

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Heft Nr. 97



Stahl im Wasserbau

Fachseminar: 26./27. September 2013

Organisation:

Dr. M. Rosenberg

Braunschweig 2013

VORWORT

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

Die Veranstaltung beginnt zum Einstieg ins Thema mit einem geotechnischen Block mit Berichten von der Kaiserschleuse und der Fuhsbüttler Schleuse sowie über Pfahlprüfungen. Thematisch wenden wir uns danach dem Werkstoff Stahl zu und hören interessante Beiträge nicht nur über den Korrosionsschutz, sondern auch über weitergehende Anforderungen an Konstruktionen für Offshore-Windenergieanlagen. Das Einbringen von Stahlprofilen in den Baugrund stellt neben wirtschaftlichen aufgrund der wachsenden Dimensionen auch technische Herausforderungen und wird daher in einem Themenblock berücksichtigt, in dem auch die neuesten Ergebnisse wissenschaftlicher Untersuchungen zum Vergleich Rammen - Vibrieren vorgestellt werden. In der zweiten Hälfte der Tagung wird es praktisch. Von der Nordsee über Binnenhäfen bis zur Ostsee werden verschiedene, derzeit aktuelle Projekte vorgestellt und, wie wir hoffen, anregend diskutiert.

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 Bautechnik GmbH 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 begleitenden Fachausstellung, 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 2013



Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Sonderlösungen im Spezialtiefbau beim Bau der Kaiserschleuse und CT Süd, Bremerhaven	
R. Langnaese	1
Umbau der Fuhlsbüttler Schleuse in Hamburg	
K. Winat.....	17
Aussagefähigkeit dynamischer Pfahltests an Stahlprofilen	
J. Zahlmann, H. Sychla, J. Stahlmann.....	35
Zum Stahlbau an Offshore Windenergieanlagen	
K. Thiele, M. Siems	51
Korrosionsschutz-Auswirkungen und Umsetzung der EN 1090 für Auftraggeber und ausführende Betriebe	
E. Epperlein	63
Lösemittelfreie Beschichtungen im Stahlwasserbau und in der Offshore Windindustrie	
St. Luipers	87
Effizienzsteigerung beim Vibrationsrammen	
A. Kleibl	113
Projektbezogene Lösungen beim Einpressen von Spundbohlen aus der Sicht des Anwenders	
J. Danger.....	133
Stahlpfähle - vibriert oder gerammt?	
H. Sychla, J. Fischer, J. Stahlmann.....	143
Neubau der Uferspundwand an der Marineoperationsschule (MOS) in Bremerhaven	
J. Herbort, C. Pabst.....	163
Ausbau der Niedersachsenbrücke zu Deutschlands größtem Importkohle-Terminal	
M. Lüdicke	175
Neubau, Erweiterung und Modernisierung der Binnenhafen – Infrastruktur in Norddeutschland	
B. Helfers, M. Dormann	185
Rostock erweitert maritime Infrastruktur – Schwerlastkaje im Gewerbegebiet Groß Klein	
R. Mertz.....	205
Umbau des Anlieger 7 in Lübeck-Travemünde – oder Realisierung einer Vision zum Hafenausbau	
T. Günzl.....	225
Sanierung Südufer Alter Hafen Riesa	
Th. Groß	233
Qualitätssicherung bei Verpresspfählen TITAN vom Fertigungsprozess über den Einbau bis zur Probelastung	
O. Brakelsberg.....	253
Heftübersicht des IGB-TUBS	269

Sonderlösungen für ungewöhnliche Herausforderungen

Dipl.-Ing. Roland Langnaese

1 Einleitung

Im Wasserbau gibt es, wie in jedem anderen Gebiet auch, immer wieder Situationen, die scheinbar nicht zu meistern sind. Die Ursache dafür sind unvorhersehbare Ereignisse wie Sturmfluten, Hochwasser, geänderte Bodenverhältnisse. Andere Gründe sind eine veränderte Auftragslage, sich ändernde finanzielle Bedingungen während des Bauprozesses, Schwierigkeiten mit den verwendeten Materialien. Hinzu kommen Zeitdruck und finanziell enge Rahmen, in denen Firmen sich bewegen. Dies alles verhindert letzten Endes jedoch kreatives Denken und die Suche nach ungewöhnlichen, aber machbaren und zum Erfolg führende Lösungen.

Im Folgenden wird anhand von vier Beispielen gezeigt, dass und wie ungewöhnliche Ergebnisse möglich sind. Die Grundlage dafür sind Synergien zwischen den Kenntnissen, Fähigkeiten und Fertigkeiten der Beteiligten, welche kreativem Denken Raum ermöglichen. Kreativität wiederum ist per definitionem die Fähigkeit, bereits Vorhandenes so miteinander zu kombinieren, dass Neues entstehen kann.

1.1 Pfähle schneiden unter schwierigen Bedingungen

Die alte Kaiserschleuse in Bremerhaven wurde im Jahr 1897 nach achtjähriger Bauzeit dem Schiffsverkehr übergeben. Sie war mit ihren imposanten Abmaßen von 28 m Breite und 205 m Länge bei einer Tiefe von 9 m im Jahre 1897 die größte Schleuse der Welt, was sich auch in den Baukosten von (umgerechnet) mehr als 120 Mio. Euro niederschlägt. In den Jahren 2007 bis 2010 musste sie erneuert werden, um den neuen Anforderungen des Übersee-Verkehrs Rechnung zu tragen. Sie ist ebenso breit wie die neuen Schleusen des Panama-Kanals (55 m), welche im Jahr 2014 übergeben werden sollen. Die neue Kaiserschleuse ist 305 m lang, 55 m breit und 14 m tief.

Um den neuen Anforderungen gerecht zu werden, musste die Schleusenammer also von -9 m NN auf -14 m NN vertieft werden. Da die dichtende Kleischicht an der Schleusenammersohle aber lediglich bis ca. -16 m NN vorhanden ist, war es unbedingt erforderlich, die ca. 2000 noch vorhandenen Gründungspfähle der alten Schleusenammersohle in der Tiefe von -14 m NN bis -16 m NN zu erhalten.

Eine besondere Schwierigkeit lag zudem darin, die in der Klei- und Sandschicht verbleibenden Pfahlreste (6 m) von -14 m NN bis -20 m NN nicht zu bewegen, weil die Pfähle (Nordische Fichte) aufgrund ihrer spezifischen Dichte von 0,9 kg / ltr. unter starkem Auftrieb stehen. Erschwerend kam hinzu, dass aufgrund des gesetzten Zeitrahmens wenig Zeit blieb, um die Aufgabe zu lösen.

Die anfänglichen Versuche liefen auf eine Seilsäge hinaus, mit der die Pfähle in der benannten Höhe gekappt werden sollten. Sehr schnell wurde allerdings klar, dass zwei zentrale Aufgaben mit dieser Variante nicht hätten gelöst werden können: Die im Boden zu verbleibenden Pfahl-Enden hätten sich gelockert und wären vermutlich aufgeschwommen. Andererseits – dies bestätigte sich bei einem Testlauf –, ist die Seilsäge nicht in der Lage, innerhalb der Kleischicht genügend Sägefortschritt zu entwickeln. Zudem würde sie verkleben und ihre Leistung durch den Kleiboden stark gemindert werden. Um die Arbeit auch nur annähernd im gesetzten Zeitrahmen und mit den nötigen Vorgaben auszuführen, war eine neue Lösung erforderlich.



Abbildung 1: 2500 bar Hochdruckdüse vor dem Schnitt

Diese ergab sich, als das Team nach unorthodoxen Methoden in anderen Bereichen suchte: Wasserhochdruckschneiden war die Idee. Um diesen Ansatz, der anfänglich kaum praktikabel erschien, zu verifizieren, wurde ein Testgerät entwickelt und gebaut, welches einen Originalpfahl aus der Kaiserschleuse mit 2.500 bar zerschneidet.

Der Probelauf an Land zeigte neben einem sauberem Schnitt (vgl. Abb. 3) vor allem, dass es möglich ist, die Aufgabe schnell und vibrationsfrei durchzuführen, um die im Boden verbleibenden Restpfähle nicht zu lockern. Zugleich konnte so das Problem des Verklebens der Seilsäge (durch den die Pfähle umgebenden Kleiboden) ebenfalls gelöst werden.



Abbildung 2: Umbau der Düse am Pfahlschneider

Die zweite Frage, welche sich nun stellte, lautete: Wie ist der Hochdruckwasserstrahl 2.500 bar an die entsprechende Schnittstelle -14 m NN zu befördern, da diese sich 12 m unter OK Gelände befand. Die Lösung: eine massive Rüttellanze mit Wasserspülung und zuschaltbarer Luftblase.



Abbildung 3: Gründungspfahl von 1897 nach dem Schnitt

Im ersten Schritt kam es also darauf an, an der entsprechenden Stelle die Schneiddüse des Hochdruckwasserstrahls in die entsprechende Tiefe und Pfahlnähe zu bringen (-14 m NN) und im zweiten Schritt die Umgebung so zu gestalten, dass der Hochdruckwasserstrahl auch die gesamte Schneidenergie auf die entsprechende Schnittstelle richten kann. Es war also notwendig, in 12 m Tiefe eine große Luftblase stabil zu erzeugen. Stark entwickelte demnach ein Gerät, welches beide Aufgaben parallel zueinander erledigte. Die HD-Spühllanze mit integriertem Hochdruck-Wasserschneider vibriert sich im ersten Schritt ca. 12 m unter OKG (Oberkante Gelände), im zweiten erzeugt dieses Gerät eine Luftblase, in welcher der 2.500 bar Hochdruckwasserstrahl arbeiten kann.



Abbildung 4: Pfahlschneider und Hilfsbagger in der Kaiserschleuse

Mit dieser Kombination war es letzten Endes möglich, ca. 35 cm bis 40 cm starken Holzpfähle 12 m unter Oberkante Gelände und unter Wasser sauber und schonend abzuschneiden sowie den oberen Pfahlabschnitt zu bergen. Das Pfahlunterteil (ca. 6 m) verblieb in der dichtenden Klei- und Sandschicht. In summa zeigte sich, dass die gesetzte Aufgabe nicht nur schneller, sondern auch preiswerter erledigt werden konnte.

1.2 „Rutsche“ und „Fahrstuhl“ für Taucher

Unmittelbar neben einer Kajemauer von CT-Süd in Bremerhaven bestand die Aufgabe, eine Anlegestelle für ein Errichterschiff zu bauen. Der auf dem Errichterschiff fest verbaute 1000t-Kran kann nur voll arbeiten, wenn sich das Errichterschiff ähnlich einer Hubinsel aus dem Wasser gehoben hat. In diesem Zustand werden die gesamte Eigenmasse des Schiffes sowie die Kranlasten über die Tragpfähle (Länge 80 m, Durchmesser von 3,8 m) in den Grund abgetragen. Bei den Errichterschiffen von RWE waren dies Lasten von 7500 t je Tragpfahl. Bei Versuchen im Kaiserhafen wurden Eindringtiefen von bis zu 18 m an den Tragpfählen gemessen. Da die Tragrohre immerhin einen Durchmesser von 3,8 m haben, entstehen beim Ziehen der Tragpfähle Löcher von 3,8 m Durchmesser und mit einer Tiefe

von 18 m. Bei einer Außenhafensohle von CT-Süd von -17 m NN und Spundwandunterkante der vorhandenen Kaje von -25 m NN würden sich große Hohlräume unterhalb der vorhandenen Kaje ergeben, was unbedingt zu verhindern war.



Abbildung 5: Taucherfahrstuhl auf der Baustelle

Demnach mussten die 7500 t Stützkraft je Pfahl so in die Hafensohle eingeleitet werden, dass die Standsicherheit der vorhandenen Kaje nicht gefährdet würde. Dies erfolgte durch einen Bodenaustausch und durch entsprechend gegründete Fundamenttöpfe (vgl. Zeichnung). Für den Bodenaustausch und die Gründungssohle wurde von Firma Sterk ein Sondervorschlag entwickelt, der aus der offenen Bauweise in 17 m Tiefe mit 6 km/h Strömung vier geschlossene Spundwandbaugruben machte. Daraus resultierte eine große Einsparung von Masse. Zugleich ergaben sich weitaus bessere Möglichkeiten des gezielten Einbaus und der kontrollierten Verdichtung der verschiedenen Schotterfraktionen unter Wasser. Hierzu mussten die entsprechenden Spundwandbaugruben in -17 m NN unmittelbar an der vorhandenen Kaje bei Strömung von bis zu 2 m/s hergestellt werden. Da die Stauwasserzeiten für die Rammarbeiten benötigt wurden, musste das Abtrennen der Spundwand bei Strömungen von bis zu 2 m/s erfolgen. Da die geplante Seilsäge trotz

umfangreicher Probeläufe an Land in der Wassertiefe versagte, war kurzfristig eine neue Lösung vonnöten. Es blieb nur das klassische Abbrennen durch Taucher.



Abbildung 6: Ansetzen der Taucherrutsche

Diese sollten jedoch unbedingt vor der enormen Strömung geschützt werden, um die Arbeiten sicher ausführen zu können. Da wir unter großem Zeitdruck standen, also dringend eine Variante benötigten, die sicher funktionierte, entschlossen wir uns, gleichzeitig zwei Variante zu konstruieren, um im Fall des Scheiterns eine Reserve zu besitzen. Wir bauten demnach in Bremerhaven einen Taucherfahrstuhl und in Drachen eine Taucherrutsche.

In summa ging es also darum, einen Taucher an seinen Arbeitsplatz zu befördern, der aufgrund der extremen Strömungsverhältnisse weder Gewähr für die exakte Ausführung der Aufgabe gewährleistete, noch sicher war. Es galt, die unvorhersehbaren Kräfte der Naturgewalten zu kanalisieren und sie vom Arbeitsgeschehen fernzuhalten. Um jedes Risiko auszuschalten, konzentrierten wir uns auf zwei separate Lösungen, was unsere Erfolgchancen verdoppelte. Dass am Ende beide gleich gut funktionierten und überzeugten, war den Erfahrungen der beteiligten Mannschaft zu verdanken. Der Taucher gelangt

in einer extra angefertigten Rutsche zu seinem Arbeitsort, um in einem von der starken Strömung geschützten Raum am Fuß der Rutsche einen Brennschnitt an der Spundbohle auszuführen. Die „Rutsche“ lehnt sich einerseits den Gegebenheiten einer Feuerwehrrutsche an, um dem Taucher größtmögliche Flexibilität zu gewährleisten. Andererseits wurde sie – wie auch der „Fahrstuhl“ – in enger Zusammenarbeit mit dem Taucher entwickelt, um auf seine spezifischen Bedürfnisse gezielt eingehen zu können.



Abbildung 7: Taucher beim Einstieg in Taucherrutsche

Der am Fuß der Rutsche befindliche Arbeitsraum wurde so dimensioniert, dass der Taucher sicher den Brennschnitt von ca. 2 m Länge ausführen kann. Ist die Arbeit erledigt, taucht er wieder zur Öffnung bei +2 m NN auf, und die abgebrannte Doppelbohle kann mit Hilfe von Hydraulikklemmen und Seilbaggern geborgen werden. Nach einigen Übungseinheiten war es unserem Taucher möglich, diesen kompletten Arbeitsablauf in 45 bis 60 Minuten je DB zu absolvieren.

Im Unterschied zur „Rutsche“ wird hier die gesamte Konstruktion samt Taucher mittels Seilbagger vorsichtig an der Spundwand herabgelassen. Um größtmögliche Sicherheit zu gewährleisten und ein Abdriften des Fahrstuhls durch die Strömung zu verhindern, wurde die Konstruktion mittels paarweise angeordneter hydraulisch beweglicher Klammern an vier Fixpunkten hinter den Spundwandschlössern befestigt. Diese Klammern führen den „Fahrstuhl“ und sichern an die geplante Position auch bei starker Strömung.

Wenn der Taucher mittels Fahrstuhl die Arbeitstiefe von -16 m NN erreichte, konnte der Taucher mit dem Brennschnitt beginnen. Wenn die DB abgebrannt war, wurde der Tau-

cher samt Fahrstuhl wieder an die Wasseroberfläche befördert. Anschließend konnte DB sicher geborgen werden.



Abbildung 8: Taucherfahrstuhl

Dass die Konstruktion hervorragend funktionierte, zeigte sich beim Einsatz. In den Monaten September, Oktober, November und Dezember hatten wir insgesamt 18 Tage Sturm-
wetter an der Stromkaje in Bremerhaven, Nordsee. Dies bedeutete konkret Wellen über
2,5 m und Windstärke 7 bis 9 aus NW.



Abbildung 9: Ansetzen des Taucherfahrstuhls an DB

1.3 Spundwandkästen an vorhandene Spundwand anschließen

An einer Kaje CT-Süd Bremerhaven ging es darum, zwei Spundwandkästen für den Bodenaustausch an die vorhandene Kaje zu schließen. Der Kajen-Überbau ragte jedoch ca. 3,5 m über die anzuschließende Spundwand hinaus, so dass ein normales Rammen aus der Senkrechten nicht möglich war. Hinzu kamen eine Strömung von durchschnittlich 6 km/h und die Maßgabe, die laufende Schifffahrt so wenig wie möglich zu behindern.

Wegen dieser Bedingungen und des drängenden Termins konnten nur die Stauwasserzeiten genutzt werden, so dass sich die effektive Arbeitszeit je Tag auf drei bis vier Stunden reduzierte. Normalerweise werden Spundwände durch senkrechte Bewegungen (Rütteln, Rammen, Pressen) in den Boden gebracht. Da beim vorliegenden Sonderfall dies durch die hervorstehende Kaje nicht möglich war, musste eine Sonderlösung gefunden werden. Diese bestand darin, den vorhandenen Spundwandkasten in -17 m NN an die alte Strom-

kaje (CT-Süd) anzuschließen, obwohl genau an der Anschlussstelle ein Kragarm von über 3,5 m diese Arbeiten unmöglich machte. Wir lösten die Aufgabe mit drei parallel arbeitenden Seilbaggern. Ein 90 t-Seilbagger stand auf einem Ponton, der vor der Kaje auf Haltepfählen lag, der zweite Seilbagger (70 t) stand auf der Stromkaje an Land, der dritte (10 t) stand in der Wellenkammer von CT-Süd.



Abbildung 10: CT-Süd mit Errichterschiff „Victoria Mathias“



Abbildung 11: Aufrichten der Sonderkonstruktion

Hinzu kam eine Spundwandsonderkonstruktion, bestehend aus einer 28 m langen Doppelbohle und drei am Fuß der DB verschweißten Doppelbohlen (mit einer Breite von 3,60 m). Dieses sehr unsymmetrische Ramm-Element wurde zusätzlich mit zwei Trägern ausgesteift, um die Rammenergie, die nur am Kopf der 28 m langen DB eingeleitet werden konnte, auch gleichmäßig zum Fuß des gesamten Rammelements zu leiten. Aufgrund der ungünstigen Bedingungen (Strömung, Konstruktion der Kaje) war dabei besonders viel „Fingerspitzengefühl“ vonnöten. Das Resultat jedoch sprach für unser Vorgehen mit drei Kranen, denn die neuen Spundwände konnten in einem kurzen Zeitraum mit den bereits vorhandenen verbunden werden.



Abbildung 12: Parallel arbeitende Seilbagger an der Kaje

1.4 T-Träger mit der Schere schneiden

Im Rahmen des Rückbaus der alten Kaiserschleuse bestand eine wesentliche Aufgabe darin, Peinerträger 1000 in -15 m NN abzuschneiden und zu bergen, da die Hafensohle zu dieser Zeit auf -9 m NN lag. Daraus folgte, dass der Schnittpunkt an jedem Träger neu gesucht werden musste. Im Normalfall werden die Träger mittels Bagger oder anderer Technik freigelegt, um sie anschließend mit Hilfe eines Tauchers abzuschneiden. Da sich die Trennstelle jedoch bei -15 m NN und somit 6 m unter der vorhandenen Vorhafensohle befand, würde sich der ausgebagerte Trichter unter Wasser sofort mit Schlacke füllen, was das Arbeiten mit Taucher unmöglich machen würde. Durch die Summe dieser ungewöhnlichen Bedingungen waren wir darauf angewiesen, eine Lösung zu finden, die speziell für diesen Sonderfall konzipiert wurde.



Abbildung 13: Schrottschere beim Einsatz am 170-t-Hydraulikbagger

Weil das Durchtrennen der Träger mit Taucher und Brenntechnik nicht möglich war, testeten wir eine Variante, bei der eine Stahlschere zum Einsatz kommt. Erste Versuche an kleiner dimensionierten T-Trägern zeigten, dass es möglich ist. Demnach orderten wir eine, die europaweit größte mobile und mietbare Stahlschere, die eine Eigenmasse von ca. 10 t aufweist. Damit war jedoch noch nicht die Frage geklärt, wie diese Schere an die Trennstelle heranzuführen ist. Zugleich ging es darum, genügend Baufreiheit zu schaffen, damit die Stahlschere effektiv arbeiten kann. Dazu war noch der feste Kleiboden von -9mNN auf -15mNN mittels Bagger zu entfernen.



Abbildung 14: Auswertung des Probeschnitts am PSt 1000

Der eindringende Schlick mit einer Mächtigkeit von immerhin 6 m wurde von der massiven Stahlschere verdrängt und musste bei dieser Variante nicht mehr als Hindernis betrachtet werden. Die Lösung lag in einem zweischrittigen Vorgehen. Im ersten Schritt legten wir mittels Bagger den Bereich um den Schneidpunkt frei. Um Zeit und Kosten zu sparen, rüsteten wir Hydraulikbagger (170 t Gewicht) mit einem speziellen Schnellwechsler-System aus, so dass dieser verschiedene Werkzeuge (Tieflöffel, Schalengreifer und Stahlschere) verwenden konnte. Das Wechseln der Werkzeuge nahm nur wenige Minuten in Anspruch. Um zu verhindern, dass Schlick das Schneiden erschwert, wurde die Schere mit einer von uns konstruierten HD-Spülung ausgerüstet. Da der Bagger jedoch ca. 16 Meter vom Träger entfernt stand und die äußeren Bedingungen keine sonstige exakte Messung zuließen, wurden mittels Markierungen die jeweils optimalen Schnittpunkte bei jedem Träger neu berechnet. Hinzu kam, dass die Träger aufgrund ihrer Dimensionen nicht mit einem Schnitt zu durchtrennen waren. Hier kam es auf die Erfahrung und das

Fingerspitzengefühl des Fahrers an, der „blind“ an jedem Träger drei bis vier Schnitte durchführte, bevor diese geborgen werden konnten. Insgesamt konnten wir in einem Zeitraum von 30 Tagen am Außenhaupt der Kaiserschleuse 27 Peinerträger (PSt 1000) in einer Tiefe von -15,00 m freilegen, abtrennen und bergen.



Abbildung 15: Probeschnitt am PSt 1000

Autor

Dipl.-Ing. Roland Langnaese

r.langnaese@sterk.eu

Sterk Spezialtiefbau

Lohmannstr. 62

27568 Bremerhaven

www.sterk-spezialtiefbau.de

Tel.: 0471-92 41 01 7

Umbau der Fuhlsbüttler Schleuse in Hamburg

Karsten Winat,

Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer-LSBG Hamburg

1 Einleitung

Der Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer (LSBG) hat die Fuhlsbüttler Alsterschleuse zu einer modernen Wehranlage umgebaut. Auf Grund der Ergebnisse von Bauwerksuntersuchungen im Bereich der Schleuse, der Wehrfelder und der angrenzenden Uferwände bestand hinsichtlich der Standsicherheit und Dauerhaftigkeit der Anlage erheblicher Handlungsbedarf. Da die Schleusfunktion nicht mehr benötigt wurde, entschied man sich für einen kompletten Neubau mit zwei Wehrfeldern. In die neue Anlage wurde ein Fischpass integriert, um den Zielen der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie zu entsprechen.

2 Die Alster und die wasserwirtschaftliche Bedeutung der Fuhlsbüttler Schleuse

Die Alster ist ein 56 Kilometer langer Nebenfluss der Elbe und fließt durch Süd-Holstein und Hamburg. Ihre Quelle befindet sich in der Gemeinde Henstedt-Ulzburg nördlich des Ortsteils Henstedt-Rhen. Für Hamburg hat die Alster eine herausragende Bedeutung und das nicht nur wegen der aufgestauten Stadtseen. Die Alster lieferte Trinkwasser, war Transportweg und Antrieb für Mühlen. Im Wissen um die Bedeutung hat die Stadt daher im 14. Jahrhundert die Alster auf Schleswig-Holsteiner Gebiet für 1050 Mark –was damals eine gigantische Summe war- gekauft. Hamburg hätte sich möglicherweise nicht zu einer Metropolregion entwickelt, wenn es die Alster nicht gäbe. Es gab auch den Versuch, eine schiffbare Verbindung zwischen Hamburg und Lübeck zu schaffen (Alster-Beste-Kanal). Mit dem Bau wurde 1448 begonnen und war ein gigantisches Bauvorhaben. Die schiffbare Verbindung war 1529 fertig gestellt. Auf dem 91 Kilometer langen Wasserweg mussten 23 Schleusen passiert werden. Unter anderem wegen häufigem Wassermangel wurde der Betrieb jedoch bereits 1550 eingestellt. Gemessen am Gesamthaushalt der Stadt war der Kanal vielleicht einer der größten Fehlinvestition Hamburgs. Aber dies ist eine andere Geschichte.

3 Die alte Fuhlsbüttler Schleuse

Die alte Fuhlsbüttler Schleuse befand sich im Stadtteil Fuhlsbüttel, unmittelbar oberhalb der Brücke am Hasenberge, im Mittellauf der Alster. Sie wurde 1912 bis 1914 errichtet. Mit einem Umbau im Jahre 1934 bis 1935 wurde wegen Anhebung des Stauziels auf NN +7,05 m die Schleusenkammer und die beiden Wehre jeweils um rd. 2,70 m erhöht.



Abbildung 2 Fuhlsbüttler Schleuse um 1914

Die Fuhlsbüttler Schleuse einschließlich Nebenanlagen bestand im Wesentlichen aus

- mittig angeordneter Schleusenkammer mit Stemmtoren bzw. Klapptor
- zwei Wehrfelder (mit Rechenanlage) mit unterströmten Drucksegmentverschlüssen
- Bootsrampen für Sport- und Freizeitboote
- Wasserkraftanlage (1999 auf der Westseite hergestellt)
- Weitere bauliche Anlagen, wie Wohnhaus, Betriebsgebäude, Außenanlagen

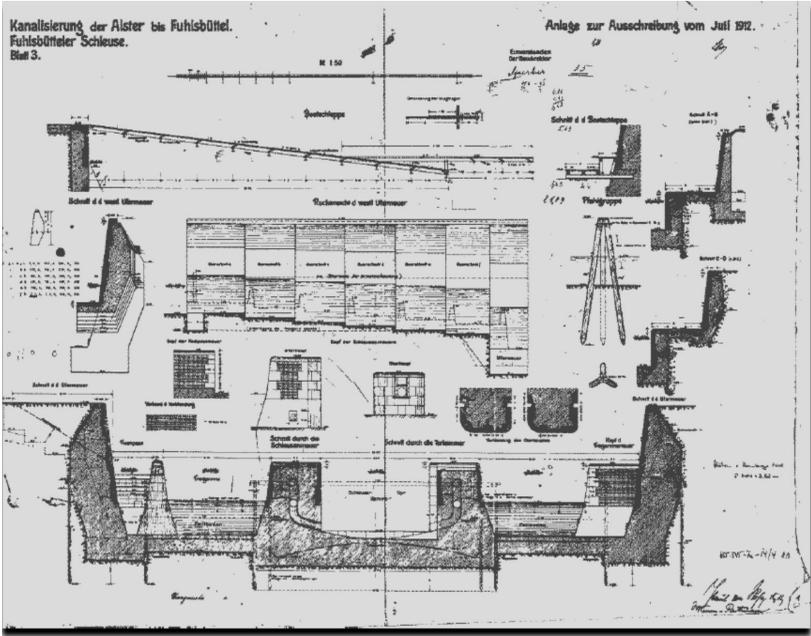


Abbildung 3 Ausschreibungszeichnung aus 1912

Zwischen Schleuse und der Hasenbergbrücke befanden sich Uferwände, die als Schwergewichtswände aus Stampfbeton mit einer wasserseitigen Verblendschale aus dem typischen Klinkermauerwerk, welches sich auch in der in der umliegenden Wohnbebauung wiederfindet, hergestellt wurden.

