender Belastung [Thieken, 2015]**

Die Gültigkeit der p-y Methode für Monopiles mit großem Durchmesser ist Gegenstand zahlreicher Untersuchungen in der Literatur. Diese Untersuchungen zeigen, dass die p-y Methode der Offshore Richtlinien die Gründungssteifigkeit für kleine Lasten unterschätzt [siehe Thieken et al., 2015]. Auch eine mit der Lastzyklenzahl konstante Gründungssteifigkeit steht im Widerspruch zu aktuellen Forschungsergebnissen. Beispielsweise zeigen LeBlanc et al. (2010), dass die Gründungssteifigkeit annähernd linear mit dem Logarithmus der Lastzyklenzahl steigt. Das Gründungsverhalten unter wiederkehrender Belastung wird im nachfolgenden Unterkapitel anhand eines Referenzsystems dargestellt.

### 3.2 Ergebnisse für ein Referenzsystem

Für einen Monopile in mitteldichtem Sand ist das Tragverhalten infolge Ent- und Wiederbelastung, wie es sich gemäß dem FE-Modell nach Thieken et al. (2015) ergibt, in Abbildung 5 dargestellt. Die aufgezeigten Beziehungen von Tangentensteifigkeit und horizontaler Kopfverschiebung für das berücksichtigte Entlastungsniveau von 50 % verdeutlichen die höheren Gründungssteifigkeiten, die infolge von Ent- und Wiederbelastungen im Vergleich zu einer Erstbelastung zu erwarten sind. In selbiger Darstellung ist der Bereich der Gründungssteifigkeit gekennzeichnet, der unter dem vorausgesetzten Entlastungsniveau für die Ent- und Wiederbelastungen maßgebend ist. Dieser Bereich beinhaltet sowohl die gesamten Steifigkeiten infolge Entlastung als auch den überwiegenden Teil der auftretenden Steifigkeiten infolge Wiederbelastung.

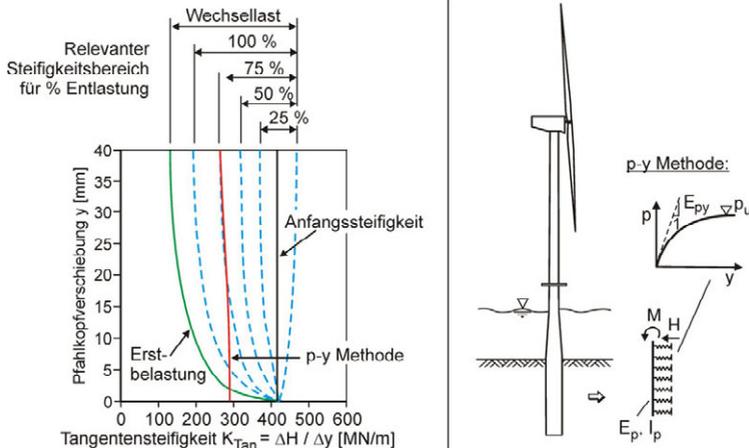


**Abbildung 5: Gründungssteifigkeiten infolge Ent- und Wiederbelastung bei 50 % Entlastung (basierend auf dem FE-Modell nach Thieken et al., 2015)**

Die Eingrenzung des relevanten Bereichs der Gründungssteifigkeit ist in Abbildung 6 (links) für weitere Entlastungsniveaus gegeben. Es zeigt sich eine zunehmende Ausdehnung des Steifigkeitsbereichs mit der Größenordnung der Entlastung, welche ausschließlich aus der Verschiebung der unteren Grenze resultiert. Im Fall einer Wechsellast wird der Bereich maximal und erreicht die beschriebene untere Grenze der Gründungssteifigkeit infolge Erstbelastung. Das Gründungsverhalten ist demnach vergleichbar mit dem Verhalten des Bodenelements nach Abbildung 4.

Die Abbildung beinhaltet auch die Ergebnisse der p-y Methode, die mit dem Pfahlbemessungsprogramm IGtHPile V3 [Terceros et al., 2015] ermittelt wurden. Im Vergleich zu der

tatsächlich auftretenden großen Bandbreite der Gründungssteifigkeiten zeigt sich die starke Idealisierung durch deren Anwendung. Bemerkenswerterweise ändert sich die Tangentensteifigkeit für den betrachteten Lastbereich kaum. Die untere und obere Grenze resultierend aus den Ergebnissen der Anfangs- und Sekantensteifigkeit ergibt somit bei Anwendung der p-y Methode keinen Bereich, sondern praktisch identische Ergebnisse.



**Abbildung 6: Steifigkeitsbereich in Abhängigkeit des Entlastungsniveaus für das Referenzsystem (links), Idealisierung der Pfahl-Boden Interaktion durch die p-y Methode (rechts)**

### 3.3 Schlussfolgerungen und Vorgehensweise

Die derzeitige Vorgehensweise zur Bestimmung der Gründungssteifigkeiten durch die p-y Methode stellt lediglich eine grobe Annäherung dar. Die Qualität dieser Annäherung hängt dabei wesentlich von der Belastungscharakteristik bzw. dem vorwiegenden Entlastungsniveau der wiederkehrenden Belastung ab. Der mit dieser Annäherung verbundene Fehler in den Lastsimulationen lässt sich derzeit nur schwer abschätzen. Die wesentliche Problematik ist hierbei die fehlende Möglichkeit zur Berücksichtigung der lastabhängigen Gründungssteifigkeit in gesamtdynamischen Simulationsprogrammen. Derartige Simulationen erscheinen aufgrund der derzeitigen Diskussionen bzgl. einer häufigen Unterschätzung der Gründungssteifigkeit allerdings von sehr großem Interesse. Angesichts der in Abbildung 6 dargestellten großen Bandbreite der auftretenden Gründungssteifigkeiten erscheint die Betrachtung der lastabhängigen Gründungssteifigkeit vielversprechender als die Fokussierung dynamischer Aspekte wie z.B. der Porenwasserüberdrücke.

Die Berücksichtigung der lastabhängigen Gründungssteifigkeit in den Simulationsprogrammen ist dabei durchaus anspruchsvoll. Einerseits muss der Berechnungsaufwand und damit die Komplexität des Ansatzes möglichst gering bleiben, um die bis zu mehreren Tausend Bemessungslastfälle einer OWEA überhaupt in einem angemessenen Zeitraum betrachten zu können. Andererseits erscheint die Beschreibung der hysteretischen Gründungsantwort an sich sehr komplex, zumal das zuvor dargestellte Verhalten nur für eine einzige Lastexzentrizität  $h$  Gültigkeit besitzt. Die tatsächlich auftretenden Lastexzentrizitäten in der Lastzeitreihe schwanken dagegen erheblich (vgl. Abbildung 3).

Eine abschließende Lösung dieser Fragestellung kann in diesem Beitrag nicht gegeben werden. Als erster Schritt wird jedoch die Einbindung der lastabhängigen Erstbelastungssteifigkeit bzw. der unteren Grenze der Gründungssteifigkeit dargestellt. Die entwickelte Vorgehensweise kann in der Zukunft gemäß der Beschreibung in Kapitel 6 zu einer echten hysteretischen Beschreibung der Gründungsreaktion erweitert werden.

#### 4 Berücksichtigung einer lastabhängigen Gründungssteifigkeit

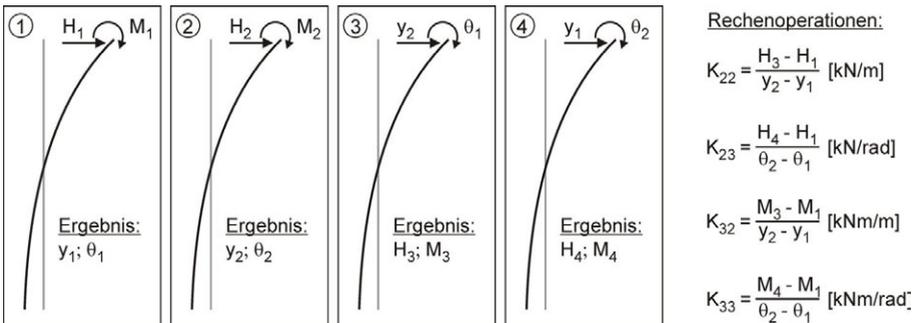
Alternativ zur üblichen Vorgehensweise soll der Monopile unterhalb des Seebodens in den gesamtdynamischen Simulationen nicht mehr durch einen auf Federn gebetteten Balken, sondern durch einen einzigen „Nonlinear Support Node“ berücksichtigt werden. Die Gründungsreaktion wird hierbei in Form einer  $6 \times 6$  Steifigkeitsmatrix abgebildet, die den jeweiligen Einfluss der Lastkomponenten auf die Verschiebungs- und Verdrehungskomponenten beschreibt. Der auf Federn gebettete Balken entfällt. Der Berechnungsaufwand wird dadurch erheblich reduziert und die Kapazitäten können für nichtlineare Rechenoperationen eingesetzt werden ohne die eigentliche Berechnungsdauer zu erhöhen.

Aufgrund der geringen Bedeutung der meisten Kopplungsterme für die Gründungsreaktion eines Monopiles und der vernachlässigbaren Bedeutung der axialen Steifigkeit kann die Übergabe der Steifigkeitsmatrix zweckorientiert auf eine  $2 \times 2$  Matrix reduziert werden (vgl. Gleichung 1). Die Matrix ist hierbei gültig für die vorherrschende Wind- und Wellenrichtung  $x_{\text{lokal}}$  (vgl. Kap. 5).

$$\begin{bmatrix} \Delta H \\ \Delta M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{22} & K_{23} \\ K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta y \\ \Delta \theta \end{bmatrix} \quad (1)$$

#### 4.1 Ermittlung der Steifigkeitsmatrix

Die Einträge der Steifigkeitsmatrix können bei getrennter inkrementeller Steigerung der Beanspruchungen  $F := (\Delta H; \Delta M)$  und Verformungen  $u := (\Delta y; \Delta \theta)$  mit  $K_{ij} = \partial F / \partial u$  gemäß Abbildung 7 berechnet werden. Diese Vorgehensweise erfordert zur Erzeugung der Tangentensteifigkeitsmatrix ( $H_2 = H_1 + \Delta H; M_2 = M_1 + \Delta M$ ) vier separate Berechnungen. Mit drei weiteren Berechnungen (Berechnung 1 entfällt da  $H_1 = 0$  und  $M_1 = 0$ ) kann mit gleicher Vorgehensweise auch die Sekantensteifigkeitsmatrix erzeugt werden.



**Abbildung 7: Vorgehen zur Bestimmung der Steifigkeitsmatrizen [Terceros et al. 2015]**

Für alle gängigen p-y Ansätze ist diese Vorgehensweise in das frei verfügbare Pfahlbeurteilungsprogramm IGtHPile V 3.0 [Terceros et al., 2015] implementiert. Besonders vorteilhaft ist die Möglichkeit zur Ausgabe der Steifigkeitsmatrizen in beliebigen Wertebereichen von Horizontalkraft H und Pfahlkopfmoment M. In der Abbildung 8 sind beispielhaft die Einträge für die Monopilegründung aus Abbildung 5 in einem Wertebereich  $H = 0$  bis 5 MN und  $M = -100$  MNm bis 100 MNm gemäß der p-y Methode der Offshore Richtlinien dargestellt. Augenscheinlich ist das stark lineare Verhalten (vgl. Abbildung 6), welches sich für den betrachteten Verschiebungsbereich (vgl. Abbildung 11) ergibt.

Die identische Vorgehensweise kann auch auf die numerischen Simulationen angewendet werden. Hierbei ergibt sich allerdings die Problematik des erheblichen Berechnungsaufwands. Für eine hinreichend genaue Beschreibung der lastabhängigen Einträge der Monopilegründung (vgl. Abbildung 9) waren 384 (jeweils 4 pro Stützstelle) numerische Berechnungen erforderlich. Die erheblich stärkere Nichtlinearität der numerisch ermittelten Erstbelastungssteifigkeiten (vgl. Abbildung 6) zeigt sich deutlich auch in den Einträgen der Steifigkeitsmatrix.

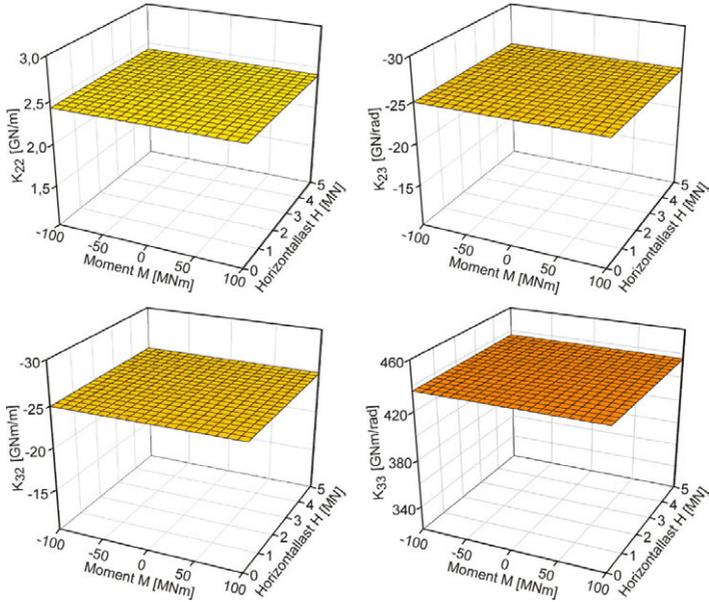


Abbildung 8: Lastabhängige Tangentensteifigkeitsmatrixeinträge gemäß p-y Methode

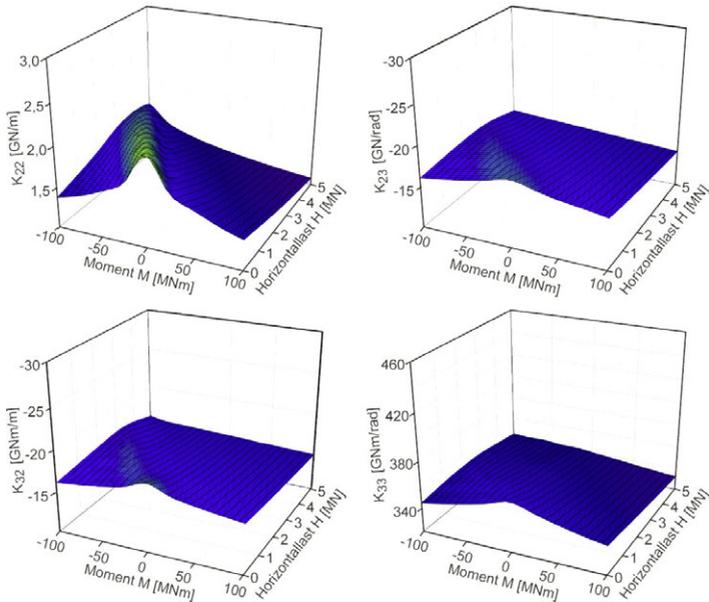


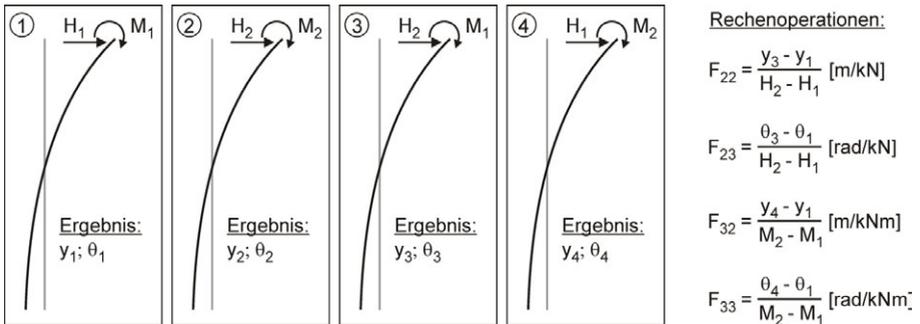
Abbildung 9: Lastabhängige Tangentensteifigkeitsmatrixeinträge gemäß FE-Modell

Besondere Beachtung ist dem Bereich der negativen Momente zu widmen. Hier zeigen sich erhöhte Gründungssteifigkeiten die sich infolge der entgegenwirkenden Belastungskomponenten ergeben. Diese erhöhte Steifigkeit wird im vorliegenden Beispiel für einen Hebelarm  $h \approx -20$  m maximal, weil sich die Lastkomponenten hinsichtlich der Pfahlkopfverformungen weitestgehend eliminieren.

## 4.2 Ermittlung der Steifigkeitsmatrix aus der Flexibilitätsmatrix

Alternativ können die Einträge der Steifigkeitsmatrix  $K_{ij}$  auch aus der Inversen der Flexibilitätsmatrix berechnet werden (vgl. Gleichung 2). Die Einträge der Flexibilitätsmatrix  $F_{ij}$  lassen sich hierzu mit den Rechenoperationen aus Abbildung 10 ermitteln.

$$\begin{bmatrix} K_{22} & K_{32} \\ K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{22} & F_{32} \\ F_{32} & F_{33} \end{bmatrix}^{-1} \quad (2)$$



**Abbildung 10: Effizienteres Vorgehen zur Bestimmung der Steifigkeitsmatrizen**

Diese Vorgehensweise ist besonders vorteilhaft, wenn die Pfahlkopfverschiebungen  $y$  und Pfahlkopfverdrehungen  $\Theta$  für beliebige Wertepaare von Horizontalkraft  $H$  und Pfahlkopfmoment  $M$  vor der Berechnung an das Simulationsprogramm übergeben werden. Für die zuvor dargestellte Monopilegründung sind diese Berechnungsergebnisse gemäß der  $p$ - $y$  Methode und der numerischen Simulationen in Abbildung 11 gegeben. Die dargestellten Verformungsflächen lassen sich mit wenigen statischen Berechnungen ( $< 20$ ) hinreichend genau abbilden wodurch das Vorgehen den Berechnungsaufwand erheblich reduziert. Das gesamtdynamische Simulationsprogramm interpoliert in jedem Schritt der Lastzeitreihe für das aktuelle Lastniveau  $F$  sowie für die inkrementelle Laständerung  $F = F + \Delta F$  die zugehör-

rigen Verformungen  $u$  sowie  $u = u + \Delta u$  aus den Verformungsflächen und ermittelt hieraus die Flexibilitätsmatrix. Nach der Invertierung liegt die jeweils gültige Tangentensteifigkeits- und Sekantensteifigkeitsmatrix für die Lastsimulation (vgl. Kap.6) vor.

Bei der Interpolation der Verformungsflächen ist darauf zu achten, dass die Interpolationsfunktion  $D(H,M)$  in der Fläche zweimal stetig differenzierbar ist ( $C^2$ ), um hinreichend genaue Ergebnisse zu erreichen. Für die hier durchgeführten Berechnungen wurden die zugrundeliegenden Last-Verschiebungslinien mit kubischen Splines angenähert. Die Verformungen auf jeder als Spline diskretisierten Kurve wird für den auf den jeweiligen Hebelarm bezogenen Lastradius  $R_{rel} = ((H/H_{max})^2 + (M/M_{max})^2)^{0.5}$  abgelesen. Durch einen über den Lastradius  $R_{rel}$  tangential verlaufenden kubischen Spline werden die Lastverschiebungskurven in der Fläche  $C^2$ -stetig vervollständigt. Als Übergangsbedingungen der Verformungsflächen  $u(H,M)$  am Rand der Momentenachse sind  $-u(0/M) = u(0/M)$  bzw.  $u'(0/M) = u'(0/M)$  für einen stetigen Schluss der ringförmig angeordneten tangentialen Splines zu beachten.

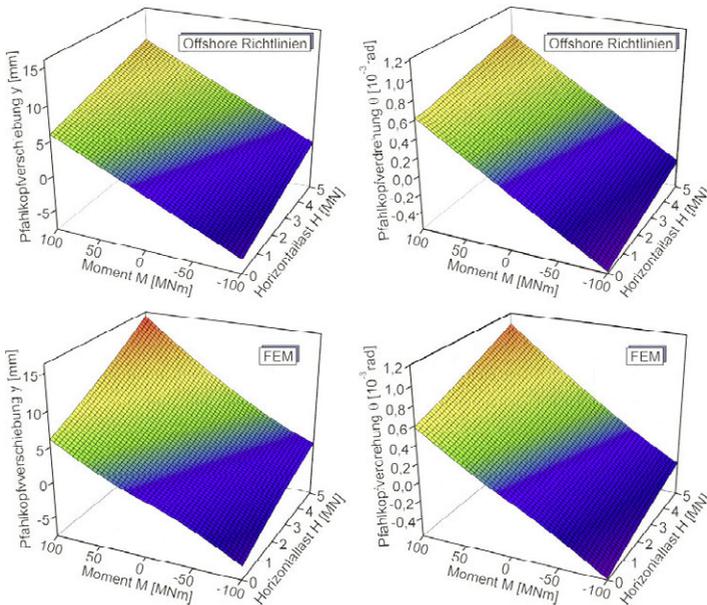
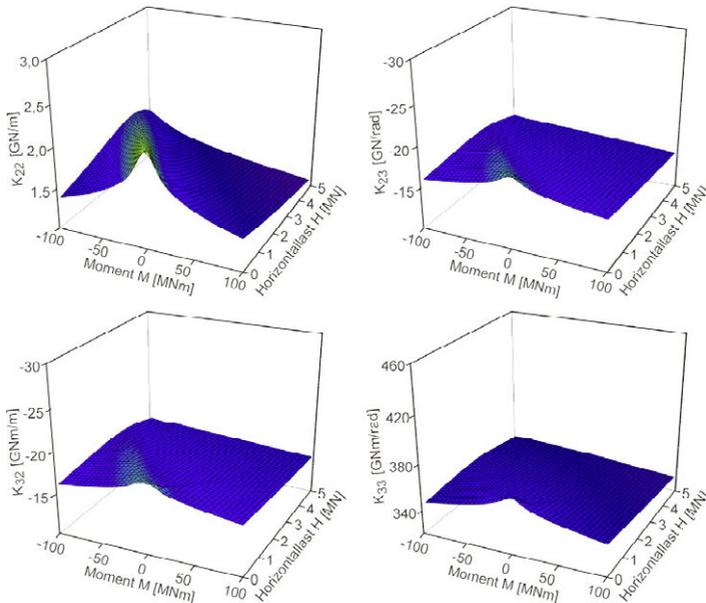


Abbildung 11: Pflankopfverformungen für beliebige Lastkombinationen (H/M)

Die sich aus den numerischen Simulationen ergebenden lastabhängigen Einträge der Steifigkeitsmatrix sind in Abbildung 12 dargestellt. Die interpolierten Ergebnisse korrelieren exzellent mit den direkten FEM-StEIFigkeitswerten in Abbildung 9. Diese Vorgehensweise, Lastverschiebungskurven als Fläche in Beziehung zu setzen, reduziert den Berechnungsaufwand zur Ableitung lastabhängiger Verformungen und Steifigkeiten signifikant.



**Abbildung 12: Lastabhängige Tangentensteifigkeitsmatrixeinträge gemäß FEM (aus Verformungsflächen abgeleitet)**

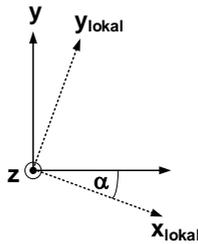
## 5 Gesamtdynamische Simulationen

### 5.1 Räumliche Behandlung der Last-Verformungsflächen und Steifigkeiten

In Kapitel 4 wurden die Last-Verformungsflächen und Tangentensteifigkeitsflächen für das halbe Lastspektrum  $0 - H_{\max}/2$  und  $M_{\min}/2 - M_{\max}/2$  vorgestellt. Die Vergrößerung bis zu  $H_{\max}$  und  $M_{\min}$  bzw.  $M_{\max}$  ist trivial, da die berechneten Lastverschiebungskurven diesen Bereich abdecken. Der betrachtete Ausschnitt stellt lediglich den maßgeblichen Unterschied der Steifigkeiten für geringe Lastniveaus bzw. vorwiegend geringe Entlastungsniveaus von OWEA dar. Zur Abdeckung des gesamten Lastspektrums nach Abbildung 2

sind die Verformungsflächen räumlich-punktsymmetrisch zum Ursprung zu spiegeln, wobei gilt  $u(H/M) = -u(-H/-M)$ . Bei Einhaltung der in 4.1 beschriebenen Übergangsbedingungen ist ein  $C^2$ -stetiger Übergang entlang der Momentenachse garantiert.

Während der Simulation einer 600-Sekundenlastzeitreihe weicht auch bei co-direktionaler Wind- und Wellenrichtung kurzfristig die Windrichtung um den Winkel  $\alpha$  von der angesetzten Hauptwindrichtung in Richtung x ab (vgl. Abbildung 13). Die Belastung H und M in den Gründungsmodellen nach der p-y-Methode bzw. der FEM hingegen wirken exakt in x-lokal. Das Simulationsprogramm wertet die resultierende Beanspruchungsrichtung  $\alpha$  von H und M am Pfahlkopf in jedem Zeitschritt aus, damit die Eingangswerte  $H_{x, \text{lokal}}$  und  $M_{y, \text{lokal}}$  im Pfahlkoordinatensystem vorliegen. Die Gründungssteifigkeiten als  $2 \times 2$  Matrix werden vom Simulationstool Flex 5-Poseidon nach Gleichung 3 in die  $6 \times 6$  Matrix des räumlichen, nichtlinearen Lagerknotens einsortiert.



**Abbildung 13: Globales Berechnungskoordinatensystem und lokales Gründungssystem**

$$K_{\text{lokal}} = \begin{bmatrix} K_{22}^x & & & -K_{23}^x \\ & K_{22}^y & -K_{23}^y & \\ & -K_{32}^y & K_{33}^y & \\ -K_{32}^x & & & K_{33}^x \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_{x, \text{lokal}} \\ U_{y, \text{lokal}} \\ U_{z, \text{lokal}} \\ \Gamma_{x, \text{lokal}} \\ \Gamma_{y, \text{lokal}} \\ \Gamma_{z, \text{lokal}} \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$K(\alpha) = T_{\text{rot}}^T(\alpha) K_{\text{lokal}} T_{\text{rot}}(\alpha) \quad (4)$$

Die  $2 \times 2$  Matrix wird getrennt für die x- und y-Richtung zusammengestellt. Die Steifigkeit  $K_{ij, \text{lokal}}^x$  in Hauptbeanspruchungsrichtung  $x_{\text{lokal}}$  wird dabei sehr genau abgebildet. Die Steifigkeit in Querrichtung kann sinnvoll durch die Anfangssteifigkeit oder alternativ durch die

erneute Ermittlung von  $K_{ij, \text{lokal}}^y$  für  $H_{y, \text{lokal}}$  und  $M_{x, \text{lokal}}$  angenähert werden. Die lokalen Gründungssteifigkeiten in x und y werden in das globale Koordinatensystem mit der Drehmatrix  $T_{\text{rot}}$  nach Gleichung (4), (5) und (6) transformiert, wobei im Programm Poseidon gilt  $\alpha_{x, \text{Poseidon}} = -\alpha / \alpha_{y, \text{Poseidon}} = \alpha$ .

$$T_{\text{rot},3} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$T_{\text{rot}} = \begin{bmatrix} T_{\text{rot},3} & 0 \\ 0 & T_{\text{rot},3} \end{bmatrix} \quad (6)$$

## 5.2 Ablauf der nichtlinearen Iteration in der gesamt-dynamischen Berechnung

Die dynamische Systemantwort nichtlinearer Systeme wird üblicherweise auf Grundlage der inkrementellen Bewegungsgleichung nach Gleichung (7) ermittelt und setzt im Normalfall verformungsabhängige Steifigkeiten  $K(u)$  voraus. Die Integration der inkrementellen Bewegungsgleichung nach der modifizierten Newmark-Methode von Zeitschritt  $t_i$  bis  $t_{i+1}$  wird in [Chopra, 2007] detailliert erklärt. Das Gleichgewicht wird zum Zeitpunkt  $t_{i+1}$  berechnet. Die wesentlichen Verfahrensteile werden kurz erläutert und die Behandlung der kraftabhängigen Gründungssteifigkeit  $K(F)$  ergänzt.

$$M_{i+1} \Delta \ddot{u}_{i+1} + C_{i+1} \Delta \dot{u}_{i+1} + K_{i+1} \Delta u_{i+1} = \Delta F_{i+1} \quad \text{bzw.} \quad \Delta f_{M,i} + \Delta f_{C,i} + \Delta f_{K,i} = \Delta F_i \quad (7)$$

mit dem Verschiebungs- und Lastinkrement  $\Delta u_i = u_{i+1} - u_i$  und  $\Delta F_i = F_{i+1} - F_i$

$$K_{\text{eff},i+1} \Delta u_{i+1} = \Delta F_i + a \ddot{u}_i + b \dot{u}_i \quad (8)$$

Die Massen-, Dämpfungs- und Steifigkeitsmatrix  $M$ ,  $C$  und  $K$  der Bewegungsgleichung werden mit Hilfe der Newmark-Koeffizienten  $a_0$  und  $a_1$  sowie der Tangentensteifigkeit  $K_{i, \text{tan}}(u_i)$  zur effektiven Tangentensteifigkeit  $K_{\text{eff}, \text{tan}} = a_0 M + a_1 C + K_{i, \text{tan}}$  zusammengefasst (Gleichung 8, linke Seite). Die Trägheits- und Dämpfungskräfte zum Zeitpunkt  $t_i$  werden als quasi-statische Belastung zum Inkrement der äußeren Lasten  $\Delta F_{i+1}$  addiert (Gleichung 8, rechte Seite). Die gesuchten, unbekanntenen Inkremente der Verschiebungen  $\Delta u_i$ , Geschwindigkeiten und Beschleunigungen des nächsten Zeitschrittes  $t_{i+1}$  werden durch approximierte Geschwindigkeiten und Beschleunigungen in Abhängigkeit der Unbekannten  $u_{i+1} = u_i + \Delta u_i$  ausgedrückt. Während der iterativen Berechnung der Verschiebung  $u_{i+1}$  wird

das Inkrement der Gesamtkraft des Systems  $K_{\text{eff}} \cdot \Delta u_{i+1}$  auf der linken Seite von Gleichung 8 aufgespalten in das Inkrement der nichtlinearen Rückstellkraft des Systems  $\Delta f_{K,i} = K_i(u_{i+1}) u_{i+1} - K_{i-1}(u_i) u_i$  und das Inkrement der Trägheits- und Dämpfungskraft  $\Delta f_{M+C,i+1} = (K_{\text{eff},i} - K_i) \Delta u_{i+1}$ . Während der j-ten Iteration für  $u_{i+1}$  werden die Gründungssteifigkeiten  $K(u_{i+1})$  wie folgt aktualisiert, wobei  $K(u_i)$  bereits bekannt ist:

1. Anfangsbedingungen der Verschiebung  $u$ , der Rückstellkraft  $f_K$ , der verbleibenden Ungleichgewichtskraft  $\Delta R =$  äußerer Last  $\Delta F$  und der effektiven Tangentensteifigkeit  $K_{\text{eff,tan}}(u_i)$  als Näherung der unbekanntenen  $K_{\text{eff,tan}}(u_{i+1} - u_i)$  infolge  $\Delta u_i$

$$u_{i+1}^{(0)} = u_i \quad f_{K,i+1}^{(0)} = f_{K,i} = K_i u_i \quad \Delta R^{(j-1)} = \Delta F_{i+1} + a \dot{u}_i + b \ddot{u}_i$$

$$K_{\text{tan,eff}}(u_i) = K_{\text{eff},j} \text{ mit } K_{\text{tan},i}$$

2. Iterationsschleife in der j-ten Iteration bis Ungleichgewichtskraft eliminiert ist

- 2.1 Lösen von  $K_{\text{eff},j} \Delta u_i^{(j)} = \Delta R^{(j)} \rightarrow \Delta u_i^{(j)}$

- 2.2 Gesamtverschiebung  $u_{i+1}^{(j)} = u_{i+1}^{(j-1)} + \Delta u_i^{(j)}$

- 2.3 Update Gründungssteifigkeit a) Pfahlkopflasten  $F_{i+1}^{(j)} := (H_{i+1,\text{lokal}}^{(j)}, M_{i+1,\text{lokal}}^{(j)})$

- b)  $K_{j,i+1,\text{lokal}}^{(j)\text{tan/sek}}$  interpolieren/transformieren

- c) Update  $K_{j,\text{Gründung}}(F_{i+1}^{(j)})$  in  $K_{i,\text{tan}}^{(j)}$  und  $K_{i,\text{sek}}^{(j)}$

- 2.4 Nichtlineares Inkrement der Rückstellkraft

$$\Delta f^{(j)} = K_{\text{sek},i+1}^{(j)} u_{i+1}^{(j)} - K_{\text{sek},i+1}^{(j-1)} u_{i+1}^{(j-1)} + (K_{\text{eff},j} - K_i) \Delta u_{i+1}^{(j)}$$

- 2.5 Verbleibende Ungleichgewichtskraft Näherung über Tangentensteifigkeit

$$\Delta R^{(j+1)} = \Delta R^{(j)} - \Delta f^{(j)}$$

Die Sekantensteifigkeiten  $K_{\text{sek}}$  sind ergänzend zur exakten Berechnung der Rückstellkraft erforderlich, damit sich während der ca. 24.000 Lastschritte einer Simulation mit rund 200 bis 1.000 Lastwechseln kein wachsender Fehler durch die ausschließliche Verwendung der Tangentensteifigkeiten entlang der Erstbelastungskurve addiert. Bei den Exzentrizitäten von  $h \approx -40$  m liegt jedoch eine Polstelle in den Flächen von  $K_{\text{sek}}$  als  $2 \times 2$  Matrix vor, die sich nicht mit der Polstelle der gekoppelten Federn bei  $h \approx -21$  bzw.  $-11$  m überlagert. Die nichtlinearen Rückstellkräfte können hier mit den beiden Steifigkeiten der gekoppelten Federn ermittelt werden. Alternativ kann der Bereich der Polstelle lokal durch Annahme

eines Kraftverlaufs zwischen  $f_{K,i}$  und dem unbekannte  $f_{K,i+1}$  überbrückt werden. Der Verlauf lässt sich präzise als Polynom 3. Ordnung approximieren und die Unbekannte  $f_{K,i+1}$  kann mit den bekannten Größen  $f_{K,i}$ ,  $K_{\tan}(u_{i+1})$  und  $K_{\tan}(u_i)$  berechnet werden.

Weiterhin können die Kopplungsterme der Steifigkeitsmatrix einer Gründung mehr oder weniger unsymmetrische Werte  $K_{23} \neq K_{32}$  aufweisen. Die Symmetrie der Steifigkeitsmatrix kann im Schritt 2.1 der Iteration auf der linken Gleichungsseite mit  $K_{23} = K_{32}$  erhalten werden, wenn der asymmetrische Lastanteil  $F_{niii} = (K_{23}-K_{32})\Delta u_{i,approx}$  als nichtlineare Pseudo-Last rechtsseitig berücksichtigt wird [Rapolder, 2000] bis  $\Delta u_{i,approx} = \Delta u_i^{(j)}$ .

## 6 Erweiterung der neuen Vorgehensweise

Die aufgezeigte Vorgehensweise stellt den ersten Schritt hin zu einer lastabhängigen Berücksichtigung der Gründungssteifigkeit in gesamtdynamischen Simulationen dar. Das tatsächliche hysteretische Verhalten infolge der wiederkehrenden Belastung könnte jedoch durch eine Erweiterung der derzeitigen Vorgehensweise berücksichtigt werden. Die hierzu erforderlichen lastabhängigen Hysteresen lassen sich hierbei durch die Übergabe der Erstbelastungssteifigkeit in Form der Verschiebungs- und Verformungsflächen sehr genau beschreiben. Eine genaue Formulierung des Verhaltens innerhalb der Hysterese ist Gegenstand der derzeitigen Forschung.

## 7 Fazit

Die Gründungssteifigkeit beeinflusst maßgeblich das dynamische Verhalten der Offshore Windenergieanlage und somit auch die Ermüdungsbeanspruchung der Struktur. Beim Ansatz der Gründungssteifigkeit ist eine möglichst exakte Prognose erforderlich. Bestehende Vorgehensweisen zum Ansatz der Gründungssteifigkeit in den gesamtdynamischen Simulationen vernachlässigen vollständig das nichtlineare Bodenverhalten und stellen daher nur eine grobe Näherung dar. Im vorliegenden Beitrag werden die lastabhängigen Gründungssteifigkeiten mit einem effizienten und stetigen Ansatz in die Gesamtsimulation integriert. Es kann gezeigt werden, dass der Ansatz sowohl Prognosen der Gründungssteifigkeit mit beliebigen p-y Methoden als auch mit numerischen 3D-FEM-Berechnungen in die Lastsimulation integriert.

## Danksagung

Die vorgestellte Studie wurde im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens „Ventus efficiens“, gefördert von der VolkswagenStiftung, durchgeführt. Die Autoren danken für die finanzielle Unterstützung.

## Literatur

**API-RP 2GEO:** Recommended Practice 2GEO - Geotechnical and Foundation Design Considerations, American Petroleum Institute, Version October 2014.

**Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M.:** PLAXIS 3D 2014 Manual, 2014.

**Chopra, A.:** Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, 2007, Pearson Prentice Hall, New Jersey, USA.

**DNV-OS-J101:** Offshore Standard: Design of Offshore Wind Turbine Structures, Det Norske Veritas, Høvik, Norway, May 2014.

**Dubois, J., Thieken, K., Schaumann, P., Achmus, M.:** Influence of soil resistance approach on overall structural loading of large diameter monopiles for offshore wind turbines, Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Wind Energy Conference (IWEC), 2014a, Hannover.

**Dubois, J., Eichstädt, R., Gottschalk, M., Kelma, S.:** Herausforderungen bei der bautechnischen Bemessung von großen Monopiles, Festschrift Peter Schaumann, 2014b, S. 309-318, Doi:10.2314/GBV:77999762X

**LeBlanc, C., Houlsby, G.T., Byrne, B.W.:** Response of stiff piles in sand to longterm cyclic lateral loading, Géotechnique, Vol. 60 (2), 2010, pp. 79-90.

**Rapolder, M.:** Parallele Finite-Elemente-Simulation der Boden-Bauwerk-Interaktion mit adaptiven Zeitintegrationsverfahren, 2000, Dissertation, TU München.

**Terceros, M., Schmoor, K.A., Thieken, K., Achmus, M.:** Software IGtHPile V 3.0 & Calculation Examples Version 3.0, 2015, <http://www.igth.uni-hannover.de/downloads>

**Thieken, K.:** *Geotechnical Design Aspects of Foundations for Offshore Wind Energy Converters*, Dissertation, Mitteilungen des IGtH, Leibniz Universität Hannover, (im Druck).

**Thieken, K., Achmus, M., Lemke, K.:** A new static p-y approach for piles with arbitrary dimensions in sand, Geotechnik, 2015, im Druck, DOI: 10.1002/gete.201400036

## **Autoren**

---

M.Sc. Jan Dubois

dubois@stahl.uni-hannover.de

Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann

schaumann@stahl.uni-hannover.de

Institut für Stahlbau (IfS)

www.stahlbau.uni-hannover.de

Leibniz Universität Hannover

Tel.: +49 511 - 762 3791

Appelstr. 9a, 30167 Hannover

Fax.: +49 511 - 762 2991

Dr.-Ing. Klaus Thieken

thieken@igth.uni-hannover.de

M.Sc. Mauricio Terceros

terceros@igth.uni-hannover.de

Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus

achmus@igth.uni-hannover.de

Institut für Geotechnik (IGtH)

www.igth.uni-hannover.de

Leibniz Universität Hannover

Tel.: +49 511 - 762 3370

Appelstr. 9a, 30167 Hannover

Fax.: +49 511 - 762 5105

# **Bodenmechanische Aspekte bei der Ermittlung der Ramm- schädigung und der Gefahr von Beulerscheinungen bei Stahlrohr-Rammpfählen**

Fabian Kirsch, Peer Kortsch, Thomas Richter, Bert Schädlich

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

## **1 Einleitung und Fragestellung**

Bei der Herstellung von Gründungssystemen insbesondere im Offshore-Bereich sind Stahlrohr-Rammpfähle, sei es als Gründungspfähle einer aufgelösten Gittermastkonstruktion oder als Monopfähle das mit Abstand am häufigsten verwendete Pfahlsystem. Dabei nehmen die Pfahlabmessungen mit Durchmessern von bis zu 7 m und darüber Größenordnungen an, für die besondere Untersuchungen angestellt werden müssen. Über ihre Lebensdauer erfahren diese Gründungen vor allem erheblichen Wechselbeanspruchungen aus Wind und Welle, so dass die Lebensdauernachweise in der Regel die dimensionierende Bemessungssituation darstellen. Für eine wirtschaftliche Dimensionierung kommt daher der Prognose der Schädigung, die im Rahmen der Pfahlherstellung in den Querschnitt eingeleitet wird, eine besondere Bedeutung zu. Zu konservative Ansätze, gerade bei der Abschätzung der Eindringwiderstände während der Rammung, führen dabei häufig zu unwirtschaftlichen Abmessungen.

Nicht nur die Abschätzung der Vorschädigung durch die Pfahlherstellung ist dabei von Bedeutung, sondern auch der sichere Ausschluss von progressiven Schäden, die während des Rammvorganges meist im unteren Pfahlabschnitt zu großen Verformungen bis hin zum Versagen des Querschnitts führen können. Die bodenmechanischen Zusammenhänge, sowohl während des fortschreitenden Eindringens als auch im Hinblick auf die insbesondere im Pfahlfußbereich aktivierte laterale Bettung sind noch weitgehend einer theoretischen belegten Lösung entzogen, so dass die Dimensionierung vornehmlich auf der Basis empirischer Ansätze erfolgt.

Die sich in diesem Zusammenhang stellende Frage besteht in der möglichst genauen Prognose des axialen Eindringwiderstandes während der Rammung sowie einer sicheren Abgrenzung gegen progressives Versagen durch große Verformungen im Pfahlfußbereich.

## 2 Übliches Vorgehen in der Praxis

Bei der Abschätzung der Rammwiderstände, die dann in Rammbarkeitsanalysen Eingang finden, gibt es zahlreiche Ansätze. Im Allgemeinen werden hierzu entweder erdstatische Überlegungen, wie die Abschätzung der Mantelreibungskräfte gemäß API (API 2000) oder Variationen dieser Lösung vorgenommen, oder es werden Prognosen der Rammwiderstände auf der Basis von Drucksondierergebnissen ermittelt.

Stand der Technik sind dabei Ansätze, die es erlauben, die rammfortschrittsabhängige Abminderung der Mantelwiderstände in die Überlegungen mit einzubeziehen. Ein in diesem Zusammenhang häufig verwendetes CPT-basiertes Verfahren ist die Methode nach Alm und Hamre (2001), die die sogenannte friction fatigue, also die rammfortschrittsabhängige Reduktion der Mantelreibung berücksichtigt. Um diese Methode für die computergestützte Auswertung der Rammprognose nutzbar zu machen, wird häufig die Methodik nach Schneider und Harmon (2010) verwendet. Zahlreiche praktische Vergleiche (z. B. Nicolini, E. et al. (2015)) haben gezeigt, dass auf der Basis dieser Zusammenhänge und unter Ansatz von Drucksondierergebnissen die tatsächlichen Rammverläufe in guter Näherung prognostiziert werden können. Von entscheidender Bedeutung ist dabei auch eine realitätsnahe Abschätzung der eingeleiteten Energien und der Wirkungsgrade der verwendeten Rammeinrichtungen.

Unter Zugrundelegung von Zusammenhängen der eindimensionalen Wellenausbreitung kann mittels Computerprogrammen, wie beispielsweise GRLWEAP, sowohl der Verlauf der Schwingungen an jedem beliebigen Pfahlabschnitt, als auch die maximalen und minimalen Spannungen, also die Schwingweite sowie die eingetragene Zyklenanzahl ermittelt werden. Diese Kenngrößen sind Grundlage der Ermittlung der entsprechenden Schädigungen, die dann Eingang in die Lebensdauerbetrachtung finden (vgl. auch HSE (2001)).

Neben der reinen Ermüdungsbetrachtung ist insbesondere im Randbereich, also an den Orten der Lasteinleitung und der Spannungsübertragung in den Untergrund, eine gesonderte Betrachtung notwendig. Dabei sind die dem Rammvorgang entgegenstehenden Widerstände am Pfahlfuß nicht a priori bekannt, so dass die per Definition zunächst ebene Stoßwelle, ungleichmäßig im Pfahlquerschnitt konzentriert werden kann. Dies gilt insbesondere angesichts der Tatsache, dass die axialen und die lateralen Bodenreaktionen bei einem Pfahlquerschnitt mit mehreren Metern Durchmesser nicht notwendigerweise gleichmä-

ßig über den Querschnitt verteilt sein dürften. Insbesondere bei schräg einfallenden Schichtgrenzen zwischen einem überlagernden Horizont und der Einbindung in den tragfähigen Baugrund oder auch nur bei einem relevantem Wechsel der Lagerungsdichte sind inhomogene Spannungsverteilungen während der Rammung im Pfahlfußbereich zu erwarten. Ganz besonderes kritisch müssen hierbei im Baugrund eingebettete Findlinge bewertet werden, die soweit sie ohne größeren Widerstand nicht beim Rammen verdrängt werden, eine starke SpannungsKonzentration im Pfahlfußbereich bewirken können.

Die einschlägigen Normen und Richtlinien, z. B. (API (2000)), definieren aus diesem Grund ein geometrisches Verhältnis, das bei Nichtunterschreitung ein progressives Rammversagen (auch Pfahlfuß-Beulen genannt) verhindern soll.

Ein häufig angesetztes Kriterium lautet:

$$t_{min} = 6,35 + \frac{D}{100} [mm]$$

wobei

$t_{min}$  = Mindestwandstärke [mm]

D = Pfahldurchmesser [mm].

Oben angegebene Beziehung sollte immer dann erfüllt sein, wenn Schlagzahlen aus der Rammprognose von mehr als 820 Rammschlägen für die Pfahlherstellung erforderlich werden, was in aller Regel bei einer üblichen Wahl der Rammeinrichtung erwartet werden muss. Dabei ist klar, dass die obige Abgrenzung vergleichbar dem Grenz-b/t-Verhältnis von Stahlprofilen zur Vermeidung von Stabilitätsproblemen eine umhüllende Abschätzung zur Abgrenzung gegen Beulerscheinungen darstellt. Die daraus resultierenden Wandstärken sind häufig vergleichsweise groß und insbesondere im Pfahlfußbereich auf Grund der geringen Beanspruchungen aus den Betriebszuständen der Anlage für die reine stahlbauliche Bemessung nicht erforderlich. Zur Erfüllung genannter Kriterien wird daher häufig ein sogenannter Rammschuh, d.h. eine Verstärkung der Blechdicke im Pfahlfußbereich vorgenommen. Diese führt nun wiederum zu Beeinflussungen der zugehörigen Tragfähigkeiten, z.B. einer Abminderung der inneren Mantelreibung, und letztlich auch zu größeren Gewichten der Gründungspfähle, was zu höheren Kosten und damit unwirtschaftlicheren Gründungssystemen führt. Das Bestreben liegt daher darin, durch eine detailliertere Abschätzung die Wirtschaftlichkeit zu erhöhen und das Risiko von progressiven Schäden im Pfahlfußbereich während des Rammvorganges zu minimieren.

Hierbei spielen anfängliche Imperfektionen des ursprünglich idealen Kreisringquerschnittes eine wesentliche Rolle. Anfangsverformungen oder Ovalisierungen des Pfahles im Fußbereich können dann während des Rammvorganges zu einem fortschreitenden Versagen durch Überschreiten der Fließgrenze des Stahls führen.

### **3 Rammbarkeitsanalysen als Grundlage für Schädigungsberechnungen**

#### **3.1 Grundlagen und Eingangswerte**

Bei der Rammbarkeitsanalyse wird zunächst ein Hammer-Pfahl-Boden-Modell aufgestellt. Anhand der angesetzten Belastung sowie des Bodenwiderstandes können u.a. Schlagzahlen und Spannungen im Pfahl während der Rammung tiefenabhängig errechnet werden. Dabei sind detaillierte Kenntnisse über den Hammer (z.B. Rammgewicht, Effizienz), die Pfahlgeometrie (z.B. Durchmesser, Wandstärkenverteilung) und die Bodenwiderstände während der Rammung notwendig.

Die vorliegenden Untersuchungen wurden an einem fiktiven Standort in der Nordsee durchgeführt, um realitätsnahe Eingangswerte für die nachfolgenden Analysen zum Pfahlfußbeulen zu liefern und dabei das gesamte Prozedere auf den Offshorebereich mit vergleichsweise enormen Pfahldimensionen und großen Einbautiefen anzuwenden.