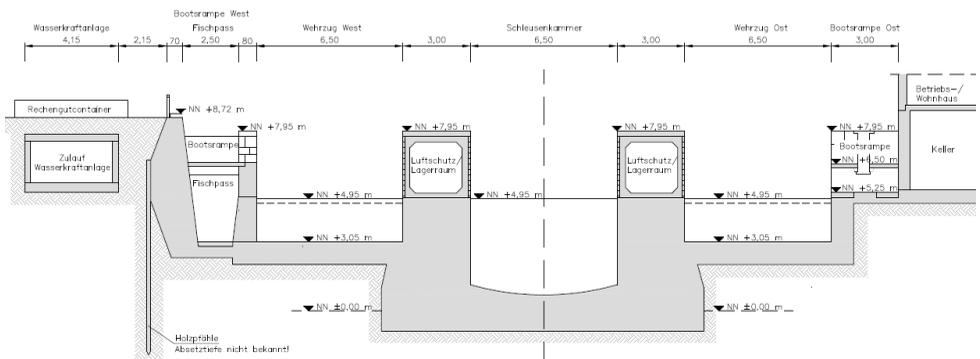


Abbildung 4 Bestandsquerschnitt durch die alte Anlage

Während der Umbaumaßnahmen 1934 / 1935 wurden in den erhöhten Kammerwänden der Schleuse Luftschutz- bzw. Lagerräume gebaut. Die Standsicherheit dieser Erhöhung konnte für Kammerwasserstände $>NN+7,30$ m nicht mehr nachgewiesen werden (klaffende Fuge, Gleitsicherheit, Wandkopfkippen). Weiterhin war festzustellen, dass die Schleusenkammer sich im Zeitraum 1996 bis 2003 signifikant in Richtung Alster verschoben hatte. Auch bei den anderen Uferwänden konnte die Standfestigkeit nicht mehr nachgewiesen werden. Da das oberhalb der Schleuse befindliche Gewässer als nicht schiffbar gilt und die Schleusfunktion in Zukunft nicht mehr benötigt wird, entschloss sich der Landesbetrieb Straßen Brücken und Gewässer anstatt einer umfangreichen Sanierung der Anlage einen vollständigen Neubau als Wehranlage zu planen. Hierzu musste die bestehende Schleusenanlage mit dem Betriebsgebäude und anschließenden Uferwänden komplett abgebrochen werden.

4 Die neue Wehranlage

Die dreigliedrige und rechtwinklige Struktur der früheren Schleuse wurde auch bei der neuen Wehranlage verwendet. Die östlichen zwei Wehrfelder dienen zur Regulierung der Wasserwirtschaft und das westliche für einen Fischaufstieg und ein Gerinne für eine spätere, optionale Wasserkraftnutzung. Die lichte Weite der Wehrfelder beträgt jeweils 6,50 m. Entlang der westlichen Uferwand wurde wieder eine Bootsschleppe für kleine Sportboote wie z. B. Kanus gebaut. Das Wehr hat überströmte Verschlüsse in Form von Fischbauchklappen erhalten.

Vor den Klappen befindet sich ein Rechen mit einer automatisierten Reinigungsanlage ausgestattet ist. Am östlichen Ufer befindet sich das neue Betriebsgebäude und eine Slipanlage.

Südlich im Anschluss an das Wehr bis an die Hasenbergbrücke sind auf dem westlichen Ufer eine hohe Uferwand und auf dem östlichen Ufer eine abgetreppte Uferwandkonstruktion hergestellt worden.

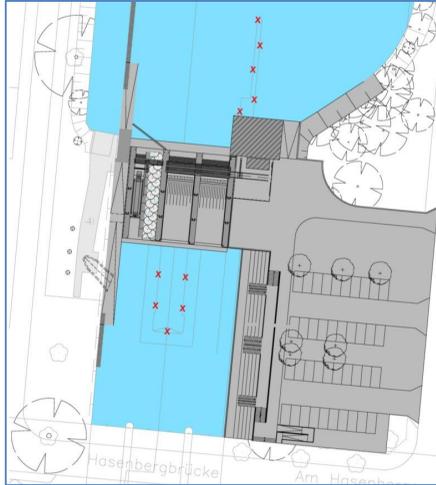


Abbildung 5 Lageplan der neuen Wehranlage

Die vier Wehrpfeiler sind mit jeweils 1,50 m Breite und 22,00 m Länge gebaut worden. Ihre Oberkanten befinden sich auf Höhe der Geländeoberkante des Betriebsgeländes auf NN + 8,35 m und sind zum Unterwasser über zwei 6,00 m lange Stufen mit jeweils 0,90 m Höhenversprung abgetreppt. Bei der Gestaltung der neuen Anlage wurde darauf Wert gelegt, dass sich ein harmonischer, in das Stadtbild passender Gesamteindruck erreicht wird.

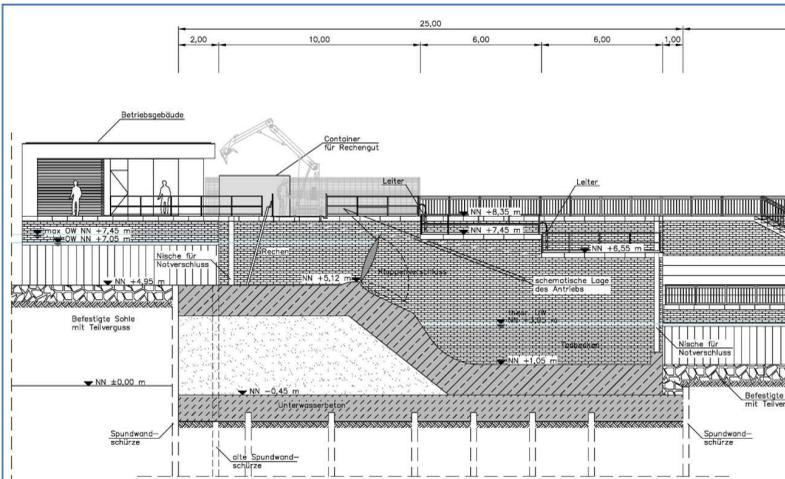


Abbildung 6 Ansicht Ost

5 Die Bauausführung

Nach offenem Vergabeverfahren wurde der Auftrag zum Umbau der Fuhlsbüttler Schleuse am 24. 01.2011 an die Arbeitsgemeinschaft `Schleuse Fuhlsbüttel`, bestehend aus den Bauunternehmen H.F. Wiebe GmbH & Co.KG und Gebr. Neumann GmbH & Co KG erteilt.

Die ebenfalls ausgeschriebene Ausführungsplanung wurde im Auftrag der Arbeitsgemeinschaft von Eriksen und Partner GmbH aus Oldenburg erstellt. Dabei wurde im Wesentlichen der ausgeschriebene Verwaltungsentwurf umgesetzt.

Die Errichtung der neuen Wehranlage lässt sich in verschiedene Bauphasen unterteilen.

Phase1 Baustelleneinrichtung und Abbruch

- Baustelleneinrichtung
- Herstellung eines Umlaufgerinnes mit Schützentafel und einer Überfahrt
- Räumen Rammpresse im Oberwasser, Rückbau Bootsrampen



Abbildung 7 Skizzierte Bauphase 1 und Bild Umlaufgerinne

Phase 2 Abdichten Baugrube zum Oberwasser

- Herstellen Baugrubenwand Nord mit Rückverankerung
- Rückbau Wehranlage, Abbruch Gebäude und östl. Uferände

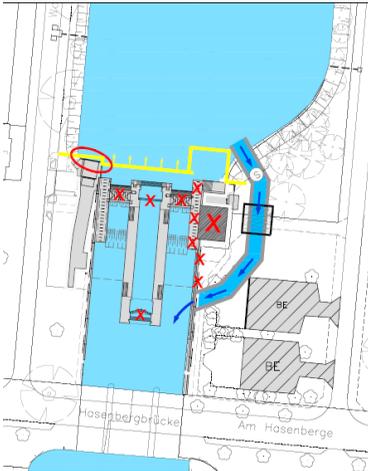


Abbildung 8 Skizzierte Bauphase 2 und Bild der nördliche Spundwand

Phase 3 Herstellen der seitlichen Baugrubenspundwände

- Weiterer Abbruch der Altanlage
- Einbringen der seitlichen Baugrubenswände

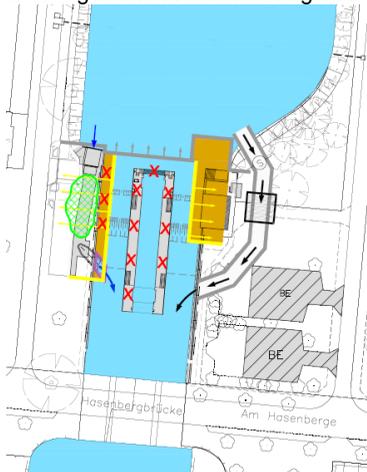


Abbildung 9 Skizzierte Bauphase 3 und Bild „Einbau Baugrubenswand West“

Phase 4 Fertigstellen der Baugrube

- Einbringen der unteren Baugrubenspundwand – Schließen der Baugrube
- Aushub der Baugrube, Einbau der Zuganker (Auftriebssicherung)
- Einbau der UW-Betonsohle



Abbildung 10 Skizzierte Bauphase 4 und Bild der fertig umpundeten Baugrube

Phase 5 Herstellen der neuen Wehranlage

- Verfüllungen und Herstellung des Massivbaukörpers (Sohlen, Wände)
- Einbau Stahlwasserbau und Fischpass
- Einbau der UW-Betonsohle
- Bau Betriebsgebäude

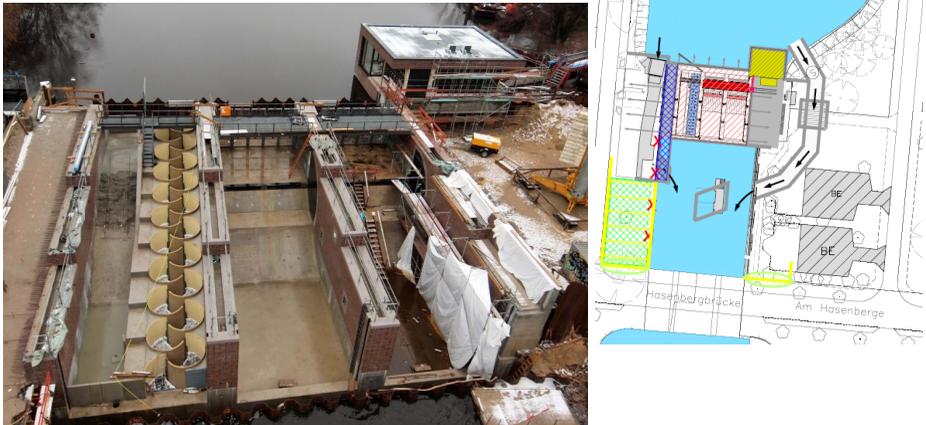


Abbildung 11 Skizzierte Bauphase 4 und Bild Wehranlage mit Fischpass

Phase 6 Fertigstellung Wehranlage, Rückbau Umlaufgerinnes, Herstellen Uferwand West

- Einbau Antriebe und Steuerung sowie weiterer Ausrüstungsbestandteile
- Abbrennen der Baugrubenwände, Wasserhaltung über Wehranlage
- Rückbau Umlaufgerinne
- Abbruch Uferwand Ost



Abbildung 12 Skizzierte Bauphase 6 und Bild „Einbau Uferwand Ost“

Phase 7 Fertigstellung Uferwand Ost und Rückbau der BE

- Herstellen Betonholm
- Bau von Winkelstützwänden
- Einbringen der Blockstufen, Treppenstufen, Pflasterungen
- Oberflächengestaltung und Rückbau der BE



Abbildung 13 Skizzierte Bauphase 7 und Bild „Treppenanlage“

6 Zahlen, Daten und mehr

Die Angabe von eingebauten Massen, Tonnen oder Volumen geben zwar einen Hinweis auf die Größe eines Bauprojektes, für sich alleine stehend sind sie jedoch wenig aussagekräftig. Daher werden hier nur wenige dieser Größen angegeben.

Spundwände

Für den Bau der neuen Wehranlage wurden verschiedene Spundwandprofile verwendet. Aus dem Übersichtsrammplan sind die verschiedenen Rammabschnitte (Baugrubenwand Nord, Süd, Ost und West, Uferwände Ost und West, Umlaufgerinne, Umspundung Betriebsgebäude) ersichtlich.

Dabei handelte es sich um L 716, L 628, L 720, L 703, L 607 Profile. Insgesamt wurden rd. 900 to Stahlspundwand eingebracht.

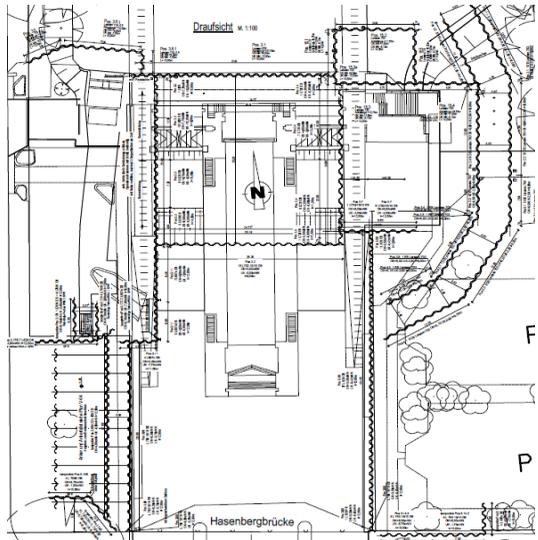


Abbildung 14 Übersichtsrammplan

Beton

Zur Herstellung der neuen Wehranlage wurden rd. 3.200 m³ Beton der verschiedensten Sorten eingebaut. Etwa 1.000m³ wurden dabei für die Unterwasserbetonssole benötigt.

Kosten

Für die Gesamtmaßnahme wurden rd. 10 Mio € veranschlagt.

Bauzeit

Als veranschlagte Bauzeit waren rd. 19 Monate (März 2011 bis September 2012) vorgesehen. Diese Bauzeit konnte jedoch aus verschiedenen Gründen nicht eingehalten werden. In Abschnitt 7 werden hierfür Beispiele genannt.

7 Besonderheiten während der Ausführung

Bei der baulichen Umsetzung von innerstädtischen Projekten können oftmals Probleme und unerwartete Umstände auftreten, die durchaus finanzielle und zeitliche Auswirkungen haben. Besonders das Bauen im Bestand und ein vorheriger Abbruch einer sehr alten Anlage bieten Platz für einige Überraschungen. Auch der Umbau der Fuhlsbüttler barg einige Überraschungen.

Hindernisse durch Altsubstanz

Alte Bauzeichnungen und Pläne sind oftmals sehr genau. Dennoch ist eine exakte Übereinstimmung mit den tatsächlichen Gegebenheiten nicht immer vorhanden. Bei Einbau der nördlichen Baugrubenspundwand wurden beispielsweise unerwartete Hindernisse gefunden, die mit dem Schwimmbagger nicht entfernt werden konnten. Mit Tauchereinsatz wurde festgestellt, dass es sich dabei um Betonkörper (ca. 0,40 m x 2,0 m) handelt. Durch Recherche alter Bilder stellte sich heraus, dass es sich dabei um die alte Vorsetze aus 1912 handelt, die vor Abbruch der Ratsmühle und der dortigen Staustufe und vor Erhöhung der Schleuse 1934 die Uferkante darstellte.

Der Verlauf der alten Uferlinie ist auf dem folgenden Bild (ca. 1931) ersichtlich. Ratsmühle und dortige Schleusenkammer sind noch vorhanden. Die rote Linie stellt den ungefähren heutigen Uferverlauf dar.

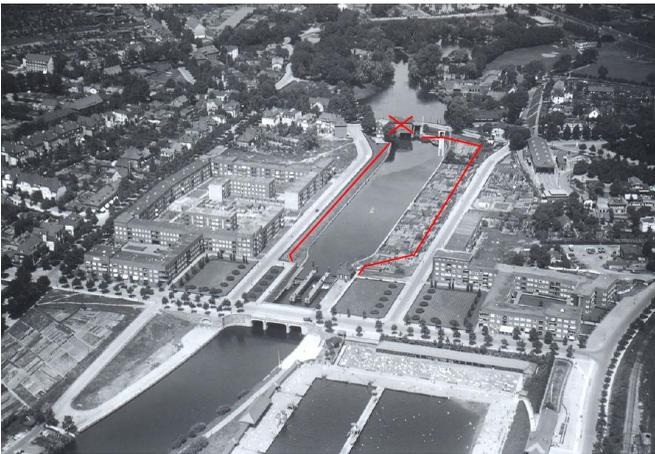


Abbildung 15 Luftaufnahme aus ca. 1931

Auf der folgenden Aufnahme ist die Örtlichkeit nach Abbruch der Ratsmühle und der Erhöhung der Schleuse zu erkennen (Aufnahme ca. 1936). Der Wasserstand wurde auf NN+7,05 m angehoben. Die alten Uferbefestigungen sind infolge des höheren Aufstaus überflutet (rote Linie). Die blaue Linie zeigt den ungefähren Verlauf der geplanten nördlichen Baugrubenspundwand. Die Altkonstruktion musste daher dreimal gekreuzt werden, was einen aufwändigen Unterwasserabbruch bedeutete.

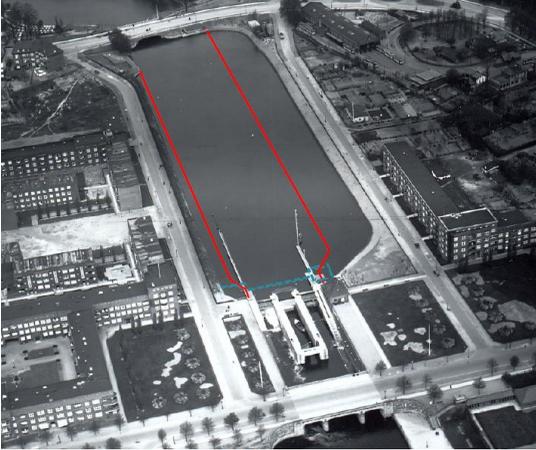


Abbildung 16 Luftaufnahme aus ca. 1936

Fundstücke

Bevor in Hamburg Bautätigkeiten ausgeführt werden, sind vorherige Auskünfte hinsichtlich evtl. vorhandener Blindgänger oder Munition einzuholen. Gegebenenfalls sind Sondierungen und Bergungen im Vorfeld der eigentlichen Arbeiten notwendig. Das Baufeld der Fuhsbüttler Schleuse war jedoch freigegeben. Dennoch wurde bei den



Abbrucharbeiten ein **Kampfmittel** gefunden, dass dann durch den Kampfmittelräumdienst gesichert und abtransportiert werden musste. Es handelte sich um eine 7,5 cm Sprenggranate aus dem 1. WK. Für Absperrungen und Evakuierung der Baustelle mussten wie Arbeiten kurzzeitig eingestellt werden.

Abbildung 17 Gefundene Granate

Bei Rammung des Umlaufgerinnes ließen sich einige Bohlen nicht auf Endtiefe bringen.

Nach Aufgrabung stellte sich heraus, dass diagonal vor dem Schleusengebäude die alte



Spül- bzw. Speiseleitung aus Stahl für das Ohlsdorfer Schwimmbad verlief. Diese Leitung fand sich jedoch nicht in alten Plänen und war somit ein weiterer Überraschungsfund. Die Leitung konnte nicht vollständig aus der Rammtrasse entfernt werden, sodass die bereichsweise mit Beton verfüllt wurde. Die geringere Endtiefe der Bohlen musste statisch berücksichtigt werden.

Abbildung 18 Rammhindernis Umlaufgerinne

Bei Einbringen der Spundwand für das Betriebsgebäude wurde ein oberflächennahes Rammhindernis gefunden. Dieses entpuppte sich nach Bergung als **Gedenkstein** an die Errichtung der Schleuse 1912-1914 und an den Umbau 1934-1935.



Abbildung 19+20 Gedenkstein

Der Stein wurde gesichert und mit einer ergänzenden Inschrift zum Neubau in die Anlage integriert



Naturgewalten

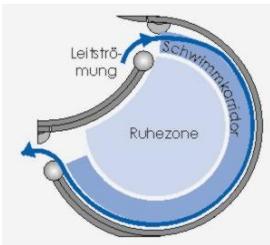
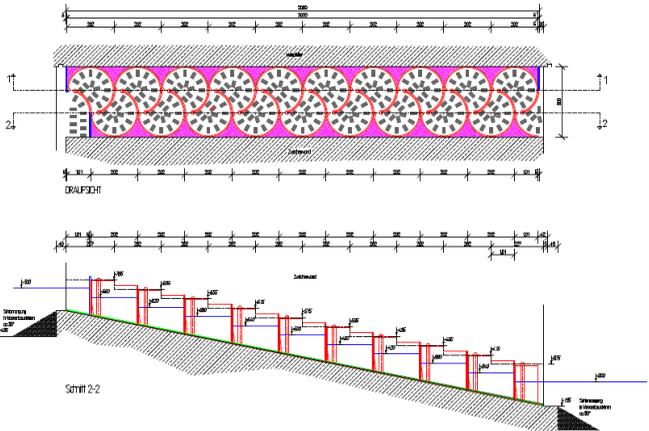
Zeitweise mussten die Bautätigkeiten wegen extremer Witterungsbedingungen unterbrochen werden. Hochwasser, Schneefälle und extrem lange Frostperioden. Die nachfolgenden Bilder geben hiervon einen kleinen Eindruck.



Abbildungen 21-24 Witterungseinflüsse

8 Mäander Fischpass

In die neue Wehranlage wurde ein Mäander Fischpass integriert. Dieser besteht aus Rundbecken, die wechselseitig gegeneinander versetzt angeordnet und durch vertikale Schlitze verbunden sind. Der Innendurchmesser der verzahnten Becken beträgt 2,0 m und die Wasserspiegeldifferenz von Becken zu Becken ca. 20 cm. Durch die Verjüngung der Schlitze zur Sohle wird eine laminare Strömung erzeugt, die ein leichteres Auffinden der Leitströmung ermöglichen soll. Die sogenannte Lockströmung wird zusätzlich durch das austretende Turbinenwasser der benachbarten Wasserkraftanlage verstärkt.



Abbildungen 25-27 Mäanderfischpass

9 Erfahrungen

Eine in dichter Wohnbebauung gelegene Baustelle, bei der neben lauten Abbruch- und Rammarbeiten auch Platzprobleme vorherrschen, besteht die Gefahr, dass die Akzeptanz und Toleranz der Anwohner sehr niedrigschwellig ist. Eine frühzeitige und verständliche Information kann hier Konflikte vermeiden. Als gute Instrumente haben sich hier beispielsweise abendliche Informationsveranstaltungen, individuelle Führungen und die anhaltende Bereitschaft, Fragen zu beantworten, erwiesen.

Umbau der Fuhsbütteler Schleuse
Information über die Baumaßnahme



Sehr geehrte Damen und Herren,
 sehr geehrte Anlieger und Anwohner,

Im April begannen die Baumaßnahmen zum „Umbau der Fuhsbütteler Schleuse“.
 Wir haben festgestellt, dass die Arbeiten von Ihnen mit regem Interesse verfolgt werden.
 Wenn Sie mehr über die Baustelle erfahren möchten, können Sie gerne zu einem Informationsabend über die Baustelle „Umbau der Fuhsbütteler Schleuse“ kommen.



Wo? Im Backstube Fuhsbüttel e.V.
 Am Hasenberg 48
 Wann? Am 30.08.2011 um 19.45 Uhr

Landesbetrieb
 Straßen, Brücken
 und Gewässer

Abbildung 28 Einladung zum Infoabend

Ebenfalls bieten Presseberichte die Möglichkeit ein größeres Publikum zu informieren. Gute Information → Verständnis → Akzeptanz!



Abbildung 29 Etwas von der Presse

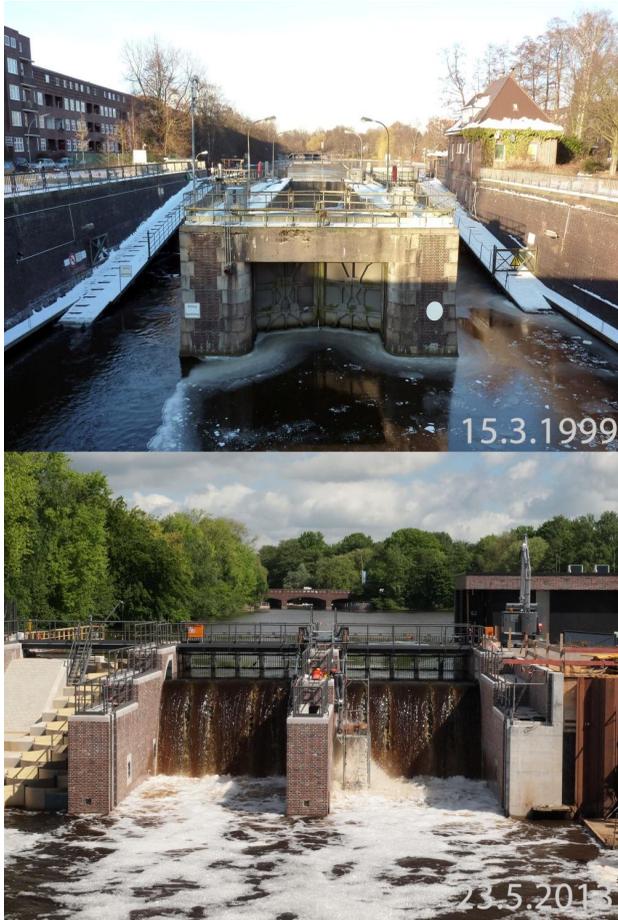


Abbildung 30 Ansicht aus 1999 und 2013

Autor

Dipl.-Ing. Karsten Winat

karsten.winat@lsbg.hamburg.de

Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer
Geschäftsbereich Gewässer und Hochwasserschutz
Sachsenfeld 3-5, 20097 Hamburg

www.lsb.g.hamburg.de

Tel.: 0172/4318211

Aussagefähigkeit dynamischer Pfahltests an Stahlpfählen

Jörn Zahlmann, Hauke Sychla, Joachim Stahlmann

Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB-TUBS), TU Braunschweig

1 Einleitung

Für den Nachweis der Tragfähigkeit werden an Gründungspfählen Probelastungen durchgeführt. Da bei einer statischen Probelastung 100 % der nachzuweisenden Tragfähigkeit als Belastung auf den zu prüfenden Pfahl aufgebracht werden müssen, sind kostenintensive Vorarbeiten dafür notwendig. In der Regel kann durch die Art der Versuchsdurchführung nur ein Pfahl pro Tag getestet werden. Insbesondere bei near- und offshore-Gründungen, bei denen vermehrt Stahlpfähle zum Einsatz kommen, ist die Durchführung statischer Probelastungen aus baustellenlogistischen Gründen häufig nicht möglich. Bei dynamischen Prüfmethode dagegen sind der notwendige Aufwand und damit die Kosten ungleich geringer und es können mehrere Pfähle an einem Arbeitstag getestet werden. Dazu stehen das 'high strain' Verfahren oder auch das 'Rapid Load' Verfahren zur Verfügung.