Als Geometrie für einen 60 m langen Monopfahl wurden ein Außendurchmesser von 7,80 m (durchgängig) und eine Wandstärke von 70 mm (durchgängig) gewählt.

Die Pfahleinbindetiefe soll 30 m, die Wassertiefe 25 m betragen, so dass die Rammung über Wasser stattfindet.

Für die Simulationsrechnungen wurde ein leistungsstarker Hammer des Typs IHC S-4000 (Kennwerte aus Datenblatt: Rammgewicht ca. 200 t, Gewicht Rammhaube ca. 230 t, Effizienz 95 %, Coefficient of Restitution C.O.R. = 0,8) verwendet. Der Coefficient of Restitution ist dabei das Verhältnis der Geschwindigkeiten des Rammgewichts nach und vor dem Aufprall auf die Rammhaube. Zur Beschreibung der Bodenwiderstände werden die Ergebnisse der Drucksondierung (CPT) benötigt. Abbildung 1 enthält das fiktive Drucksondierprofil ( $q_c$ ,  $f_s$  und  $R_f$ ) für den hier zu untersuchenden Standort.

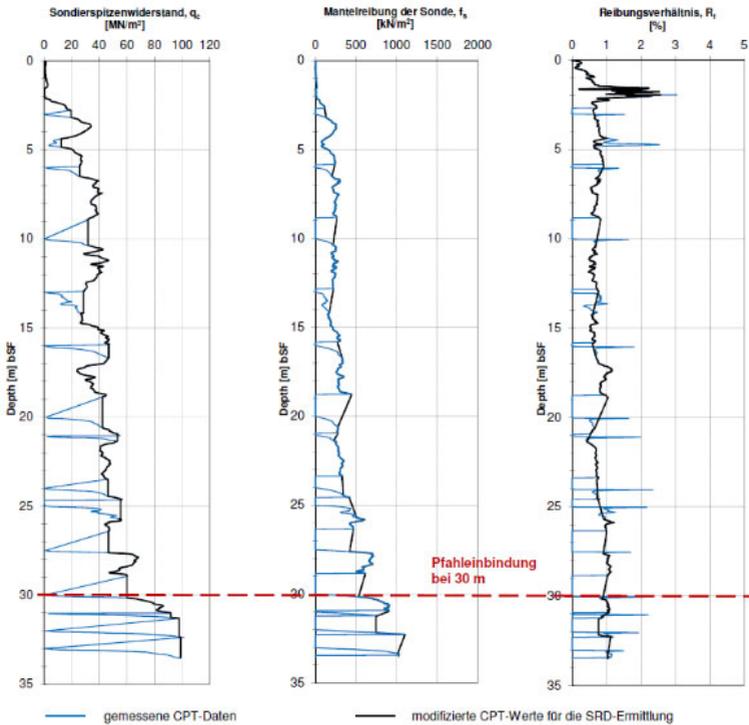


Abbildung 1: Sondierspitzenwiderstand (Links), Mantelreibung der Sonde (Mitte) und Reibungsverhältnis (Rechts) aus der Drucksondierung

### 3.2 Ermittlung der SRD (Static Resistance to Driving)

Die SRD unterscheidet sich von der statischen Mantelreibung und vom Spitzendruck dahingehend, dass sich der umgebende Baugrund beim Rammvorgang durch z.B. Nachverdichtungen und Veränderungen in der Bodenreibung anders als unter statischer Belastung verhält. Ein gängiges Verfahren zur SRD-Ermittlung ist das Verfahren von Alm & Hamre. Dabei gilt folgende Formel:

$$f = f_{sres} + (f_{si} - f_{sres}) \cdot e^{-kh}$$

wobei

$f, f_{si}, f_{sres}$	Mantelreibung in kN/m <sup>2</sup> (gesamt, initial bzw. residual),
$h$	Höhe über Pfahlspitze,
$k$	Formfaktor

Weitere Informationen hierzu sind in Alm & Hamre (2001) zu finden. Bei diesem Verfahren wird eine exponentielle Abminderung der Mantelreibung mit zunehmender Pfahleindringung berücksichtigt („friction fatigue“).

Schneider & Harmon (2010) empfehlen als Vereinfachung des Verfahrens von Alm & Hamre die Berechnung einer mittleren Mantelreibung  $f_{avg}$  aus jeweils aufeinanderfolgenden Bodenelementen:

$$f_{avg} = \frac{\sum Q_{s,L} - \sum Q_{s,L-1}}{\pi D \cdot \Delta L}$$

mit

$\sum Q_{s,L}$	Widerstand am Mantel der aktuellen SRD-Berechnung
$\sum Q_{s,L-1}$	Widerstand am Mantel der vorherigen SRD-Berechnung
$\Delta L$	Differenz der Einbindetiefe zwischen $\sum Q_{s,L}$ und $\sum Q_{s,L-1}$
$D$	Pfahldurchmesser

Bei einem Pfahldurchmesser von 7,80 m ist eine Pfropfenbildung im Inneren des Pfahls i.d.R. nicht zu erwarten, so dass die Mantelreibung sowohl im Inneren als auch außen am Mantel angesetzt wird.

In Abbildung 2 ist die für den Monopfahl am Standort nach den o.g. Verfahren errechnete SRD als Gesamtwiderstand tiefenabhängig bis zur Pfahleinbindetiefe von 30 m gezeigt. Dabei sind sowohl „Best Estimate“-Werte unmittelbar aus der Drucksondierung als auch „Upper Bound“-Werte ermittelt worden. Letztere wurden aus den „Best-Estimate“-Werten mit einer Erhöhung um 25 % abgeleitet, um auf der sicheren Seite liegend hinsichtlich einer erfolgreichen Rammung auch Effekte aus lokaler Bodenvariabilität einzubeziehen.

In die Darstellung ist zusätzlich die Schichtung eingetragen. Für den vorliegenden Fall ergeben sich im oberen Abschnitt eine Sand-Ton-Wechsellagerung und zwischen ca. 15 m bis 30 m ein Sand-Schluff-Gemisch.

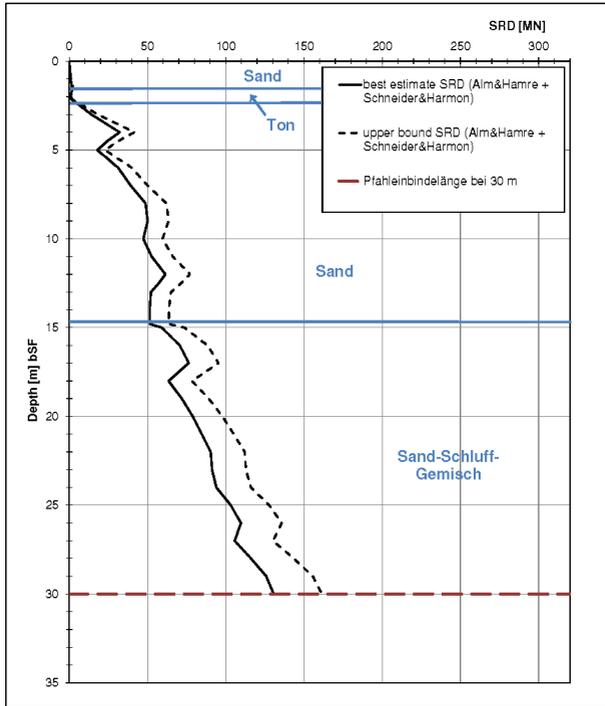


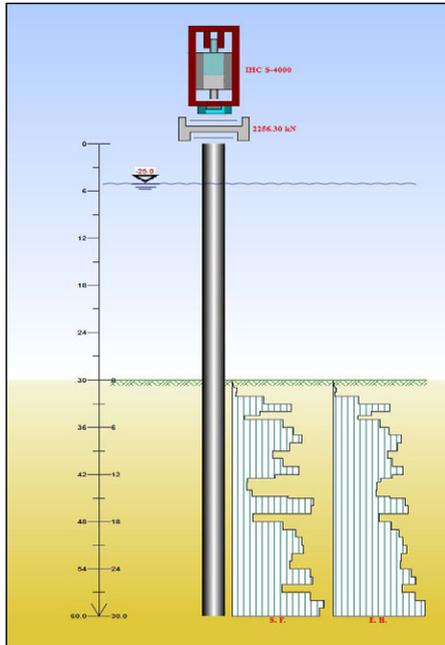
Abbildung 2: SRD-Abschätzung nach der Methode von Alm&Hamre und Schneider&Harmon

### 3.3 Rammbarkeitsanalyse und Ergebnisse

#### 3.3.1 Wellengleichungsverfahren (GRLWEAP) und Eingabewerte

Die Rammprognose wurden mit dem Programmsystem GRLWEAP, Version 2010, durchgeführt. Basierend auf der Wellengleichungsmethode wird der dynamische Rammvorgang für ein gegebenes Hammer-Pfahl-Boden-System simuliert. Im Ergebnis liegen die Entwicklung der Tragfähigkeit und der Schlagzahl sowie Druck- und Zugspannungen vs. Rammtiefe vor.

Abbildung 3 zeigt einen Screenshot der Programmoberfläche. Die gemäß Abschnitt 3.2 ermittelte SRD dient in Form von „unit skin friction“ und „unit end bearing“ als Eingabewert. Im vorliegenden Fall wurde die Bodenvariation „Upper Bound“ berücksichtigt.



**Abbildung 3: Screenshot von der Programmoberfläche (GRLWEAP)**

Das zugrunde liegende Pfahl-Bodenmodell basiert auf der Theorie der eindimensionalen Wellenausbreitung und besteht aus Dämpfern, die den dynamischen Anteil repräsentieren und Baugrundfedern für den statischen Anteil. Für letztere wird der Übergang von linear elastischem zu plastischem Verhalten durch die Grenzdehnung (quake) beschrieben. Tabelle 1 enthält die für den vorliegenden Fall angesetzten Dämpfungs- und Quakewerte.

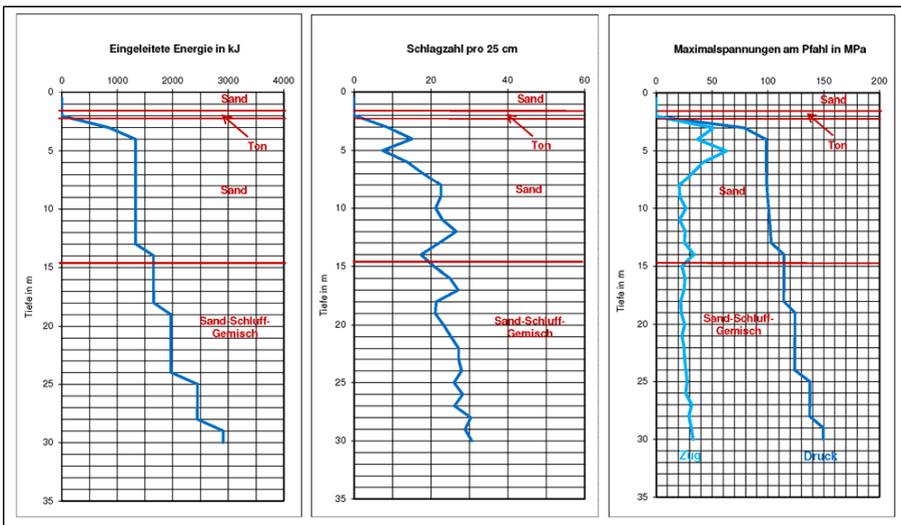
**Tabelle 1: Dämpfungs- und Quakewerte (Background Report GRLWEAP)**

	für Pfahlmantel	für Pfahlspitze
Quake	2,54 mm	2,54 mm
Dämpfung	0,16 s/m (Sand)	0,49 s/m
	0,25 s/m (Sand-Schluff)	
	0,65 s/m (Ton)	

### 3.3.2 Ergebnisse der Rammpbarkeitsanalyse

In Abbildung 4 sind die Ergebnisse der Rammpbarkeitsanalyse graphisch dargestellt. Die Ausgangsenergie des Hammers vor dem Aufprall wird über die Eingabe der Fallhöhe (stroke) unter Berücksichtigung der Effizienz (hier 95 %) geregelt. Im vorliegenden Fall wurde von einer ansteigenden Fallhöhe mit zunehmender Rammtiefe von 0,50 m (Rammbeginn) bis 1,80 m (Endtiefe) ausgegangen, was erfahrungsgemäß als realistisch für Offshore-Rammungen angesehen werden kann.

Nach Abzug weiterer Energieverluste infolge des Aufpralls ist in der Simulationsrechnung die stufenweise Erhöhung der Energie gemäß Abbildung 4 (linkes Bild) so an die Bodenwiderstände worden, dass die tiefenabhängige Schlagzahl in Abbildung 4 (mittleres Bild) kaum über 30 Schläge pro 25 cm hinausgeht. Das entspricht im Offshorebereich einem flüssigen Rammverlauf.



**Abbildung 4: Ergebnisse der Rammpbarkeitsanalyse: In den Pfahl eingeleitete Energie (Links), Schlagzahl pro 25 cm Eindringung (Mitte), Maximalspannungen am Pfahl (Rechts)**

Im rechten Bild von Abbildung 4 sind die während der Simulation ermittelten Rammspannungen in Druck- und Zugrichtung dargestellt. Während die Druckspannungen am Pfahl mit der Tiefe auf einen Wert von maximal 150 MPa ansteigen, verringern sich die Zugspannungen von ca. 60 MPa für den oberen Rammabschnitt auf ca. 30 MPa zum Rammende hin.

Spannungen in dieser Größenordnung liegen unterhalb der Fließgrenze/Streckgrenze des Stahlrohrs.

### 3.4 Input für Schädigungsberechnungen

Für einen der letzten Rammschläge bis zur Endtiefe von 30 m wurden die errechneten Druck- und Zugspannungen segmentweise am Pfahl ausgegeben und in Tabelle 2 zusammenfassend für eine Segmentlänge von 2 m aufgelistet. Rot markiert sind die 6 Segmente für die unteren 10 m Pfahllänge, da dieser Bereich für die weitergehenden Untersuchungen zum Pfahlfußbeulen relevant ist.

Im oberen und mittleren Pfahlabschnitt liegen die Druckspannungen bei ca. 140..149 MPa, während für die hier interessierenden unteren 10 m im Mittel 100 MPa ermittelt worden sind. Die Zugspannungen im unteren Pfahlbereich sind relativ gering (bis zu 12 MPa) und können für die nachfolgenden Untersuchungen zum Pfahlfußbeulen vernachlässigt werden.

Für die letzten 6 Pfahlsegmente Nr. 250, 260, 270, 280, 290 und 300 sind die Spannungszeitreihen in Abbildung 5 dargestellt, wobei die mittlere Druckspannung von 100 MPa markiert ist.

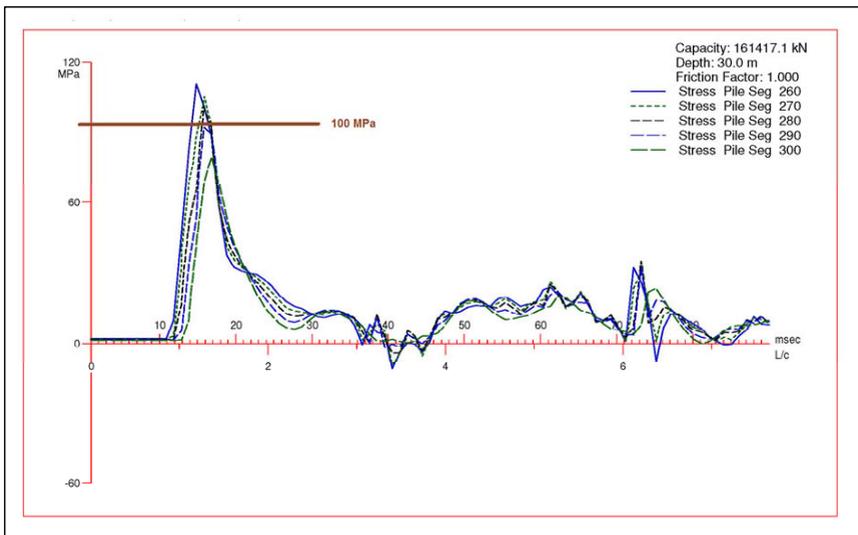


Abbildung 5: Spannungs-Zeitreihen für die letzten Pfahlsegmente

Tabelle 2: Druck- und Zugspannungen am Pfahl (Output GRLWEAP)

Pfahl Länge [m]	Pfahl Segment #	max Druckspannung [MPa]	max Zugspannung [MPa]
2,0	10	141,4	-13,6
4,0	20	141,5	-20,1
6,0	30	141,6	-21,0
8,0	40	141,7	-20,1
10,0	50	141,9	-23,4
12,0	60	142,0	-25,7
14,0	70	142,1	-27,1
16,0	80	142,2	-27,7
18,0	90	142,4	-27,5
20,0	100	142,5	-30,3
22,0	110	142,6	-32,0
24,0	120	142,8	-32,9
26,0	130	143,3	-32,9
28,0	140	144,6	-32,1
30,0	150	146,8	-30,7
32,0	160	149,2	-28,9
34,0	170	147,7	-24,9
36,0	180	146,1	-23,8
38,0	190	141,2	-19,8
40,0	200	137,6	-20,2
42,0	210	134,7	-20,8
44,0	220	134,8	-21,0
46,0	230	132,5	-16,0
48,0	240	129,3	-13,6
<b>50,0</b>	<b>250</b>	<b>125,9</b>	<b>-10,9</b>
<b>52,0</b>	<b>260</b>	<b>112,6</b>	<b>-12,6</b>
<b>54,0</b>	<b>270</b>	<b>105,8</b>	<b>-9,3</b>
<b>56,0</b>	<b>280</b>	<b>109,2</b>	<b>-7,4</b>
<b>58,0</b>	<b>290</b>	<b>97,1</b>	<b>-2,0</b>
<b>60,0</b>	<b>300</b>	<b>79,5</b>	<b>0,0</b>

## **4 Numerische Untersuchungen zum Pfahlfußbeulen**

### **4.1 Zielstellung**

Nachfolgend werden für den hier betrachteten Monopfahl numerische Berechnungen zum Stabilitätsversagen des Pfahlfußes während des Rammvorganges vorgestellt. Die Berechnungen haben den Charakter einer Parameterstudie. Besonderes Augenmerk liegt dabei auf dem Einfluss einer ungleichmäßigen Bettung des Pfahlfußes, wie sie beispielsweise beim Antreffen von Rammhindernissen zu erwarten ist. Zusätzlich wird der Einfluss einer lokalen Vorverformung des Pfahlfußes untersucht.

### **4.2 Numerisches Modell**

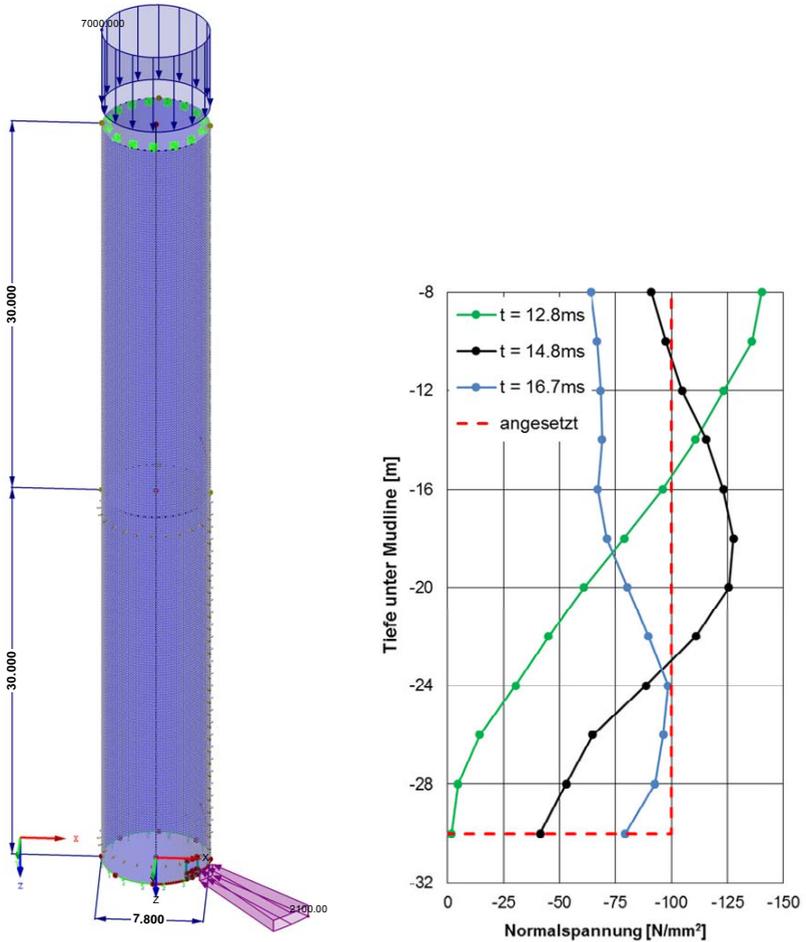
Die Berechnungen werden mit dem Finite Elemente Programm RFEM durchgeführt. In dem Berechnungsmodell wird der gesamte Monopfahl ( $\varnothing 7800$  mm, Blechdicke 70 mm, Gesamtlänge 60 m, davon 30 m im Meeresboden) als Rohrquerschnitt mit linear elastischen Schalelementen abgebildet (Abb. 6 links).

Der Monopfahl wird am Pfahlfuß in vertikaler Richtung linear elastisch gebettet. Die vertikale Bettungssteifigkeit wird dabei in einem Teilbereich des Umfangs steifer angesetzt als auf dem restlichen Umfang, um ein lokales Rammhindernis in einem Teilbereich des Pfahlquerschnittes abzubilden. Die Größe des steifer gebetteten Bereiches sowie das Verhältnis der Bettungssteifigkeiten ist ohne genauere Kenntnis der zu erwartenden Rammhindernisse schwer zu bestimmen. In den hier dargestellten Berechnungen wurde eine um den Faktor 10 steifere Vertikalbettung auf 25% des Umfangs angesetzt. Der obere Rand des Monopfahls wird in horizontaler Richtung unverschieblich gehalten.

Die laterale Stützung des Monopfahles durch den umgebenden Boden wird näherungsweise durch eine linear elastische Bettung der Rohrwandung abgebildet. Die laterale Bettungssteifigkeit wird in den Berechnungen zwischen  $10 \text{ MN/m}^3$  und  $60 \text{ MN/m}^3$  ( $30 \text{ MN/m}^3$ , wenn nicht anders angegeben) variiert. Die Auswertung der Anfangssteifigkeit von p-y-Kurven nach API (2000) für mitteldicht gelagerten Sand liefert in Abhängigkeit der Tiefenlage vergleichbare Werte.

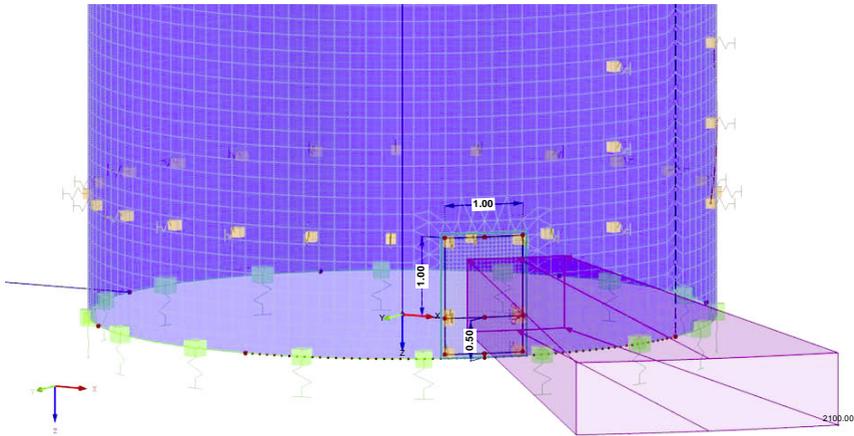
Die Einleitung der Vertikallast erfolgt am Pfahlkopf als gleichmäßig verteilte Linienlast auf der Rohrwandung. Dabei wird eine Normalspannung von  $-100 \text{ N/mm}^2$  als mittlere Normalspannung in der Pfahlwandung während des Rammvorganges zugrunde gelegt (Abb. 6

rechts). Gegenüber der dynamischen Berechnung der Rammarkeitsanalyse liegt dieser Ansatz etwas auf der sicheren Seite, da in den hier dargestellten statischen Berechnungen eine konstante Normalspannung über die Pfahlänge angesetzt wird.



**Abbildung 6: Berechnungsmodell für Pfahlfußbeulen (links) und angesetzte Stahl-Normalspannung für den Rammvorgang (rechts)**

Die Vorverformung des Pfahlfußes (z.B. als Folge eines schrägen Auftreffens auf ein Rammhindernis) wird durch das Aufbringen einer horizontal wirkenden Flächenlast auf einer Fläche von 1,0 m x 1,0 m am Pfahlfuß erzeugt (Abb. 2). Wenn nicht anders angegeben, wird in allen Berechnungen die Größe der Flächenlast so eingestellt, dass eine horizontale Vorverformung der Rohrwandung von 10 mm nach innen erreicht wird.



**Abbildung 7: Ausschnitt aus dem Berechnungsmodell am Pfahlfuß, Aufbringen der lokalen Horizontalkraft**

Die Diskretisierung des Modells erfolgt mit triangulären bzw. quadrilateralen Finiten Elementen mit quadratischer Ansatzfunktion. Die Elementgröße wurde so gewählt, dass eine weitere Netzverfeinerung keinen Einfluss auf die hier betrachteten Fragestellungen hat.

Für die kombinierte Belastung aus Ramm-Normalspannung und horizontaler Belastung am Wandfuß werden Spannungsberechnungen nach Theorie I. und II. Ordnung durchgeführt.

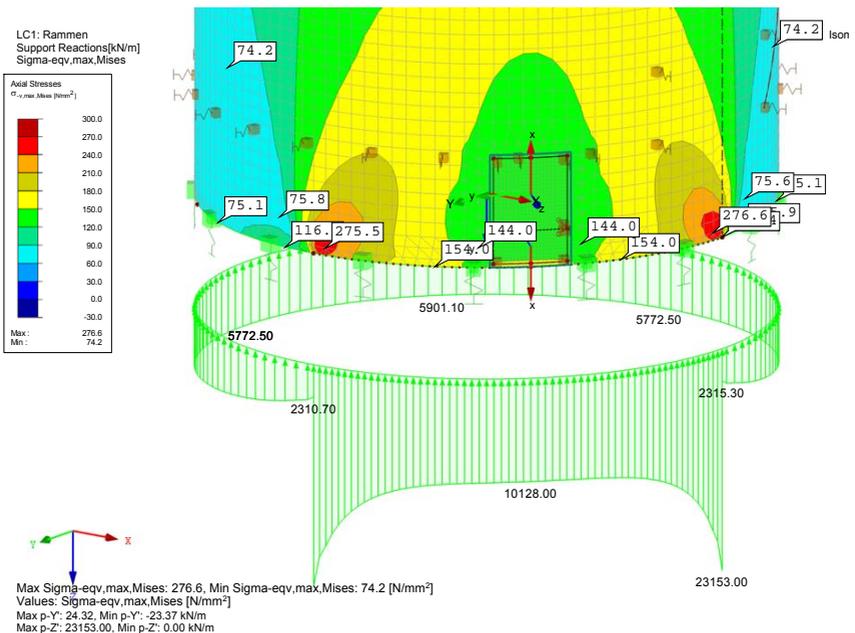
## 4.3 Ergebnisse

### 4.3.1 Einfluss einer ungleichmäßigen vertikalen Bettung am Pfahlfuß

Bei gleichmäßiger Bettung des Pfahlfußes in vertikaler Richtung entspricht die Auflagerreaktion zwangsläufig der am Pfahlkopf aufgetragenen gleichförmigen Linienlast. Bei Ansatz einer steiferen Bettung in einem Teilbereich des Umfangs kommt es zu einer Konzentration

der Auflagerreaktion und der Stahlspannungen in dem steifer gebetteten Bereich (Abb. 8). Das Verhältnis der Auflagerreaktion in den unterschiedlichen Bettungsbereichen ist jedoch deutlich geringer als das Verhältnis der unterschiedlichen Bettungssteifigkeiten, wenn die Spannungsspitzen unmittelbar am Übergang der Bettungsbereiche außer Betracht gelassen werden. In dem hier betrachteten Beispiel ergibt sich bei einem Bettungsverhältnis von 1:10 ein Verhältnis der Auflagerreaktionen außerhalb des Übergangsbereiches von ca. 1:1,7. Diese Vergleichmäßigung der Auflagerreaktionen kann auf die elastische Verformung des Rohres in vertikaler Richtung zurückgeführt werden.

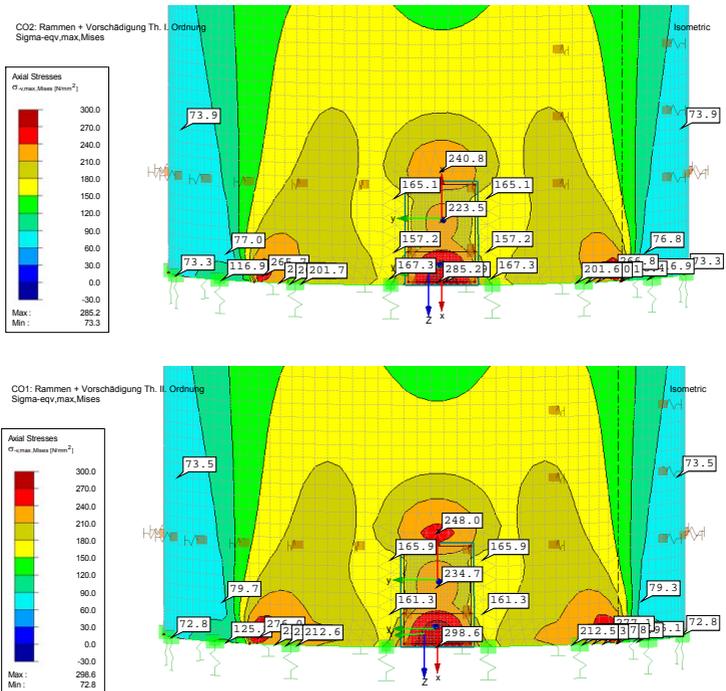
Gegenüber der aufgetragenen Stahlspannung von  $100 \text{ N/mm}^2$  am Pfahlkopf erhöht sich die mittlere Stahlspannung im Bereich der steifen Auflagerung um ca. 50%. Am Übergang der unterschiedlich gebetteten Bereiche treten Spannungsspitzen bis ca.  $277 \text{ N/mm}^2$  auf.



**Abbildung 8: Auflagerreaktion am Pfahlfuß und von-Mises - Vergleichsspannungen bei ungleichmäßiger Bettung am Pfahlfuß (Verhältnis 1:10), Berechnung nach Theorie I. Ordnung, ohne Vorverformung am Pfahlfuß**

### 4.3.2 Einfluss einer horizontalen Vorverformung am Pfahlfuß

Mit der hier verwendeten, lastgesteuerten Erzeugung der horizontalen Vorverformung von 10 mm am Pfahlfuß ergeben sich im Bereich der Lastaufbringung erhebliche Biegespannungen in der Rohrwandung. In Überlagerung mit den vertikalen Normalspannungen aus dem Rammen und der ungleichmäßigen Bettung am Pfahlfuß ergeben sich die in Abb. 9 dargestellten Spannungsbilder bei Berechnung nach Theorie I. und II. Ordnung. Es ist zu erkennen, dass auch bei der relativ gering angesetzten Vorverformung von 10 mm in Überlagerung mit der gleichmäßigen Vertikalspannung von 100 N/mm<sup>2</sup> die Streckgrenze des Stahls S355 ( $f_{yk} = 325 \text{ N/mm}^2$  bei  $t=70 \text{ mm}$ ) nahezu erreicht wird. Der Spannungszuwachs bei Berechnung nach Theorie II. Ordnung beträgt für die maximalen Spannungen weniger als 5%.



**Abbildung 9: Von-Mises - Vergleichsspannung bei Berechnung nach Theorie I. Ordnung (oben) und II. Ordnung (unten), Überlagerung von Normalspannung aus Rammen und Vorverformung 10 mm am Pfahlfuß**

### 4.3.3 Einfluss der Wandstärke und der Größe der Vorverformung

In weiteren Variationsrechnungen wird der Einfluss der Wandstärke  $t$  des Monopfahles, der Bettung  $k_s$  des Pfahlmantels und der Größe der Vorverformung untersucht. Dabei wird im ersten Schritt die Größe der horizontalen Last so angepasst, dass stets eine Vorverformung von 10 mm am Pfahlfuß erreicht wird. Ausgewertet wird das Verhältnis der maximalen von-Mises-Vergleichsspannungen bei Berechnung nach Theorie I. und II. Ordnung als Maß für die Stabilitätsgefährdung des Pfahlfußes.

Für Wandstärken von 30 mm bis 100 mm ist dabei kein signifikanter Einfluss eines möglichen Stabilitätsversagens festzustellen (Abb. 10 links). Der Unterschied der Stahlspannungen bei Berechnung nach Theorie I. und II. Ordnung beträgt weniger als 5%. Erst bei Wandstärken  $< 30$  mm ergeben sich bei Berechnung nach Theorie II. Ordnung Spannungserhöhungen  $> 5\%$ . Die Variation der horizontalen Bettung des Pfahlmantels von  $k_s = 10 \text{ MN/m}^3$  bis  $60 \text{ MN/m}^3$  beeinflusst diese Ergebnisse nur unwesentlich.

Eine Vergrößerung der horizontalen Vorverformung führt hingegen zu einer signifikanten Erhöhung der Stabilitätsgefährdung des Pfahlfußes (Abb. 10 rechts). Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass bereits bei einer horizontalen Vorverformung von  $u_h = 25$  mm und  $t = 70$  mm in der linear elastischen Berechnung die Fließgrenze des Stahls S355 überschritten wird. Vorverformungen  $u_h \geq 25$  mm sind daher mit plastischen Dehnungen am Pfahlfuß verbunden, die in Überlagerung mit den zusätzlichen Vertikallasten aus dem Rammvorgang zu einer vollständigen Plastizierung des Wandquerschnittes und in der Folge zu einem fortschreitenden Versagen führen.

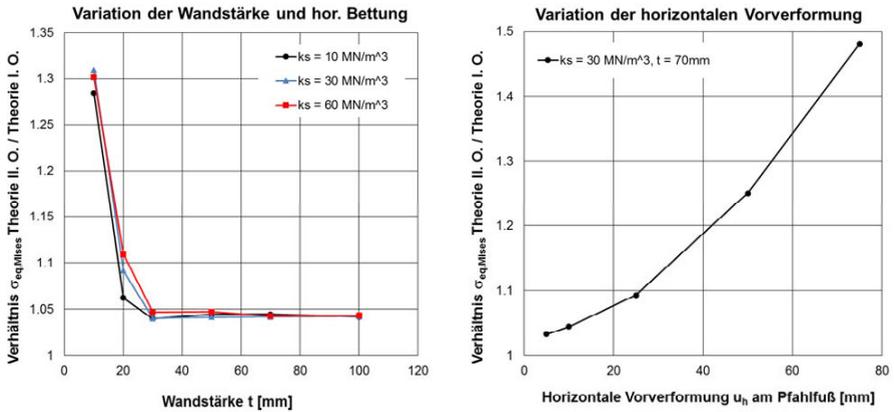


Abbildung 10: Einfluss der Wandstärke  $t$  und der horizontalen Bettung  $k_s$  (links) sowie der Größe der Vorverformung  $u_h$  am Pfahlfuß (rechts)

#### 4.4 Schlussfolgerungen

Aus den hier vorgestellten numerischen Berechnungen zeigt sich, dass eine ungleichmäßige Bettung des Pfahlfußes in vertikaler Richtung zu einer Erhöhung der Auflagerreaktion und der Stahlspannungen in dem steifer gebetteten Bereich führt. Diese Erhöhung ist jedoch in der Regel deutlich geringer als das Verhältnis der Bettungssteifigkeiten, da die Nachgiebigkeit des Stahlrohres die unterschiedlichen Bettungssteifigkeiten teilweise ausgleicht.

Bei offshore-typischen Wandstärken des Rammpfahles wird ein mögliches Versagen des Pfahlfußes durch die Biegespannungen aus horizontalen Verformungen am Pfahlfuß dominiert, die beispielsweise aus einem schrägen Auftreffen auf ein Rammhindernis oder dem seitlichen Verdrängungsvorgang eines Findlings resultieren können. Bereits bei vergleichsweise geringen horizontalen Verformungen des Pfahlfußes erreichen die Stahlspannungen in diesem Bereich die Fließgrenze des Stahls. Ein Pfahlfußbeulen im Sinne einer progressiv zunehmenden Verformung des Pfahlfußes beim Rammen ist also nicht die Folge eines Stabilitätsversagens oder einer ungenügenden horizontalen Bettung der Rohrwandung, sondern resultiert aus der bereits durch die Zwangsverformung ausgeschöpften Querschnittstragfähigkeit der Rohrwandung.

Für eine Einschätzung des Risikos eines progressiven Versagens muss eine Abschätzung hinsichtlich der beispielsweise durch seitliches Verdrängen eines Findlings entstehenden Kräfte und daraus resultierender Verformungen vorgenommen werden (vgl. z.B. Aldridge et al. (2005)). Mit diesen Kräften und einer Annahme zur Verteilung der vertikalen und lateralen Bettungssteifigkeiten können anhand von numerischen Berechnungen, wie sie bspw. im vorliegenden Beitrag vorgestellt wurden, Überprüfungen der Spannungsentwicklungen und eines möglichen progressiven Versagens erfolgen. Die so ermittelten Mindestwandstärken dürften dabei nicht in erster Linie vom Pfahldurchmesser abhängig sein, da sich die Versagensform eher als eine lokale Biegung der Rohrwandung darstellt.

## Literatur

**Aldridge, T. et al.:** Propagation of pile tip damage during installation frontiers in offshore geotechnics presiding of the international symposium on frontiers in offshore geotechnics (ISFOG), 2005

**Alm, T.; Hamre, L.:** Soil model for driveability predictions based on CPT interpretations, *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Vol. 2, Pages 1297-1302, 2001*

**American Petroleum Institute (API):** Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms (API-RP 2A-WSD), 2000 incl. Supplements 2007

**Background Report:** GRLWEAP Background Report, Procedures and Models, Version 2010, *Pile Dynamics Inc., USA, www.pile.com, 2010*

**HSE Health and Safety Executive:** A study of pile fatigue during driving and in-service and of pile tip integrity, OTR 2001/08

**IHC:** Datenblatt Hammer IHC S-1800, IHC Hydrohammer B.V, 2014

**Nicolini, E. et al.:** Synthesis of pile driving data in South East Asia, ISFOG (2015)

**Schneider, J., A.; Harmon I., A.:** Analyzing Driveability of Open Ended Piles in Very Dense Sands, *Deep Foundation Institute (DFI) Journal, Vol. 4 No.1, Pages 32-44, 2010*

**Smith E., A., L.:** Pile-Driving Analysis by the Wave Equation, *American Society of Civil Engineers, Paper No. 3306, Vol. 127, Part I, Pages 1145-1193, 1962*

Autoren

---

Dr.-Ing. Fabian Kirsch

[kirsch@gudconsult.de](mailto:kirsch@gudconsult.de)

Dipl.-Geophys. Peer Kortsch

[kortsch@gudconsult.de](mailto:kortsch@gudconsult.de)

Prof. Dr.-Ing. Thomas Richter

[richter@gudconsult.de](mailto:richter@gudconsult.de)

Dr. techn. Bert Schädlich

[schaedlich@gudconsult.de](mailto:schaedlich@gudconsult.de)

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH

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

Darwinstraße 13, 10589 Berlin

Tel.: +49 30 789089-0

Beitrag:

**Fatigue in the protruding flanges of offshore monopiles  
installed through driving and vibration**

*B. Matlock*

RWE Innogy GmbH, Hamburg

Leider wurde dieser Beitrag nicht eingereicht.



# **Auswirkungen von Jackup-Vorgängen von Errichterschiffen der Offshore-Industrie auf bestehende Spundwandkonstruktionen**

Dr. Maik Fritsch, Carolin Drauschke, Oliver Jost

## **1 Einleitung**

Zur Errichtung von Offshore Windparks und den zugehörigen schweren Anlagen- bzw. Fundamentbauteilen, kommen in der Regel Offshore-Errichterschiffe für den seeseitigen Transport zum Einsatz. Während des Beladevorgangs wird das Aufjacken der Errichterschiffe im Hafen notwendig. Dabei dringen die Stahlbeine vor der Kajenkante in den Untergrund ein, so dass eine zusätzliche Belastung der Kaianlage entsteht, welche in der Regel nicht auf derartige Lastfälle bemessen ist. Diese Lasten werden je nach Kranauslage beim Anheben zusätzlich erhöht.

Für die Berechnung dieser Lastfälle existieren derzeit wenig Erfahrungen, so dass lediglich Erkenntnisse und Erfahrungen aus der internationalen Fachliteratur zugrunde gelegt werden können.

Um die Auswirkung des Jackup-Vorgangs auf die bestehende Spundwand besser abschätzen zu können, wurde in Zusammenarbeit mit dem Institut für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg Harburg (IGB-TUHH) ein numerisches Modell entwickelt, welches eine Beschreibung der bodenmechanischen Vorgänge und der damit verbundenen Belastungssituation auf die Spundwand erlaubt (siehe auch G. Qiu, et al., 2014). Im ersten Schritt wurden Benchmarkuntersuchungen durchgeführt, um das Modell zu validieren. In diesem Kontext wurde der Penetrationsvorgang eines Spudcans in Sand mit den Modellversuchen von White et al., 2008 verglichen.

Im Folgenden wird der Eindringvorgang und der damit verbundene Einfluss auf die Spundwand untersucht. Der Ziehvorgang und damit verbundene bodenmechanische Vorgänge werden in diesem Beitrag vernachlässigt. Nach dem Eindringen der Spudcans vor der Spundwand werden anhand der numerischen Simulationen die Änderungen des aktiven und passiven Erddrucks an der Spundwand ausgewertet und die resultierenden Verformungen der Spundwand bewertet. Der Abstand zwischen Spudcan und Spundwand wird variiert, um Aussagen über den Einflussbereich des Spudcans treffen zu können.

## 2 Analytische Prognose der Beineindringung

Das zu erwartende Last-Beineindringungsverhalten wird in Anlehnung an die SNAME-Richtlinie, 2008 und DIN EN ISO 19905-1:2012 rechnerisch abgeschätzt. Die Berechnung der Beineindringung beruht darauf, dass das Bein bzw. der am Bein befestigte Aufstellkörper (Spudcan) dann zum Stoppen kommt, wenn der Eindringungswiderstand  $F_V$  der „preload“-Last entspricht (Ausnutzungsgrad  $\mu = 1$ ). In Abbildung 1 ist beispielhaft eine Hubbeinkonstruktion ohne geometrische Verbreiterung im Fußbereich dargestellt.



Abb. 1: Hubbeine eines Errichterschiffes ohne Spudcan

Gemäß der Standards wird zwischen verschiedenen Versagensmechanismen unterschieden. Dem konventionellen Grundbruch im homogenen Einschichtsystem nicht bindigem Boden (sand) oder bindigem Boden (clay), Durchstanzen (punch-through), Verquetschen (squeezing) für geschichteten Baugrund sowie die Kombination aller Mechanismen.

Für die Berechnung des Eindringungswiderstandes  $F_V$  wird vereinfacht eine kreisförmige Fläche mit äquivalentem Flächeninhalt der Spudcans berücksichtigt. Wenn die konische Spitze der Spudcans vollständig in den Baugrund eindringt, wird die maximale Fläche der Spudcans für die Tragfähigkeitsanalyse angesetzt. Aus diesem Grund wird die Eindringtiefe  $z$  im Folgenden als der Abstand zwischen der Gewässersohle und der Spitze der Spudcans (niedrigster Punkt der Spudcans) definiert. Jedoch wird für die Bestimmung der Beineindringung der Abstand zwischen der Gewässersohle und der maximalen Grundfläche des Spudcans verwendet. Diese Beineindringungstiefe wird als  $h$  definiert. Der maximale äquivalente Durchmesser des Spudcan ist  $D_{\text{eff}}$ .

Der Eindringwiderstand von nichtbindigen Böden (Silikatsande) wird nach SNAME-Richtlinie, 2008 als dräniertes Prozess mit:

$$F_V = (0.5 \gamma' D_{eff} N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} + p'_0 N_q s_q d_q) A_{eff}$$

berechnet (ohne einen „back-flow“ von Boden auf die Spudcanoberseite). In der Gleichung sind  $N_{\gamma}$  (nach Brinch Hansen (SNAME-Richtlinie, 2008)) und  $N_q$  Tragfähigkeitsbeiwerte,  $s_{\gamma}$  und  $s_q$  sind Formfaktoren und  $d_{\gamma}$  und  $d_q$  sind Tiefenbeiwerte (gemäß SNAME-Richtlinie, 2008). Des Weiteren ist  $\gamma'$  die Auftriebswichte des Bodens,  $p'_0$  der effektive Überlagerungsdruck und  $A_{eff}$  ist die effektive Fläche der Spudcans.

In dem Fall, dass ein scheinbar tragfähiger Boden einen nicht tragfähigen Boden überlagert, kann es zum Durchstanzen, dem sogenannten „punch through“ kommen.

Unter den gegebenen Randbedingungen ist dies partiell beim Übergang von dem Sand zum Ton gegeben. Hier wird der charakteristische Beineindringwiderstand unter Berücksichtigung von punch-through („sand over clay“) mit der „load spread“ Methode gem. DIN EN ISO 19905-1:2012 bzw. SNAME-Richtlinie, 2008 prognostiziert. Daher der Eindringwiderstand wird an der Oberkante des nicht tragfähigen Bodens unter Berücksichtigung einer über Lastausbreitung fiktiv vergrößerten Fläche (unter der Neigung von 1:n) der Spudcans berechnet (siehe Abb. 2).

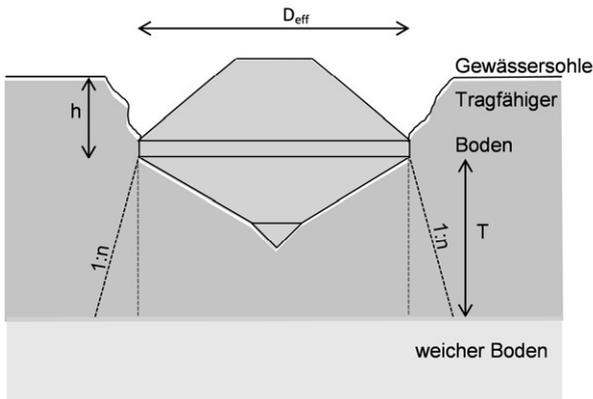


Abb. 2: Punch through: Load spread Methode

Für den Fall ohne back-flow“ wird der Eindringwiderstand  $F_V$  von „nicht bindiger Boden über bindigem Boden“ („sand over clay“) wie folgt berechnet:

$$F_V = F_{V,b} - W$$
$$\text{mit } F_{V,b} = (c_u N_c s_c d_c + p'_0) \left( 1 + \frac{2T}{n D_{eff}} \right)^2 A_{eff}$$
$$\text{und } W = \left( 1 + \frac{2T}{n D_{eff}} \right)^2 A_{eff} T \gamma',$$

wobei T der Abstand zwischen der maximalen Fläche der Spudcans und der Oberkante der gering tragfähigeren Schicht sowie 1:n die Neigung der Lastausbreitung ist. Gemäß SNAME-Richtlinie, 2008 und DIN EN ISO 19905-1:2012 werden Werte von  $3 \leq n \leq 5$  empfohlen. Nach z.B. Dutt & Ingram, 1984 und Tomlinson, 1996 kann ein Ausbreitungswinkel mit  $\tan^{-1}(1/2)$  für grobkörnige Materialien angesetzt werden.

Nach SNAME-Richtlinie, 2008 wird der Eindringungswiderstand  $F_V$  von bindigen Böden, ohne Berücksichtigung von "back-flow", wie folgt als undränkter Prozess berechnet:

$$F_V = (c_u N_c s_c d_c + p'_0) A_{eff},$$

wobei  $N_c$  ein Grundbruchfaktor,  $s_c$  ein Formbeiwert und  $d_c$  ein Tiefenfaktor ist. Für die folgenden Berechnungen werden die in der SNAME-Richtlinie, 2008 bzw. in der DIN EN ISO 19905-1:2012 für konisch geformte Kreisfundamente angegebenen Werte für  $N_c s_c d_c$  angesetzt.