Bei einer dynamischen Probelastung nach dem 'high strain' Verfahren wird durch einen Ramm Schlag eine Dehnwelle in den Pfahl eingeleitet, die diesen durchläuft, am Pfahlfuß reflektiert wird und den Pfahl erneut durchläuft. Durch am Pfahlkopf angebrachte Dehnungs- und Beschleunigungssensoren werden der Kraft- und Geschwindigkeitsverlauf der Dehnwelle bestimmt. Die Messsignale können im Anschluss nach verschiedenen Verfahren ausgewertet und die Tragfähigkeit des beprobten Pfahles bestimmt werden.

Im Folgenden werden notwendige Randbedingungen beschrieben, die für die Durchführung von dynamischen Probelastungen nach dem 'high strain' Verfahren gewährleistet sein müssen. Dabei werden die zugrunde liegenden Annahmen ebenso erläutert wie die möglichen Einflüsse auf die Signal- und Ergebnisqualität, falls von empfohlenen Randbedingungen abgewichen werden muss.

Im Anschluss werden die zur Verfügung stehenden Auswerteverfahren beschrieben und nach verschiedenen Kriterien voneinander abgegrenzt. In Abhängigkeit der Fragestellung

bzw. der durch die Probelastung erwarteten Ergebnisgrößen werden Empfehlungen für eine erfolgreiche Durchführung von dynamischen Probelastungen und deren Integration in den Bauablauf gegeben.

Abschließend werden Beispiele vorgestellt, unter welchen Randbedingungen und weiteren Einflussfaktoren dynamische Probelastungen an Stahlpfählen in der Praxis häufig durchgeführt werden und welche Einflüsse dies auf die Aussagefähigkeit der Messergebnisse haben kann. Dabei wird auf jahrzehntelange Erfahrungen des IGB-TUBS bei der Durchführung und Auswertung von dynamischen Probelastungen zurückgegriffen.

2 Dynamische Pfahlprobelastung nach dem 'high strain' Verfahren

2.1 Durchführung dynamischer Probelastungen

Bei einem Rammschlag wird die in den Pfahl eingeleitete Stoßkraft eines Diesel- oder Hydraulikhammers häufig ungleichmäßig über den Pfahlquerschnitt verteilt. In Anlehnung an das Prinzip von St. Venant kann davon ausgegangen werden, dass die Stoßwellenfront nach einem Ausbreitungsweg, der dem 1,5 bis 2,0-fachen des Pfahldurchmessers entspricht, als eben angesehen werden kann. Die Messgeber, bestehend aus Dehnungsmessstreifen und Beschleunigungsgebern, werden in dem entsprechenden Abstand unterhalb der Oberkante des Pfahles auf mindestens zwei gegenüberliegenden Seiten angebracht. Dieses dient auch dem Ausgleich von eventuell auftretenden Exzentrizitäten beim Rammschlag. Zusätzlich können bei großen freistehenden Längen sowie bei kombinierten Stahlprofilen wie Doppelbohlen und Doppel-T-Trägern hohe Querschwingungen im Pfahl auftreten. Durch die gewählten Messgeberpositionen können diese Störungen des Messsignals vermindert werden. Bei der Testdurchführung muss der Pfahlkopf eben und unbeschädigt sein.

Bei einer dynamischen Probelastung wird ein Rammschlag bzw. eine Schlagserie ausgeführt. Aus den Messgrößen der Pfahlkopfdehnung über die Zeit und der Pfahlkopfbeschleunigung über die Zeit werden dann Kraft- und Geschwindigkeitszeitverläufe ermittelt. Zusätzlich wird die Setzung des Pfahles nach jedem Rammschlag bzw. nach der Schlagserie gemessen. Zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit eines Pfahles ist es notwendig, dass die durch den Rammschlag eingeleitete Energie groß genug ist, um alle am Pfahl angreifenden Widerstände zu aktivieren. Dies lässt sich erreichen, wenn durch den

Testschlag eine bleibende Verschiebung des Pfahls erzielt werden kann. Die Größe der erforderlichen Verschiebung ist vom anstehenden Boden abhängig. Als Erfahrungswert wird empfohlen, bei dem Prüfschlag eine bleibende Verschiebung von mind. 2 mm zu generieren. Aus langjähriger Erfahrung hat sich gezeigt, dass die Gewichtskraft der einzusetzenden Fallmasse mindestens 1-2% der nachzuweisenden Tragfähigkeit eines Pfahles betragen sollte.

In Anlehnung an die [EA-Pfähle, 2012] zeigt Abbildung 1 zusammenfassend den prinzipiellen Messaufbau bei einer dynamischen Probelastung bei Stahlrampfpfählen. Weiterführende theoretische Grundlagen der Verfahren und zur Messauswertung sind z. B. in [EA-Pfähle, 2012] und [Stahlmann et al., 2004] dargestellt.

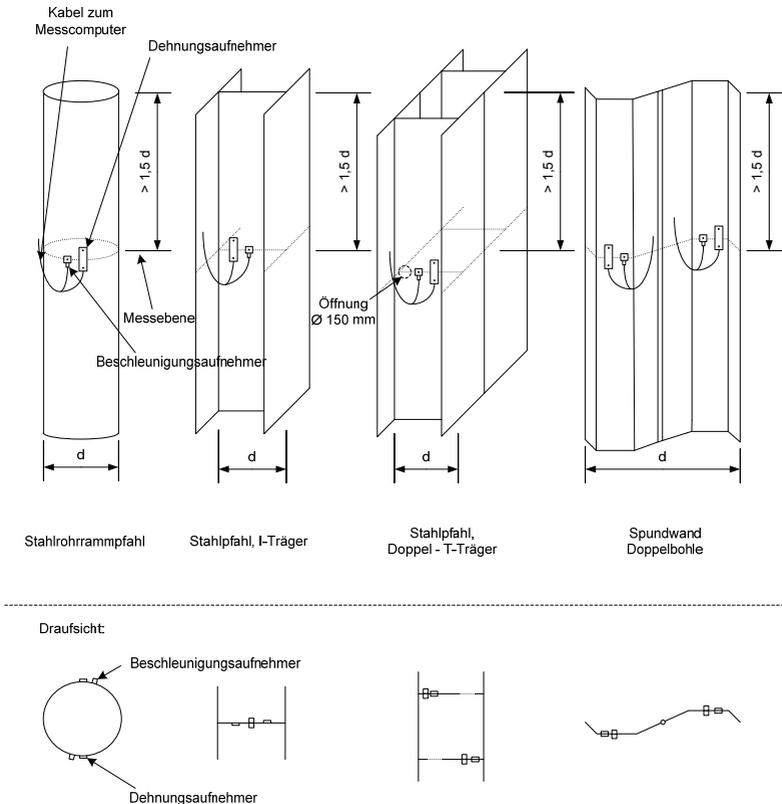


Abbildung 1: Prinzipieller Messaufbau für Stahlrampfpfähle nach [EA-Pfähle, 2012]

2.2 Auswerteverfahren

Zur Durchführung dynamischer Probelastungen existieren verschiedene Verfahren. Sie unterscheiden sich hauptsächlich nach der Art der Auswertung in direkte Verfahren und erweiterte Verfahren mit Modellbildung sowie nach der Dauer des aufgetragenen Stoßimpulses. Bei einem sehr kurzen Stoßimpuls spricht man von einem Dynamic Load Test (DLT) und bei einer langen Stoßeinleitung von einem Rapid Load Test (RLT). Weiterführende Informationen zur Durchführung und Auswertung von RLT können in [Stahlmann et al., 2013] und [Hölscher et al., 2011] nachgelesen werden. Im folgenden Beitrag wird nicht näher auf die Durchführung und Auswertung eines RLT eingegangen.

Neben einer Unterscheidung eines DLT nach der Art der Auswertung wird zusätzlich nach dem Testzeitpunkt der Messung unterschieden. Dieser Testzeitpunkt grenzt die Anwendbarkeit der oben aufgeführten Auswerteverfahren ein und wird als rambbegleitende Messung, End-of-Driving-Test oder Restrike-Test bezeichnet.

Entsprechend der Bezeichnung 'rammbegleitende Messung' wird der vollständige bzw. gesamte Einbringvorgang des Pfahles, d.h. jeder einzelne Rammschlag, messtechnisch erfasst. Es sind auch rambbegleitende Messungen nur auf den letzten Metern, z.B. nach vorheriger Einvibrierung, möglich. Erste Aussagen zur Tragfähigkeit sind bereits auf der Baustelle durch direkte Auswerteverfahren möglich. Da bei einer rambbegleitenden Messung in der Regel keine genaue Kenntnis über den Dämpfungsfaktor des Bodens bekannt ist, muss dieser anhand des Baugrundgutachtens abgeschätzt werden. Die Auswertung einer rambbegleitenden Messung nach dem direkten Verfahren kann für jeden einzelnen dieser messtechnisch erfassten Rammschläge mit unterschiedlichen Dämpfungsfaktoren dargestellt werden. Das Ergebnis ist die Tragfähigkeitsentwicklung in Abhängigkeit der Rammtiefe des Pfahles. Eine Unterscheidung der Tragfähigkeit getrennt nach Mantelreibung und Spitzendruck ist bei dieser Auswertung allerdings nicht möglich.

Alle Rammschläge, die bei einer rambbegleitenden Messung aufgezeichnet wurden, können in der Folge mit dem erweiterten Verfahren mit Modellbildung ausgewertet werden. In der Regel wird jedoch bei einer rambbegleitenden Messung nur einer der letzten Rammschläge (End-of-Driving) ausgewertet. Im Gegensatz zum direkten Verfahren ermöglicht die Auswertung nach dem erweiterten Verfahren mit Modellbildung eine Aussage über die Aufteilung der Tragfähigkeit in Spitzendruck und Mantelreibung, deren Verteilung über die Pfahlänge sowie den bodenabhängigen Dämpfungsfaktor zum Zeitpunkt der

Herstellung. Der Dämpfungsfaktor kann daraufhin bei zusätzlichen rambbegleitenden Messungen als Anhaltswert der Tragfähigkeit verwendet werden

Erfahrungsgemäß verändert sich die Bodenstruktur infolge des Rammprozesses. Mit zunehmender Standzeit des Pfahles ist mit einem 'Anwachseffekt' oder 'setup effekt' zu rechnen. Um diese zeitliche Veränderung der Tragfähigkeit beurteilen zu können, ist eine erneute dynamische Beprobung eines bereits getesteten Pfahles nötig (Restrike-Test). Um detaillierte Informationen über die Veränderung der Widerstände zu erhalten, wird der Pfahl erneut nach dem erweiterten Verfahren mit Modellbildung ausgewertet und der Auswertung der rambbegleitenden Messung (hier: End-of-Driving) gegenübergestellt.

Die nachfolgende Tabelle 1 zeigt eine Zusammenfassung über die Auswertemöglichkeiten der beiden Verfahren.

Tabelle 1: Auswerteverfahren bei den drei Phasen der Probelastung

	Auswerteverfahren	ausgewertete Rammschläge	Darstellung der Auswertung
rammbegleitende Messung	direkte Verfahren	jeder einzelne messtechnisch erfasste Rammschlag des Rammprozesses	Gesamtragfähigkeitsentwicklung über die Eindringtiefe in Abhängigkeit des Dämpfungsfaktors
End-of-Driving	erweiterte Verfahren mit Modellbildung	letzter Rammschlag der rambbegleitenden Messung	Gesamtragfähigkeit sowie Aufteilung in Mantelreibung und Spitzendruck
Restrike	erweiterte Verfahren mit Modellbildung	erster Rammschlag nach Standzeit des Pfahles	Gesamtragfähigkeit sowie Aufteilung in Mantelreibung und Spitzendruck

Als Ergebnis des DLT wird auf der Grundlage der über die Zeit gemessenen Pfahlkopfdehnung und Pfahlkopfbeschleunigung die Tragfähigkeit des Pfahles bestimmt. Die Verfahren zur Messauswertung werden analog zur [EA-Pfähle, 2012] unterschieden in 'direkte Verfahren' und 'erweiterte Verfahren mit Modellbildung'. In den beiden nachfolgenden Kapiteln (vgl. 2.2.1 und 2.2.2) werden die Verfahren näher beschrieben.

2.2.1 Auswertung nach dem direkten Verfahren

Die 'direkten Verfahren' ermöglichen schon vor Ort erste Aussagen zur erreichten Tragfähigkeit. Die Auswertung basiert auf einer geschlossenen Formel. Der große Nachteil bei dieser Auswertung ist der Bezug zu empirischen Erfahrungswerten im Bereich der anstehenden Bauteil- und Bodendämpfung. Beispielhaft kann hier bei der Auswertung nach z.B. dem CASE-Verfahren ein Dämpfungsbeiwert J_c für Ton zwischen 0,6 und 1,1 streuen. Diese Bandbreite des Dämpfungsfaktors kann eine Tragfähigkeitserhöhung bzw. Tragfähigkeitsreduzierung von 50% bedeuten. Insbesondere bei diesen stark bindigen Böden kann die Annahme der Dämpfung in direkten Verfahren zu stark abweichenden Tragfähigkeiten im Gegensatz zu statischen Probelastungen führen. Das Ergebnis sollte daher lediglich als Einschätzung verstanden werden. Ein weiterer Nachteil der direkten Verfahren ist die Beschränkung der Anwendbarkeit auf einen homogenen Pfahl ohne Querschnitts- bzw. Steifigkeitswechsel. Zusätzlich kann bei den direkten Verfahren die Mantelreibung und der Spitzendruck nicht gesondert ausgewiesen werden.

2.2.2 Auswertung nach dem erweiterten Verfahren mit Modellbildung

Bei dem 'erweiterten Verfahren mit Modellbildung' handelt es sich um einen Systemidentifikationsalgorithmus, der nach dem Minimum der Fehlerschranke zwischen gemessenen und berechneten Parametern arbeitet, indem ein numerisches Modell für den Pfahl und Boden zugrunde gelegt wird. Die Berechnung, die durch iteratives Anpassen der Modellparameter erfolgt, liefert keine theoretisch eindeutige Lösung, sodass ergänzende Informationen zum Baugrund mit in die Interpretation einfließen müssen. Des Weiteren setzen die erweiterten Verfahren mit Modellbildung eine Integration der eindimensionalen Wellengleichung voraus und ermöglichen die Trennung der Einzelwiderstände am Pfahl in Mantelreibung und Spitzendruck sowie die Ermittlung des baugrundtypischen Dämpfungsfaktors. Die Widerstandssetzungslinie kann ebenfalls dargestellt werden. Hier ist anzumerken, dass die Widerstandssetzungslinie keine zeitabhängigen Setzungsanteile beinhaltet. Des Weiteren können Impedanzänderungen aus Querschnitts- und Steifigkeitsänderungen des Pfahles in das numerische Pfahl-Boden-Modell integriert werden. Beispielsweise kann hierdurch bereichsweise eine Erhöhung der Mantelfläche, z.B. durch angeschweißte Flügel am Pfahl, abgebildet werden.

3 Dynamische Probelastungen in der Praxis

3.1 Generelle Anforderungen

Die Planung und Durchführung von dynamischen Probelastungen sowie die Integration in den Bauablauf sollte möglichst frühzeitig beginnen. Um eine realistische Tragfähigkeit bereits bei der Planung und Auslegung von Pfählen berücksichtigen zu können, ist bei großen Baumaßnahmen die Erstellung eines Probefeldes denkbar. Hier könnten vorab rambbegleitende Messungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit nach den direkten Verfahren, Leistung des Hammers, Pfahlintegrität, eine Aufteilung der Widerstände in Mantelreibung und Spitzendruck (End-of-Driving) sowie Restrike-Tests durchgeführt werden. Verständlicherweise werden dynamische Probelastungen als hemmend für den Bauablauf empfunden. Falls nicht mehrere Geräte zur Einbringung der Bauwerkspfähle vorhanden sind, steht die Baumaßnahme in der Zeit der Probelastung praktisch still. Durch entsprechende Kommunikation aller Beteiligten kann durch werkseitige Vorbereitungen (z.B. Bohren von Löchern zur Aufnehmeranbringung, Freilegen des Pfahlkopfes $> 1,5 \times D$, Schweißarbeiten am Pfahlkopf, usw.), der Zeitbedarf für die Durchführung von Probelastungen auf ein Minimum reduziert werden. Zusätzlich kann der Einfluss aus Randbedingungen, die die Signalqualität negativ beeinflussen und/oder eine Auswertung der Signale unmöglich machen, durch die nachfolgenden Punkte vorab minimiert werden.

Bei einer dynamischen Probelastung sollte generell auf Folgendes geachtet werden:

- Einzel stehender Pfahl
- Ebene und unbeschädigte Pfahlkopfoberfläche
- Auf das Pfahlsystem abgestimmte Hammerkonfiguration
- Ausreichende Belastungseinrichtung zur Mobilisierung der Pfahlwiderstände (Setzung des Pfahles pro Rammschlag $> 2 \text{ mm}$)

Bereitstellung von Testpfahldaten:

- Profil: Abwicklungslänge, Querschnitt
- Gesamtlänge (Messlänge, Einbindung)
- Material- und Querschnittsangaben (Impedanzänderungen) mit zugehörige Längenangaben

Zusätzliche Unterlagen für die Auswertung nach dem erweiterten Verfahren mit Modellbildung:

- Baugrundgutachten: Bohrungen, Drucksondierungen
- Bodenmechanische Parameter
- Rammprotokolle: Schlagzahlen, Schlagenergie

Schon während der dynamischen Probelastung können Aussagen zum Tragverhalten durch direkte Auswerteverfahren auf der Baustelle getätigt werden:

- Gemessene Schlagenergie in der Messebene
- Pfahlintegrität
- Aussagen über die Gesamttragfähigkeit mit geschätztem Dämpfungsfaktor bei einem homogenen Pfahl und Baugrund

3.2 Dynamische Probelastung im Verbund

Die Reduktion der dynamischen Probelastung auf ein einfaches eindimensionales Wellenausbreitungsproblem erlaubt für einen im Baugrund eingebetteten Pfahl numerische Lösungen der zugrunde liegenden partiellen Differentialgleichung. Generell wird die Abnahme der Schwingungsamplituden der eingetragenen und am Pfahlfuß reflektierten Wellen für die Beurteilung der in den Baugrund abgestrahlten Energie und damit der Bodenwiderstände genutzt, um die Tragfähigkeit des Pfahles zu ermitteln [EA-Pfähle, 2012].



Abbildung 2: Probelastung an einer Tragbohle mit einbindenden Füllbohlen (links), angeschweißte Füllbohle an Tragbohle (rechts)

Exemplarisch ist in Abbildung 2 (links) die Vorbereitung einer dynamischen Probelastung an einer in die vorhandene Hauptwand eingebettete Tragbohle zu sehen. Die Durchführung sowie die Auswertung dieser Probelastung ist aufgrund der Koppelung zu den Füllbohlen kritisch. Aufgrund des geringen Steifigkeitsunterschiedes zwischen Trag- und Füllbohle kann nicht mehr von einer eindimensionalen Wellenausbreitung im Testpfahl gesprochen werden. Hierbei ist der Erfolg der Messung maßgeblich von der Relativverschiebung zwischen der zu beprobenden Tragbohle gegenüber den angrenzenden Füllbohlen abhängig. Des Weiteren ist zu beachten, dass im gemessenen Pfahlmantelwiderstand auch Anteile aus Schlossreibung enthalten sein können. Eine Differenzierung zwischen den Bodenwiderständen und Widerständen aus Schlossreibung kann hier nicht vorgenommen werden. Die Abbildung 2 (rechts) zeigt eine Tragbohle, an der eine Füllbohle kraftschlüssig angeschweißt wurde. Eine Probelastung ist hier aufgrund des Verbundes nicht mehr möglich.

3.3 Messgeberposition am Pfahl

Zur Reduzierung des Arbeitsaufwandes auf Baustellen können werkseitige, vorbereitende Maßnahmen durchgeführt werden. Wie in Kapitel 2.1 beschrieben, sollten die Messaufnehmer in einem Abstand, der mindestens dem 1,5-fachen des Pfahldurchmessers entspricht, unterhalb des Pfahlkopfes angebracht werden.



Abbildung 3: werkseitige Bohrungen an einer Tragbohle (links),
Messgeberabstand kann nicht eingehalten werden (rechts)

Diese Abstände sind in den meisten Fällen ausreichend, um die Messgeber unterhalb einer vorhandenen Rammhaube oder Rammführung des Hammers am Pfahl zu befestigen. Manchmal werden bei dynamischen Probelastungen unterschiedliche Pfahlprofile (z.B. HZ 880M-A und HZ 1180M-A) an einem Tag getestet. Um Zeit und Aufwand für den Umbau der Rammführung einzusparen, werden die Probelastungen trotz unterschiedlichem Stahlprofil mit derselben Hammerkonfiguration durchgeführt. In Abbildung 3 (links) sind die Bohrungen für die Applikation der Messgeber sowie ein Teil der Rammführung zu sehen. Aufgrund der großen Anzahl von dynamischen Probelastungen an verschiedenen Pfahlprofilen wurde hier auf einen Umbau auf die ursprüngliche Rammführung des Hammers verzichtet. Die werkseitig vorbereiteten Bohrungen konnten in diesem Fall nicht genutzt und mussten nachträglich neu ausgeführt werden. Zusätzlich hierzu kann die Zugänglichkeit, die Hammerkonfiguration aber auch ein vorhandener Wasserspiegel die Messgeberposition beeinflussen. Zum Teil müssen die Messgeber in einem geringeren Abstand ($< 1,5 \times D$) zum Pfahlkopf als empfohlen installiert werden (vgl. Abbildung 3, rechts). Gegebenenfalls können hierdurch die gemessene Pfahlkopfdehnung und Pfahlkopfbeschleunigung aufgrund der noch kugelförmigen Wellenausbreitung der Stoßwelle voneinander abweichen und damit die Proportionalitätsbedingung bis zum ersten Peak nicht erfüllt sein. Solange aber kein Einfluss aus dem umgebenden Boden auf den Pfahl einwirkt, ergibt sich eine Proportionalität von gemessener Pfahlnormalkraft und Geschwindigkeit der zum Pfahlfuß laufenden Stoßwelle, da der Proportionalitätsfaktor nur von Material- bzw. Querschnittswerten abhängt. Die Proportionalitätsbedingung dient als ein Kriterium bei der Beurteilung der Qualität des aufgezeichneten Messsignals. Ist diese Proportionalität nicht vorhanden, so kann auf eine fehlerhafte Messung geschlossen werden, die zur Ermittlung der Tragfähigkeit nicht geeignet ist [Stahlmann et al., 2004].

3.4 Hammerkonfiguration

Fortführend zu den oben beschriebenen Angaben zeigt die Abbildung 4 im linken Bild einen schräg und im rechten Bild einen nicht zentrisch aufgesetzten Hydraulikhammer. Bei beiden Belastungskonfigurationen wirken somit vertikale und horizontale Stoßwellenanteile im Pfahl. Bei einer dynamischen Probelastung werden die Abnahme der Schwingungsamplituden der eingetragenen und am Pfahlfuß reflektierten Wellenanteile für die Beurteilung der in den Baugrund abgestrahlten Energie und damit der Bodenwiderstände

genutzt, um die Tragfähigkeit des Pfahles zu ermitteln. Diese reflektierten Wellenanteile des axialen Pfahltragverhaltens werden durch die Querschwingungen infolge Horizontalbelastung überlagert. Die gemessenen Signalverläufe können daher nicht mehr eindeutig ausgewertet und interpretiert werden.

Bei dynamischen Probelastungen wird davon ausgegangen, dass die Stoßwelle vollflächig in den Pfahl eingeleitet wird. In der Regel ist die innere Tragfähigkeit eines Pfahles so groß, dass es bei einer dynamischen Probelastung lediglich zu elastischen Verformungen des Pfahlmaterials kommt. Bei einer exzentrischen bzw. punktuellen Einwirkung der Schlagenergie kann diese sich in den plastischen Bereich verschieben. Die eingeleitete Schlagenergie wird dadurch in Verformungsenergie umgewandelt und die tatsächlich eingeleitete Energie in den Pfahl verringert. Je nach Baugrund kann es vorkommen, dass die Energie nicht mehr ausreicht, um den Pfahl genügend zu verschieben und alle Widerstände an Pfahlmantel und Pfahlspitze zu wecken. Die gemessene Tragfähigkeit ist infolge dessen nicht die Grenztragfähigkeit des Pfahles (vgl. hierzu auch Abbildung 5, links und rechts).



Abbildung 4: Probelastung an einer Tragbohle mit schräg aufgesetztem Hammer (links), exzentrische Belastung einer Tragbohle (rechts)



Abbildung 5: Pfahlkopfverformung infolge zu kleiner Schlagplatte am Rohrpfahl (links), Pfahlkopfverformung infolge zu kleiner Schlagplatte Doppelspundbohle (rechts)

Erfahrungsgemäß kann ein 'kalter' Hammer nicht die volle Schlagenergie bei den ersten Rammschlägen aufbringen bzw. der Hammer schaltet ab. Insbesondere bei Restriktive-Tests ist es wichtig, dass möglichst die ersten Rammschläge mit ausreichender Energie zur Weckung aller Widerstände, d.h. mit ausreichend bleibender Verschiebung des Pfahles, ausgeführt werden. Durch die dynamische Belastung eines Pfahles durch viele 'kleine' Schläge kommt es im Nahbereich zu Umlagerungen und Veränderungen des Bodens. Dieses 'Losschlagen' des Pfahles sollte vermieden werden, um den vollen 'Anwachseffekt', d.h. die Situation mit der geringsten Beeinflussung zu erfassen.

3.5 Hindernisse beim Rammen

Bei Bauvorhaben wird der Baugrund meist nur stichprobenartig erkundet und daraufhin in Baugrundhomogenbereiche eingeteilt. Aufgrund der Inhomogenität des Baugrundes kann es vorkommen, dass Hindernisse, wie z.B. Findlinge, beim Rammen angetroffen werden. Die Abbildung 6 zeigt zwei Doppelspundbohlen mit einer jeweils anderen Fußverformung. Die rechte Spundbohle hat sich durch das Hindernis auf den unteren ca. 2,0 m komplett aufgerollt. Die linke Spundbohle hat das Hindernis nur zur Hälfte auf den unteren ca. 2,0 m

angetroffen. Beide Pfähle zeigten aufgrund unterschiedlicher Pfahlfußbedingungen, Steifigkeits- und Querschnittsänderungen sowie des Setzungsverhaltens auch ein unterschiedliches Tragverhalten. Die Auswertungen mit den direkten Verfahren zeigten deutliche Abweichungen untereinander sowie zu den Tragfähigkeiten der Auswertungen mit erweiterten Verfahren. Erst durch das Ziehen der Pfähle, d.h. zusätzliche Kenntnis über die Pfahlfußgeometrie, konnten plausible Ansätze und Pfahlmodelle für die Auswertung mit dem erweiterten Verfahren erarbeitet werden.