In dem Fall, dass eine weiche bindige Schicht eine „tragfähigere“ Schicht (tragfähige bindige Schicht oder nicht bindige Schicht) überlagert, wird die Möglichkeit des Verquetzens (squeezeing) berücksichtigt. Nach SNAME-Richtlinie, 2008 bzw. DIN EN ISO 19905-1:2012 tritt squeezeing in bindigen Böden auf, wenn:

$$D_{eff} \geq 3.45 T \left( 1 + 1.1 \frac{h}{D_{eff}} \right),$$

wobei T der Abstand zwischen der maximalen Fläche der Spudcans und der OK der tragfähigeren Schicht ist (siehe Abb. 3).

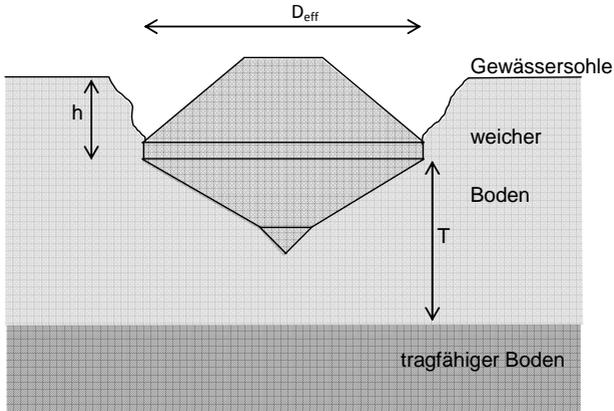


Abb. 3: Squeezing: Definitionen

Falls squeezing relevant wird, ist der Eindringwiderstand des weichen bindigen Bodens wie folgt zu berechnen:

$$F_V = A_{eff} \left[ \left( a + \frac{bD}{T} + \frac{1.2h}{D_{eff}} \right) c_u \right] + V\gamma'$$

wobei  $V$  das Volumen des Bodens, das durch die Spudcans verdrängt wird und  $g'$  die Auftriebswichte des verdrängten Bodens ist.

Auf Grund der Gefahr von punch-through und rapid leg penetration ist ein Bodenaustauschpolster zu dimensionieren. Für die Dimensionierung wird angenommen, dass punch-through und rapid leg penetration auszuschließen sind, wenn der prognostizierte charakteristische Beineindringwiderstand (load-spread method) oberhalb der wenig tragfähigen Schicht einen 1,5 mal höheren Wert als die angegebene Preload erreicht (z.B. Dier et al., 2004).

Anhand der vorgestellten analytischen Berechnungen zeigt sich, dass durch die analytische Berechnung vornehmlich die vertikale Beineindringung berechnet wird. Die weiterführende Berechnung der daraus resultierenden Interaktion zur Spundwand kann dabei nur überschläglich nach vereinfachten bodenmechanischen Betrachtungsweisen berücksichtigt werden. Generell stellt sich immer die Frage des kritischen Abstands zum Bestandsbauwerk, um Beschädigungen zu vermeiden.

Fichtner Water & Wind hat anhand diverser Berechnungen die Beineindringung an norddeutschen und europäischen Häfen für unterschiedliche Errichterschiffe berechnet. In zwei

Häfen, in denen unter der Hafensohle der gewählten Liegeplätze bindige Böden anstanden und ein Durchstanzen mit tiefer Beineindringung zu befürchten war, wurden notwendige geotechnische Ertüchtigungen im Sohlbereich vor der Kajenkante bemessen. An diesen Liegeplätzen wurden die von uns ermittelten Polsterschichten in Abstimmung mit der jeweiligen Port Authority nach unseren Vorgaben eingebaut und die folgenden Jack-up Prozesse von uns begleitet. Durch Vergleichsrechnungen wurden prozessbegleitend die Notwendigkeit und der Zeitpunkt von Nacharbeiten an den Polsterschichten festgelegt und nach unseren Empfehlungen durchgeführt. Die „load outs“ konnten auf diese Weise ohne zeitraubende Zwischenfälle wie tiefe Beineindringungen oder Durchstanzen mit zahlreichen Jack-ups auf den Polsterschichten im vorgegebenen Zeitplan durchgeführt werden. Die Berechnungen wurden durch nachfolgende bathymetrische Vermessungen und die während der Jack-up Prozeduren gemessenen Beineindringungen kalibriert und das analytische Verfahren dahingehend angepasst, dass gute Prognosen der Beineindringung erzielt werden können.

Um aus den Jack-up Vorgängen resultierende Belastungen auf die Wand besser zu beurteilen, wurde ein aufwendiges numerisches Modell des IGB-TUHH genutzt, so dass ebenfalls unterschiedliche Abstände der Spudcans zur Wand bewertet werden konnten.

### **3 Numerisches Modell**

Die numerische Simulation erfolgt mit der gekoppelten Euler-Lagrange-Methode (CEL) (Benson, 1992; Qiu et al, 2011) und unter Nutzung des Programmsystems Abaqus. Das numerische Modell ist in der Abbildung 4 dargestellt. Der Spudcan hat einen Durchmesser  $D = 6,1$  m und wird als Starrkörper simuliert. Der Abstand zwischen Spudcan und Spundwand beträgt  $x = 1D$  ( $x = 6,1$  m) und wird variiert bis hin zu  $2D$ . Der Boden wird aufgrund der großen Verformungen während des Penetrationsvorgangs als Eulergebiet definiert. Das Eulergebiet wird mit Kontinuums-elementen mit acht Knoten und reduzierter Integration vernetzt. An der Geländeoberkante werden zusätzlich leere Zellen (void Bereich) angeordnet, welche den während der Spudcan-Penetration nach oben verdrängten Boden aufnehmen können. Die Eindringtiefe  $d$  des Spudcans ist definiert als der Abstand zwischen Geländeoberkante und der maximalen Grundfläche des Spudcans, siehe Abbildung 4.

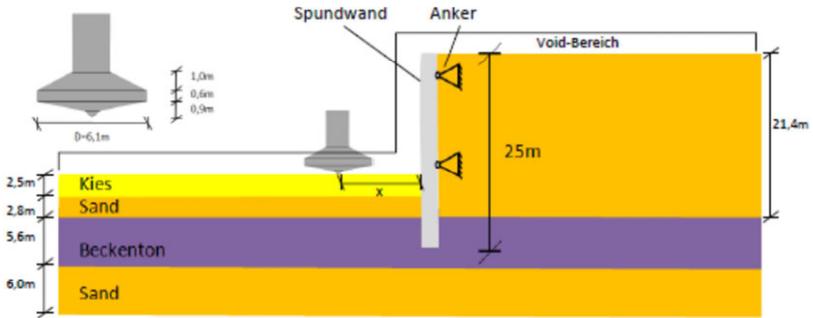


Abb. 4: Geometrie des numerischen Modells

Die Spundwand des Typs AZ-36-700N mit einem Systemmaß von 1,40 m wird als rechteckiger Vollquerschnitt mit einer Breite von 2,24 m angesetzt. Die Berechnungen der Abmessungen des Ersatzquerschnittes werden in Analogie zum AK 1.6 Numerik in der Geotechnik der DGGT durchgeführt. Die 25 m tiefe Spundwand wird mit linearen 8-Knoten Kontinuumelementen mit reduzierter Integration diskretisiert.

Das in den Berechnungen verwendete Stoffmodell für nicht bindige Böden entspricht dem hypoplastischen Modell von Wolffersdorff, 1996 mit der Erweiterung der intergranularen Spannungen von Niemunis und Herle, 1997. Dieses Stoffmodell kann das nichtlineare und anelastische Verhalten des Sandes, wie Barotropie, Pyknotropie, Dilatanz sowie unterschiedliche Steifigkeiten für Be- und Entlastung beschreiben. Die Bodenparameter sind in Tabelle 1 dargestellt. Die im Modell berücksichtigte Mächtigkeit der Tragschicht entspricht der ermittelten Dicke anhand der analytischen Berechnung aus der Vorbemessung.

Tab. 1: Hypoplastische Stoffparameter für Sand (Qiu und Grabe, 2012) und Kies (Schünnemann, 2006)

Parameter	Sand	Kies
Kritischer Reibungswinkel $\varphi_c$ [°]	30	50
Granulathärte $h_s$ [kPa]	5.370.000	150.000
Exponent $n$	0,26	0,4
Minimale Porenzahl $e_{d0}$	0,49	0,6
Kritische Porenzahl $e_{c0}$	0,76	0,9
Maximale Porenzahl $e_{i0}$	0,87	1,05
Exponent $\alpha$	0,3	0,05
Exponent $\beta$	0,5	4

Die Eigenschaften des Beckentons werden über das linear-elastische, ideal plastische Mohr-Coulomb-Modell beschrieben. Tabelle 2 gibt einen Überblick über die verwendeten Bodenparameter.

Tab. 2: Bodenparameter des Beckentons

Parameter	Beckenton
Effektive Wichte $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10
Undrained Kohäsion $c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	140
E-Modul $E$ [kN/m <sup>2</sup> ]	25.000
Poissonsche Zahl $\nu$ [-]	0,49
Reibungswinkel $\varphi$ [°]	0
Dilatanzwinkel $\psi$ [°]	0

Der Kontakt zwischen dem Euler und Lagrange-Gebiet wird mit den „general contact“ Algorithmus beschrieben. Es wird die „penalty contact method“ angewendet, welche keine diskreten Kontaktelemente benötigt. Der general contact Algorithmus berücksichtigt die „finite-sliding“ Formulierung, welche beliebige Bewegungen der Oberflächen ermöglicht. Daher ist diese Kontaktformulierung besonders für große Verformungen geeignet (Dassault Systèmes, 2008).

Um die Kraftübertragung zwischen Hubbein und Boden zu beschreiben, muss der Reibungskoeffizient  $\alpha$  vorgegeben werden. Die Reibung kann entweder als vollkommen rau ( $\alpha = 1$ ) oder reibungslos ( $\alpha = 0$ ) angenommen werden. Um eine realistische Kraftübertragung zu ermöglichen, kann außerdem der Reibungskoeffizient in Abhängigkeit von bestimmten Bodenparametern angegeben werden.

Für den Reibungskoeffizienten  $\alpha$  gilt (Houlsby und Martin, 2003):

$$\alpha = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi_c}$$

Mit:

- $\delta$ : Reibungswinkel zwischen Spudcan und Sand oder Kies [°]
- $\varphi_c$ : Kritischer Reibungswinkel des Sandes oder des Kieses [°]

Daher ergibt sich  $\mu = 0,6$  für den Kontakt zwischen Spudcan und Kies.

Die Berechnung erfolgt als explizite, dynamische Prozedur. Die dynamische Analyse mit expliziter Gleichungslösung ist besonders für hochgradig dynamische Prozesse geeignet. Sie basiert auf dem Lösen von Bewegungsgleichungen durch die explizite zentrale Diffe-

renzen Integrationsregel, welche zum Lösen nichtlinearer Systeme verwendet wird (Dassault Systèmes, 2008).

Abbildung 5 zeigt beispielhaft einen Überblick über das verwendete geometrische Modell für die Simulationen.

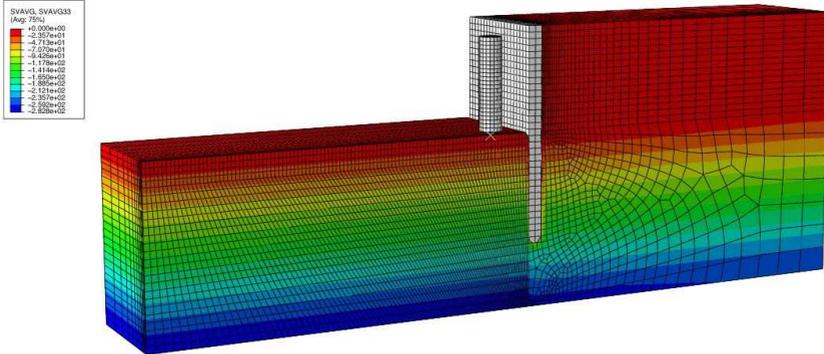


Abb.5: Verwendetes geometrisches Modell

#### 4 Jack-up Vorgang vor 2-fach gestützter Spundwand

Im Folgenden werden die Ergebnisse der numerischen Simulation auf eine zweifach gestützte Spundwandkonstruktion aufgezeigt. Die Simulation wird in insgesamt drei Schritten durchgeführt. Zunächst wird der Anfangszustand berechnet. Dieser ist dadurch charakterisiert, dass der Boden hinter der Spundwand noch nicht aufgeschüttet wurde. Erst im zweiten Schritt wird die Spundwand mit Sand hinterfüllt. Anschließend wird das Hubbein vor der Spundwand weggesteuert in den Boden gedrückt. Dadurch wird der Jack-up Vorgang simuliert.

Zur Bewertung der Belastungssituation auf die Spundwand werden daher drei Zustände zugrunde gelegt (s. Abbildung 6):

- Ausgangszustand ( $K_0$ -Zustand)
- Auffüllung des Sandes hinter der Spundwand (Hinterfüllung)
- Penetrationsvorgang eines Spudcans

Im  $K_0$ -Zustand wird die Spundwand mit der „wished in place“ Methode in den Boden eingesetzt. Der Boden links und rechts der Wand steht in Gleichgewichtszustand.

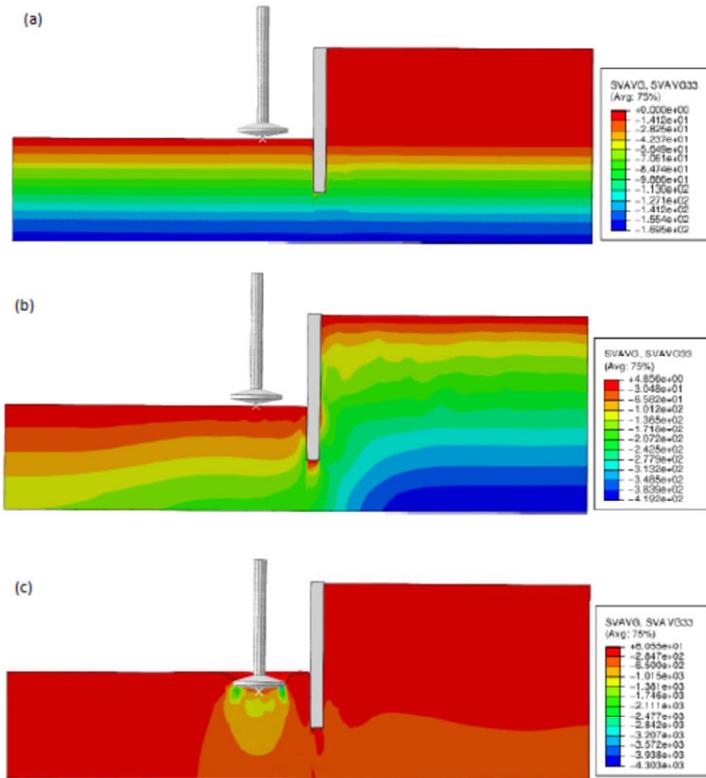


Abb.6: Vertikale Spannungen (a) des Anfangszustands, (b) nach der Sandauffüllung sowie (c) nach der Penetration des Spudcans

Durch die Spudcanpenetration kommt es zu einer Beeinflussung des Erddrucks an der Spundwand. Der Einfluss auf den passiven Erddruck ist besonders signifikant, wenn der Spudcan im Bereich des passiven Gleitkörpers liegt. Daher ist es zur Beurteilung der Standsicherheit der Spundwand wichtig, den passiven Erddruck abzuschätzen. Wenn die Spudcans bei ungünstiger geometrischer Lage direkt im passiven Erddruckkeil liegen, wird der Erdwiderstand reduziert. Die Schwächung des Erdwiderlagers hängt daher von der

Penetrationstiefe  $d$  des Spudcans sowie vom Abstand  $x$  zur Spundwand ab (vgl. Abbildung 7). Zusätzlich wird die Spundwand durch die Auflast des Spudcans belastet.

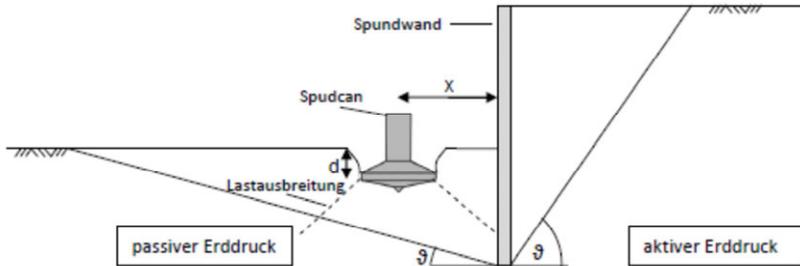


Abb.7: Einflussgrößen auf den passiven Erddruck während der Spudcanpenetration

Um die beschriebenen Einflussgrößen auf den passiven Erddruck zu untersuchen, werden zunächst die beiden Ausgangszustände verglichen und der klassischen Erddrucktheorie gegenübergestellt (Abbildung 8).

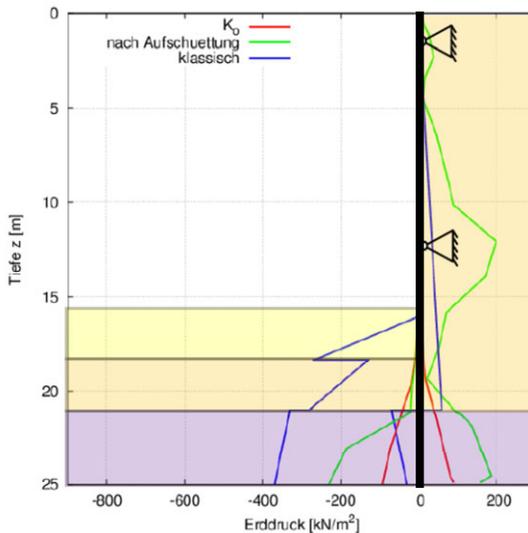


Abb. 8: Horizontaler Erddruck  $e_p$  und  $e_h$  auf die Spundwand

Die auf der linken und rechten Seite wirkenden horizontalen Erddrücke für den  $k_0$  Zustand sind hydrostatisch verteilt und entgegengesetzt. Nach der Hinterfüllung werden der aktive Erddruck auf der rechten Seite sowie der passive Erddruck auf der linken Seite aktiviert.

Anhand der numerischen Berechnungen zeigt sich ein deutlicher Anstieg des aktiven Erddrucks im Ankerbereich der Spundwand aufgrund der Auflagerbedingung. Der maximale passive Erddruck von ca. 230 kPa tritt im Fußbereich vor der Wand auf.

Nach dem Eindringen des Spudcans wird der aktive Erddruck im Bereich der Anker deutlich reduziert. Abbildung 9 zeigt diesen Sachverhalt für unterschiedliche Entfernungen des Spudcans zur Spundwand und einer Penetration von  $z = 0.9\text{m}$  ( $d=0$ ). Auf der passiven Seite wird der Erddruck deutlich erhöht.

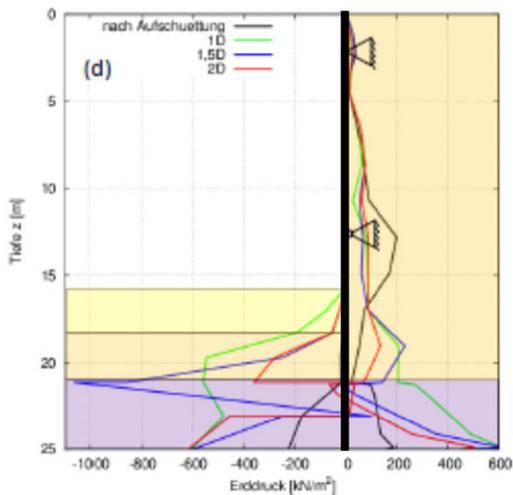


Abb. 9: Horizontaler und passiver Erddruck auf die Spundwand

Die Verformungen der Spundwand infolge der Hinterfüllung und Penetration eines Spudcans bis zur untersuchten maximalen Eindringtiefe von 3 m sind in Abbildung 10 dargestellt.

Infolge der Hinterfüllung verformt sich die Spundwand bis hin zu einer maximalen Verschiebung von ca. 0,12 m am Wandfuß. Nach dem Eindringen des Spudcans und der damit verbundenen Auflast wird der Auflagerbereich der Wand zurück verformt. Aufgrund des Eindringens der Spudcans kommt es durch die Auflagerbedingung zu keiner weiteren Verformungen der Wand im Ankerbereich.

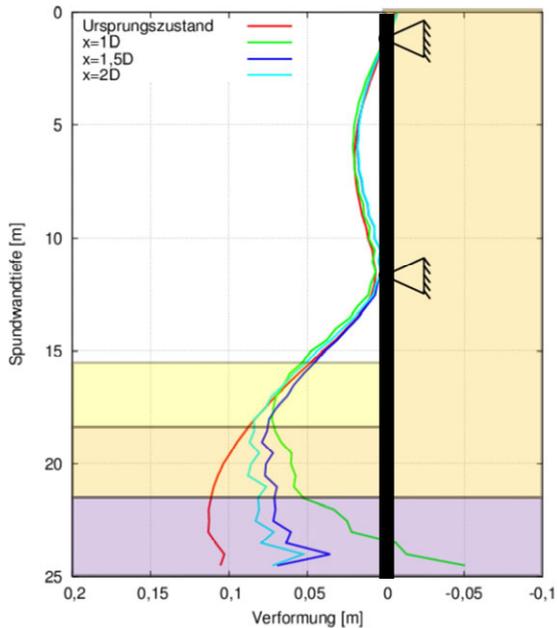


Abb. 10: Verformungen der Spundwand infolge der Hinterfüllung und des Eindringens eines Spudcans um 3m

In Tabelle 3 sind die maximalen Verformungen für unterschiedliche Entfernungen und Eindringtiefen des Modell-Spudcans vor der Spundwandachse aufgezeigt.

Tab. 3: Maximale Verformung der Spundwand für Variationsberechnungen

Abstand zwischen Spudcanmittelachse und Spundwand	Maximale Verformung bei einer Penetrationstiefe von	
	z=0,9m	z=3,0m
1D	8,2cm	15,6cm
1,5D	7,0cm	6,8cm
2D	3,1cm	5,1cm

In Abbildung 11 sind die Verformungsprozesse bei der Penetration in geschichteten Baugrund dargestellt. Es zeigt sich, dass unterhalb des Spudcans ein verdichtetes Bodenpaket in die bindige Schicht eingepresst wird. Ein Eindringen des Beckentons in die untere Sandschicht ist dem Verformungsfeld nicht zu entnehmen. Vielmehr findet eine seitliche Verdrängung statt.

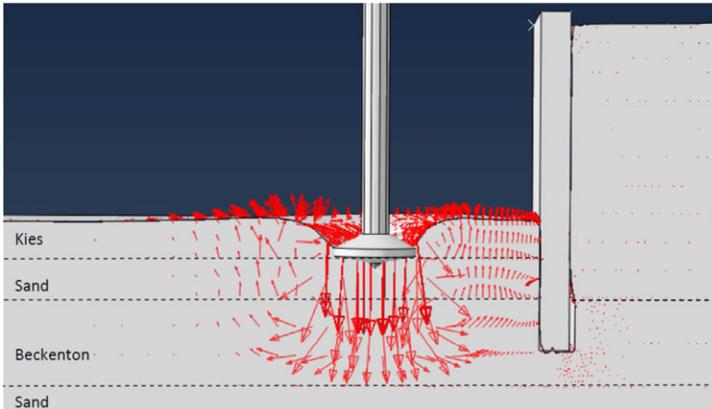


Abb.11: Geschwindigkeitsfeld im Boden infolge Spudcaneindringung

In Abbildung 12 sind die zusätzlichen Spannungen auf die Spundwand infolge einer Spudcanpenetration von  $d=0$  im Abstand von  $1D$  zur Spundwand dargestellt.

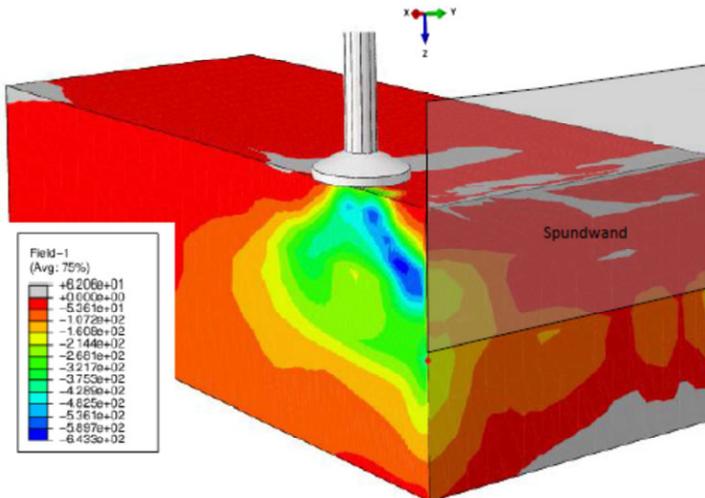


Abb. 12: Horizontale Spannungsverteilung nach Eindringen des Spudcans auf  $z = 0,9 \text{ m}$  ( $d=0$ )

Die maximale horizontale Spannungsänderung tritt aufgrund der Lastausbreitung von 45° etwa 1D unterhalb des Spudcans auf. An der Unterkante der Spundwand im Bereich des Beckentons nehmen die Spannungsänderungen nochmals zu, da in diesem Bereich der Beckenton gegen die Spundwand gedrückt wird. Abbildung 13 (a) zeigt die Änderung der horizontalen Spannungen (passive Seite der Spundwand) nach einer Spudcanpenetration im Abstand von 1D zur Spundwand. Im Schnitt A-A kommt es zur größten Spannungsänderung. Der Verlauf der Spannungsänderung für diesen Schnitt ist in Abbildung 13 (b) dargestellt.

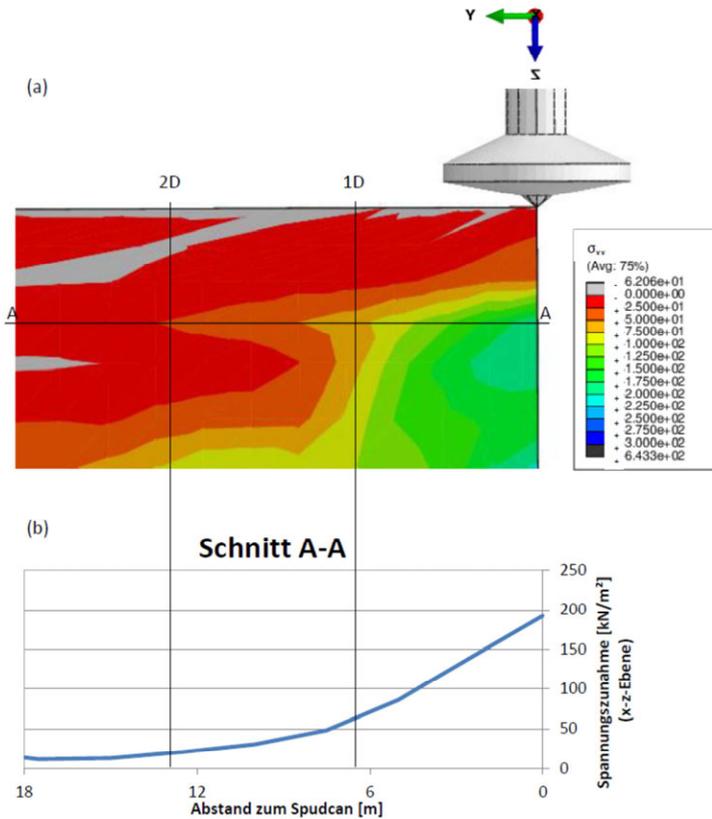


Abb. 13: Spannungsänderung vor der Spundwand infolge einer Spudcanpenetration im Abstand von  $x=1D$  (a) und Verlauf der maximalen Spannungsänderung im Schnitt A-A (b)

Der Verlauf der horizontalen Spannungsänderung am Schnitt A-A (Abbildung 13 (a)) zeigt, dass in einem Abstand von 1D die Spannungszunahme bereits um etwa 65% abnimmt. In einem Abstand von 2D sind die Auswirkungen des Spudcans kaum noch vorhanden.

## **5 Zusammenfassung**

Im vorliegenden Beitrag wurden die analytischen Ansätze zur vertikalen Eindringung der Hubbeine von Jack-up Plattformen beschrieben. Derartige Ansätze können insbesondere zur Bemessung von Baugrundertüchtigungen Anwendung finden. Die genaue Prognose der Beineindringung erfordert dabei jedoch Kalibrierungsmöglichkeiten aus nachträglich durchgeführten bathymetrischen Vermessungen. Durch die Prognose an unterschiedlichen Bestandskajen konnten die vorab durchgeführten Berechnungen stark verbessert werden.

Im Weiteren wurden die bodenmechanischen Veränderungen im Nahfeld der Kaje durch die auftretenden Lastfälle auf Bestandsbauteile anhand numerischer Modelle dargestellt. Hierbei zeigt sich, dass der Einfluss stark vom Abstand des Errichterschiffes sowie dem Beineindringungsverhalten abhängt. Je nach Beschaffenheit der Spudcankonstruktion ist dieser im Einzelfall abzuschätzen. Auch die jeweilige Bodenschichtung hat einen erheblichen Einfluss auf die resultierenden Bodenbewegungen und daraus hervorgehende Einwirkungen auf benachbarte Konstruktionen. Die numerischen Berechnungen haben gezeigt, dass im vorliegenden Fall eine festere Sandunterlage zu einer größeren horizontalen Bewegung des aufliegenden bindigen Bodens führen kann. Von pauschalen Ansätzen zu schadlosen Mindestabständen zwischen Spudcans und Kaimauerkonstruktionen raten wir daher ab.

Bei der Bemessung einer tragfähigen nichtbindigen Bodenschicht über einer weichen Baugrundsichtung besteht grundsätzlich die Gefahr des Durchstanzens („Punch-Through“) und/oder einer tiefen Beineindringung mit möglichen Erschwernissen beim anschließenden Ziehvorgang. Die Berechnungsergebnisse der numerischen Simulationen zeigen ebenfalls, dass die anhand der analytisch berechneten Mächtigkeiten des Bodenaustauschpolsters ausreichend dimensioniert waren, um ein Durchstanzens zu verhindern. Die vorhandenen oben beschriebenen analytischen Berechnungsmethoden sind mit einiger Erfahrung angewendet gut geeignet um die zu erwartende Bandbreite der Beineindringung im Vorwege kurzfristig einschätzen zu können. Um die Interaktion zwischen Baugrund und Spundwand zutreffender einschätzen zu können, können insbesondere bei

geschichtetem Baugrund numerische Berechnungen durchgeführt werden, um im Bedarfsfall eine Minimierung des Abstandes von der Kaikante zu erzielen.

## 6 Literatur

Benson D. (1992): Computational methods in lagrangian and eulerian hydrocodes. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 99, S. 235–394

Dassault Systèmes: Abaqus user manual version 6.12; 2012.

Dier, A.; Carroll B.; Abolfathi, S. (2004): Guidelines for jack-up rigs with particular reference to foundation integrity, Prepared by MSL Engineering Limited for the Health and Safety Executive 2004, RESEARCH REPORT 289

DIN EN ISO 19905-1 (2012): Erdöl- und Erdgasindustrie – Beurteilung von mobilen Offshore Einheiten bezüglich ihres Einsatzgebietes –Teil 1: Hubinseln. Deutsches Institut für Normung e.V.

Dutt, R.N.; Ingram, W.B. (1988) Bearing Capacity of Jack-Up Footings in Carbonate Granular Sediments, Proc. Int. Conf. On Calcareous Sediments, Perth, Vol.1 p. 291-296

Houlsby, G.T and Martin, C.M. (2003) "Undrained Bearing Capacity Factors for Conical Footings on Clay." Géotechnique 53 5: 513-520.

Niemunis A. und Herle I. (1997): Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Frictional and Cohesive Materials, 2:279–299

SNAME (2008): Site specific assessment of mobile jack-up units. Society of Naval Architects and Marine Engineers, Technical Research Bulletin 5-5A (2008), New Jersey

Schünemann A. (2006): Numerische Modelle zur Beschreibung des Langzeitverhaltens von Eisenbahnschotter unter alternierender Beanspruchung, Dissertation, Veröffentlichungen der Universität Karlsruhe, Karlsruhe. 168

Tomlinson, M.J: (1996), Foundation Design and Construction, Longman Higher Education

von Wolfersdorff P.-A. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Frictional and Cohesive Materials, 1:251–271.

G. Qiu, C. Drauschke, J. Grabe, O. Jost (2012): Zur Interaktion von Jack-up Vorgängen vor Spundwänden, Workshop 'Offshore Basishäfen', 18.03.2014, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb (34)

Qiu, G. (2012): Coupled Eulerian Lagrangian Simulations of Selected Soil-Structure Interaction Problems Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb (24)

Qiu G. und Grabe G. (2012): Numerical investigation of bearing capacity due to spudcan penetration in sand overlying clay, Canadian Geotechnical Journal, 49:1393-1407

Qiu G., Hamann T., Grabe J., Hein C., Howe R. (2013): A case study: construction of bucket foundations for jackup ships. Proc. of 32nd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering (OMAE) 2013 in Nantes/France, paper No. OMAE2013-10009

Qiu G., Henke S. und Grabe J. (2011): Application of a Coupled Eulerian-Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformation. Computers and Geotechnics, 38(1):30-39

Qiu G., und Henke S. (2011): Controlled installation of spudcan foundations on loose sand overlying weak clay. Marine Structures, 24(4): 528–550

White D. J., Teh K. L., Leung C. F., Chow Y. K. (2008): A comparison of the bearing capacity of flat and conical circular foundations on sand. Géotechnique, 58(10): 781–792.

Dr.-Ing. Maik Fritsch  
M.Sc. Carolin Drauschke  
Dipl.-Ing. Oliver Jost

Fichtner Water & Wind GmbH  
Hammerbrookstraße 47b  
20097 Hamburg  
Tel.: +49 (0) 40 – 300673 / 106  
Fax: +49 (0) 40 – 300673 / 110  
e-mail: info@fww.fichtner.de  
Web: www.fww.fichtner.de

# **Verstärkte Spundwandkorrosion am Reiherstieg in Hamburg (Biokorrosion)**

Dr. rer. nat. Martin Kussmaul, Dipl.-Ing. Thomas Schwarz

Iwb Ingenieurgesellschaft mbH, Deutschland

## **1 Einleitung**

Im Rahmen einer Bauwerksinspektion nach VV-WSV 2101 durch die Poldergemeinschaft Hohe Schaar wurden an der Hochwasserschutzanlage der Getreideterminale Hamburg GmbH und Co. KG (GTH) erhebliche Korrosionsschäden an den Spundwandprofilen und Stahlpfählen festgestellt. Die stärksten Abrostungen wurden im Niedrigwasserbereich als Folge von mikrobiell induzierter Korrosion (MIC) beobachtet. Aufgrund der Durchrostungen war die Funktion des Hochwasserschutzes beeinträchtigt.

Im Rahmen einer Instandsetzungsmaßnahme zur Wiederherstellung des Hochwasserschutzes wurde die bestehende HWS-Anlage auf einer Länge von ca. 220 m saniert.

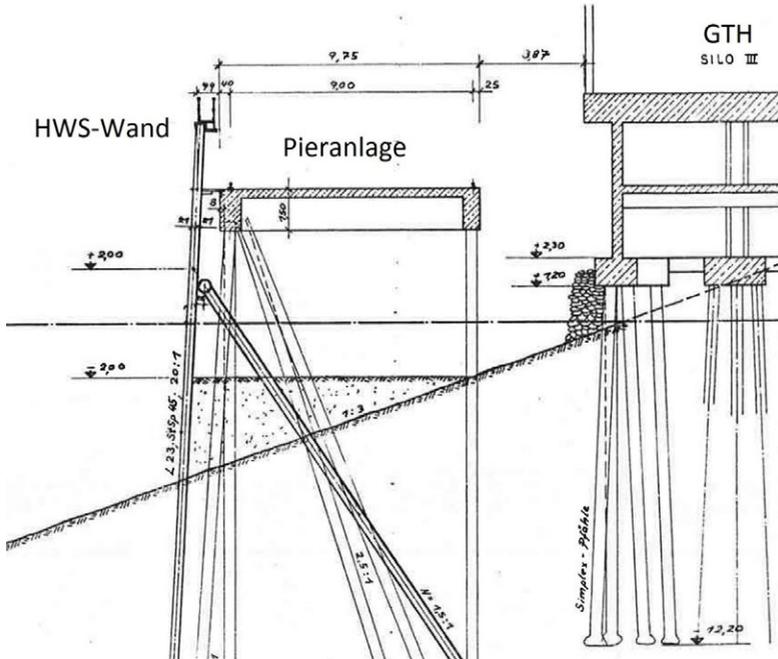
## **2 Standortbeschreibung**

### **2.1 HWS-Wand GTH**

Im Jahr 1978 wurde die ca. 220 m lange private Hochwasserschutzanlage im Bereich des GTH-Terminals als Bestandteil des Polders Hohe Schaar errichtet. Die HWS-Anlage wurde hierbei der vorh. Pieranlage, die für den Getreideumschlag genutzt wird, vorgesetzt (s. Abbildung 1).

Am Ost- und Westende der Anlage befindet sich jeweils ein Hochwasserschutzschieberschacht, durch die die Binnen- und Außenwasserstände miteinander kommunizieren. Im Hochwasserfall (> NN +4,0m) werden die Schieber geschlossen, um eine Überflutung des Polders zu verhindern.

Die Spundwände (i.d.R. U-Profile, Larsson 23) und Pfähle (Profil PSt350/12-9) wurden ohne Korrosionsschutz eingebaut (s. Abbildung 2).



**Abbildung 1: Schematischer Schnitt der HWS-Anlage am Verladepier der Fa. GTH (Höhenangaben in mNN, Maßangaben in m).**

Bis etwa Ende der 1980er Jahre wurde von GTH Getreide über Seeschiffe importiert und durch Getreidesauger verladen. Beim Saugvorgang kam es damals nur zu geringen Getreideverlusten an der Pieranlage. Danach wurde GTH als Exportterminal genutzt. Der Getreideumschlag auf die Seeschiffe erfolgte nun über mobile Verladebrücken durch Verblasen. Im Zuge des Verblasens gelangte durch Undichtigkeiten kontinuierlich Getreide unter die Pieranlage.



**Abbildung 2: Vorgesetzte HWS-Anlage am Verladepier der Fa. GTH.**

## 2.2 Wanddickenmessungen

Nach Feststellung der Schäden wurden umgehend Wanddickenmessungen mittels Ultraschall durchgeführt. Die Dickenmessungen wurden an 3 beliebigen Spundwandprofilen von der Wasserseite aus von NN  $\pm 0$ m bis NN -3m alle 20 cm durchgeführt. Pro Messebene wurden 10 Einzelmessungen mit je 3 Wiederholungen ausgeführt. Nachfolgend sind die ermittelten Restdicken der Spundwandrücken mit den zugehörigen Abrostungsraten dargestellt.

**Tabelle 1: Wanddickenmessung mit Angabe der Abrostungsrate.**

Spundwand Larsson 23	Restdicke	Abrostungsrate	Mittlere Abrostungsrate EAU 1996 (Süßwasser)
Rücken (d = 11,5mm)	0 – 8 mm	0,09 – 0,31 mm/a	0,02 mm/a
Steg (d = 10mm)	0 – 6 mm	0,11 – 0,27 mm/a	

Die Messungen zeigten die höchsten Abrostungsraten jeweils im Spundwandtal. Hier waren sowohl die Spundwandrücken als auch die Stege stark geschädigt. Neben einer

flächigen Verringerung der Blechstärke wurden im Bereich von NN -0,2m bis NN -2,0m starke Narbenbildungen mit stellenweiser Durchrostung festgestellt. Aufgrund der mikrobiell induzierten Korrosion wurde die mittlere Abrostungsrate der EAU 1996 für limnische Gewässer deutlich übertroffen [HTG, 1996]. Bei vollständiger Durchrostung betrug die maximale Abrostungsrate an der HWS-Wand 0,31 mm/a.

### 2.3 Auftreten der Korrosionserscheinungen

Korrosion tritt vorwiegend im Niedrigwasserbereich auf (s. Abbildungen 3 und 4). Hier ist ausreichend Wasser und ein Wechsel von sauerstoffreichen und -reduzierten Verhältnissen gegeben, so dass sowohl reduktive als auch oxidative biologische Prozesse nebeneinander ablaufen können.

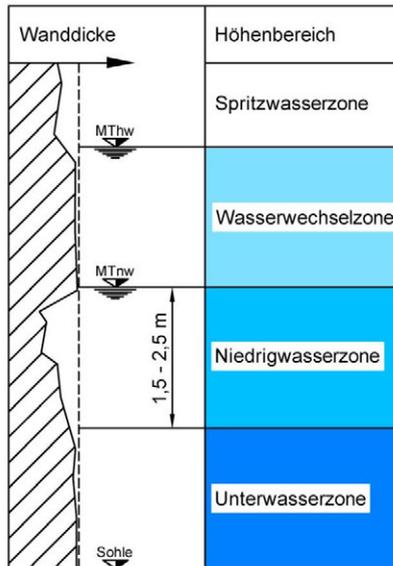


Abbildung 3: Typisches Abrostungsprofil von Spundwänden nach [KARIUS, R. 1999].



**Abbildung 4: Links: Spundwandkorrosion mit tlw. vollständiger Durchrostung. Rechts: Durchrostung eines Rückverankerungspfahls. Höhenlage der Korrosion bei ca. NN -1,5m.**

### **3 Stahlkorrosion**

#### **3.1 Rostbildung**

Die Rostbildung ist ein elektrochemischer Prozess, der immer dann abläuft, wenn ein Metall mit einer elektrisch leitenden Flüssigkeit (Elektrolyt) in Kontakt kommt. Über die Grenze zwischen Metall und Elektrolytlösung (Phasengrenze) können Elektronen und Ionen in beiden Richtungen ausgetauscht werden. Die im Wasser vorhandenen Wasserstoffionen können somit dem Metall Elektronen entziehen und es entstehen das lösliche Eisen II ( $\text{Fe}^{2+}$ ) und Wasserstoff ( $\text{H}_2$ ).

Der Rostvorgang wird zudem durch die Anwesenheit von Salzen beschleunigt, da diese die Leitfähigkeit des Wassers erhöhen. Die Wanderung der Ionen im Wasser ist wichtig für den Korrosionsprozess, andernfalls wäre der Stromkreis unterbrochen und die Korrosion käme schnell zum Erliegen.

#### **3.2 Mikrobiell induzierte Korrosion (MIC)**

Biologische Aktivität geht mit der Bildung eines Biofilms einher, in dem sich je nach Umweltbedingungen unterschiedlichste Organismen wie Bakterien, Algen und Pilze ansiedeln können. Biofilme bestehen aus bakteriell gebildeten, exopolymeren Substanzen (EPS), die eine Anheftung an die Stahloberfläche gewährleisten, sowie aus Ablagerungsprodukten der Eisenfällung. Je nach Verfügbarkeit von Sauerstoff finden im Biofilm reduktive sowie oxidative Umsetzungsprozesse statt [FLEMMING, H.-C., 2011].

Getreide dient für die Mikroorganismen als Substrat und besitzt u.a. folgende für die Eisenoxidation relevanten Nährstoffgehalte:

Schwefelgehalt ca. 0,11 - 0,17 %

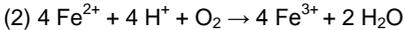
N:S-Verhältnis ca. 11 - 18

Proteingehalt = ca. 8,0 bis 11,5 %

Beim mikrobiellen Abbau von Getreide werden u.a. Salpetersäure und Schwefelsäure sowie organische Säuren als Endprodukte gebildet. Dabei kann es zu einer erheblichen Absenkung des pH-Werts auf bis zu pH 2 kommen. Dies führt zu einem Anstieg der Wasserstoffionenkonzentration und somit zu einem verstärkten Säureangriff auf das Metall [BINDER, G.; GRAFF, M., 1995].

Einige wichtigste, an der Eisenkorrosion beteiligten Prozesse, sind nachfolgend vereinfacht am Schwefel- und Eisenkreislauf dargestellt:

Aerobe biologische Prozesse (z.B. Gattung Thiobacillus):



Thiobacillen sind u.a. in der Lage unter aeroben Bedingungen Schwefelwasserstoff und Eisen II zu Schwefelsäure bzw. Eisen III zu oxidieren. Dabei tolerieren die Mikroorganismen pH-Werte von 2-6.

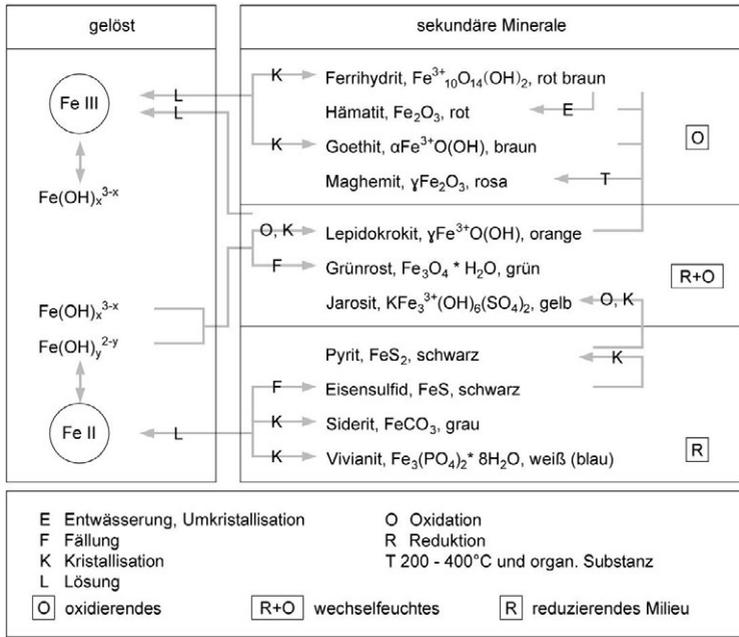
Anaerobe biologische Prozesse (z.B. Gattung Desulfovibrio):



Desulfovibrio setzt bei Sauerstofflimitierung Wasserstoff und Sulfat zu Schwefelwasserstoff um. Von den Organismen werden ebenfalls pH-Werte von 2-6 toleriert.

Bildung sekundärer Mineralien

Aus den Zwischenprodukten der biologischen Prozesse können unter bestimmten Voraussetzungen sekundäre Minerale gebildet werden, die sich an der Metalloberfläche niederschlagen. Grundbausteine sind hierfür Eisen II- und Eisen III-Hydroxide (s. Abbildung 5).



**Abbildung 5: Bildungswege der wichtigsten Eisenminerale.**

Zu den wichtigsten Ablagerungen im Bereich der Wasserwechselzone zählen u.a. Eisensulfide (reduziertes Milieu), Lepidokrokit und Grünrost (wechselfeucht) sowie Ferrihydrit und Goethit (oxidiertes Milieu).

## 4 Sanierungsmaßnahme

### 4.1 Ausführung

Nachfolgend wird der Ablauf der Sanierungsmaßnahme beschrieben. Die Arbeiten wurden unter laufendem Umschlagsbetrieb der GTH sowie unter Schiffsverkehr durchgeführt. Mit Behinderungen war zudem durch die zahlreichen Gründungspfähle, die beengten Arbeitsräume sowie die großen Förderwege innerhalb der Baustelle zu rechnen.

#### 4.1.1 Wasserseitige Spundwandabdichtung

Die im Rahmen einer Bauwerksuntersuchung festgestellten Durchrostungen lagen in einem Höhebereich von ca. NN -1m bis NN -2m. Nach Reinigung der Spundwandoberfläche

(Hochdruckwasser) wurden bei wechselnden Wasserständen Bleche mittels Hammerkopfschrauben aufgeschraubt (s. Abbildung 6). Wegen der starken Narbenbildung wurden ca. 2 cm dicke Neoprendichtungen zwischen gelegt.

Die Spundwandabdichtung erfolgte als temporäre Maßnahme für die Bauzeit. Durch die Dichtelemente sind Wasserüberdrücke bis zu 5 kN/m<sup>2</sup> abzutragen.



**Abbildung 6: Wasserseitige Spundwandabdichtung durch aufgeschraubte Stahlbleche.**

#### **4.1.2 Schieberschächte – Abdichtung und Sanierung**

Als bauzeitliche Abdichtung wurden die Schieberschächte von der Wasserseite aus mit Stahlplatten verschlossen. Zur Befestigung waren am Bauwerk Stehbolzen vorhanden. Die Stahlplatten wurden mit jeweils 2 Notschiebern DN500 ausgestattet, um im Notfall eine Flutung des Baubereiches zu ermöglichen.

Während der weiteren Bautätigkeiten wurden die ebenfalls stark korrodierten Schieberrahmen und Führungen ausgebaut und durch neue ersetzt.

#### **4.1.3 Stauwasserableitung**

Das nach Verschließen der Schieberschächte verbleibende Stauwasser und ggf. durch die Spundwand eindringende Wassermengen sowie zufließendes Grundwasser wurde für den Zeitraum der Sedimenträumung durch eine offene Wasserhaltung gefasst und in den Vorfluter abgeleitet.