Abbildung 6: Im Pfahlfußbereich zur Hälfte abgerissene Doppelpundbohle (links),
Im Pfahlfußbereich aufgerollte Doppelpundbohle (rechts)

4 Aussagefähigkeit der gemessenen Tragfähigkeiten

Prinzipiell sind auf der Baustelle Aussagen über die gemessenen Tragfähigkeiten durch direkte Verfahren möglich, solange es sich um einen homogenen Pfahl handelt. Bei wenigen dynamischen Probelastungen (z.B. 2-3 Stück) können diese Aussagen nach den direkten Verfahren lediglich als Anhaltswert verstanden werden. Bei Bauvorhaben mit mehreren Prüfterminen, in denen schon Pfähle nach den erweiterten Verfahren mit Modellbildung ausgewertet wurden, kann aufgrund des bereits ermittelten baustellenspezifischen Dämpfungsfaktors durch die erweiterten Verfahren mit Modellbildung die Tragfähig-

keit vor Ort genauer angegeben werden. Aufgrund der Inhomogenität des Baugrundes, auch innerhalb eines Baufeldes, kann die tatsächliche Tragfähigkeit auch hier abweichen. Beispielsweise ist es durchaus möglich, dass bei mehreren Probelastungen auf demselben Baufeld unterschiedliche Dämpfungsfaktoren (z.B. CASE: $J_c = 0,3$ bis $0,5$) auftreten. Verstärkend hierzu kann durch die stark ausgeprägte Randbedingungsvariabilität die Signalqualität auf einem Baufeld, trotz gleicher Pfahlgeometrie, zusätzlich streuen. Nach der Auswertung mit direkten Verfahren kann es hierdurch zu Fehlinterpretationen der gemessenen Tragfähigkeiten vor Ort kommen.

Des Weiteren werden Stahlpfähle, wie in Abbildung 7 zu sehen, oft mit Fußauskreuzung oder Flügeln zur Erhöhung der Tragfähigkeit hergestellt. Auch bei Offshore-Gründungsstrukturen bestehen die Gründungspfähle aus mehreren Einzelprofilen unterschiedlicher Querschnitte. Aufgrund der Anwendbarkeitsbegrenzung des direkten Verfahrens auf einen homogenen Pfahl mit konstanter Steifigkeit und konstantem Querschnitt, kann auf der Baustelle keine Aussage über die Tragfähigkeit solcher Pfähle getroffen werden. Sie müssen zwangsläufig mit dem erweiterten Verfahren mit Modellbildung ausgewertet werden.

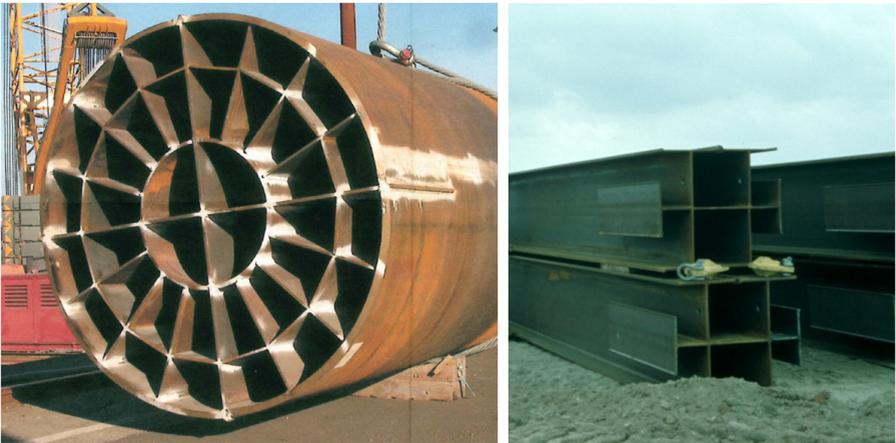


Abbildung 7: Pfahlfußauskreuzung eines Rohrpfahles (links),
Pfahlfußauskreuzung einer Doppeltragbohle (rechts)

Die Auswertung nach erweiterten Verfahren mit Modellbildung ist in jedem Fall erstrebenswert. Aufgrund der Komplexität des numerischen Modells und des iterativen Verfahrens ist eine eindeutige Lösung, d.h. eine eindeutige Tragfähigkeit nicht möglich. Erschwerend hinzu kommen mögliche Randbedingungskonstellationen, die eine Signalinterpretation zusätzlich erschweren. Des Weiteren spielt nach [Herten et al., 2013] der 'human factor' bei der Auswertung und Interpretation der Messdaten eine entscheidende Rolle. Es hat sich gezeigt, dass alleine die Auswertung von Messsignalen eines Schlages durch den 'human factor', d.h. von mehreren Personen ausgewertet, über 30 % abweichende Grenztragfähigkeiten ergeben können. Ergänzend muss hier auch erwähnt werden, dass die bei [Herten et al., 2013] beschriebenen und getesteten Pfähle keine Stahlpfähle waren. Bei Ortbetonpfählen besteht die Möglichkeit von pfahlmaterialabhängigen Steifigkeitsänderungen, die bei der Auswertung mit direkten sowie erweiterten Verfahren zusätzlicher Interpretationen bedürfen und die Aussage über die Tragfähigkeit erschweren.

5 Zusammenfassung

Dynamische Probelastungen kommen seit über 30 Jahren in Deutschland zum Einsatz und haben sich im Laufe der Zeit bei verschiedensten Pfahlarten bewährt. Sie werden heutzutage standardmäßig zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Pfählen im on-, near- und offshore-Bereich eingesetzt und sind in vielen nationalen und internationalen Regelwerken und Empfehlungen verankert. Dennoch ist die Auswertequalität in hohem Maße von den Randbedingungen während der Durchführung der dynamischen Probelastung auf der Baustelle abhängig. Die Auswertung mit direkten Verfahren sollte nur als erste Einschätzung der Tragfähigkeit dienen, zumal die Anwendbarkeit dieser Verfahren stark eingeschränkt ist. Die Auswertung der erweiterten Verfahren mit Modellbildung ist zusätzlich von der Erfahrung des auswertenden Ingenieurs abhängig. Die Auswertung eines Signales durch verschiedene Prüfer kann aufgrund des 'human factor' sowie der nicht eindeutigen Lösung des numerischen Modells durchaus zu abweichenden Lösungen führen.

Durch die rechtzeitige Kommunikation zwischen allen Beteiligten ist es möglich, den Einfluss verschiedenster Randbedingungen auf die Qualität der aufgezeichneten Messsignale zu minimieren und damit die Aussagekräftigkeit der ermittelten Ergebnisse zu verbessern.

Literatur

EA-Pfähle; *Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle*, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Dortmund, Ernst & Sohn, 2. Auflage, 2012

Herten, M.; Baeßler, M.; Niederleithinger, E.; Georgi, S.; *Bewertung dynamischer Pfahlprobelastungen an Bohrpfählen*, Pfahlsymposium, Fachseminar am 21./22.02.13 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 96 S. 79-98, 2013

Hölscher, P.; Brassinga, H.; Brown, M.; Middendorp, P.; Profittlich, M.; van Tol, F.; *Rapid Load Testing on Piles: Interpretation Guidelines*, CRC Press - Tylor and Francis Group, the Netherlands, 2011

Stahlmann, J.; Kirsch, F.; Schallert, M.; Klingmüller, O.; Elmer, K.-H.; *Pfahltests – modern dynamisch und/oder konservativ statisch*, Tagungsband des 4. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', TA-Esslingen, 2004

Stahlmann, J.; Fischer, J.; Zahlmann, J.; *Charakteristische Pfahlwiderstände aus dynamischen Probelastungen*, Pfahlsymposium, Fachseminar am 21./22.02.13 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 96 S. 57-75, 2013

Autoren

Dipl.-Ing. Jörn Zahlmann
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Hauke Sychla
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

j.zahlmann@tu-braunschweig.de
h.sychla@tu-braunschweig.de
j.stahlmann@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstraße 51 b, 38106 Braunschweig

www.IGB-TUBS.de
Tel.: 0531/391-62000

Zum Stahlbau an Offshore Windenergieanlagen

Prof. Dr. sc. techn. Klaus Thiele, Institut für Stahlbau, TU Braunschweig

Dr. Michael Siems, ipu, Braunschweig

1 Einleitung

In diesem Beitrag wird zum Stand der Offshore-Windenergieanlagen aus Sicht des Stahlbaus berichtet. Dabei wird auf aktuelle Diskussionen insbesondere bezüglich zu Entwicklungen bei der Gründungskonstruktion sowie Dauerschwingbelastung und Materialermüdung eingegangen.

2 Entwicklung der Offshore Windenergieanlagen

Windenergieanlagen (WEA), die mittlerweile in Deutschland zum typischen Landschaftsbild gehören, sind ein äußeres Zeichen einer Energiepolitik, die auf den Ausbau erneuerbarer Energien setzt. Die Zuwachsraten der Windenergieindustrie in den letzten Jahren waren beachtlich; so sind bis zum Ende des Jahres 2012 rd. 22.500 Windenergieanlagen ans Netz gegangen, davon 68 offshore. Mit einer installierten Gesamtleistung von rd. 31.000 MW, davon 600 MW offshore, kann derzeit allerdings nur ein Anteil von 7,7% des deutschen Stromverbrauchs abgedeckt werden. Die ehrgeizigen energiepolitischen Zielvorstellungen, die in der Novelle des Gesetzes über den Vorrang erneuerbarer Energien (EEG, 2004) verankert sind, beschreiben als langfristiges Ziel einen Anteil der erneuerbaren Energien an der Stromversorgung von 25% im Jahr 2030. Dies soll u.a. durch einen massiven Ausbau der Windenergie erreicht werden. An Land sind die Wachstumsraten jedoch wegen der Widerstände gegen eine „Verspargelung der Landschaft“ begrenzt. Hier beschränkt sich der Ausbau hauptsächlich auf das so genannte Repowering bestehender Anlagen, bei dem alte Rotoren gegen leistungsfähigere ausgetauscht werden und ggf. die Nabenhöhe vergrößert wird.

Demgegenüber besteht im Offshore-Bereich wegen der besonderen Wind- und Platzverhältnisse ein erhebliches Entwicklungspotential. Den deutlich erhöhten Investitions- und Betriebskosten wird durch eine entsprechende Förderung im Rahmen des EEG (2004) Rechnung getragen, die neben einer Anschlussverpflichtung des Netzbetreibers (in Ver-

bindung mit dem Gesetz zur Beschleunigung von Planungsverfahren für Infrastrukturvorhaben) eine zeitlich befristete Mindestvergütung vorsieht. Die in Abbildung 1 dargestellten ehrgeizigen Ziele sind jedoch kaum erreichbar und bereits jetzt deutlich unterschritten.

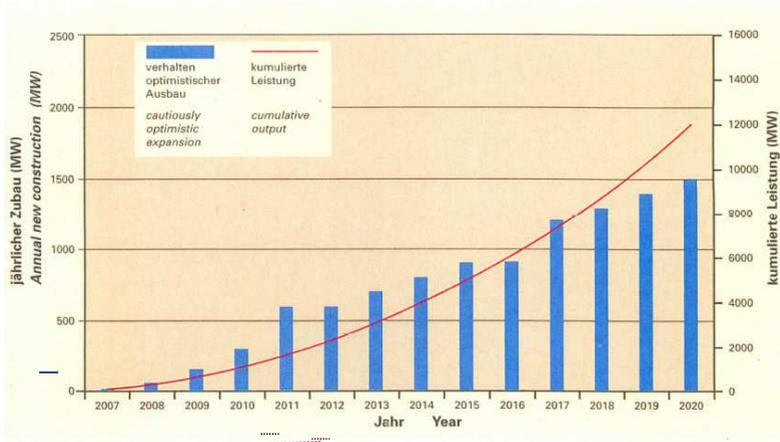


Abbildung 1: Ausbauziele und Ist-Zustand (als gepunktete Linien)

Quelle: Deutsche WindGuard

In der Nordsee befinden sich deutlich mehr Windenergieanlagen in Planung als in der Ostsee: 26 genehmigte Windparks in der Nordsee stehen 3 genehmigten Windparks in der Ostsee gegenüber. Insgesamt sind dies 1894 Einzelanlagen mit einer geplanten Gesamtleistung von 9000 MW (BSH, 31.12.12). Der Bereich in der Nordsee jenseits der 12-Seemeilen-Zone entspricht der Ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) der Bundesrepublik Deutschland und ist mit dem Gebiet des deutschen Festlandssockels identisch. Die Mehrzahl der genehmigten Windparks befindet sich in der AWZ, da große Teile der küstennahen Gebiete gerade in der Nordsee Schutzgebiete sind (Wattenmeer, FFH-Gebiete, Vogelschutzgebiete usw.) und nicht bebaut werden dürfen. In Abb. 2 sind die Standorte in der Nordsee dargestellt.

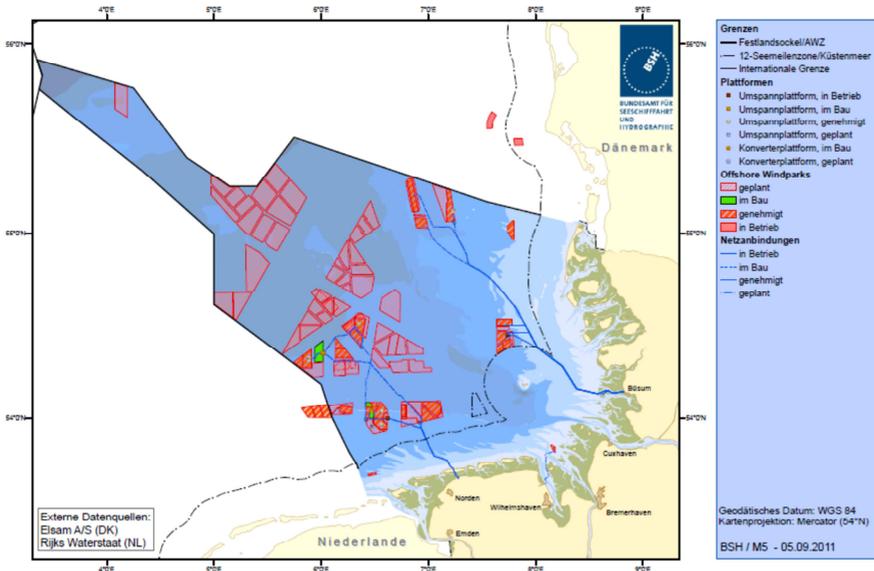


Abbildung 2: WEA Standorte in der Nordsee. Quelle: BSH

Aus den vielfältigen Herausforderungen, die offshore-Windanlagen bieten, sollen im Rahmen dieses Beitrags zwei Punkte näher betrachtet werden, die, sicher nicht ausschließlich, für den Stahlbauer von besonderem Interesse sind. Zum einen ist dies die Gründungskonstruktion mit der Auswirkung auf die dynamischen Eigenschaften des Turmes. Als zweites wird der Anschluss des Windturms an die Unterkonstruktion betrachtet und die Bedeutung der Dauerschwingbelastung und Materialermüdung.

3 Gründungsarten

Um den besonderen Anforderungen der Gründung von Offshore-WEA gerecht zu werden, wurden verschiedene Gründungskonzepte entwickelt. Die Kosten für Herstellung und Montage der Gründung liegen bei einem Viertel der Gesamtinvestitionskosten eines Offshore-Windparks, siehe Abb. 3

Im Rahmen dieses Beitrags werden die Gründungsarten Monopile, Jacket und Tripile näher verglichen, siehe Abb. 4.

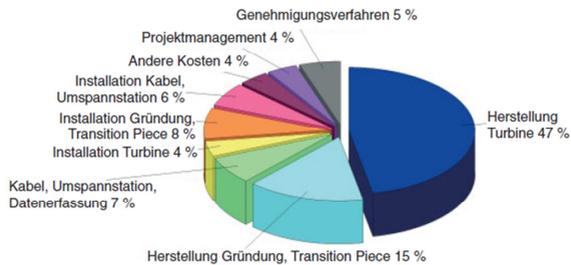


Abbildung 3: Kostenstruktur Offshore-Windparks, Quelle: Lesny

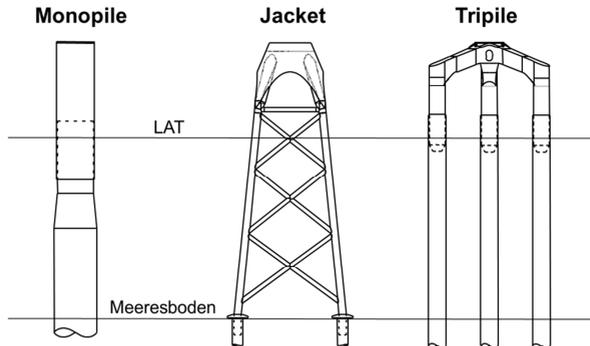


Abbildung 4: Ausgewählte Gründungsarten

3.1 Monopile

Das Monopile-Konzept bezeichnet die Gründung mit einem einzelnen Stahlrohr (auch Pfahl genannt) mit einem Außendurchmesser von ca. 4,80 bis zu 10 m, welches durch eine Rammung in den Baugrund eingebracht wird (ggf. Einrütteln oder Einvibrieren der ersten Meter). Über den Pfahl wird eine Übergangskonstruktion (sog. Transition Piece) gestülpt. Die Überlappungslänge von Pfahl und Transition Piece beträgt ca. das 1,3fache des Pfahldurchmessers. Der Zwischenraum zwischen Pfahl und Transition Piece wird mit hochfestem Mörtel verpresst (Druckfestigkeit ca. 105 N/mm²). Diese als „grouted joint“ bezeichnete Verbindung ermöglicht die Korrektur von möglichen Schiefstellungen und Höhenunterschieden des Gründungsrohrs. Eine weitere Möglichkeit, Pfahl und Transition Piece zu verbinden besteht in einem stahlbaumähnlichen Anschluss. Auf das Transition

Piece wird der Turm der Windenergieanlage durch innenliegende Ringflanschverbindungen verschraubt.

3.2 Tripile / Tripod

Bei der Tripile-Gründung handelt es sich um eine Modifikation des Monopile- Konzeptes, bei der drei Stahlpfähle mit einem Durchmesser von ca. 3,5 m bis zu 35 m tief in den Boden gerammt werden. Auf den Pfahlköpfen erfolgt die Montage eines Stützkreuzes mit drei Hohlkästen von insgesamt ca. 450 t mit einer Neigung von 20° zur Horizontalen, das die Anlage mit Turm, Gondel und Rotor trägt. Bei einer Wassertiefe von 40 m wiegt ein Pfahl ca. 420t und ist ca. 75 bis 80 m lang. Das Gründungskonzept hat wesentliche Vorteile bei größeren Wassertiefen ab 35 m.

Eine ebenfalls für größere Wassertiefen geeignete Gründungsstruktur stellt das Tripod- Konzept (Stativ) dar. Hierbei erfolgt eine Abstützung des Turmes durch drei Verstrebungen, die zusätzlich über horizontale Aussteifungen auf Meeresbodenhöhe mit dem Turm verbunden sind, siehe Abb. 5. An den Enden der Tripod-Elemente befinden sich Hülsen (sog. Pilesleeves), die mit im Boden liegenden Pfählen durch Verpressen „Grouten“ verbunden werden.



Abbildung 5: Tripod

3.3 Jacket

Bei der Jacket-Gründung wird der Turm der WEA auf einer Fachwerkstruktur aus Hohlprofilen verankert, die ebenfalls mit Pfählen im Meeresboden verankert wird. Durch die verhältnismäßig große Basis der Struktur kann eine hohe Biegesteifigkeit erzielt werden.

3.4 Zum Einsatz von Monopiles

Monopiles sind besonders für mittlere Wassertiefen eingesetzt worden, Neuere Entwicklungen zeigen aber auch eine Eignung für größere Wassertiefen, in denen Sie in Konkurrenz vor allem zu Jacket, Tripod und Tripile Systemen stehen, siehe Tab. 1.

Tabelle 1: Eignung ausgewählter Gründungsarten nach Wassertiefe

Typ	Eignung nach Wassertiefe			
	Mittel: 0 m bis 25 m		Groß: 25 m bis 45 m	
Monopile	gut	gut	gut	mäßig
Jacket		mäßig	gut	gut
Tripile / Tripod		mäßig	gut	gut

Monopiles sind gegenüber anderen Systemen, die sich auf drei oder vier Einzelpfähle spreizen, z.B. Tripile, deutlich weicher. Bei ihnen wird die Eigenfrequenz maßgebend für die Bemessung.

Die dynamische Abstimmung der WEA hat einen erheblichen Einfluss auf die Beanspruchbarkeit und Lebensdauer einer Anlage und wird wesentlich durch die Steifigkeit der Turmkonstruktion bestimmt. Hierbei kennzeichnet die Lage der ersten Biegeeigenfrequenz des Turms zur aerodynamischen Erregerfrequenz die schwingungstechnische Konzeption der Anlage. Liegt die erste Eigenfrequenz der Anlage oberhalb der Rotor- und Blattdurchgangsfrequenz (Faktor 3 zur Rotorfrequenz bei dreiflügligen Anlagen), spricht man von einer steifen Konstruktion (stiff-stiff), liegt sie unterhalb beider Erregerfrequenzen, ist die Konstruktion weich (soft-soft). Große Onshore WEA sind hauptsächlich als soft-stiff Türme ausgelegt, wobei die Eigenfrequenz im Energieproduktionsbereich zwischen Rotor- und Blattdurchgangsfrequenz liegt, s. Abb. 6.

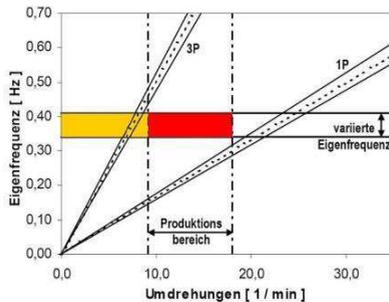


Abbildung 6: Campbell Diagramm einer WEA mit soft-stiff Auslegung

Für die Monopiles ist die Frequenzabstimmung von maßgebender Bedeutung für die Gründungskonstruktion. Turmgeometrie, Neigung des Übergangsstücks und Wassertiefe sind vorausgesetzt, so dass für die Frequenzabstimmung im Wesentlichen noch die Wahl des Durchmessers des Monopiles bleibt (Abb. 7). Die ebenfalls mögliche Verringerung der Kopfmasse oder der Rotordrehzahl nehmen allerdings Einfluss auf die Funktion der Anlage.

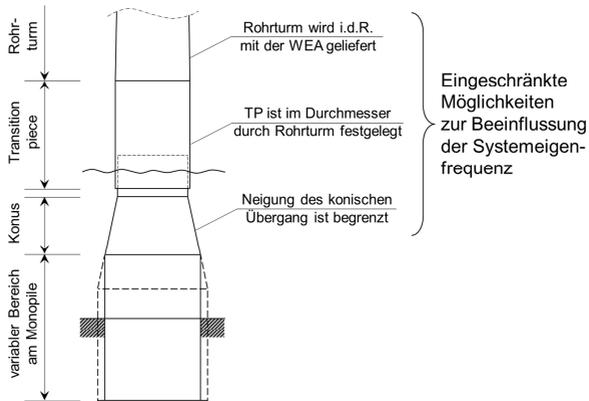


Abbildung 7: Möglichkeiten zur Beeinflussung der Systemeigenfrequenz

Tabelle 2 zeigt, dass die Monopiles eine deutlich höhere Stahltonnage benötigen, sie sind jedoch wegen der einfacheren Montage – ein Pfahl anstelle von drei Pfählen – in bestimmte Fällen durchaus wirtschaftlich.

Tabelle 2: Stahlgewichte von Gründungstypen, Beispielprojekte

Typ	Gewichte in t bis Mudline nach Wassertiefe			
	Mittel: 0 m bis 25 m		Groß: 25 m bis 45 m	
Monopile mit TP	-	495 + 210	860 + 240	1000 + 300
Jacket	unwirtschaftlich		290	380
Tripile mit TP	unwirtschaftlich		390 + 460	410 + 730

4 Bemessung von WEA

4.1 Normen und Richtlinien

Für Offshore-WEA erfolgt die Zertifizierung durch anerkannte Zertifizierungsstellen wie die GL und Det Norske Veritas (DNV). Von diesen Institutionen werden umfassende Richtlinien zur Bemessung herausgegeben, die die speziellen Einwirkungen auf Offshore-WEA regeln. Zunächst sind die Standortbedingungen, die neben Angaben über die geplante Anlage die Baugrundeigenschaften, die Winddaten und die maritimen Bedingungen darstellen, dem Zertifizierer vorzulegen und durch diesen zu bewerten. Hierauf aufbauend werden die Lastannahmen definiert, in diesem Zusammenhang sind insbesondere die erhöhten Beanspruchungen aus Wind sowie die zusätzlichen Beanspruchungen aus Wellen auf die Anlagenstruktur (Abb. 8 und 9) sowie Schiffsanprall zu nennen. Bezüglich Schiffsanprall ist ebenfalls die schiffskörpererhaltende Auslegung der Unterstruktur zu berücksichtigen, die im Fall einer Kollision die Schäden am Schiff möglichst gering halten soll.

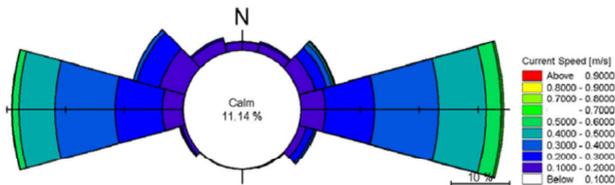


Abbildung 8: Strömungsrose aus Tide und Windstau

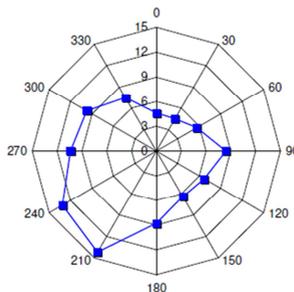


Abbildung 9: Windrichtungsverteilung als Windrose

4.2 Nachweise für den Turm

Entsprechend der „Richtlinie für Windenergieanlagen“ sind die Einwirkungen auf Onshore-WEA nach DIN EN 61400 und ergänzende, in der Richtlinie aufgeführte Einwirkungen, zu berücksichtigen. Hierbei handelt es sich um Einwirkungen aus Trägheits- und Gravitationslasten, Einwirkungen aus aerodynamischen Lasten und sonstige Einwirkungen, wie z. B. Imperfektionen, Temperatureinflüsse oder Eislasten. Die zu bildenden Einwirkungskombinationen auf Grundlage der genannten Lastfälle werden in der Richtlinie vom DiBt beschrieben.

Im Rahmen der Bemessung einer Offshore-WEA sind für die Tragstruktur (ohne Gründung) die folgenden Nachweise zu führen:

- Nachweise der dynamischen Eigenfrequenz
- Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit
- Nachweise im Grenzzustand der Ermüdung
- Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
- Nachweise der Dauerhaftigkeit

4.3 Iterative Dimensionierung

Um den sicheren Betrieb einer WEA zu gewährleisten, ist die Vermeidung von Resonanzen des Turms mit Kopfmasse aus Gondel und Rotor mit den Erregerfrequenzen aus den Rotorkräften sicherzustellen. Entscheidend für das Schwingungsverhalten ist demnach die Lage der ersten Biege- und Torsionseigenfrequenz des Turms zur Erregerfrequenz des Rotors. Nach DiBt-Richtlinie muss bei der Dimensionierung des Turms einer WEA nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren nachgewiesen werden, dass die Eigenfrequenzen des Turms einen Abstand von mindestens $\pm 5\%$ von den Erregerfrequenzen aus Rotor und Blattdurchgang besitzen (s.o., Abb. 6). Bei der Ermittlung der Eigenfrequenzen der Anlage ist auch die Gründungssteifigkeit zu berücksichtigen, die in einem geotechnischen Gutachten nachzuweisen ist.

Die Dimensionierung der Anlage erfolgt in einem iterativen Prozess, bei dem zunächst die Eigenfrequenzen der gewählten Struktur ermittelt und der ausreichende Abstand zu den Erregerfrequenzen überprüft wird. Ergibt die Berechnung der dynamischen Anlagencharakteristik unter Betriebslasten, dass die erforderlichen Sicherheitsabstände nicht einge-

halten sind, wird die Steifigkeit durch Veränderung der Struktur iterativ angepasst, bis die erforderlichen Sicherheiten eingehalten sind.