#### **4.1.4 Grundwasserhaltung**

Nach der Sedimenträumung und der Reinigung der Bauteile wurde die offene Wasserhaltung durch eine geschlossene Wasserhaltungsanlage ersetzt. Das Grundwasser wurde für den Bodenaushub entlang der Spundwand auf einem 5 m breiten Streifen durch eine Vakuumwasserhaltung bis auf NN -3,5m abgesenkt.

#### **4.1.5 Sedimenträumung**

Im Baubereich standen oberflächlich organische Sedimente in Mächtigkeiten von 0,1 m bis 0,6 m an. Wegen der hohen Wassergehalte wurden die Sedimente mit einem Pumpverfahren aufgenommen und aus dem Baustellenbereich in Schuten gefördert. Das Aushubmaterial wurde nach LAGA M20 analysiert und entsprechend entsorgt.

#### **4.1.6 Baugrubenaushub**

Nach der Sedimenträumung und Absenkung des Stauwassers wurde der sandige Boden auf ca. 5 m Breite entlang der Spundwand bis NN -3,0m ausgebaut.

#### **4.1.7 Spundwandverstärkung**

Die vorhandene Spundwand wurde durch Einschweißen von Trägerprofilen, die das Widerstandsmoment der Spundwand vollständig ersetzen und eine gleich- od. höherwertige Stahlgüte aufwies (Wy=1500cm<sup>3</sup>, StSp45=S275), in jedem landseitigen Spundwandtal verstärkt. Die Verstärkung erfolgte zwischen NN -0,1m und NN -2,9m.

Vorbeugend gegen erneute Korrosionsschäden wurde die Konstruktion anschließend mit Stahlbeton von NN ±0,0m bis NN -3,0m eingefasst. Die landseitige Schalung wurde mit GFK-Elementen hergestellt, die am Bauwerk als Korrosionsschutz verblieben (s. Abbildung 7).



**Abbildung 7: Einbetonieren der Stahlkonstruktion von NN -0,1m bis NN -2,9m.**

#### **4.1.8 Pfahlverstärkung**

Die vorhandenen Stahlpfähle wurden hinsichtlich der Abrostungsraten untersucht. Einige Pfähle waren weniger von Korrosion betroffen, so dass diese nicht verstärkt, sondern nur einbetoniert wurden.

Die Pfähle, Profil PSt350/12-9, mit starken Korrosionsschäden wurden durch Einschweißen von Trägerprofilen, die das Widerstandsmoment der Pfähle vollständig ersetzen und eine gleich- od. höherwertige Stahlgüte aufwiesen (St37) verstärkt. Die Verstärkung erfolgte mit 2,5 m langen Trägerenden oberhalb NN -3,0m (s. Abbildung 8).

Vorbeugend gegen erneute Korrosionsschäden wurde die Konstruktion anschließend mit Vergussbeton eingefasst. Die Schalung wurde mit PVC-Rohrhalbschalen hergestellt, die am Bauwerk als Korrosionsschutz verblieben.



**Abbildung 8: Spundwand- und Pfahlverstärkungen durch Einschweißen von Stahlträgern.**

#### **4.2 Kosten**

Die Kosten für die Sanierung der 220 m langen HWS-Wand betragen ca. 1,5 Mio. € netto.

#### **Literatur**

**Binder, G.; Graff, M.;** Mikrobiell verursachte Korrosion an Stahlbauteilen, *Materials and Corrosion* 46, 1995, 639-648.

**Flemming, H.-C.;** Microbial biofouling - unsolved problems, insufficient approaches and possible solutions. In: *Flemming, Wingender, J., H.-C., Szewzyk, U. (eds.): Biofilm Highlights. Springer Int. Heidelberg, New York, 2011, 81-109.*

**HTG;** Empfehlung E 35 der Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 1996, *Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 9. Auflage.*

**Karius, R.;** Korrosionsschutz, *HANSA International Maritime Journal*, 136. Jahrgang, Heft Nr. 4, Seite 57.

---

Autoren

---

Dr. rer. nat. Martin Kußmaul

[m.kusssmaul@iwb-ingenieure.de](mailto:m.kusssmaul@iwb-ingenieure.de)

Dipl.-Ing. Thomas Schwarz

[t.schwarz@iwb-ingenieure.de](mailto:t.schwarz@iwb-ingenieure.de)

iwb Ingenieurgesellschaft mbH

Kajen 12

[www.iwb-ingenieure.de](http://www.iwb-ingenieure.de)

20459 Hamburg

Tel.: 040 369854-0

# Kolkсанierung an der Wehranlage Wieblingen - Besondere Herausforderungen an die Bauleistik

Carsten Voigt

grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG, Hannover

## 1 Einleitung

### 1.1 Lage des Bauwerks



**Abbildung 1: Lage im Bundeswasserstraßennetz**

Lage bei Neckar-km 22,1 (von 203 km Bundeswasserstraße)

Zweite Staustufe (von 27)

Betreiber: WSA Heidelberg

Auftraggeber: Amt für Neckarausbau, Heidelberg



## 1.2 Historie



**Abbildung 3: Bauzeit 1923 -1926**

Befestigung der natürlichen Gewässersohle mit:

- Betonplatten
- Betonprismen
- Steinwalzen

Ein Tosbecken wurde nicht hergestellt.

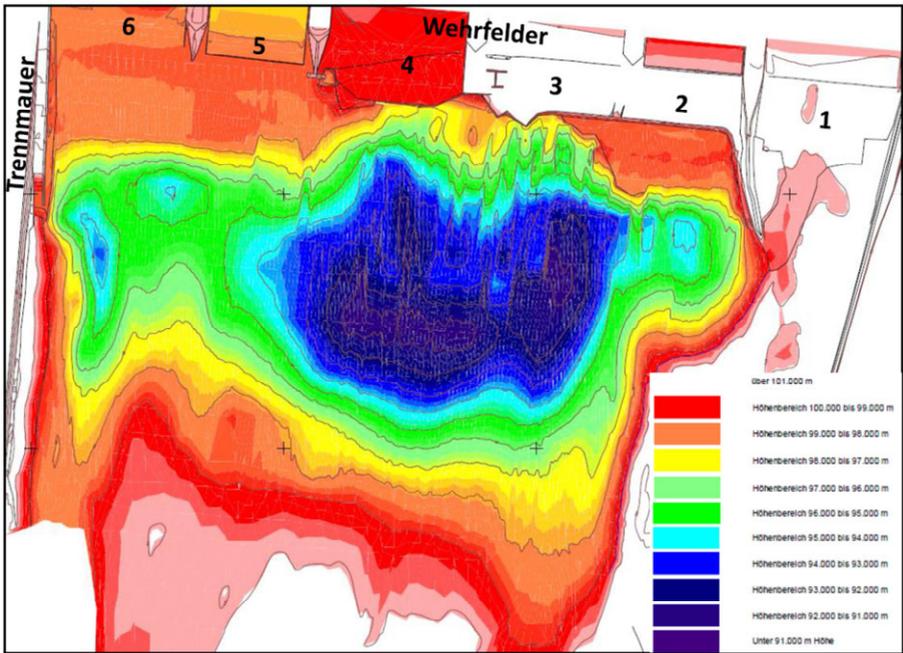


**Abbildung 4: Kolkсанierung 1961**

Sohlbefestigung mit:

- Wasserbausteinen und Drahtgewebe
- Störkörper aus Spundbohlen

### 1.3 Schadensbild



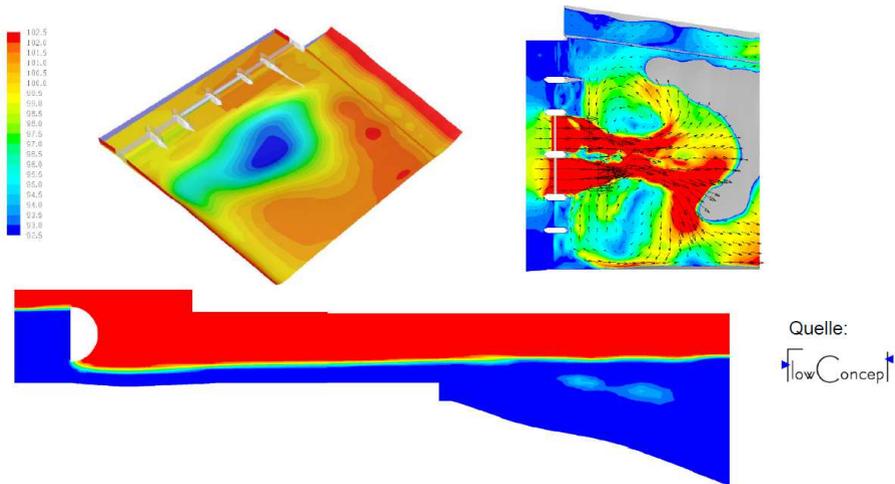
**Abbildung 5: Kolkiefendarstellung**

Die Kolkiefe beträgt bis zu 8 m (Stand 2013) bezogen auf die ursprüngliche Sohlhöhe.

Durch den Kolk ist die Standsicherheit der Wehranlage und der Trennmauer gefährdet.

## 2 Planung

### 2.1 Ursachenforschung



**Abbildung 6: Numerische Simulation eines Hochwasserereignisses**

- Rekonstruktion mehrerer Hochwasserereignisse unter Berücksichtigung der Wehrsteuerung
- numerische Simulation mit einem 2-Phasenmodell (Luft / Wasser) der maßgebenden Abflusssituationen

→ Ermittlung maximaler Strömungsgeschwindigkeiten von ca. 4 m/s auf Sohlhöhe

## 2.2 Planungsrandbedingungen

- Große Abflussschwankungen / starke Wasserspiegelschwankungen im Unterwasser
- Wasserabfuhr bis Mittelwasserabfluss (ca. 150 m<sup>3</sup>/s) über Kraftwerk Schwabenheim und Wehrkraftwerk
- Altneckar ist nicht schiffbar
- „Insel“ ist Natur- und Landschaftsschutzgebiet
- Einengung des Seitenkanals um max. eine Schiffsbreite zulässig
- 2 Zuwegungen werden vom Betreiber (WSA Heidelberg) gefordert, da ein sicheres Arbeiten und Bewegen hinter geöffneten Wehrverschlüssen nicht möglich ist.
- Baubehelfe möglichst hochwasserneutral
- Baugrund aus mittelfesten Kiesen und sehr festen Geröllen

Aufgrund weiterer Auskolkungen wurde die Dringlichkeit der Maßnahme 2012 hochgestuft und eine Aufteilung in mehrere Lose festgelegt, um kurzfristig auf weitere Veränderungen reagieren zu können:

Los 1: Baustellenzuwegung (Baubeginn 12/2013; Fa. Michael Gärtner, Ebersbach)

Los 2: Mindestkolsicherung; Herstellung der Spundwände an der Wehrsohle und der Trennmauer (Baubeginn 08/2014; Früh Ingenieurbau, Mannheim)

Los 3: Kolkverbau, Restmaßnahmen (Spundwandarbeiten, Sohlsicherungsarbeiten)

## 2.3 Sanierungskonzept

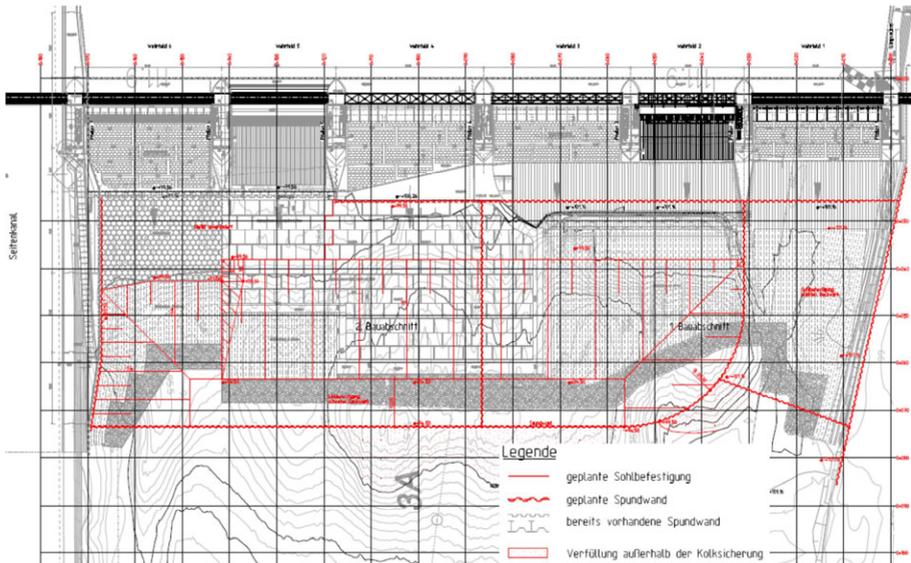
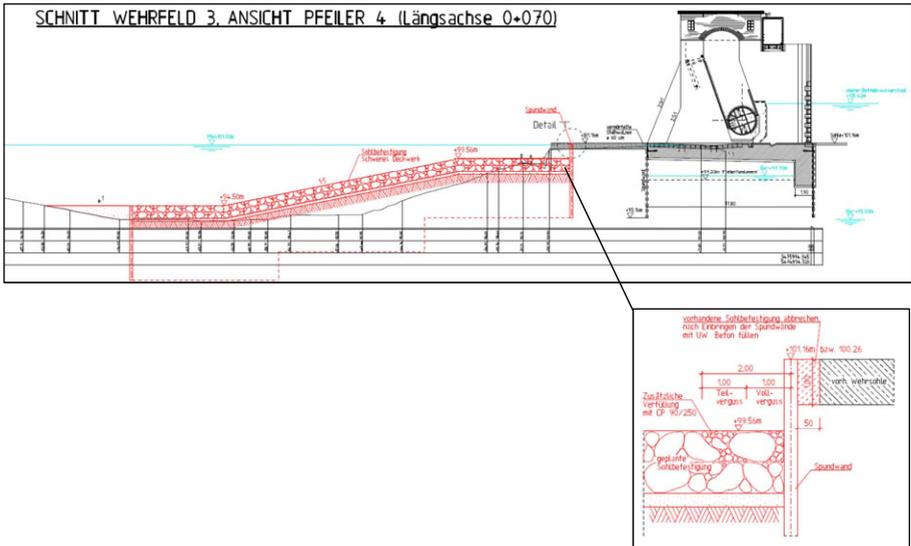


Abbildung 7: Sanierungskonzept

- Erhalt des Kolks als „natürliches“ Tosbecken (Herstellung einer beschreibbaren Geometrie)
- Befestigung des Kolks
- Sicherung der Ränder mit Spundwänden
- Einbau einer Leitspundwand zwischen Wehrfeld 1 und 2 zum Schutz der „Insel“



**Abbildung 8: Schnitt eines Wehrfeldes**

- Befestigung des Kolks mit schweren Wasserbausteinen (HMB 300/1000) auf einem Kiesfilter
- Sicherung der Übergänge zu Spundwänden mit Verklammerung und Vollguss durch Vergussmörtel
- Anschluss der Spundwände an die Wehrsohle mit Unterwasserbeton und Stahlkopfbolzen
- Spundwände Wehrsohle: Z-Profil  $W \geq 3600 \text{ cm}^3/\text{m}$ , S355 GP, L= 10,0 m
- Spundwände Trennmauer: Z-Profil  $W \geq 3600 \text{ cm}^3/\text{m}$ , S355 GP, L= 14,5 m
- Spundwände Leitwand: U-Profil  $W \geq 2000 \text{ cm}^3/\text{m}$ , S355 GP, L= 12,8 m
- sonstige Spundwände: U-Profile  $W \geq 800 \text{ cm}^3/\text{m}$ , S355 GP, L= 6,0 bis 7,5 m

## 2.4 Logistikkonzept



**Abbildung 9: Lageplan mit Logistikkonzept**

1. Zuwegung von Süden über die B37 mit:
  - Abfahrtsrampe mit Einbahnverkehr
  - Behelfsbrücke 24 x 6m über den Kraftwerkskanal
  - aufgeständerte Verladeplattform 24 x 12m zum Umschlag auf schwimmendes Gerät
  - Abfahrtsrampe zur Wehrsohle 12 x 6m
  - 4 Vertäudalben mit Schwimmpollern
2. Zuwegung von Norden per Kranschiff vom Seitenkanal mit:
  - Vertäudalben mit Schwimmpollern

So ist sichergestellt, dass jederzeit Wasserabfuhr über die Wehrfelder möglich ist, wo nicht gearbeitet wird.

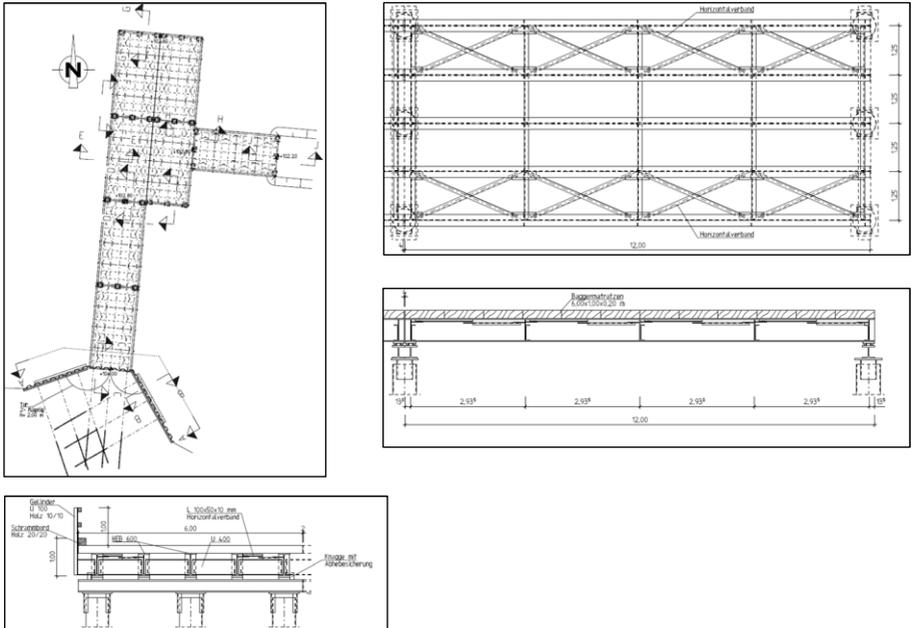


Abbildung 10: Brücke und Verladeplattform

- Nutzlasten: LM1 bzw. Kettenfahrzeug 100t
- Elemente als Stahlträgerroste 12 x 6m.
- Belag aus Baggermatratzen (Bongossi)
- Gründung auf Stahlrohrpfählen



### 3 Bauausführung

#### 3.1 Los 1 Baustellenzuwegung



**Abbildung 12: Ausgangssituation am Südufer  
(Blick vom Wehrsteg über den Kraftwerkskanal)**



**Abbildung 13: Herstellen der Abfahrtsrampe**

**Abbildung 13: Herstellen der Abfahrtsrampe**



**Abbildung 14: Herstellung des Brückenwiderlagers als rückverankerte Spundwand  
(Blick vom Wehrsteg)**



**Abbildung 15: Herstellen der Brückengründung mit Stahlrammpfählen**



**Abbildung 16: Einhub des ersten Überbauelementes**



**Abbildung 17: Montage des Fahrbahnbelags aus Baggermatrazen (Bongossi)**



**Abbildung 18: Herstellung der Gründung der Verladeplattform mit Stahlrammpfählen**



**Abbildung 19: Fertiggestellte Brücke, Verladeplattform und Abfahrtsrampe**



**Abbildung 20: Vertäudalben mit Schwimmpollern an der Verladeplattform und an der Trennmauer**



**Abbildung 21: Die Baustellenzuwegung ist einsatzbereit**

### 3.2 Los 2: Mindestkollsicherung



Abbildung 22: Sägeschnitte im Beton zur Erstellung des Rammgrabens



Abbildung 23: Eingebaute Spundwand

### 3.3 Los 3: Kolkverbau

## Jedes Hochwasser verschärft die Situation

*Spundwände schützen das Wehr – Zwölf Meter tiefer Krater im Altneckar soll verfüllt werden*

tt. Bis das neue Wehr in Betrieb gehen kann, werden mindestens noch 15 Jahre vergehen. So lange muss die alte Anlage aus den 1920er Jahren noch gepflegt werden. Deshalb stehen jetzt Arbeiten am vierten Wehrfeld – von der Bergheimer Seite aus gezählt – an. Die Gegenführungsschienen, auf denen die Walzen hinauf- und herunterfahren und so den Wasserstand regulieren, müssen erneuert werden. Die Arbeiten dafür sollen in den nächsten Wochen beginnen. Bereits seit Sommer 2014 wird unterhalb des Wehres gearbeitet: Durch einen Krater, der durch die Strömung entsteht, war die Standsicherheit des Wehres gefährdet. Nun werden Spundwände eingebracht, um es zu sichern.

„Wir haben – im Gegensatz zu den anderen Anlagen am Neckar – in Wieblingen einen Untergrund aus Kies. Durch die sehr große Strömung und eine

hohe Fließgeschwindigkeit am Wehr wird der Kies im Unterwasser weggespült und bildet die Schwemmseln“, erklärt Jörg Huber vom Wasser- und Schifffahrtsamt. Mittlerweile ist so viel Kies ausgeschwemmt worden, dass sich ein teilweise elf bis zwölf Meter tiefer Krater – ein so-

genannter Kolk – gebildet hat. Da von den Seiten immer mehr Material abgetragen wird, waren sowohl die Trennwand zum Neckarkanal als auch die Wehrsohle unterspült. „Teilweise ist die Unterspülung drei Meter tief und die Betonplatten des Wehrvorbodens brechen ab“, berichtet

Huber. Deshalb muss der Krater mit großen Natursteinen verfüllt werden. Doch dafür braucht es ein Planfeststellungsverfahren. „Das Verfahren läuft, aber wir konnten nicht mehr bis zum Abschluss warten. Denn das Wehr ist noch standsicher, doch jedes Hochwasser könnte die Situation verschärfen“, so Huber. Deshalb werden nun zunächst zehn Meter lange Spundwände in den Boden gerammt, um das Bauwerk vor dem Abrutschen zu sichern. Nach Abschluss des Planfeststellungsverfahrens kann dann der Krater verfüllt werden.



Mit einem Bagger werden – sofern es der Wasserstand zulässt – Spundwände zur Sicherung des Wehres in den Kiesboden gerammt. Foto: Rothe

Quelle: RNZ 13.04.2015

Autor

Dipl.-Ing. Carsten Voigt

c.voigt@grbv.de

grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG

Expo Plaza 10

30539 Hannover

www.grbv.de

Tel.: 0511 984 94-0



# **Projekt Neue Schleusen DEK-Nord – 100 Jahre alte Schleusen sind zu ersetzen**

Birgit Maßmann

Wasserstraßen-Neubauamt (WNA) Datteln

## **1 Die Dortmund-Ems-Kanal Nordstrecke**

Eine der bedeutendsten künstlichen Wasserstraßen in Deutschland ist der Dortmund-Ems-Kanal (DEK). Er verbindet über den Rhein-Herne-Kanal (RHK) und den Wesel-Datteln-Kanal (WDK) das Ruhrgebiet mit den Seehäfen Emden, Bremen und Hamburg. Bei Bergeshövede liegt der Anschluss an den Mittellandkanal (MLK), welcher die Verbindung zu den Industrieregionen in Mittel- und Ostdeutschland herstellt (vgl. Abb. 1). Der südliche Teil des DEK kann von Datteln bis Bergeshövede bereits seit Juli 2007 vom Großmotorgüterschiff (GMS) mit 2,50 m Abladetiefe befahren werden.

Auch die DEK-Nordstrecke von Bergeshövede bis Papenburg soll zukünftig für die größeren Schiffsklassen befahrbar werden. Auf der Nordstrecke des DEK sind zurzeit von Bergeshövede bis Gleesen Schiffe mit Abmessungen bis zu 100 m Länge und 9,65 m Breite, bei einer maximalen Abladetiefe von 2,70 m zugelassen. Die transportierte Gütermenge betrug in den vergangenen Jahren im Mittel rd. 4,5 Mio. Tonnen. Hinzu kommen in den Sommermonaten viele Sportboote. Bis zum Jahr 2025 ist auf diesem Abschnitt des DEK-Nord ein Transport von rd. 6 Mio. Gütertonnen prognostiziert. Ziel ist es, die Bedeutung der DEK-Nordstrecke für das deutsche Wasserstraßensystem sicherzustellen und auszuweiten, damit Investitionen wie der Eurohafen Emsland, die Hafenerweiterung in Spelle oder das Güterverteilzentrum und die Raffinerie in Lingen voll zum Tragen kommen können.