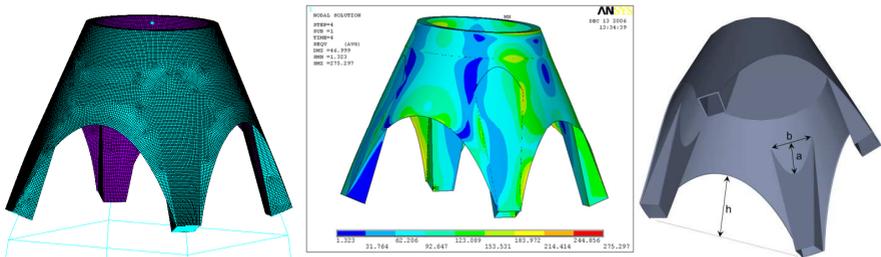


Abbildung 10: Modellierung eines Übergangsknotens einer Jacketkonstruktion
Im rechten Bild Optimierungsparameter für den Ermüdungsnachweis

4.4 Ermüdung

Die Gesamtnutzungsdauer einer WEA wird durch den Mechanismus der Ermüdung bestimmt. Im Rahmen der Nachweise zur Betriebsfestigkeit einer Anlage sind unter anderem Nachweise für den Turm und dessen Anschlusspunkte zu führen.

Die gültigen Bemessungsvorschriften bieten die Möglichkeit, die erforderlichen Ermüdungsnachweise anhand verschiedener Konzepte zu führen. Neben dem Nennspannungskonzept nach der linearen Schädigungshypothese von Palmgren-Miner sind hier das Strukturspannungskonzept auf Grundlage der Hot-Spot-Spannungen sowie örtliche Konzepte auf Grundlage örtlicher Spannungen und Dehnungen zu nennen. Maßgebend für das Ermüdungsverhalten eines Stahlrohrturmes sind die Schweißnähte der Turmschale sowie die Anschlussnähte der Ringflansche. Geeignete Maßnahmen zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit der Gesamtturmstruktur müssen daher auf eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit im Bereich geschweißter Kerbdetails ansetzen.

Zur Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit geschweißter Anschlüsse von WEA wird derzeit der positive Einfluss hochfrequenter Hämmerverfahren auf geschweißte Details untersucht. Bei diesen Verfahren handelt es sich Umfangreiche Testreihen an Probekörpern mit nachbehandelten Schweißnahtdetails haben gezeigt, dass durch eine Behandlung des Schweißnahtübergangs mit hochfrequenten Hämmerverfahren die Ermüdungsfestigkeit der Details signifikant gesteigert werden kann. Dies ist auf eine geometrische Verbesse-

rung des Schweißnahtübergangsprofils sowie auf das Einbringen von Druckeigen-
spannungen durch eine plastische Verformung zurückzuführen.

Die beschriebenen Verfahren bieten insbesondere die Möglichkeit, höherfeste Stähle für
Tragtürme von WEA einzusetzen. Der Einsatz höherfester Stähle war bisher nicht wirt-
schaftlich, da die anzuwendenden Kerbfallklassen unabhängig von der Streckgrenze des
verwendeten Werkstoffs gelten. Da die Lebensdauer der gesamten Turmkonstruktion von
der Lebensdauer der ausgeführten Schweißnahtdetails bestimmt wird, konnte somit durch
den Einsatz höherfester Stähle keine Reduzierung der Wanddicken erzielt werden. Versu-
che an geschweißten und nachbehandelten Probekörpern aus S 690 Q konnten jedoch
belegen, dass für diesen Werkstoff eine Verdoppelung der Ermüdungsfestigkeit gegen-
über unbehandelten Schweißnahtdetails möglich ist. Für eine Schweißverbindung einer
Offshore-WEA konnte hierdurch gezeigt werden, dass eine Verringerung der erforderli-
chen Blechdicke auf 45% möglich ist. Abb. 11 zeigt die mit unterschiedlichen hochfrequenten
Hämmerverfahren nachbehandelten Schweißnahtdetails. Abbildung 12 zeigt das Prin-
zip der Ertüchtigung vorhandener Schweißnähte.

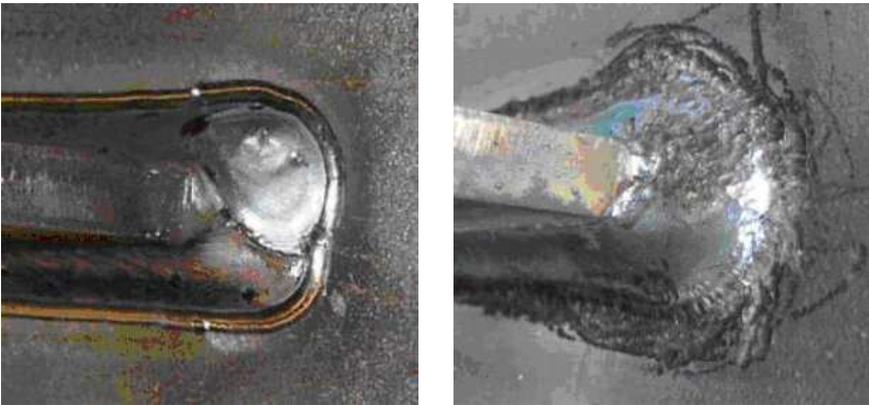


Abbildung 11: hochfrequenten Hämmerverfahren „High Frequency Impact Treatment
(HiFIT, links) und Ultrasonic Impact Treatment (UIT, rechts)

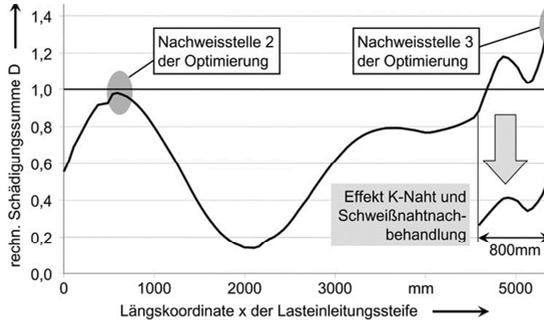


Abbildung 12: Vorgehensweise bei der Nachbehandlung von Schweißnähten

Literatur:

Kerstin Lesny; Foundations for Offshore Wind Turbines. *Vge-Verlag*, 2010

DIBt Richtlinie für Windenergieanlagen, Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung, *Reihe B, Heft 8, Berlin, März 2004*.

Det Norske Veritas (Hrsg.): Offshore Standard DNV-OS-J101, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2004.

Schaumann, P. et al: Tragstrukturen für Windenergieanlagen, *Stahlbaukalender (2007)*, Ernst & Sohn, Berlin, S. 569-645.

Ummenhofer, T.; Weich, I.; Nitschke-Pagel, T.: Lebens- und Restlebensdauerverlängerung geschweißter Windenergieanlagentürme und anderer Stahlkonstruktionen durch Schweißnahtnachbehandlung, *Stahlbau 74 (2005)*, H. 6, S. 412-422.

Siems, M., Scharff, R., Ummenhofer, T.: Einsparpotentiale bei Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen, *Stahlbau 77 (2008)*, H. 9, S. 624-629.

Autoren

Prof. Dr. sc. Techn. Klaus Thiele
Dr.-Ing. Michael Siems

k.thiele@is.tu-braunschweig.de
m.siems@ipu-ing.de

Institut für Stahlbau
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstraße 51, 38106 Braunschweig

www.is.tu-braunschweig.de
Tel.: 0531 391-3373



Korrosionsschutz Auswirkungen und Umsetzung der EN 1090 für Auftraggeber und ausführende Betriebe

GSI mbH, Niederlassung SLV-Hannover,
Dipl.-Ing. Elke Epperlein, FROSIO Beschichtungsinspektor
Epperlein@SLV-Hannover.de
0511/219 62 44



DIN EN 1090-1 Konformitätsnachweisverfahren

DEUTSCHE NORM

Juli 2010

	DIN EN 1090-1	DIN
ICS 91.080.10		Ersatz für DIN EN 1090-1:2009-10
<p>Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 1: <u>Konformitätsnachweisverfahren für tragende Bauteile;</u> Deutsche Fassung EN 1090-1:2009</p> <p>Execution of steel structures and aluminium structures – Part 1: Requirements for conformity assessment of structural components; German version EN 1090-1:2009</p>		

Ex
Pa
Ve

D.h. die DIN EN 1090-1 ist die harmonisierte Spezifikation nach Bauprodukten-Verordnung. Hier sind die Verfahren festgelegt, unter denen eine Konformitätserklärung und CE-Kennzeichnung von Bauteilen aus Stahl oder Aluminium vorgenommen wird!

DIN EN 1090-1 Konformitätsnachweisverfahren

6 Konformitätsbewertung

6.1 Allgemeines

Die Übereinstimmung eines Bauteils oder eines Bausatzes mit den Anforderungen dieser Europäischen Norm und mit den festgelegten Werten (einschließlich Klassen) ist nachzuweisen durch

- a) **Erstprüfung**, siehe 6.2; und
- b) **werkseigene Produktionskontrolle des Herstellers**, die die laufende **Überwachung des Produkts** und die ~~stichprobenweise Überprüfung von Produkten~~ nach einem vorgegebenen Plan einschließt, siehe 6.3.

6.2.2 Eigenschaften

Alle vom Hersteller erklärten Eigenschaften sind mit folgenden Ausnahmen durch eine Erstprüfung zu bestimmen:

- a) das Brandverhalten von Bauteilen, dass nach den zur Herstellung der Bauteile verwendeten Konstruktionsmaterialien beurteilt werden darf;
- b) die Freisetzung gefährlicher Stoffe darf durch Kontrolle des Gehaltes an gefährlichen Stoffen der zur Herstellung der Bauteile verwendeten Konstruktionsmaterialien beurteilt werden;
- c) **die Dauerhaftigkeit** aller Eigenschaften, bei der durch fachgerechte Festlegungen sichergestellt wird, wie Korrosion zu vermeiden ist oder wie Korrosion durch entsprechende Korrosionsschutzregelungen zu begrenzen ist.

Dauerhaftigkeit EN 1090-1

4.9 Dauerhaftigkeit

Alle Anforderungen an den Korrosionsschutz sind in der Bauteilspezifikation anzugeben. Siehe EN 1090-2 für unlegierte Stähle, EN 1993-1-4 für nichtrostenden Stahl und EN 1999-1-1 für Aluminium.

ANMERKUNG 1 Die Dauerhaftigkeit von Bauteilen hängt von ihrer Verwendung, von den Umgebungsbedingungen und von etwaigen Oberflächenbehandlungen ab.

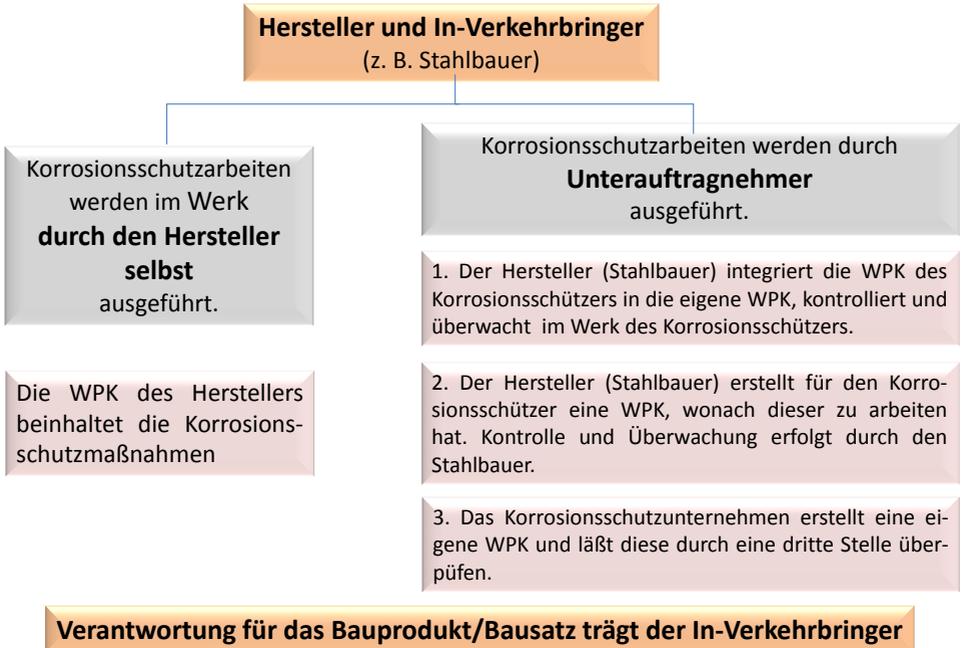
ANMERKUNG 2 Werden Bauteile aus Stahl oder Aluminium regelgerecht gestaltet und hergestellt, ist mit einer Verschlechterung ihrer Eigenschaften nur dann zu rechnen wenn Korrosionen auftreten. Korrosion kann durch geeignete Korrosionsschutzmaßnahmen nachhaltig vermieden werden. Die vorgesehene Lebensdauer eines Bauteils wird durch entsprechende Wartung erreicht.

ANMERKUNG 3 In Deutschland gilt weiterhin der **Zulassungsbescheid Z-30.3-6** (25-5 oder aus nichtrostendem Stahl nach EN 10088 lässt sich nichtrostendem Stahl nach EN 1090-2) enthält Hinweise zur Dauerhaftigkeit von

ANMERKUNG 4 EN 1999-1-1 enthält Hinweise zur Dauerhaftigkeit von Aluminiumlegierungen. Unter den üblichen Umgebungsbedingungen ist ein Korrosionsschutz für Aluminiumbauteile in aller Regel nicht erforderlich.

ANMERKUNG 5 EN 1090-2 und EN 1090-3 enthalten Hinweise für das Aufbringen von Korrosionsschutzsystemen sowie Anforderungen an die Vorbehandlung der Stahl- bzw. Aluminiumoberfläche. Die Wahl des Schutzsystems hängt von den Umgebungsbedingungen ab.

Ausführung von Korrosionsschutzarbeiten



Werkseigene Produktionskontrolle/EN 1090-1

6.3 Werkseigene Produktionskontrolle

6.3.1 Allgemeines

Der Hersteller muss ein System der werkseigenen Produktionskontrolle WPK einrichten, dokumentieren und aufrechterhalten, um sicherzustellen, dass die in den Verkehr gebrachten Produkte die zu erklärenden Leistungsmerkmale aufweisen.

Das WPK-System muss schriftliche Verfahrensweisungen, regelmäßige Kontrollen und Prüfungen umfassen, sowie die daraus resultierenden Maßnahmen für die verwendeten Konstruktionsmaterialien, die Betriebsausrüstung, den Produktionsprozess und die hergestellten Bauteile.

Ein WPK-System, das den Anforderungen von EN ISO 9001 entspricht und den Anforderungen dieser Europäischen Norm angepasst wurde, gilt als ausreichend für die Erfüllung der oben aufgeführten Anforderungen.

ANMERKUNG Ein Qualitätssicherungssystem muss nicht unbedingt EN ISO 9001 entsprechen, um die Anforderungen dieser Europäischen Norm an die WPK zu erfüllen.

Die Ergebnisse von Überprüfungen, Prüfungen oder Bewertungen, die im System der WPK des Herstellers festgelegt sind, sind zu dokumentieren. Die Maßnahmen, die bei Nichteinhaltung der Kontrollwerte oder der Kontrollkriterien zu ergreifen sind, sind zu dokumentieren und für die in der WPK-Systembeschreibung angegebene Dauer aufzubewahren.

Die Bewertung der werkseigenen Produktionskontrolle muss Anhang B entsprechen.

Kontrolle und Überprüfung/DIN EN 1090-2/Anhang F

F.7 Kontrolle und Überprüfung

F.7.2 Routineüberprüfungen

Routineüberprüfungen des Korrosionsschutzes müssen umfassen:

- a) Überprüfungen, dass vorbereitete Stahloberflächen, die einer Korrosionsschutzbehandlung unterzogen werden, den festgelegten Reinheitsgrad, der nach EN ISO 8501 nachgewiesen wird, und die festgelegte Rauheit, die nach EN ISO 8503-2 nachgewiesen wird, aufweisen;
- b) Messung der Dicke von:
 - 1) jeder Beschichtungsschicht nach A_1 ISO 19840; wenn jedoch der Korrosionsschutz durch Verzinken erfolgt, ist die Beschichtung nach EN ISO 2808 zu überprüfen. A_1 ;
 - 2) thermischen Spritzschichten nach EN ISO 2063;
 - 3) Verzinkungen nach EN ISO 1461.
- c) Sichtprüfung, dass die Beschichtungsbehandlung den Vorgaben von EN ISO 12944-7 entspricht.

F.7.3 Kontrollflächen

In Übereinstimmung mit EN ISO 12944-7 müssen die Ausführungsunterlagen alle zu verwendenden Kontrollflächen zur Sicherstellung der Mindeststandards für die Arbeiten festlegen. Sofern nichts anderes festgelegt wird, müssen Kontrollflächen bei Korrosionsschutzsystemen in den Korrosivitätskategorien C3 bis C5 und Im1 bis Im3 festgelegt werden.

DIN EN 1090-1

6.3.6 Bauteilspezifikation

Die Herstellung der Bauteile ist anhand einer Bauteilspezifikation zu steuern, die alle erforderlichen Angaben zum Bauteil enthält. Die dort enthaltenen Angaben müssen ausreichend detailliert sein, sodass nach ihnen das Bauteil hergestellt und seine Konformität bewertet werden kann.

Die geltende Ausführungsklasse muss in der Bauteilspezifikation angegeben sein, siehe EN 1090-2 bzw. EN 1090-3.

Der Hersteller muss einen schriftlich festgelegten Überwachungs- und Prüfplan aufstellen und betrieblich umsetzen, um zu prüfen und zu dokumentieren, dass die hergestellten Bauteile der Bauteilspezifikation entsprechen.

Die Bauteilspezifikation ist auf der Grundlage von Planungsvorgaben zu erstellen. Abhängig vom Ausmaß des vom Hersteller übernommenen Anteils bei der Erstellung der Bauteilspezifikation gilt 6.3.4.

Leistungsspezifikation/Anhang F/EN 1090-2

F.1.2 Leistungsspezifikation

Die Leistungsspezifikation muss festlegen:

- a) die Schutzdauer des Korrosionsschutzes (siehe EN ISO 12944-1) und
- b) die Korrosivitätskategorie (siehe EN ISO 12944-2).

Die Leistungsspezifikation kann auch eine Bevorzugung für die Beschichtung, das Metallspritzen oder das Verzinken benennen.

Schutzdauer			Korrosivitätskategorien für atmosphärische Umgebungsbedingungen	
niedrig	L	2 bis 5 Jahre	C1	unbedeutend
			C2	gering
mittel	M	5 bis 15 Jahre	C3	mäßig
			C4	stark
hoch	H	Über 15 Jahre	C5-I	Sehr stark (Industrie)
			C5-M	Sehr stark (Meer)

EN 1090-2/Ausführung

DEUTSCHE NORM

Oktober 2011

	DIN EN 1090-2	<u>DIN</u>
ICS 91.080.10		Ersatz für DIN EN 1090-2:2008-12
<p>Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2:2008+A1:2011</p> <p>Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures; German version EN 1090-2:2008+A1:2011</p> <p>Exécution des structures en acier et des structures en aluminium – Partie 2: Exigences techniques pour les structures en acier; Version allemande EN 1090-2:2008+A1:2011</p>		

Oberflächenschutz/EN 1090-2

10 Oberflächenschutz

10.1 Allgemeines

Dieser Abschnitt legt Anforderungen für die Bearbeitung von Stahloberflächen mit Unregelmäßigkeiten fest, einschließlich geschweißter und gefertigter Oberflächen, die für das Aufbringen von Farbanstrichen und verwandten Produkten geeignet sind. Die Anforderungen, die das aufzubringende besondere Beschichtungssystem berücksichtigen müssen festgelegt werden.

Dieser Abschnitt enthält nicht die detaillierten Anforderungen an Korrosionsschutzsysteme. Diese sind in den folgenden Querverweisen festgelegt, die je nach Bedarfsfall anzuwenden sind::

- a) beschichtete Oberflächen: Normenreihe EN ISO 12944 und Anhang F;
- b) Oberflächen mit durch thermisches Spritzen aufgetragenen metallischen Überzügen: EN 14616, EN 15311, EN ISO 14713 und Anhang F;
- c) Oberflächen mit durch Verzinken aufgetragenen metallischen Überzügen: EN ISO 1461, EN ISO 14713 und Anhang F.

EN 1090-2/Anhang F

Anhang F (normativ)

Korrosionsschutz

F.1 Allgemeines

F.1.1 Anwendungsbereich

Dieser Anhang enthält Anforderungen und Richtlinien in Bezug auf die Ausführung von Korrosionsschutz auf Stahlbauteile in der Werkstatt und/oder auf der Baustelle mit Ausnahme nichtrostender Stähle. Der Anwendungsbereich umfasst den Korrosionsschutz in Hinblick auf die Oberflächenvorbereitung und das Aufbringen von Beschichtungssystemen oder von metallischen Überzügen durch thermisches Spritzen oder Verzinken. Kathodischer Schutz ist nicht enthalten.

Die Anforderungen an den Korrosionsschutz müssen in den Ausführungsunterlagen in Bezug auf eine Leistungsspezifikation oder in Form von Leistungsanforderungen für die zu verwendende Schutzbehandlung angegeben sein.

Vorbereitung von Stahloberflächen/EN 1090-2

10.2 Vorbereitung von Stahloberflächen für Farbanstriche und verwandte Produkte

Die folgenden Anforderungen gelten nicht für nichtrostende Stähle. Bestehen Anforderungen an die Oberflächenreinheit nichtrostender Stähle, müssen diese festgelegt werden

Alle Oberflächen, die mit Farbanstrichen und verwandten Produkten zu versehen sind, müssen so vorbereitet sein, dass die Kriterien von EN ISO 8501 erfüllt sind. ~~Der Vorbereitungsgrad nach EN ISO 8501-3 muss festgelegt werden.~~

Werden die Schutzdauer des Korrosionsschutzes und die Korrosivitätskategorie festgelegt, muss der Vorbereitungsgrad Tabelle 22 entsprechen.

 Sofern nicht anders festgelegt, gilt P1 für EXC2, EXC3 und EXC4. 

Thermisch geschnittene Oberflächen, Kanten und Schweißnähte müssen ausreichend eben sein und nach dem Strahlen das Erreichen der festgelegten Rauigkeit ermöglichen (siehe Anhang F).

ANMERKUNG Thermisch geschnittene Oberflächen sind manchmal für das Strahlmittel zu hart, um eine ausreichende Oberflächenrauigkeit zu erzielen. Die in 6.4.4 festgelegte Verfahrensprüfung kann zur Feststellung der Oberflächenhärte, und ob Schleifen erforderlich ist, verwendet werden.

Vorbereitungsgrade/Tabelle 22/EN 1090-2

Tabelle 22 — Vorbereitungsgrad

Schutzdauer des Korrosionsschutzes ^a	Korrosivitätskategorie ^b	Vorbereitungsgrad
> 15 Jahre	C1	P1
	C2 bis C3	P2
	Oberhalb C3	P2 oder P3 wie festgelegt
5 Jahre bis 15 Jahre	C1 bis C3	P1
	Oberhalb C3	P2
< 5 Jahre	C1 bis C4	P1
	C5 – Im	P2

^{a b} Schutzdauer des Korrosionsschutzes und Korrosivitätskategorie nach EN ISO 12944 oder EN ISO 14713-1 je nach Anwendungsfall.

Vorbereitungsgrade/DIN EN ISO 8501-3

4 Vorbereitungsgrade

Es gibt drei Vorbereitungsgrade, um Stahloberflächen mit sichtbaren Unregelmäßigkeiten für das Auftragen von Beschichtungsstoffen geeignet zu machen:

P1 Leichte Vorbereitung: Keine Vorbereitung oder nur eine Mindestvorbereitung, die vor dem Auftragen von Beschichtungsstoffen als notwendig betrachtet wird.

P2 Gründliche Vorbereitung: Die meisten Unregelmäßigkeiten sind behoben.

P3 Sehr gründliche Vorbereitung: Die Oberfläche ist frei von bedeutenden sichtbaren Unregelmäßigkeiten.

P1 Leichte Vorbereitung

P2 Gründliche Vorbereitung

P3 Sehr gründliche Vorbereitung

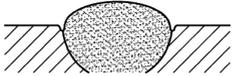
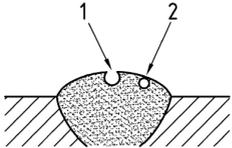
Vorbereitungsgrade/DIN EN ISO 8501-3

Tabelle 1 — Unregelmäßigkeiten und Vorbereitungsgrade

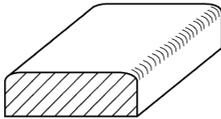
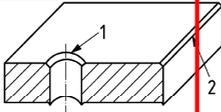
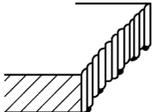
Art der Unregelmäßigkeit		Vorbereitungsgrade		
Beschreibung	Darstellung	P1	P2	P3
1 Schweißnähte				
1.1 Schweißspritzer		Die Oberfläche muss frei von allen losen Schweißspritzern sein [siehe a)].	Die Oberfläche muss frei von allen losen und leicht anhaftenden Schweißspritzern sein [siehe a) und b)]. Schweißspritzer wie in c) dargestellt dürfen verbleiben.	Die Oberfläche muss frei von allen Schweißspritzern sein.
1.2 Geriffelte/profilierete Schweißnaht		keine Vorbereitung	Die Oberfläche muss bearbeitet werden (z. B. durch Schleifen), um unregelmäßige und scharfe Profilierungen zu entfernen.	Die gesamte Oberfläche muss bearbeitet werden, d. h. glatt sein.
1.3 Schweißschlacke		Die Oberfläche muss frei von Schweißschlacke sein.	Die Oberfläche muss frei von Schweißschlacke sein.	Die Oberfläche muss frei von Schweißschlacke sein.

ISO 5817 keine Angabe

Vorbereitungsgrade/DIN EN ISO 8501-3

1.4 Randkerbe		keine Vorbereitung	Oberfläche wie erhalten	Die Oberfläche muss frei von Randkerben sein.
1.5 Schweißporosität	 1 sichtbar 2 unsichtbar (kann nach dem Strahlen offen sein)	keine Vorbereitung	Oberflächenporen müssen ausreichend offen sein, um das Eindringen des Beschichtungstoffes zu ermöglichen.	Die Oberfläche muss frei von sichtbaren Poren sein.
1.6 Krater am Schweißnahtende		keine Vorbereitung	Endkrater müssen frei von scharfen Kanten sein.	Die Oberfläche muss frei von sichtbaren Endkratern sein.