Dafür hat die zuständige Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) ein Gesamtkonzept erarbeitet, das alle Voraussetzungen schafft, um künftig die DEK-Nordstrecke immer dann an den Schiffsverkehr und das Schiffsgrößen-Wachstum anzupassen, wenn weiterer Bedarf entsteht. Hierzu gehören Maßnahmen an den Strecken, Grundinstandsetzungen an Schleusen sowie Brückenhebungen.

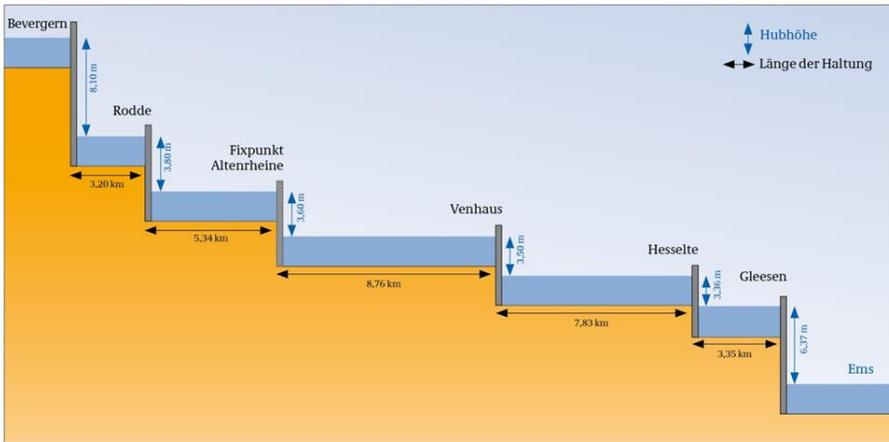
## 2 Projekt Neue Schleusen DEK-Nord

Ein wesentlicher Baustein ist jedoch das Projekt Neue Schleusen DEK-Nord, d.h. der Neubau von Schleusen, die noch nicht über zukunftsorientierte Abmessungen verfügen und deren Lebensdauer nach rd. 100 Jahren abgelaufen ist – konkret der Neubau der Schleusen Bevergern, Rodde, Venhaus, Hesselte und Gleesen. Die ebenfalls in diesem Streckenabschnitt liegende Schleuse Altenrheine wurde bereits 1974 mit zukunftsorientierten Abmessungen erneuert.

Diese sechs Kanalstufen in diesem südlichen Abschnitt der Nordstrecke werden auch als „Schleusentreppe Rheine“ bezeichnet (vgl. Abb. 2).



Abbildung 1: Der Dortmund-Ems-Kanal



**Abbildung 2: Schleusentreppe Rheine**

Aufgrund des hohen Betriebsalters und des schlechten baulichen Zustandes besteht der dringende Bedarf, die o.g. fünf Schleusen durch neue Bauwerke zu ersetzen. Der Ausfall einer Schleuse würde eine dauerhafte Unterbrechung der Nordstrecke bedeuten, da keine zweiten Schleusen mit ausreichenden Abmessungen mehr zur Verfügung stehen. Mit Abbildung 3 wird ein Überblick über die Örtlichkeit in Gleesen gegeben.

Die Schleusen werden in einem zukunftsorientierten, einheitlichen Standard von 140 m Kammerlänge und 12,50 m Kammerbreite gebaut. Ihre Vorhäfen müssen mit bautechnisch hohem Aufwand angepasst werden.

Gemeinsam mit der Region als starker Partner konnte die WSV – vertreten durch das Wasserstraßen-Neubauamt (WNA) Datteln – das Projekt ohne zeitlichen Aufschub zum 01.01.2008 starten. Hierzu wurde im Jahr 2007 ein Vertrag zwischen Bund, Land Niedersachsen, Landkreisen, Städten und Gemeinden sowie der regionalen Wirtschaft geschlossen, welcher eine Beteiligung der Region an den Personalkosten regelt. Über einen projektbegleitenden Steuerungsausschuss wird eine kontinuierliche und umfassende Information der Region zum Projektablauf sichergestellt.

Für die Projektumsetzung wurde eigens dafür beim WNA Datteln eine Projektgruppe mit einer Sollstärke von 16 Personen (Region und WSV) eingerichtet.

Der Bund hat die Maßnahmen bereits im April 2007 in den „Investitionsrahmenplan bis 2010 für die Verkehrsinfrastruktur des Bundes (IRP)“ aufgenommen, da diese einen dringend notwendigen Beitrag zur Substanzerhaltung leisten und gleichzeitig der Verbesserung der Gesamtwirtschaftlichkeit durch größerer Fahrzeugeinheiten und damit einhergehender rationellerer Verkehrsabläufe dienen.



**Abbildung 3: Luftbildaufnahme vorhandene Schleusenanlage Gleesen**

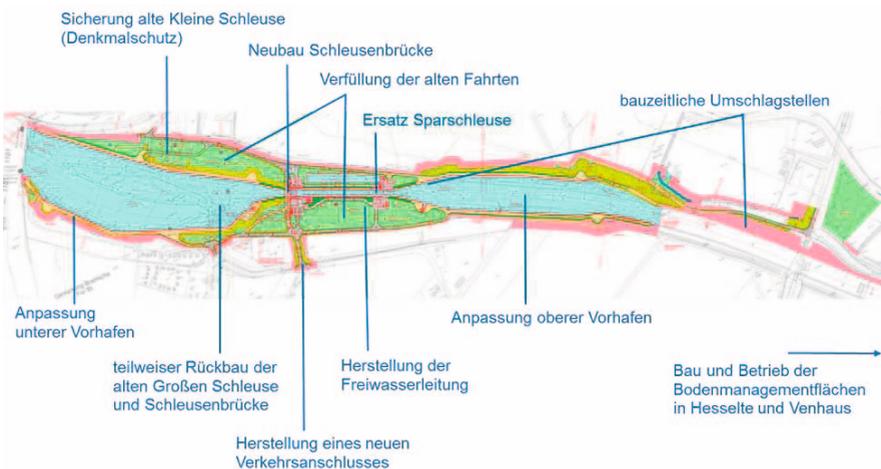
### **3 Teilmaßnahmen an den Schleusenstandorten**

An jedem Schleusenstandort fallen folgende Teilmaßnahmen an:

- Schleusenbau
- Bau einer Schleusenbrücke
- Anpassung der Vorhäfen und Liegestellen
- Bau einer Freiwasserleitung mit Ein- und Auslaufbauwerk

- Umwandlung von Land- zu Wasserflächen und umgekehrt
- Abbrucharbeiten im Bereich der alten Schleusenanlagen
- Geländeanpassungen und Herstellung von Verkehrsflächen
- Herstellung und Betrieb von Bodenmanagement- und Ablagerungsflächen
- Durchführung von Kompensationsmaßnahmen

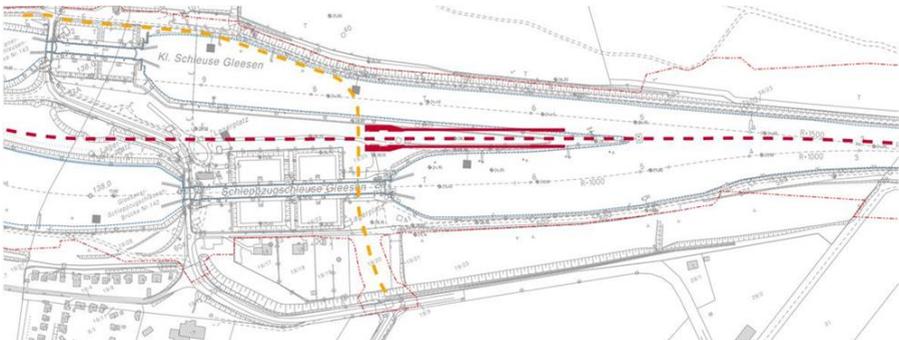
Für den Standort Gleesen hier in Abbildung 4 dargestellt:



Die Konstruktion der neuen Schleusenbauwerke in Bevergern und Gleesen erfolgt wegen der größeren Fallhöhen vollständig in Stahlbeton und aus Gründen der Wasserbewirtschaftung mit Sparbecken. Die Kammern der Schleusen in Rodde, Venhaus und Hesselte werden aufgrund ihrer geringeren Fallhöhen in Spundwandbauweise hergestellt. Hier sind keine Sparbecken erforderlich.

Alle fünf neuen Schleusenbauwerke werden trotz unterschiedlicher Fallhöhen technisch gleichartig konzipiert und mit möglichst vielen identischen Bauteilen ausgestattet. Diese Standardisierung ist sowohl für die Herstellungskosten als auch für Betrieb und Unterhaltung von Vorteil.

Eine wesentliche Anforderung für ihre Lagebestimmung ist die Vorgabe, die Bauausführung unter laufendem Schifffahrtsbetrieb erfolgen zu lassen. Daher muss die Betriebssicherheit der vorhandenen Schleusen an jedem Standort während der Gesamtmaßnahme bis zur Inbetriebnahme der neuen Schleuse gewährleistet sein. Somit ergeben sich bautechnische Mindestabstände zwischen den beiden Bauwerken (vgl. Abb. 5).



**Abbildung 5: Lage der neuen Schleuse Gleesen**

Allen Standorten gemeinsam ist die nahezu parallele Lage der alten Kleinen und der alten Großen Schleuse. Der Verkehr läuft derzeit ausschließlich über die alten großen Schleusen, die alten kleinen Schleusen sind außer Betrieb und in Rodde auch bereits verfüllt.

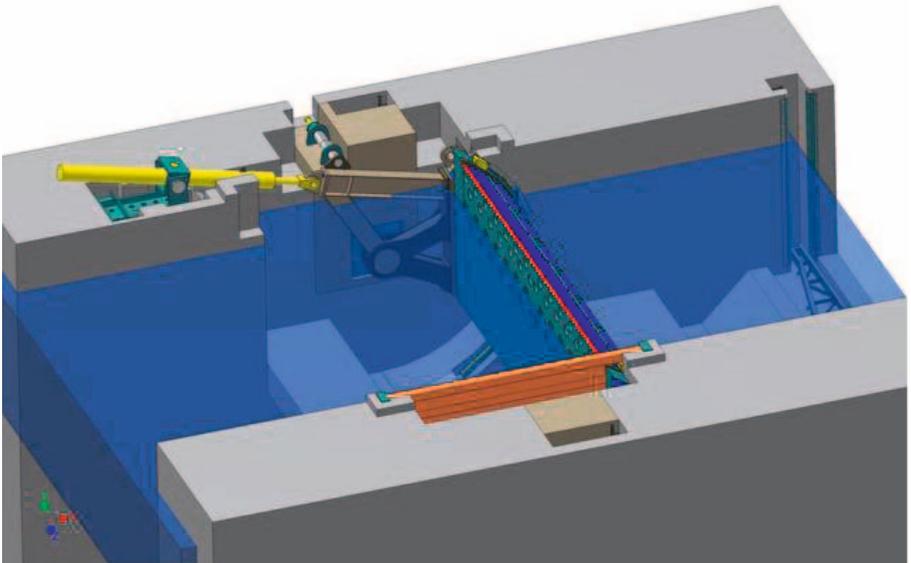
#### **4 Schleusenkonzeption und Standardisierung**

Auf der Grundlage von Vorentwürfen wurde eine einheitliche Schleusenkonzeption für die Sparschleusen sowie die Schleusen geringer Hubhöhe erarbeitet. Die Schleusenkonzeption behandelt das hydraulische System, die Anordnung der Sparbecken (abgerückt oder integriert), die Bauweise der Schleusen (monolithisch oder fugenbehaftet), Art und Bauweise der Verschlüsse, des Stoßschutzes sowie der Antriebe.

Die Schleusenkonzeption wurde insbesondere unter Berücksichtigung der Aspekte Sicherheit und Verfügbarkeit, Betrieb und Unterhaltung sowie Wirtschaftlichkeit erarbeitet.



- ein Untertor als Stemmtor in Riegelbauweise mit Kammerentleerung über integrierte Drucksegmentschütze (einschließlich erforderlicher Energieumwandlungsanlage im Unterhaupt, vgl. Abb. 8),
  - Kammerrevisionsverschlüsse als Dammbalken mit Elementen in Bauhöhe und Bautiefe von 1,0 m (Gewichtsbeschränkung),
  - einen kammerseitigen Anfahrschutz für das Untertor (bei Hubhöhe > 4,0 m einen Balkenstoßschutz mit Parallelanhebung sofern erforderlich und bei Hubhöhe < 4,0 m eine Seilstoßschutzanlage),
4. Als Sparbeckenverschlüsse sind Tafelverschlüsse mit einem auf Planie angeordnetem Antrieb vorzusehen.



**Abbildung 7: Beispiel Oberhaupt DEK-Nord**

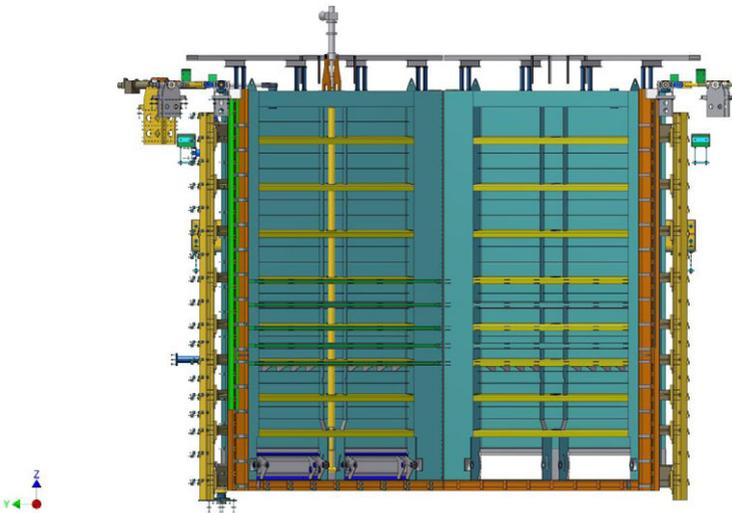


Abbildung 8: Beispiel Untertor DEK-Nord

## 5 Projektentwicklung, Bauausführung und Ausblick

Um den einzelnen Landesbelangen Rechnung zu tragen, wird in jedem Bundesland ein separates Planfeststellungsverfahren durchgeführt, d.h. ein Verfahren in Nordrhein-Westfalen für die Schleusen Bevergern und Rodde und ein Verfahren in Niedersachsen für die Schleusen Venhaus, Hesselte und Gleesen.

Die öffentlich-rechtlichen Randbedingungen aus den Planfeststellungsverfahren bestimmen im Wesentlichen die Entwurfs- und Ausschreibungsbearbeitungen sowie die spätere Bauabwicklung. Konkret sind hier die Anforderungen aus Grunderwerb, Lärmschutz, Erschütterungseinwirkungen, Bodenmanagement- und Bodenablagerungskonzeption in Verbindung mit dem Abfallrecht, Betroffenheiten infolge der Baustellenzufahrten sowie aus dem Artenschutz zu nennen.

Unter Berücksichtigung der einzelnen Restnutzungsdauern wird mit dem aktuellen Zeitziel verfolgt, die letzte der fünf neu zu bauenden Schleusen 2025 in Betrieb zu nehmen und die DEK-Nordstrecke für das GMS – unter Restriktionen in den verbleibenden Streckenabschnitten - frei geben zu können.

Hierzu erarbeitet die Projektgruppe alle Planungsunterlagen unter umfassender Einbeziehung von Ingenieurbüros sowie mit Beratung durch die Bundesanstalten für Wasserbau (Karlsruhe) und für Gewässerkunde (Koblenz). Insbesondere die technischen Planungen für die Entwürfe-AU sowie die Ausschreibungsunterlagen werden in Zusammenarbeit mit der Ingenieurgemeinschaft (INGE) „DEK-Nord - Schleusen“ erarbeitet.

Die Vergabe der Bauleistungen ist im Hinblick auf die öffentlich-rechtlichen Anforderungen und mittelstandsfördernde Vergabeeinheiten in mehreren Bauaufträgen zu den einzelnen Schleusenstandorten vorgesehen. Wesentliche Aspekte bei der Aufteilung der zugehörigen Bauabschnitte sind die Sicherheit bei der Bauabwicklung, die Sicherheit und die Leichtigkeit der Schifffahrt, Gewährleistungsabgrenzungen und nicht zuletzt die durch den Bauherrn zu leistenden Koordinierungsaufgaben und das Schnittstellenmanagement. Für die Unterstützung der WSV bei der Bauüberwachung müssen externe Dienstleister eingebunden werden.

Autor

---

Dipl.-Ing. Birgit Maßmann  
Projektleitung  
Wasserstraßen-Neubauamt Datteln  
Speeckstraße 1, 45711 Datteln

[birgit.massmann@wsv.bund.de](mailto:birgit.massmann@wsv.bund.de)

Tel.: 02363 104-270

*Bisher erschienene Mitteilungshefte  
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik*

**Die meisten Hefte können kostenfrei  
auf unserer Homepage [www.IGB-TUBS.de](http://www.IGB-TUBS.de)  
als PDF heruntergeladen werden!**

- |        |                              |   |
|--------|------------------------------|---|
| Nr. 1  | Scheffler, E.                | <b>Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden</b> , Dissertation, 1976                   |
| Nr. 2  | Frank, H.                    | <b>Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen</b> , Dissertation, 1978                            |
| Nr. 3  | Schnell, W.                  | <b>Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen</b><br>Dissertation, 1979  |
| Nr. 4  | Ruppert, F.-R.               | <b>Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik</b><br>Dissertation, 1980 |
| Nr. 5  | Schuppener, B.               | <b>Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken</b> , Dissertation, 1981                              |
| Nr. 6  | Wolff, F.                    | <b>Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten</b> , Dissertation, 1981                           |
| Nr. 7  | Bätcke, W.                   | <b>Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum</b><br>Dissertation, 1982   |
| Nr. 8  | Meseck, H.<br>Schnell, W.    | <b>Dichtungswände und -sohlen</b> , 1982  |
| Nr. 9  | Simons, H.<br>Ruppert, F.-R. | <b>Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen</b> , 1982  |
| Nr. 10 | Beckmann, U.                 | <b>Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen</b><br>Dissertation, 1982  |
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos            | <b>Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben</b> , Dissertation, 1983   |
| Nr. 12 | Sondermann, W.               | <b>Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde</b><br>Dissertation, 1983   |
| Nr. 13 | Meseck, H.                   | <b>Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts</b><br>1984  |

- Nr. 14 Raabe, W. **Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen**, Dissertation, 1984
- Nr. 15 Fruchtenicht, H. **Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden**, Dissertation, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.  
Meseck, H. **Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**  
1984
- Nr. 17 N.N. **Ablagerung umweltbelastender Stoffe**  
Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985
- Nr. 18 Simons, H.  
Reuter, E. **Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers**, 1985
- Nr. 19 Meseck, H. **Dynamische Pfahltests** - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985
- Nr. 20 Meseck, H. **Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986
- Nr. 21 Balthaus, H. **Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation, 1986
- Nr. 22 Kayser, R.  
Meseck, H.  
Rösch, A., Hermanns, R. **Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen**, 1986
- Nr. 23 Meseck, H. **Dichtwände und Dichtsohlen**  
Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
- Nr. 24 Krause, Th. **Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, Dissertation, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. **Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen**, Dissertation, 1987
- Nr. 26 Reuter, E. **Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren**  
Dissertation, 1988
- Nr. 27 Wichert, H.-W. **Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988
- Nr. 28 Geil, M. **Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand**, Dissertation, 1989

- Nr. 29 Kruse, T. **Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen**, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W. **Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik**, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W.  
Beckefeld, P.  
Sehrbrock, U. **Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen**  
- Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfer, J. **Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. **Schadstoffaustrag aus abgeordneten Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken**  
- **Entwicklung eines Testverfahrens**, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. **Standsicherheitsberechnungen von Böschungen**  
Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.  
Sehrbrock, U. **Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)**  
Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. **Primär- und Sekundärspannungszustände in über konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers**, Diss., 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.  
Hemker, O.  
Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**  
Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.  
Meier, K. **Dynamische Pfahltests**  
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Diss., 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993
- Nr. 41 Rodatz, W.  
Hartung, M.  
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**  
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 Gattermann, J.  
Hartung, M. **IGB-TUBS Lexikon** - Sammlung ca. 5500 geotechnischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch zusammengestellt in 4 Bänden, 4. überarbeitete Auflage 2002

- Nr. 43 Rodatz, W. Hemker, O. Horst, M., Kayser, J. **Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau -** Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
- Nr. 44 Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1994** Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
- Nr. 45 Hartung, M. **Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand** Dissertation, 1994
- Nr. 46 Hemker, O. **Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen,** Dissertation, 1994
- Nr. 47 Voigt, Th. **Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen,** Dissertation, 1994
- Nr. 48 Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1995** Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
- Nr. 49 Kayser, J. **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen,** Dissertation, 1995
- Nr. 50 Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1996** Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
- Nr. 51 Rodatz, W. Knoll, A. **Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen -** Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996
- Nr. 52 Maybaum, G. **Erdruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer,** Dissertation, 1996
- Nr. 53 Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1997** Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
- Nr. 54 Horst, M. **Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen,** Dissertation, 1997
- Nr. 55 Rodatz, W. Gattermann, J. Stahlhut, O. **Messen in der Geotechnik 1998** Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
- Nr. 56 Rodatz, W. Bachmann, M. Rosenberg, M. **Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau** Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998

- Nr. 57 Wienholz, B. **Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998
- Nr. 58 Bachmann, M. **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen**, Dissertation, 1998
- Nr. 59 Gattermann, J. **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60 Rodatz, W.  
Ernst, U.  
Huch, T., Kirsch, F. **Pfahl-Symposium 1999**  
Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61 Knoll, A. **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Plaßmann, B. **Messen in der Geotechnik 2000**  
Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63 Rodatz, W.  
Rosenberg, M.  
Schulz, Th. **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000  
Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme**  
Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64 Stahlhut, O. **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000
- Nr. 65 Rodatz, W.  
Huch, T.  
Kirsch, F., Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**  
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67 Plaßmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68 Gattermann, J.  
Bergs, T.  
Witte, M. **Messen in der Geotechnik 2002**  
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69 Rosenberg, M.  
Bergs, T.  
Scholz, C. **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002  
- Qualitätssicherung und Innovation**  
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70 Schulz, T. **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002



- Nr. 84     Stahlmann, J.     **Pfahl-Symposium 2007**  
Gattermann, J.     Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007  
Fritsch, M.; Fischer, J.
- Nr. 85     Kluge, K.     **Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations**  
– **Scale Model Investigations**, Dissertation, 2007
- Nr. 86     Fritsch, M.     **Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in**  
**dynamisch belasteten Pfählen**, Dissertation, 2008
- Nr. 87     Stahlmann, J.     **Messen in der Geotechnik 2008**  
Gattermann, J.     Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008  
Bruns, B.
- Nr. 88     Stahlmann, J.     **Pfahl-Symposium 2009**  
Gattermann, J.     Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009  
Fischer, J.
- Nr. 89     Schmitt, J.     **Spannungsverformungsverhalten des Gebirges**  
**beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild**  
Dissertation, 2009
- Nr. 90     Stahlmann, J.     **Stahl im Wasserbau 2009**  
Rosenberg, M.     Fachseminar in Braunschweig am 15. und 16. Oktober 2009
- Nr. 91     Kimme, N.     **Prefailure Behaviour of Rock at Rockburst Hazard Areas**  
– **Laboratory Investigations on Microacoustic Emissions**  
Dissertation, 2009
- Nr. 92     Stahlmann, J.     **Messen in der Geotechnik 2010**  
Gattermann, J.     Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010  
Bruns, B.
- Nr. 93     Schallert, M.     **Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung**  
**der Struktur von Betonpfählen**, Dissertation, 2010
- Nr. 94     Stahlmann, J.     **Pfahl-Symposium 2011**  
Fischer, J.     Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. Februar 2011  
Zahlmann, J.
- Nr. 95     Stahlmann, J.     **Stahl im Wasserbau 2011**  
Rosenberg, M.     Fachseminar in Braunschweig am 29. und 30. September 2011
- Nr. 96     Stahlmann, J.     **Pfahl-Symposium 2013**  
Zahlmann, J.     Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2013  
Sychla, H.
- Nr. 97     Stahlmann, J.     **Stahl im Wasserbau 2013**  
Rosenberg, M.     Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. September 2013



# IGB-TUBS



[www.IGB-TUBS.de](http://www.IGB-TUBS.de)

ISBN - Nr: 3-927 610-91-7