Vorbereitungsgrade/DIN EN ISO 8501-3

2 Kanten				
2.1 Gewalzte Kanten		keine Vorbereitung	keine Vorbereitung	Die Kanten müssen mit einem Mindestradius von 2 mm gerundet sein. (siehe ISO 12944-3)
2.2 Kanten, hergestellt durch Stanzen, Schneiden oder Sägen	 1 Stanzen 2 Schneiden	Kein Teil der Kante darf scharf sein; die Kanten müssen frei von Gratzen sein.	Die Kanten müssen halbwegs glatt sein.	Die Kanten müssen mit einem Mindestradius von 2 mm gerundet sein. (siehe ISO 12944-3)
2.3 thermisch geschnittene Kanten		Die Oberfläche muss frei von Schlacke und losem Zunder sein.	Kein Teil der Kante darf ein unregelmäßiges Profil haben.	Die Schnittfläche muss nachgearbeitet und die Kanten müssen mit einem Mindestradius von 2 mm gerundet sein. (siehe ISO 12944-3)

Kanten/EN 1090-2

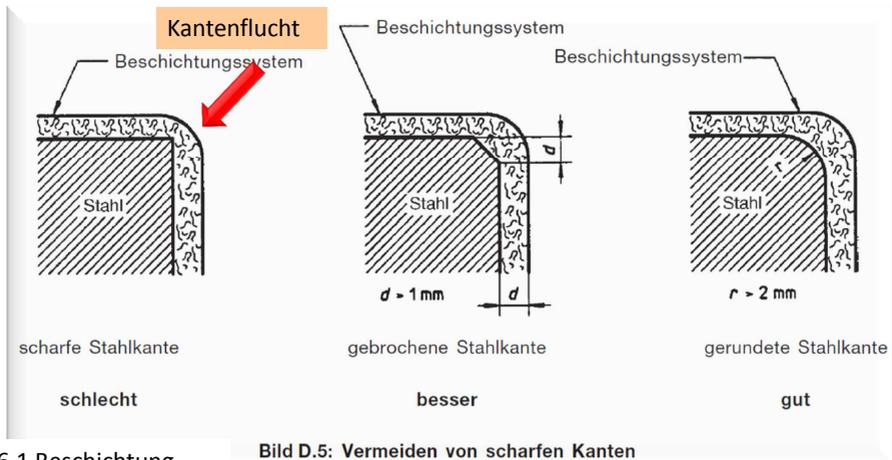


Bild D.5: Vermeiden von scharfen Kanten

F.6.1 Beschichtung

⚠️ Tragwerke mit einer Schutzdauer des Korrosionsschutzes größer als 5 Jahre mit einer Korrosivitätskategorie C3 (und darüber) **müssen** gerundete oder gefaste Kanten nach EN ISO 12944-3 aufweisen, und die Kanten sind durch einen streifenförmigen Überzug, der sich auf einer Breite von etwa 25 mm beiderseits der Kante erstreckt und mit einer für das Beschichtungssystem geeigneten Nenndicke aufgebracht wird, zu schützen. ⚠️

Vorbereitungsgrade/DIN EN ISO 8501-3

3 Oberflächen allgemein				
3.1 Löcher und Krater		Löcher und Krater müssen ausreichend offen sein um dem Beschichtungssystem ein Eindringen zu erlauben.	Löcher und Krater müssen ausreichend offen sein, um dem Beschichtungssystem ein Eindringen zu erlauben.	Die Oberfläche muss frei von Löchern und Kratern sein.
3.2 Schuppen ANMERKUNG Im englischen Sprachgebrauch werden auch die Begriffe „slivers“ und „hackles“ verwendet, um diese Unregelmäßigkeit zu beschreiben.		Die Oberfläche muss frei von abgehobenem Material sein.	Die Oberfläche muss frei von sichtbaren Schuppen sein.	Die Oberfläche muss frei von sichtbaren Schuppen sein.

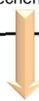
Härte der Schnittflächen/EN 1090-2

6.4.4 Härte der Schnittflächen

Bei Baustählen muss, sofern festgelegt, die Härte der Schnittflächen Tabelle 10 entsprechen. In diesem Fall müssen Schneidprozesse, bei denen lokale Aufhärtungen zu erwarten sind (thermisches Schneiden, Scherschneiden, Stanzen), auf ihre Eignung hin überprüft werden. Um die geforderte Härte der Schnittflächen zu erzielen, muss gegebenenfalls ein Vorwärmen des Werkstoffs erfolgen.

Tabelle 10 — Zulässige höchste Härtewerte (HV 10)

Produktnormen	Stahlsorten	Härtewerte
EN 10025-2 bis -5	S235 bis S460	380
EN 10210-1, EN 10219-1		
EN 10149-2 und EN 10149-3	S260 bis S700	450
EN 10025-6	S460 bis S690	
ANMERKUNG Diese Werte entsprechen EN ISO 15614-1 für Stahlsorten nach ISO/TR 20172.		



Verfahrensprüfung Brennschnittkanten

Verfahrensprüfung Strahlen/DIN EN 1090-2 / F.2.1

Verfahrensprüfung Strahlen

F.2 Oberflächenvorbereitung unlegierter Stähle

F.2.1 Oberflächenvorbereitung unlegierter Stähle vor dem Beschichten und Metallspritzen

Oberflächen müssen in Übereinstimmung mit EN ISO 12944-4 und EN ISO 8501 vorbereitet werden.

Für Reinigungsprozesse mittels Strahlen müssen Verfahrensprüfungen durchgeführt werden, um die erreichbare Oberflächenreinheit und Rauheit festzustellen. Diese müssen während der Herstellung regelmäßig wiederholt werden.

Die Ergebnisse der Verfahrensprüfungen zum Reinigungsprozess mittels Strahlen müssen ausreichend sein, um festzustellen, ob der Prozess für den nachfolgenden Beschichtungsprozess geeignet ist.

Messung und Nachweis der Oberflächenrauheit muss nach EN ISO 8503-1 und EN ISO 8503-2 durchgeführt werden.

Schichtdickenmessung ISO 19840

Schichtdickenmessung/Ermittlung des Korrekturfaktors

Rauheit bekannt!

Rauheit nach DIN EN ISO 8503-1	Korrekturfaktor in μm
fein	10
mittel	25
grob	40



Korrekturfaktor ist vom Einzelmeßwert abzuziehen!!!

Kontrollfläche/EN 1090-2

Kontrollflächen

F.7.3 Kontrollflächen

In Übereinstimmung mit EN ISO 12944-7 müssen die Ausführungsunterlagen alle zu verwendenden Kontrollflächen zur Sicherstellung der Mindeststandards für die Arbeiten festlegen. Sofern nichts anderes festgelegt wird, müssen Kontrollflächen bei Korrosionsschutzsystemen in den Korrosivitätskategorien C3 bis C5 und Im1 bis Im3 festgelegt werden.



C3 bis C5 und Im1 bis Im3

Personal/EN 1090-1

Personal

6.3.2 Personal

Die Verantwortlichkeiten, Befugnisse und das Zusammenspiel der Mitarbeiter, die eine leitende, ausführende oder prüfende Tätigkeit ausüben, welche die Konformität des Produktes beeinflussen, sind festzulegen. Das gilt insbesondere für Personal, das Maßnahmen zur Verhinderung bzw. zur Behebung von Nichtkonformität treffen und Konformitätsprobleme jeglicher Art feststellen und aufzeichnen muss.

In der WPK-Systembeschreibung sind Maßnahmen festzulegen, die sicherstellen, dass das Personal, das eine konformitätsbeeinflussende Tätigkeit ausübt, in Bezug auf die betroffenen Bauteile und die Ausführungsklassen, ausreichend qualifiziert ist und weitergebildet wird.



CE-Kennzeichnung


01234
AnyCo Ltd, PO Box 21, B-1050
A1 11 A1
01234-BPR-0234
A1 EN 1090-1+A1:2011 A1
4 geschweißte Stahlträger für die neue Brücke in Bergen — M 314

Geometrische Toleranzen: EN 1090-2
Schweißseignung: S235J0 nach EN 10025-2
Bruchzähigkeit: 27 J bei 0 °C
Brandverhalten: Material in Klasse A1 eingestuft
Freisetzung von Cadmium: NPD
Freisetzung von radioaktiver Strahlung: NPD
Dauerhaftigkeit: Oberflächenvorbereitung nach EN 1090-2, Vorbereitungsgrad P3. Oberflächenbeschichtung nach EN ISO 12944, Einzelheiten siehe Bauteilspezifikation.
<u>Tragfähigkeitsmerkmale:</u>
<u>Tragfähigkeit:</u> Bemessung nach NS 3472 und Spezifikation RW 302 der Bahnverwaltung, siehe beigefügte Bemessungsunterlagen und -berechnungen, DC 501/06
<u>A1 Verformung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:</u> Siehe beigefügte Bemessungsunterlagen und -berechnungen. DC 501/06 A1
<u>Ermüdungsfestigkeit:</u> RW 302
<u>Feuerwiderstand:</u> NPD
<u>Herstellung:</u> Nach der Bauteilspezifikation CS-506/2006 und EN 1090-2, EXC3

Anlagen zum Beitrag

Korrosionsschutz
Auswirkungen und Umsetzung der EN 1090
für Auftraggeber und ausführende Betriebe

Dipl.-Ing. Elke Epperlein, FROSIO Beschichtungsinspektor

GSI mbH, Niederlassung SLV-Hannover,

GSI - Gesellschaft für Schweißtechnik International mbH
Niederlassung SLV Hannover a.

Handbuch

zur Erfüllung der werkseigenen
Produktionskontrolle gemäß EN 1090

Rev. 1 vom 03.05.2013	Handbuch EN1090 Handbuch zur Erfüllung der Anforderungen an die Werkseigene Produktionskontrolle gemäß EN 1090 – Korrosionsschutz -	 GSI SLV Hannover
erstellt:		
geprüft:		Ausdruck: 12.09.13
genehmigt:		

1. Anwendungsbereich

Die Europäische Norm EN 1090 legt Anforderungen an die Ausführung von Stahltragwerken fest, um ein ausreichendes Niveau an statischer Tragfähigkeit, Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sicherzustellen.

Das Handbuch der Fa. XY ist für die Erfüllung der werkseigenen Produktionskontrolle gemäß der Anforderungen der EN 1090-2 erarbeitet worden. Es wird als Bestandteil der WPK des Herstellers von Bauprodukten für den „Speziellen Prozess Korrosionsschutz“ angewendet. (Es wird als WPK der Korrosionsschutzfirma YZ angewendet.) Der Korrosionsschützer verpflichtet sich, die werkseigenen Produktionskontrolle (WPK) einzurichten, zu dokumentieren und aufrechtzuerhalten, um sicherzustellen, dass die, durch den Hersteller in den Verkehr gebrachten Produkte das zu erklärende Leistungsmerkmal „Korrosionsschutz“ aufweisen können. Das WPK-System umfasst schriftliche Arbeitsanweisungen, regelmäßige Kontrollen und Prüfungen und wurde durch eine dritte Stelle (GSI) bewertet.

Die Ergebnisse von Prüfungen und Bewertungen, die im System der WPK des Herstellers festgelegt wurden, werden dokumentiert. Die Maßnahmen, die bei Nichteinhaltung der Kontrollwerte oder der Kontrollkriterien zu ergreifen sind, werden festgehalten und für die in der Systembeschreibung angegebene Dauer aufbewahrt.

2. Erklärung der Geschäftsführung

Die Geschäftsleitung der Firma XY (ZY) verpflichtet sich, die im Handbuch zur WPK festgelegten Prozesse und deren Umsetzung zu gewährleisten.

Die Geschäftsleitung legt die Verantwortlichkeiten und Befugnisse für alle Arbeitsplätze fest. Es erfolgt die Benennung des WPK (KSB)-Verantwortlichen.

FB 01 „Erklärung der Geschäftsführung“ ([FB01](#))

FB 02 „Organigramm“ ([FB02](#))

FB 03 „Benannte Personen“ ([FB03](#))

FB 04 „Benennung WPK (KSB)-Leiter“ ([FB04](#))

Rev. 1 vom 03.05.2013	Handbuch EN1090 Handbuch zur Erfüllung der Anforderungen an die Werkseigene Produktionskontrolle gemäß EN 1090 – Korrosionsschutz -	 GSI SLV Hannover
erstellt:		
geprüft:		Ausdruck: 12.09.13
genehmigt:		

3. Werkseigene Produktionskontrolle

Mit der Werkseigenen Produktionskontrolle (WPK) gewährleistet die Firma XY (YZ) die ordnungsgemäße Ausführung des Korrosionsschutzes von Stahltragwerken gemäß der EN 1090-2 in den entsprechenden Ausführungsklassen. Die Umsetzung der WPK erfolgt mithilfe von Arbeitsanweisungen, Formblättern und Checklisten sowie regelmäßigen Kontrollen und Prüfungen im gesamten Prozess des Korrosionsschutzes.

Die zur Ausführung des Korrosionsschutzes, der Kontrolle und Prüfung notwendigen Geräte und Einrichtungen werden in einer Liste verwaltet und in festgelegten Abständen kalibriert.

Sofern die Firma XY (YZ) Teile des Korrosionsschutzes untervergift, werden diese Firmen in die WPK integriert.

Das Handbuch zur Durchsetzung der WPK ist gegliedert in:

01 Allgemeiner Teil „WPK“

02 Allgemeiner Teil „Vertrieb und Einkauf“

03 Allgemeiner Teil „Spezieller Prozess Korrosionsschutz“

In den Allgemeinen Teilen „Vertrieb und Einkauf“ sowie des „Speziellen Prozesses Korrosionsschutz“ werden auf die Arbeitsanweisungen, Checklisten, Formblätter und Verfahrensprüfungen verwiesen.

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

FB05 „Fehlermeldung Nonkonformität“ ([FB05](#))

4. Abkürzungen

AA	Arbeitsanweisung
CL	Checkliste
FB	Formblatt
KSB	Korrosionsschutzbeauftragter
PA	Prüfanweisung
VV	Vertriebsverantwortlicher
VA	Verfahrensanweisung
VP	Verfahrensprüfung
WPK	Werkseigene Produktionskontrolle

Rev. 1 vom 11.08.2013	Arbeitsanweisung Oberflächenvorbereitung		
erstellt:			Seite 1 von 2
geprüft:		AA 02	Ausdruck: 12.09.13
genehmigt:			

Allgemeine Angaben	
Datum:	
Auftrags-Nr.:	Spezifikation/Korrosionsschutzplan:
Auftraggeber:	Auftragnehmer:
Ansprechpartner:	Ansprechpartner

1. Bestimmung der Oberflächenreinheit nach DIN EN ISO 8501-1 vor der Strahlentrostung und Prüfung des Strahlmittels auf Salze

2.1 Die Oberflächenreinheit (Rostgrad) wird vor der Strahlentrostung *visuell* gemäß Prüfanweisung (PA06) beurteilt und das Ergebnis dokumentiert ([CL18](#), [CL25](#)). Nach Bestimmung des Rostgrades wird wie unter **Abschn. 3** beschrieben, vorgegangen.

2.2 Wenn besondere Anforderungen an die Beschichtung gestellt werden (z.B. ständiges Eintauchen in Wasser, Kondensation) oder die Spezifikation des Auftraggebers eine weitere Prüfung auf Salze oder andere Verunreinigungen wie Fette, Öle, Wachse oder Bohr- und Sägeemulsionen fordert oder der KSB Verunreinigungen auf der Oberfläche vermutet, wird die Oberfläche vor der Strahlentrostung durch *chemische und/oder physikalische Verfahren* geprüft. Auf Öle und Fette wird jedes Bauteil und jedes Blech mit der UV-Lampe partiell abgeleuchtet (PA07). Sollten andere Verfahren vom Auftraggeber gefordert werden, wird gemäß Spezifikation geprüft. Es ist darauf zu achten, dass bei einigen Prüfverfahren Rückstände zurückbleiben, die entfernt werden müssen. (Datenblätter und Regelwerke beachten). Werden Verunreinigungen festgestellt, werden diese entfernt (**vgl. Abschn. 4**) ([CL 10](#)). Für die Prüfung auf das Vorhandensein von Salzen wird i.d.R. das Bresle-Verfahren gemäß DIN EN ISO 8502 angewendet ([PA01](#)) ([CL 17](#)).

2.3 Das Strahlmittel wird regelmäßig (in Verantwortung des KSB) gemäß DIN EN ISO 11125-7 und DIN EN ISO 11127-7 auf Feuchte und Salze (abhängig vom Strahlmittel) geprüft (PA08) ([CL20](#)), ([CL21](#)), ([CL21a](#)), ([CL28](#)).

Das Strahlmittel (Produktdatenblätter) wird vor der Verarbeitung stichprobenartig mit den Werten der Spezifikation (Art des Strahlgutes, Körnung, Härte) verglichen.

3. Maßnahmen nach Bestimmung der Oberflächenreinheit (Rostgrad)

3.1 Der vorliegende Rostgrad entspricht dem spezifizierten Grad bzw. dem, vom KSB für notwendig zur Erreichung der nachfolgenden Qualität der Beschichtung befundenen Rostgrades. Die Bleche, Profile oder Bauteile werden in die Strahlentrostung geliefert und weiterbearbeitet. Die Bearbeitung wird gemäß Abschnitt 4 dieser Arbeitsanweisung durchgeführt.

3.2 Wenn gemäß Abschn. 2.2 und 2.3 gefordert, werden Prüfungen auf Salze und andere Verunreinigungen durchgeführt. Entsprechen die Analysewerte der Spezifikation wird gemäß Abschnitt 4 dieser Arbeitsanweisung weitergearbeitet.

Rev. 1 vom 11.08.2013	Arbeitsanweisung Oberflächenvorbereitung		
erstellt:			Seite 2 von 2
geprüft:		AA 02	Ausdruck: 12.09.13
genehmigt:			

.....

4. Reinigung der Oberflächen

Die Oberflächen werden, wenn bei der Prüfung der Oberflächenreinheit Öle, Fette, Salze oder anderen Verunreinigungen festgestellt wurden gemäß Spezifikation gereinigt ([CL7](#), [CL10](#)). Arbeitsanweisungen werden für das jeweilige Reinigungsmittel auftragsbezogen erstellt. Festhaftender Rost und Zunder wird mit Handwerkzeugen oder maschinell angetriebenen Werkzeugen vorab entfernt (**vgl. DIN EN ISO 12944-4, Anhang C**). Die Prüfung der Oberfläche erfolgt gemäß Prüfanweisung ([PA01](#)) und ([PA07](#)). Nach der Reinigung wird ein Prüfprotokoll ausgestellt ([CL10](#)).

5. Strahlentrostung

5.1 Das Strahlmittel (Produktdatenblätter) wird regelmäßig vor der Verarbeitung stichprobenartig mit den Werten der Spezifikation (Art des Strahlgutes, Körnung, Härte) verglichen ([CL02](#)).

....

5.2 Nach der Strahlentrostung wird/werden:

-
- (

6. Oberflächenvorbereitung von verzinkten Bauteilen

....

Bericht über die Qualifizierung des Oberflächenvorbereitungsverfahrens durch Strahlen

SLV- Auftr.Nr. (SLV-order No./ SLV-ordre No.)		Abteilung (department/ department)	WT KS
Auftraggeber (client/ client)		Prüfort (test location)	
Ansprechpartner (contact person)		Sachbearbeiter (consultant)	Frau Dipl.-Ing. E. Epperlein, FROSIO Beschichtungsinspektor
Kunden Nr. (client no.)	--	Prüfdatum (test date)	

Spezifikations-Nr. des Herstellers: Str 1/2013 P355

Regel/Prüfnormen: DIN EN 1090/DIN ISO 8501-1/DIN EN ISO 8503-1/DIN EN ISO 8503-2

Datum der Oberflächenvorbereitung: 14.05.2013

Geltungsbereich:

Prozess der Oberflächenvorbereitung		Strahlendrosten durch das Druckluftstrahlen
Grundwerkstoffgruppe(n) und Untergruppe(n)		1.1, 1.2
Oberfläche		Rostgrad A und B
Dicke des Grundwerkstoffes (mm)		>5 mm
Härte der Schnittkanten		≤ 280HV
Art der Reinigung		--
Bezeichnung der Strahlanlage		Konrad Rump Oberflächentechnik KG Salzkotten und vergleichbare Strahlanlagen
Druckluftstrahlpistole / Typ		Venturiedüse / Hersteller Clemco
Größe Düse		9,5 mm bis 11,0 mm
Druck		8bar
Strahlmittel / Bezeichnung		Stahlkies Duragrit H/C
Strahlauftreffwinkel		30° bis 90°
Strahlabstand		500 mm bis 1000 mm
Vorbereitungsgrad		Sa 2 bis Sa 3
Rauheit	Oberfläche	≤120 µm
	Kanten	≤70µm
Leitfähigkeit		< 260 µS/cm

Hiermit wird bestätigt, dass die Prüfung der Oberflächenvorbereitung durch Strahlen in Übereinstimmung mit den Bedingungen der DIN EN Normen 12944-4 erfolgt ist und der Vorbereitungsgrad **B Sa 2 1/2 und BSa3** (gem. ISO 8501-1) sowie Rautiefen von min. 25µm (Segment 1) für die Brennschnittkanten sowie Rautiefen von min. 60µm (Segment 2) gemäß DIN EN 8503-1 erreicht wurden.

Hannover, den 12.07.2013

Ort / Datum der Ausstellung	Prüfer oder Prüfstelle
------------------------------------	-------------------------------

Hannover, den 12.07.2013	Elke Epperlein, GSI mbH, Niederlassung SLV-Hannover

SLV- Auftr.Nr. (SLV-order No./ SLV-ordre No.)		2013 701 0001	Abteilung (department/ department)	WT KS
Auftraggeber (client/ client)		Prüfort (test location)		
Ansprechpartner (contact person)		Sachbearbeiter (consultant)	Frau Dipl.-Ing. E. Epperlein, FROSIO Beschichtungsinspektor	
Kunden Nr. (client no.)	--	Prüfdatum (test date)	14.05.2013	

Erst- und Wiederholungsprüfungen		
Datum	Strahler	Unterschrift Prüfer
14.05.2013		

Protokoll des Strahlens vom 20.06.2012

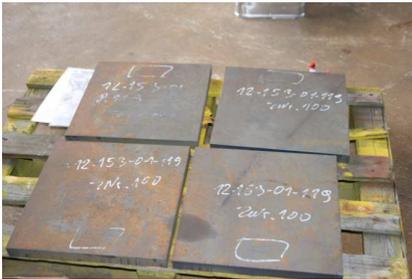
Vorläufige Spezifikations-Nr. des Herstellers	Str 1/2013 P355
Grundwerkstoff	P355
Blechdicke	30mm
Oberfläche	unbeschichtet
Schweißnähte	--
Oberfläche	ja
Brennkante	ja
Rostgrad	B
Härte (Oberfläche und Brennschnittkanten)	max. 280HV10 (Oberfläche) max. 480HV10 (Brennschnittkanten) (gemessen durch Fa. Barlage)
Reinigung	keine (Leitfähigkeitsmessungen < 260 µS/cm)
Bezeichnung der Strahlanlage	Konrad Rump Oberflächentechnik KG Salzkotten
Serien Nr.	2473
Druckluftstrahlpistole / Typ	Venturiedüse
Düsengröße	9,5 und 11,0 mm
Strahlmittel / Bezeichnung	Stahlkies Duragrit H/C
Strahlauftreffwinkel	30° bis 90°
Strahlabstand	500 bis 1000 mm
Vorbereitungsgrad	B Sa3

Name des Strahlers:

Hersteller	Prüfer oder Prüfstelle
Datum, Name und Unterschrift	Datum, Name und Unterschrift

SLV- Auftr.Nr. (SLV-order No./ SLV-ordre No.)		2013 701 0001	Abteilung (department/ department)	WT KS
Auftraggeber (client/ client)	Barlage GmbH, Am Gleis 5, 49740 Haselünne-Flechum	Prüfört (test location)	Haselünne-Flechum	
Ansprechpartner (contact person)		Sachbearbeiter (consultant)	Frau Dipl.-Ing. E. Epperlein, FROSIO Beschichtungsinspektor	
Kunden Nr. (client no.)	--	Prüfdatum (test date)	14.05.2013	

Einzelheiten des Bauteils (Skizze):



Prüfergebnisse

Spezifikation des Herstellers	
Prüfer oder Prüfstelle	GSI mbH, Niederlassung SLV Hannover
Sichtprüfung	Sa3
Rauheitsprüfung (8503-1)	<u>Brennschnittkante nicht beschliffen:</u> Auftreffwinkel 90° Rz 65 µm/Comparator Segment 2 <u>Oberfläche (Düse 9,5):</u> Auftreffwinkel 30° Rz 110 µm/Comparator Segment 3 Auftreffwinkel 90° Rz 110 µm/Comparator Segment 3 <u>Oberfläche (Düse 11,0):</u> Auftreffwinkel 30° Rz max. 110 µm/Comparator Segment 3 Auftreffwinkel 90° Rz 120 µm/Comparator Segment 3
Oberflächenvorbereitungsgrad	BSa 3 gemäß DIN EN 8501-1

Bemerkungen: Es wurden keine Anforderungen hinsichtlich der Rauhtiefen angegeben. Eine Bewertung (erfüllt/nicht erfüllt) ist nicht erfolgt.

SLV- Auftr.Nr. (SLV-order No./ SLV-order No.)	2013 701 0001	Abteilung (department/ department)	WT KS
Auftraggeber (client/ client)		Prüfart (test location)	
Ansprechpartner (contact person)		Sachbearbeiter (consultant)	Frau Dipl.-Ing. E. Epperlein, FROSIO Beschichtungsinspektor
Kunden Nr. (client no.)	--	Prüfdatum (test date)	14.05.2013



Abbildung 1: Dokumentation der Rauheitsmessung.



Abbildung 2: Dokumentation der Rauheitsmessung.



Abbildung 3: Dokumentation der Rauheitsmessung.

Die Prüfungen wurden ausgeführt in Übereinstimmung mit den Anforderungen von DIN EN 1090.

Labor-Bericht-Nr: 1

Die Prüfergebnisse sind erfüllt/nicht erfüllt (Nicht zutreffendes streichen) (vgl. Bemerkungen)

Die Prüfungen wurden ausgeführt in Anwesenheit von: E. Epperlein

* Falls gefordert.

.....
Prüfer oder Prüfstelle

Name, Datum und Unterschrift

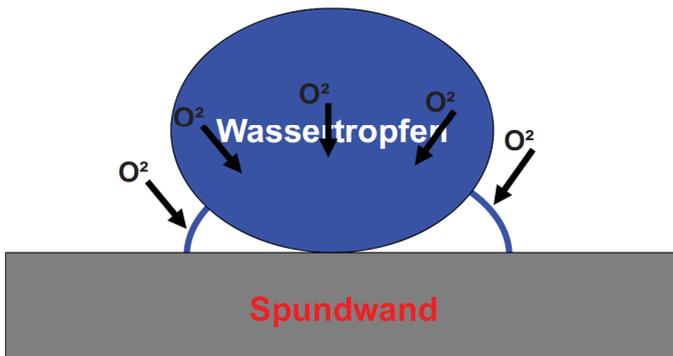
Lösemittelfreie Beschichtungen im Stahlwasserbau und in der Offshore Windindustrie

Herr Stefan Luipers

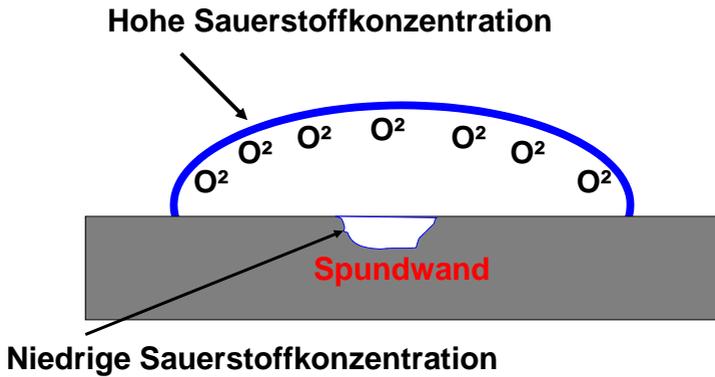
SIKA Deutschland GmbH Geschäftsbereich
Industrial Coatings KAM Off-/Onshore Wind



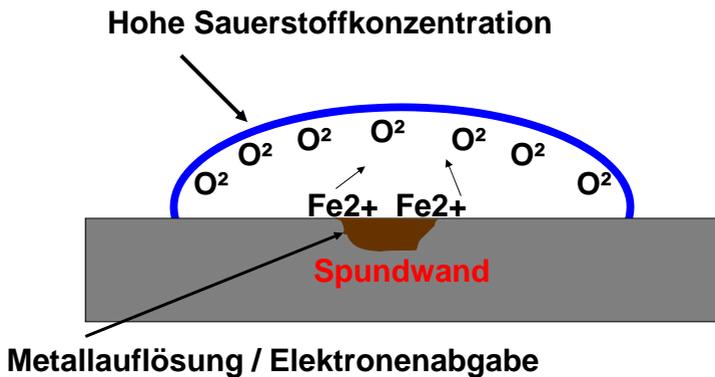
Was ist Korrosion?



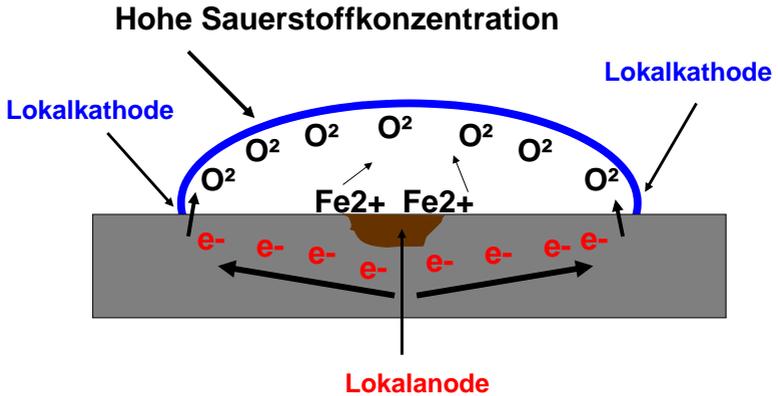
Was ist Korrosion?



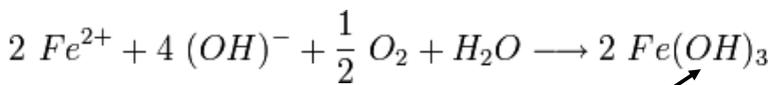
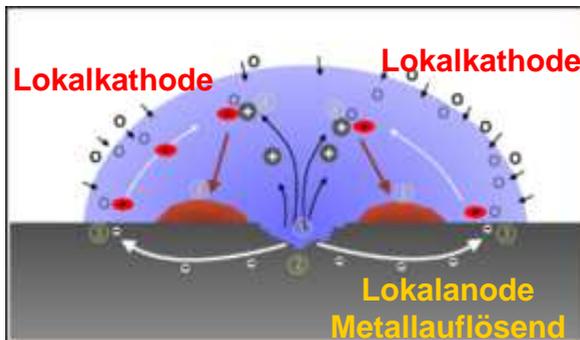
Was ist Korrosion?



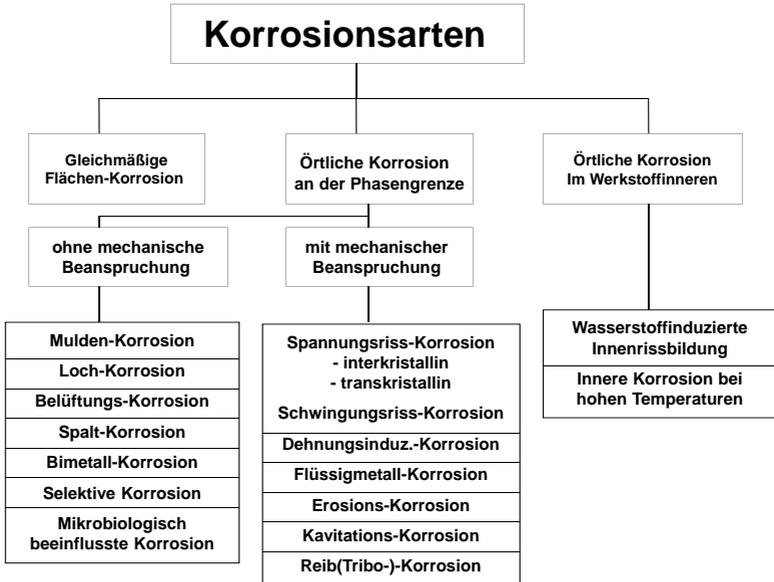
Was ist Korrosion?



Was ist Korrosion?



Schwerlösliches Eisensalze Eisenoxid = ROST



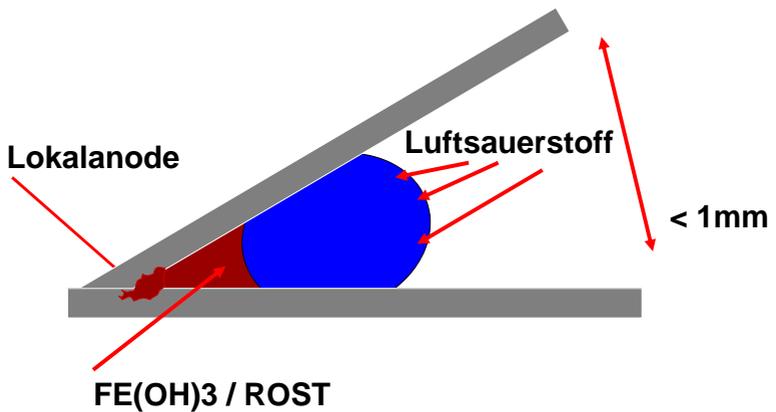
Flächenkorrosion



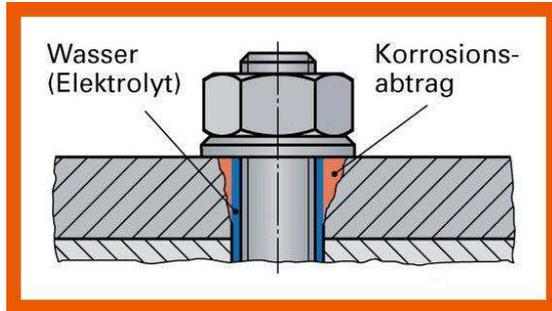
Spaltkorrosion nach dem Strahlen



Kinetik der Spaltkorrosion



Spaltkorrosion



Quelle: andreas.de

**Unterschiedliche Sauerstoffkonzentrationen & Elektrolyt
bei Spalten < 1mm**

➤ **Passungsrost**

Bimetallkorrosion:

Zwei unterschiedlich edle Metalle sind elektrisch leitend miteinander verbunden und tauchen in das gleiche Elektrolyt



Korrosion Spundwandschloß



Korrosion Spundwandschloß



KEINE Spalt-Korrosion



KEINE Spalt-Korrosion?



Bimetallkorrosion:



(Quelle: BAW Karlsruhe)

Bimetallkorrosion:



(Quelle: BAW Karlsruhe)

Bimetallkorrosion:



(Quelle: BAW Karlsruhe)

R P B

(Richtlinien für die Prüfung von
Beschichtungssystemen für den
Korrosionsschutz im Stahlwasserbau)

Liste der zugelassenen Systeme I
Für Binnengewässer: **Im 1**

Liste der zugelassenen Systeme II
Für Meerwasser und Böden: **Im 2/3**

Moderne Produkte für den Stahlwasserbau

- SikaCor SW 500
- Sika Poxicolor SW
- SikaCor PUR SW
- SikaCor 299 AIRLESS
- Sika Epiter 130 TF

Binnengewässer = IM 1

GB	DB	DFT	AW-Wert	KKS
SikaCor Zinc R	SikaCor 299 Airless	550µm	stark	Ja
SikaCor Zinc PUR	SikaCorPUR SW	500µm	stark	Ja
SikaCor Zinc R	Sika Poxicolor SW	550µm	mittel	
SikaCor Zinc R	SikaCor SW 500	550µm	stark	Ja
SikaCor Zinc R	Sika Epiter 130TF	570µm	stark	Ja

Meerwasser und Böden = IM 2/3

GB	DB	DFT	AW-Wert	KKS
SikaCor Zinc R	SikaCor 299 Airless	550µm	stark	Ja
SikaCor Zinc PUR	SikaCorPUR SW	500µm	stark	Ja
SikaCor Zinc R	Sika Poxicolor SW	550µm	mittel	
SikaCor Zinc R	SikaCor SW 500	550µm	stark	Ja
SikaCor Zinc R	Sika Epiter 130TF	570µm	stark	Ja

Borkum Ostmole 2009



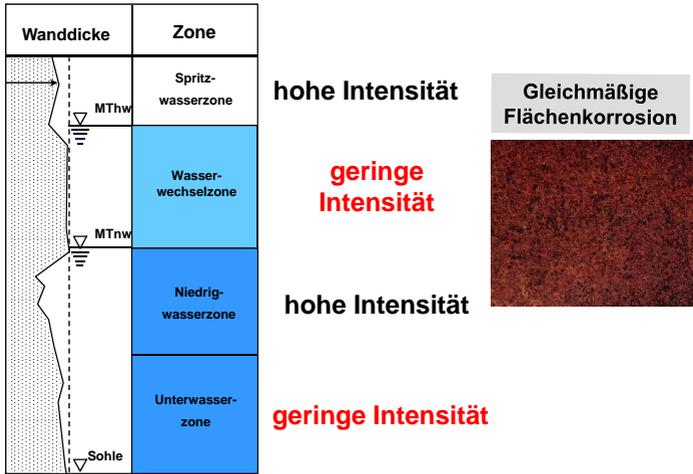
Ausgangszustand



Beschichtungsschaden: starke Muldenkorrosion

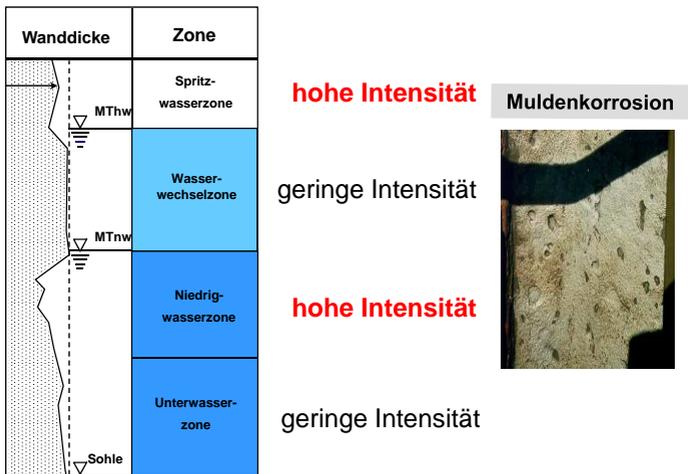


Korrosion im Salzwasser



[Quelle: H. Alberts, BAW]

Korrosion im Salzwasser



[Quelle: H. Alberts, BAW]

SikaCor Zinc PUR & SikaCor PUR SW



Sanierung unter „normalen“ Baustellenbedingungen



Hervorragendes Ergebnis



(Quelle: W.Lambertus, WSA Emden)

In Deutschland erzeugter **grüner** Strom
hat einen Anspruch auf Nachhaltigkeit



Onshore / Enercon E 126

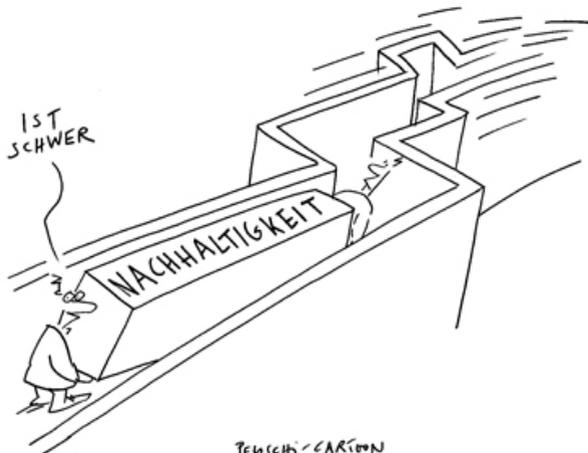
In Deutschland erzeugter **grüner** Strom hat einen Anspruch auf Nachhaltigkeit.



Quelle: Billfinger Berger

Offshore-Forschungsinsel Nordsee/Ostsee FINO 1

Ist Nachhaltigkeit wirklich so schwer?



Quelle: pfuschi-cartoon.ch

Was sind **VOC's**?

VOC = Lösemittel / Verdünner

Definition:

VOC (Volatile Organic Compounds, flüchtige organische Verbindungen):

Alle organischen Verbindungen mit einem Siedepunkt (oder Siedebeginn) von höchstens 250°C bei normalen Druckbedingungen (Standarddruck: 101,3 kPa) ⁵.

Welche VOC's werden verwendet?

Inhaltsstoffe:

- Xylol
- Ethylbenzol
- Solventnaphta
- Testbenzin
- Methylisobutylketon

Wirkungen:



- Trinkwassergefährdung
- Gefährdungsklasse 2
 - Sehr giftig für Wasserorganismen, kann in Gewässern längerfristig schädliche Wirkungen haben



- Reizt die Augen
- Schwindel Krämpfe
- Humankarzinogen=Krebsauslöser beim Menschen
- Kann das Kind im Mutterleib möglicherweise schädigen
- Kann vererbare Schäden verursachen

Problem: Umweltbelastung!

ZITAT eines Marktbegleiters:

Lösemittelanteil in Beschichtungssystemen

„Lösemittel tragen **nicht nur zur Umweltbelastung** bei, sondern haben auch die Aufgabe, dass Bindemittel mit dem Untergrund zu verbinden.“

Wie wirken VOC's?

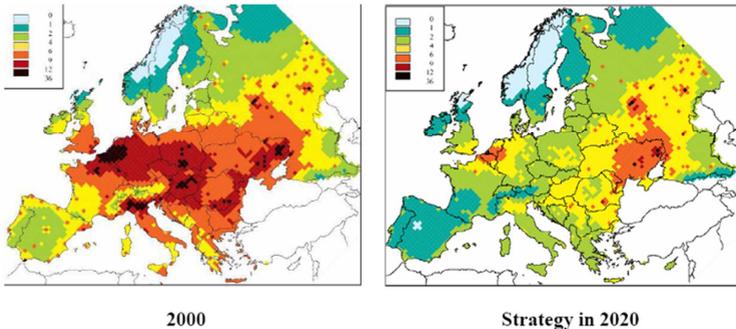
Multi-pollutant/multi-effect approach of the Strategy

	Primary PM	SO ₂	NO _x	VOC	NH ₃
Health effects:					
- Particulate matter	√	√	√	√	√
- Ground-level ozone			√	√	
Vegetation effects:					
- Ground-level ozone			√	√	
- Acidification		√	√		√
- Eutrophication			√		√

- alle Schadstoffe wirken auch über **Feinstaub**
- 208 Mio. Lebensjahre verloren

Angenommene Verbesserung der Lebenserwartung nach CAFE Szenario

Changes in loss of life expectancy in the EU in 2000 and in the interim objective in 2020 (Strategy)



notwendig dazu:

- **51% VOC,**
- **59% Feinstaub**

Einsparpotential 100.000m²

Standart EP
System:

GESAMT VOC:

35.000kg



Gesamt VOC:

3.250kg

> 90% weniger
Lösemittel

10 Jahre Track Report Forschungsinsel Nordsee / Ostsee

SikaCor EG System
BAST

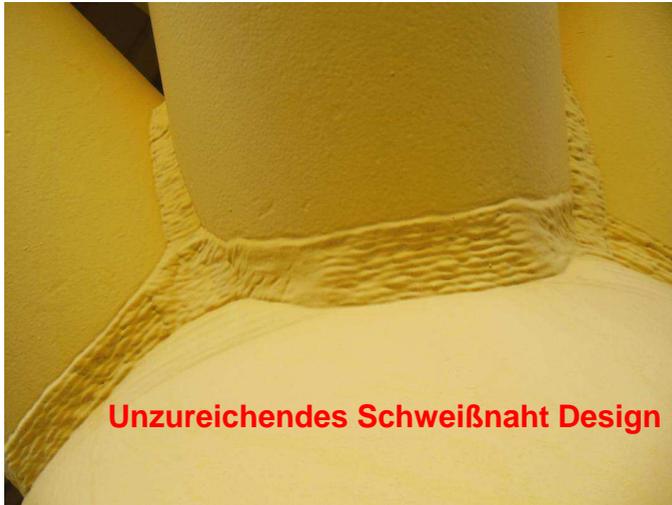
SikaCor SW 500
BAW



Unterseite Helikopter Deck:



JACKET / DIN 8501-3?



JACKET



JACKET / 10 Jahre Nordsee



Sika Offshore TEAM Probleme vermeiden und lösen



OSS Baltic 1



Sika Offshore TEAM Probleme vermeiden und lösen



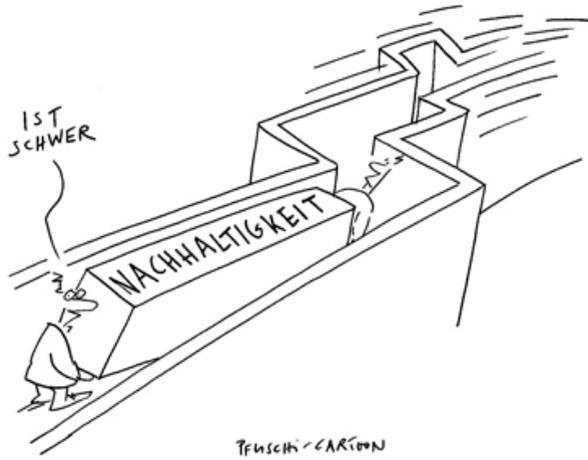
England Greater Gabbert

Sika Offshore TEAM Probleme vermeiden und lösen



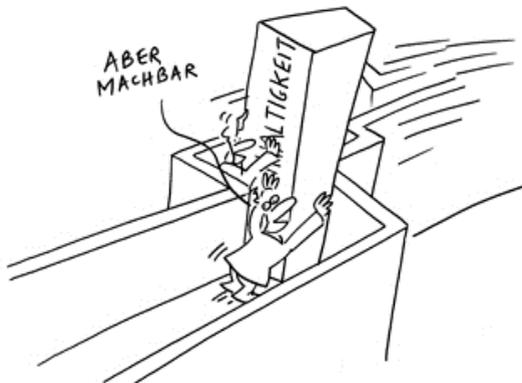
**14 Frosio Inspektoren in Deutschland
3 Frosio Inspektoren mit Internationaler
Offshore Zulassungen**

Ist Nachhaltigkeit wirklich so schwer?



Quelle: pfuschi-cartoon.ch

Ja, aber.....



Quelle: pfuschi-cartoon.ch

Effizienzsteigerung beim Vibrationsrammen

Dr.-Ing. Albrecht Kleibl,
ABI GmbH, Niedernberg

1 Einleitung

Um richtungsweisende Entscheidungen zu treffen, werden oft sogenannte Megatrends herangezogen. Aus diesen lassen sich für die Entwicklung der Spezialtiefbautechnik zwei wesentliche Tendenzen ableiten:

1. Das Wachstum der Weltbevölkerung, fortschreitende Urbanisierung sowie der Klimawandel, der mit zunehmender Unwetterhäufigkeit, Hochwassern und dem Ansteigen des Meeresspiegels einhergeht, stellen neue Herausforderungen an Leistung, Verfügbarkeit und Rentabilität der Maschinen und Verfahren.
2. Weltweit wachsender Energiehunger, Umweltbelastung in Ballungsräumen und nicht zuletzt die Entwicklung der Energiepreise zwingen Hersteller und Betreiber, die Energieeffizienz stärker in den Vordergrund zu stellen.

Während in anderen Bereichen, wie dem Anlagenbau, der Krafffahrzeug- oder auch der Hausgerätetechnik weniger auf den Beschaffungspreis selbst als auf die Lebenszykluskosten geachtet wird, bleibt der Energieverbrauch bei der Kaufentscheidung für Baumaschinen oft unberücksichtigt. Gründe dafür sind unter anderem die stark unterschiedlichen Einsatzbedingungen sowie die technisch äußerst komplexen Zusammenhänge, die eine Bewertung der Effizienz erschweren.

Deutsche Baumaschinenhersteller erreichen einen Welthandelsanteil von 13%¹ und tragen damit zum Wohlstand unseres Landes bei. Zudem würde eine Steigerung der Effizienz dieser Erzeugnisse weltweit einen Beitrag zur Ressourceneinsparung und zum Klimaschutz generieren. Vor diesem Hintergrund wird vom Bundesministerium für Bildung und Forschung im Verbundprojekt „TEAM“ eine Zusammenarbeit von Maschinenherstellern, Zulieferern und Instituten gefördert, die sich das Ziel stellt, die Effizienz von Maschinen

¹ TEAM, Seite 3

und Verfahren zu steigern. Außerdem „sollen Methoden und Instrumente zur umfassenden Bewertung der Energieeffizienz einer mobilen Arbeitsmaschine entwickelt werden“².

Im Rahmen einer Tagung äußerte sich Dr. Ziegler, einer der Vortragenden und im Projekt „TEAM“ mitverantwortlich für die Entwicklung von Methoden zur Bewertung der Energieeffizienz, dahingehend, dass eine pauschale Bewertung der Effizienz einer Baumaschine aufgrund der Komplexität und der stark variierenden Arbeitsaufgaben nicht möglich ist^{3,4}.

2 Maschinen- und Prozesseffizienz

In diesem Vortrag wird der Vorschlag präsentiert, bei der Bewertung zwischen Maschinen- und Prozesseffizienz zu differenzieren.

Die Maschineneffizienz erfasst alle Energieumwandlungen und Hilfsprozesse, die auf dem Trägergerät (oder dem Hydraulikaggregat samt Leitungen) bis zur Übertragung der Leistung auf das Arbeitsgerät stattfinden und gibt dann einen spezifischen Verbrauch, beispielsweise in g Dieselmotorkraftstoff pro kWh hydraulische Leistung an. Zu erfassen wären nur die Druckdifferenz und der Volumenstrom. Bei Messungen im Teillastbetrieb muss berücksichtigt werden, ob der Volumenstrom und/oder die Druckdifferenz variiert werden. Das Verfahren hat gegenüber dem in der TEAM-Broschüre vorgeschlagenen Ziel den Nachteil, dass die Bewertung ohne Arbeitsgerät erfolgt. Dem stehen aber viele Vorteile gegenüber:

- Das Verfahren ist einfach zu standardisieren. Es sind keine Verfahrenszyklen an Demonstratormaschinen erforderlich, wie in der TEAM-Broschüre vorgeschlagen.
- Baumaschinen, besonders im Spezialtiefbau arbeiten in unterschiedlichsten Verfahren. Eine Messung der Maschineneffizienz ist unabhängig vom Arbeitsgerät und -verfahren zutreffend.
- Die Messung kann automatisiert erfolgen und dauert nur wenige Minuten. Voraussetzung ist, dass das Arbeitsgerät die maximale Leistung abrufen kann und für Teillastbetrieb geeignet ist. Alternativ wäre auch ein Versuchsstand denkbar, der einen Hydraulikmotor definiert belastet.

² TEAM, Seite 9

³ Pyper, Seite 34,

⁴ Ziegler

- Um reproduzierbare Verhältnisse sicherzustellen sind nur wenige Einflussgrößen zu berücksichtigen.
- Unterschiedliche Maschinen, beispielsweise Bohr- und Rammgeräte wären vergleichbar.
- Eine Bewertung der Maschineneffizienz ohne Berücksichtigung von Arbeitsgerät, Bauverfahren, Baustellenorganisation, Bodeneinflüssen sowie Philosophie und Geschick des Fahrers ist die kostengünstigste Möglichkeit einer Effizienzbewertung.

Die Prozesseffizienz kennzeichnet, wie das Arbeitsgerät, beispielsweise ein Vibrator oder ein Bohrtisch, die angebotene Leistung in Nutzarbeit umsetzt. Dabei sind verschiedene Schwierigkeiten zu berücksichtigen:

1. ist die Nutzarbeit nicht unbedingt eine Arbeit im physikalischen Sinn. Es handelt sich hier eher um einen spezifischen Energieaufwand, anzugeben beispielsweise in kWh hydraulische Leistung pro Quadratmeter gerammte Spundwand oder pro Kubikmeter ausgebohrtes Bodenmaterial. Hier einen geeigneten Vergleichszyklus zu finden, dürfte sehr schwer sein.
2. gibt es häufig Situationen, in denen das Arbeitsgerät die angebotene Leistung nicht umsetzen kann. Dieser Fall sollte einerseits in der Prozesseffizienz berücksichtigt werden, das heißt, das Arbeitsgerät, welches eine größere Leistung realisiert, müsste besser bewertet werden, andererseits lässt sich diese Problematik nicht physikalisch sauber als Effizienz beschreiben.
3. hängt die Effizienz, mit der das Arbeitsgerät die angebotene Leistung umsetzen kann von sehr vielen Faktoren, wie z.B. beim Vibrationsrammen vom Boden, Rammgut, vorgewählter Drehzahl, zulässiger Bodenschwingung usw. ab.

Da die Energieumwandlung (Verbrennungsmotor-Hydraulikpumpe) und Übertragung (Hydraulikkreislauf) zum deutlich größeren Teil an der Maschine stattfindet, dürfte eine Klassifizierung der Maschineneffizienz, die relativ einfach und wirtschaftlich realisierbar scheint, auch ohne Berücksichtigung der Prozesseffizienz für die Bewertung des Gesamtsystems ausreichen.

3 Steigerung der Maschineneffizienz

3.1 Stand der Technik und Prinzip der VV-Vibratoren

In den vergangenen Jahrzehnten hat sich die Vibrationsrammtechnik im Spezialtiefbau etabliert und wird für immer neue Anwendungen eingesetzt. Mit der Zeit sind sowohl die Größe der Maschinen als auch die installierte Leistung gewachsen. Der Antrieb der Vibratoren erfolgt meist hydraulisch, wobei eine effiziente Energieübertragung durch folgende Merkmale erschwert wird:

- Bei Antriebsleistungen von mehr als 500 kW bei mäklergeführten Vibratoren und teilweise über 1.000 kW bei Freireitern
- werden Ölvolumenströme in der Größenordnung von 700 bis über 1.000 l/min erreicht.
- Diese sind über weite Strecken zu transportieren. Gesamtlängen der Hydraulikleitungen von 50 m sind bei Vibrationsrammgeräten üblich.
- Da die Vibratoren samt Rammgut am Mäklervorgehen werden sind flexible Zuleitungen erforderlich und die Förderquerschnitte begrenzt.

Die im Rammprozess umgesetzte Leistung wird von vielen Faktoren wie Rammgutmasse, Zug- oder Vorspannkraft und Bodenbeschaffenheit bestimmt. Da der Bodenwiderstand zu Beginn einer Rammung meist gering ist und mit zunehmender Einbringtiefe ansteigt, die installierte Antriebsleistung aber den Anforderungen zum Erreichen der Solltiefe genügen muss, ist häufiger Teillastbetrieb nicht zu vermeiden.

Herkömmliche Vibratoren sind mit Hydraulikmotoren mit konstantem Schluckvolumen ausgerüstet, so dass der Ölvolumenstrom proportional von der Drehzahl abhängt und unabhängig von der abgenommenen Leistung Verluste verursacht. Besonders unvorteilhaft ist das Verhältnis zwischen Nutz- und Verlustleistung im Teillastbereich.

Seit etwa 4 Jahren bietet ABI GmbH Vibratoren an, die durch Hydraulikmotoren mit verstellbarem Schluckvolumen charakterisiert werden. Diese Technik bietet gegenüber den bislang üblichen Konstantmotoren folgende Vorteile:

- Die verfügbare hydraulische Leistung wird häufiger vollständig ausgenutzt.

- An bestehende Trägergeräte können deutlich größere Vibratoren angebaut und während der überwiegenden Betriebszeit mit entsprechend höherer Leistung betrieben werden.
- Der Einsatzbereich erweitert sich, da die Vibratoren in unterschiedlichen Betriebszuständen, beispielsweise bei sehr hoher Drehzahl, betrieben werden können, die bisher nur mit teuren Sonderkonstruktionen möglich gewesen wären.
- Die Vibratoren arbeiten mit höherem Ramm- und Getriebewirkungsgrad.

Da ein solcher Vibrator durch Verkleinerung des Schluckvolumens der Hydraulikmotoren seine Drehzahl auch bei geringerem Ölstrom konstant halten kann, ergibt sich als weiterer Vorteil die Möglichkeit, im Teillastbereich den Ölstrom und damit die Verlustleistung zu reduzieren.

3.2 Einsparpotential im Hydrauliksystem

Im Diagramm in Bild 1 werden anhand eines Beispiels hydraulische Leistung an der Pumpe, Verlustleistung sowie die daraus resultierende nutzbare Leistung als Funktionen des Volumenstroms gezeigt.

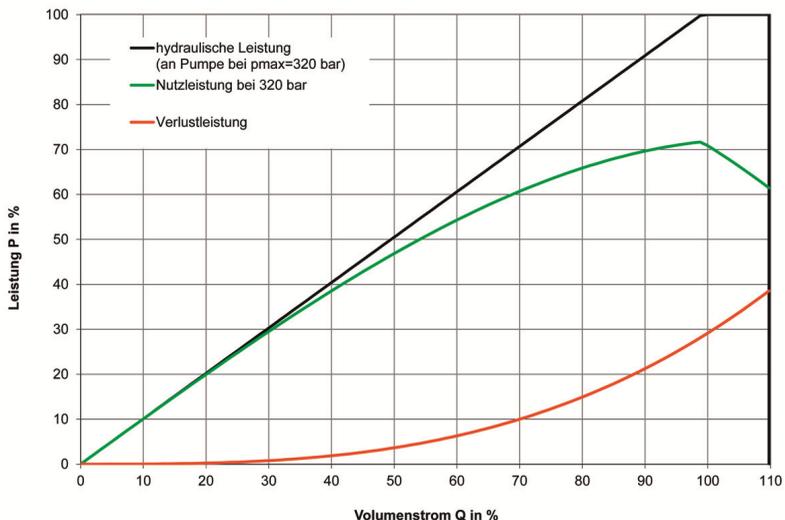


Bild 1: Hydraulische Leistung und Übertragungsverluste

Aus der Darstellung geht hervor, dass sich bei gegebener Hydraulikanlage im Bereich großer Volumenströme die Nutzleistung durch noch größere Volumenströme kaum steigern lässt. Eine Reduzierung des Volumenstroms geht dagegen mit deutlich geringeren Verlusten einher und beschränkt die nutzbare Leistung nur moderat.

Eine häufige Forderung bei Vibrationsrammbaustellen ist das Einbinden der Spundwandprofile in einen wasserdichten Bodenhorizont. Dieser besteht in der Regel aus bindigem Material und ist schwer rammpbar. Bis zum Erreichen dieser Schicht wird die volle Leistung oft nicht abgerufen. Zeitlich überwiegt Teillastbetrieb. Da bei herkömmlichen Vibratoren, um die Drehzahl zu halten, der Volumenstrom nicht reduziert werden kann, stellt sich das Verhältnis von Nutz- und Verlustleistung oft deutlich schlechter dar, als in Bild 1. Im Diagramm sind nur die Verluste im hydraulischen System nach der Pumpe berücksichtigt, die Verluste in der Pumpe sind ähnlich vom Volumenstrom abhängig.

3.3 Efficiency Drive I

Efficiency Drive bezeichnet ein neues, bei ABI entwickeltes, Steuerungskonzept. Diese beschränkt die hydraulischen Verluste dadurch, dass immer dann, wenn der Vibrator im Teillastbereich betrieben wird, der Ölvolumenstrom reduziert wird. Um die Vibratordrehzahl konstant zu halten, wird das Schluckvolumen der Hydraulikmotoren am Vibrator entsprechend angepasst.

Bild 2 zeigt den Zusammenhang zwischen Volumenstrom und Vibratordrehzahl. Beim Vibrator MRZV 1400VS handelt es sich um einen Vibrator der großen Baureihe, der bei ABI bis 2006 gebaut wurde, der MRZV 925VS steht für die mittlere ABI-Baureihe und wurde bereits 2004 von einem moderneren Nachfolger abgelöst. Beide Vibratoren sind mit Konstantmotoren bestückt.

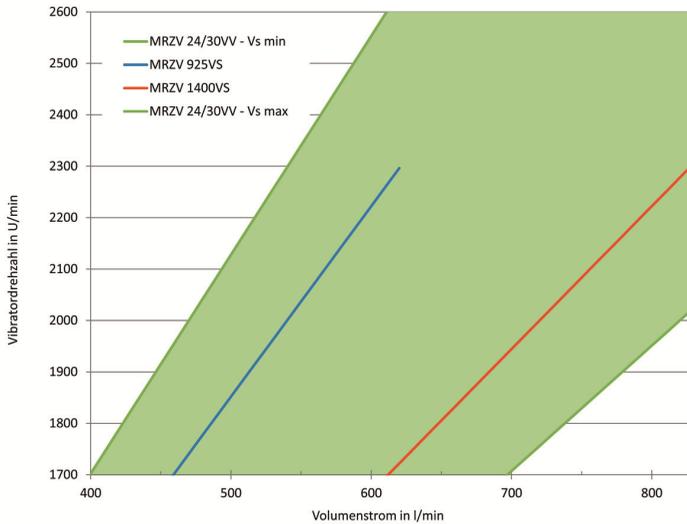


Bild 2: Vibratordrehzahl als Funktion des Volumenstroms

Die Vibratoren MRZV 24VV und 30VV sind die aktuellen Modelle der mittleren und großen Baureihe, wobei der MRZV 24VV (mittlere Baureihe) dem älteren und größeren MRZV 1400VS sowohl in technischen Kennwerten als auch im Einsatz auf der Baustelle überlegen ist. In Abhängigkeit von der Antriebsleistung sind die Vibratoren MRZV 24VV und 30VV oft gleich, immer jedoch mit verstellbarem Schluckvolumen motorisiert. Demzufolge ergibt sich für jeden Volumenstrom statt einer festen Drehzahl ein Drehzahlbereich. Im Umkehrschluss können bei gleichbleibender Drehzahl entsprechend der abgerufenen Leistung Volumenstrom und Übertragungsverluste reduziert werden (Bild 1).

Die Auslastung der Hydraulik wird anhand des Arbeitsdrucks ermittelt. Fällt dieser unter 280 bar werden die Pumpen zurückgeschwenkt. Volumenstrom und hydraulische Verluste verringern sich. Je nach Vibratordrehzahl, die zwischen 1.700 und 2.600 U/min vorgewählt werden kann, lässt sich der Ölvolumenstrom auf 400...600 l/min reduzieren.

Bei Baustellenversuchen konnten zwei 470 kW Maschinen bei gleichen Arbeiten verglichen werden. Eine davon war mit der neuen Steuerung ausgestattet. Vibriert wurden Doppelbohlen PU12 mit 5,5 m Länge, aufgrund der extrem schweren Bodenverhältnisse wurde vorgebohrt. Im Diagramm in Bild 3 sind die Verbrauchswerte pro Doppelbohle über der Vibratordrehzahl dargestellt. Die beiden Linien dienen nur der Verdeutlichung der Verbrauchsunterschiede.

In diesem Versuch wurde durch den Einsatz des Efficiency Drive I ein Vorteil von etwas mehr als einem Liter Diesel pro Doppelbohle realisiert. Bei guter Organisation und reibungslosem Baustellenablauf konnten etwa 10-14 Doppelbohlen pro Stunde eingebracht werden.

Efficiency Drive I steigert die Maschineneffizienz durch leistungsgerechte Anpassung des Ölvolumenstroms und Minimierung der hydraulischen Verluste.

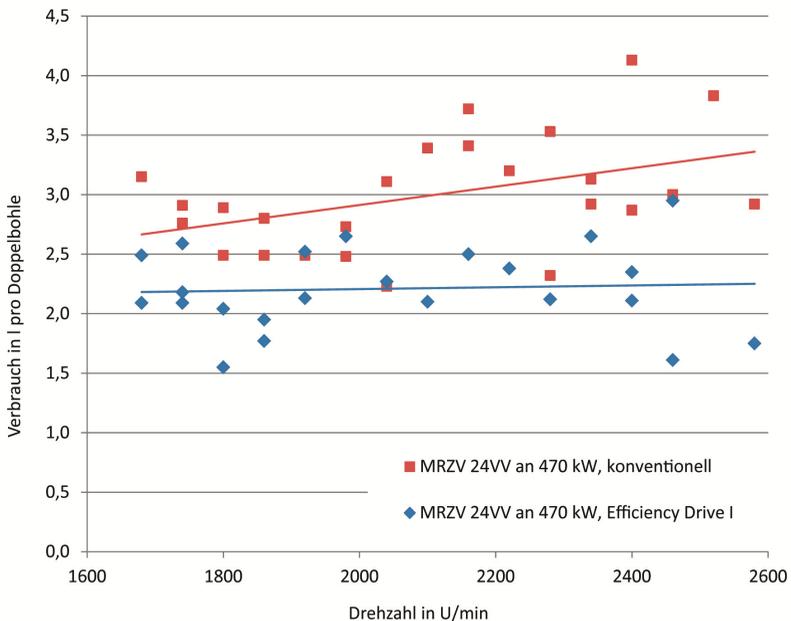


Bild 3: Effekt des ABI Efficiency Drive I

3.4 Efficiency Drive II

Die neue Steuerung wird in verschiedenen Versionen angeboten. Während Efficiency Drive I ausschließlich hydraulische Verluste minimiert, wird beim Efficiency Drive II auch die Dieselmotordrehzahl angepasst. Dabei wird der spezifische Verbrauch des Dieselmotors optimiert. Außerdem werden die verstellbaren Hydraulikpumpen auf dem Trägergerät mit größerem Schluckvolumen betrieben, was einen höheren Wirkungsgrad ermöglicht. Werden Arbeitsgeräte ohne Verstellmotor betrieben, kann die Dieselmotordrehzahl soweit reduziert werden, dass gerade der erforderliche Volumenstrom erreicht wird.

Bild 4 zeigt, wie der Leerlaufverbrauch gängiger Motoren von der Drehzahl abhängt. Gemessen wurde an zwei CAT-Motoren mit jeweils 470 kW. Während der C18, Stufe IIIA im üblichen Arbeitsbereich zwischen 1.500 und 1.800 U/min mit etwa 20 l/h läuft, benötigt das Nachfolgemodell mit Dieselpartikelfilter bis über 30 l/h. Besonders bei dem moderneren Motor bietet sich hier ein erhebliches Einsparpotential. Der beim Vibrationsrammen erforderliche Volumenstrom ist oft bei Dieselmotordrehzahlen zwischen 1.400 und 1.600 U/min realisierbar.

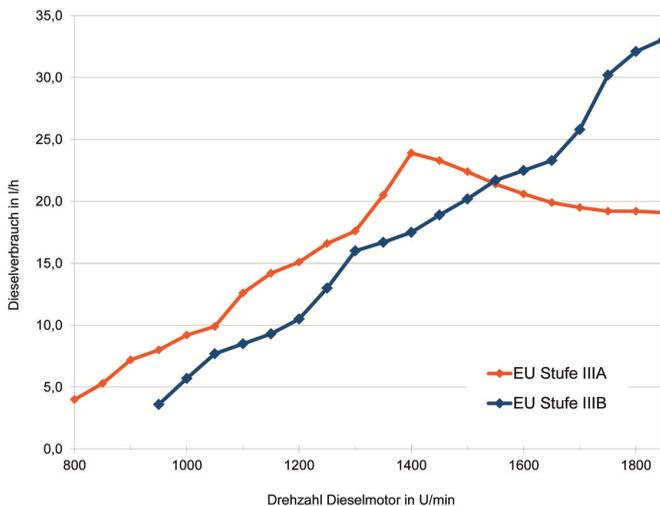


Bild 4: Dieselmotorleerlaufverbräuche CAT C18, Stufe IIIA und Stufe IIIB

Die Diagramme in Bild 5 verdeutlichen, wie sich das neue Steuerungskonzept auf die Parameter Dieselmotordrehzahl, Volumenstrom, Arbeitsdruck und Momentanverbrauch auswirkt.

Gearbeitet wurde im herkömmlichen Betrieb mit einer Doppelbohle PU18 mit 10 m Länge. Bei einer Rammtiefe von etwa 8 m wurde ohne Vorspannkraft weitervibriert. Aufgrund der Mantelreibung zwischen Profil und Boden stellte sich ein Arbeitsdruck von etwa 240 bar ein, was einer für Baustellenverhältnisse guten Auslastung entspricht. Nach Aktivierung der zu testenden Steuerung verringerten sich Dieselmotordrehzahl, Volumenstrom und Dieselmomentanverbrauch, der Arbeitsdruck stieg.

Zum direkten Vergleich wurde während des Versuchs mehrfach zwischen konventioneller Betriebsart und Efficiency Drive II umgeschaltet. Das obere Diagramm zeigt die am Vibrator eingestellten Kennwerte Drehzahl und Unwucht. Diese blieben während des Versuchs konstant, womit eine konstante Leistungsabnahme dokumentiert ist. Drehzahlschwankungen sind lediglich beim Zurückschalten vom Efficiency Drive II zur herkömmlichen Steuerung zu beobachten. Dabei werden die Drehzahl des Dieselmotors hochgefahren und die Schluckvolumina der Pumpen und des Verstellmotors am Vibrator vergrößert. Der Drehzahleinbruch resultiert daraus, dass bei der herkömmlichen Steuerung das Schluckvolumen des Verstellmotors nur aus Volumenstrom und vorgewählter Vibratordrehzahl errechnet wird. Da der maximale Volumenstrom beim Umschalten noch nicht zur Verfügung steht, ergibt sich der kurzzeitige Drehzahleinbruch. Dieser Effekt ist in der Praxis nicht relevant, da keine Maschinen mit umschaltbarer Steuerung ausgeliefert werden.

Im Versuch ließ sich der Dieselmomentanverbrauch um etwa 30% senken, bei geringerer Auslastung fällt die Einsparung deutlicher aus.

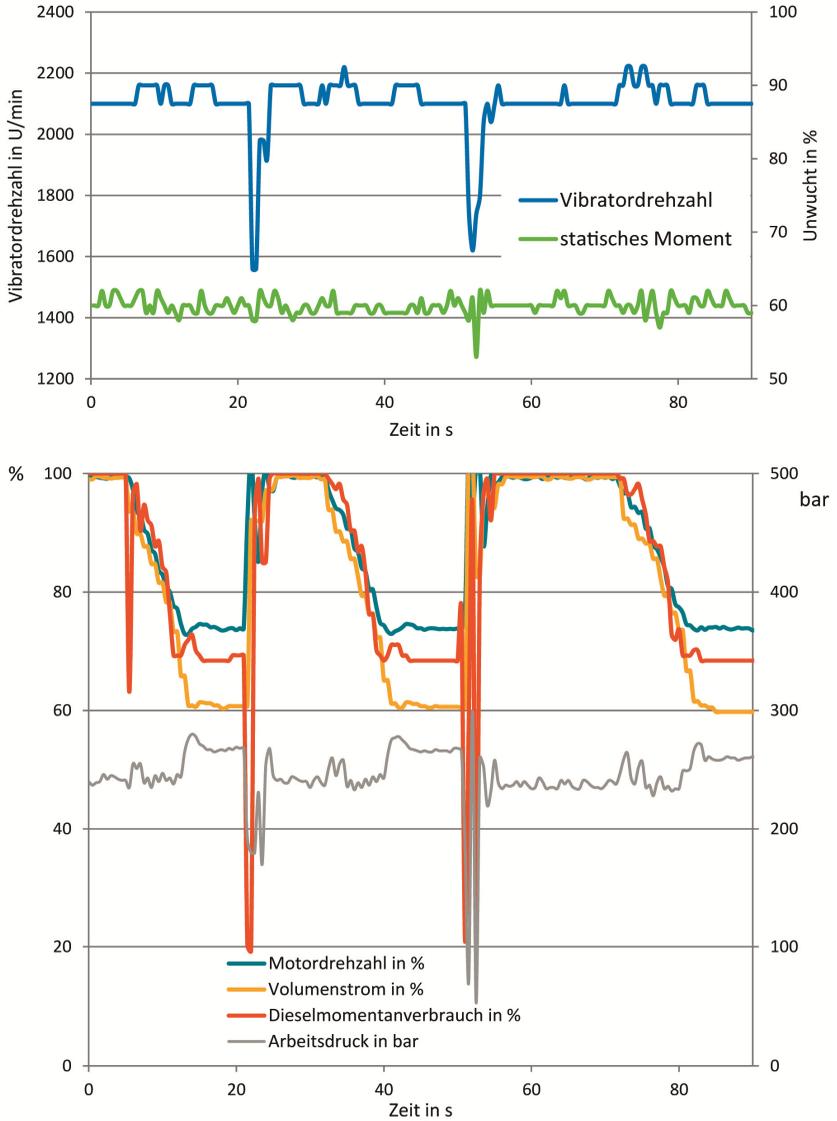


Bild 5: Arbeiten mit und ohne ABI Efficiency Drive II

3.5 Allgemeine Möglichkeiten zur Steigerung der Maschineneffizienz

Unabhängig von Steuerungskonzepten wie Efficiency Drive I oder II ist eine Reduzierung der hydraulischen Verlustleistung eine Option zur Steigerung der Maschineneffizienz. Dabei kann der Druck angehoben und der Volumenstrom entsprechend reduziert und/oder das Hydrauliksystem optimiert werden.

Bei ABI wurden in den letzten Jahren verschiedene Maßnahmen ergriffen, um die Maschineneffizienz zu steigern. In Bild 6 wird die am Arbeitsgerät verfügbare Leistung für verschiedene Varianten als Funktion des Volumenstroms gezeigt. Bei der TM 18/22 handelt es sich um eine ältere Konstruktion mit vier Hydraulikleitungen, motorisiert mit 570 kW, die in der Vergangenheit meist mit dem Vibrator MRZV 30V kombiniert wurde. Dieser Vibrator erreicht seine Maximaldrehzahl bei einem Volumenstrom von 920 l/min. Die bei diesem Volumenstrom am Vibrator verfügbare hydraulische Leistung beträgt etwa 260 kW. Wie die beiden Kennlinien für Drücke von 310 und 290 bar zeigen, ist diese Leistung durch höheren Druck nicht zu steigern. Wenn ein Vibrator unter diesen Bedingungen im Baustelleneinsatz hoch belastet wird und die Drehzahl nicht halten kann, steigt trotz sinkender Drehzahl die am Vibrator verfügbare Leistung bis auf über 300 kW (320 bar, Vibratordrehzahl ca. 1900 U/min). Diese Leistung ist nur bei dieser Vibratordrehzahl möglich.

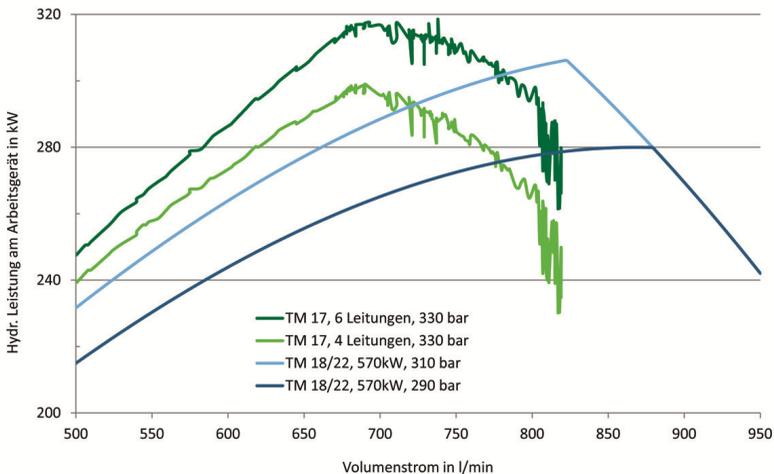


Bild 6: Leistungssteigerung durch höhere Maschineneffizienz

Bei der moderneren TM 17, motorisiert mit 470 kW, wurde die Effizienz durch folgende Maßnahmen gesteigert:

- Die Maschine verfügt über 6 statt 4 hydraulische Arbeitsleitungen.
- Der Druck ist auf 330 bar, der Volumenstrom auf ca. 700 l/min begrenzt.
- In Kombination mit einem VV-Vibrator kann die maximale Leistung über einen weiten Drehzahlbereich abgerufen werden.

Zum Vergleich wurde die Leistung der TM 17 auch mit 4 Leitungen gemessen. Die größere TM 18/22 ist im Vergleich aufgrund der längeren Hydraulikleitungen benachteiligt. Dennoch zeigt sich, dass durch höhere Maschineneffizienz der 100 kW schwächere Motor mehr Leistung am Arbeitsgerät ermöglicht (siehe Bild 6).

Das Diagramm in Bild 7 zeigt den spezifischen Verbrauch in l/kWh (hydraulische Leistung am Vibrator) als Funktion der hydraulischen Leistung am Vibrator für vier und sechs Arbeitsleitungen bei unterschiedlichen Steuerungskonzepten. Gemessen wurde an einer TM 17 bei jeweils maximalem bzw. optimalem Volumenstrom. Die Grafik zeigt, dass sowohl die größere Zahl von Arbeitsleitungen als auch die Steuerungen Efficiency Drive I und II deutliche Steigerungen der Maschineneffizienz bewirken.

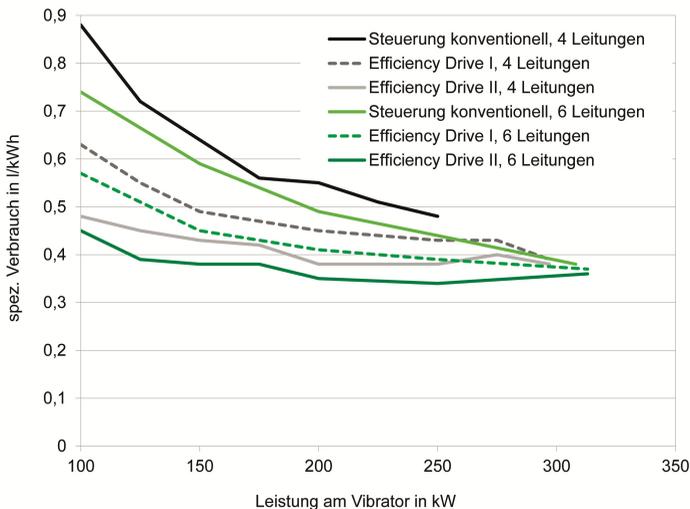


Bild 7: Optimierung der Maschineneffizienz

Das Potential, dass der Efficiency Drive II erschließt, wird in Bild 8 veranschaulicht. Das Motorkennfeld⁵ zeigt den spezifischen Kraftstoffverbrauch in g/kWh in Abhängigkeit von Drehzahl und Drehmoment. Überlagert wird diese Darstellung durch Hyperbeln, die Kuppungsleistungen angeben, die aus Drehzahl und Drehmoment resultieren. Besonders im unteren Teillastbereich ist der Einfluss der Dieselmotordrehzahl auf den Verbrauch erheblich.

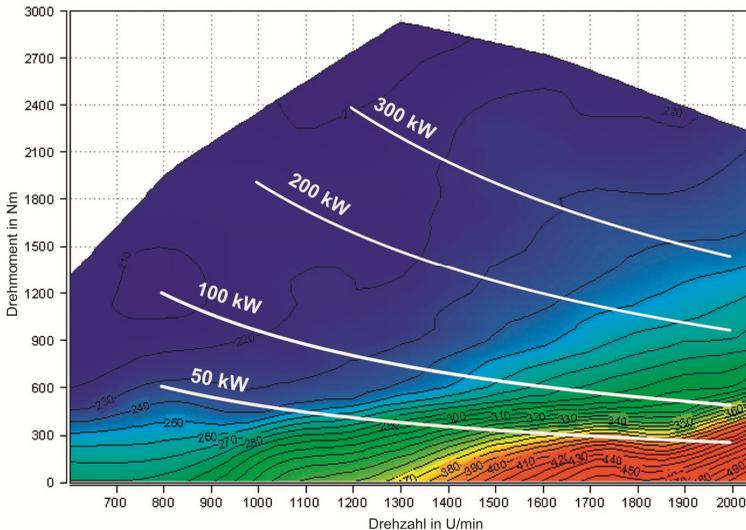


Bild 8: Möglichkeiten der Effizienzsteigerung Drehzahlanpassung beim Dieselmotor

4 Einflussmöglichkeiten auf die Prozesseffizienz

Entsprechend dem Thema des Vortrags beschränkt sich der Beitrag zur Prozesseffizienz auf den Vibrator als Arbeitsgerät. Bild 9 zeigt gemessene Vortriebsgeschwindigkeiten als Funktion von Schwingweite s und Vibratordrehzahl. Der Baugrund bestand aus geschüttetem Schotter mit vielen Feinanteilen. Alle drei Vibratoren wurden am gleichen Trägergerät betrieben. Die Darstellung zeigt, dass sich die Vortriebsgeschwindigkeit durch größere Schwingweite deutlicher steigern lässt als durch höhere Drehzahl. Interessanterweise war

⁵ Zeppelin Power Systems GmbH & Co. KG

die Leistungsaufnahme des MRZV 18S bei Maximaldrehzahl geringer als beim MRZV 600, die Effizienz entsprechend höher. In bindigen Böden ist dieser Effekt oft zu beobachten. Hier erreichen VV-Vibratoren, die die angebotene Maschinenleistung über einen großen Drehzahlbereich ausnutzen und größere Schwingweiten realisieren, eine deutlich höhere Prozesseffizienz.

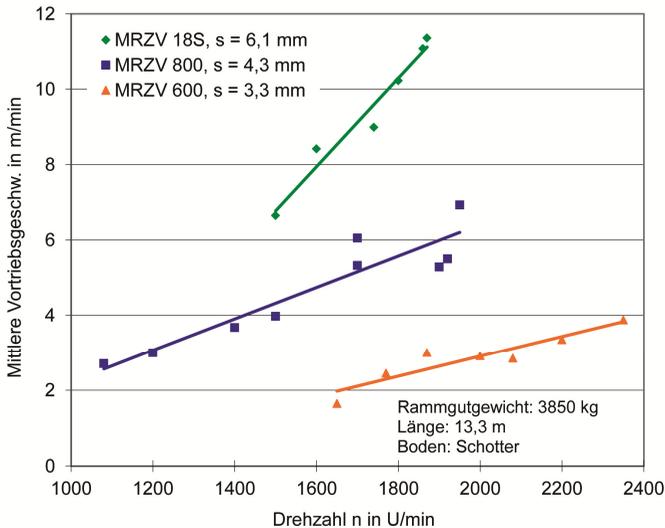


Bild 9: Vortriebsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Drehzahl und Schwingweite

Bild 10 zeigt Vortriebsgeschwindigkeiten, die bei Spundwandrammarbeiten (Larssen 601/602/603, 5,5 m lang) in grobem Schotter gemessen wurden. Aufgrund der hohen Eigenfrequenzen (vgl. Tabelle 1) waren unter diesen Umständen hohe Drehzahlen vorteilhaft. Der Vergleich von MRZV 12V und MRZV 17VV zeigt die Vorteile des VV-Prinzips in der Praxis. Während der VV-Vibrator immer deutlich größere Vortriebsgeschwindigkeiten erreicht, konnte der bewährte MRZV 12V mitunter nicht alle Profile auf Endtiefe rammen.

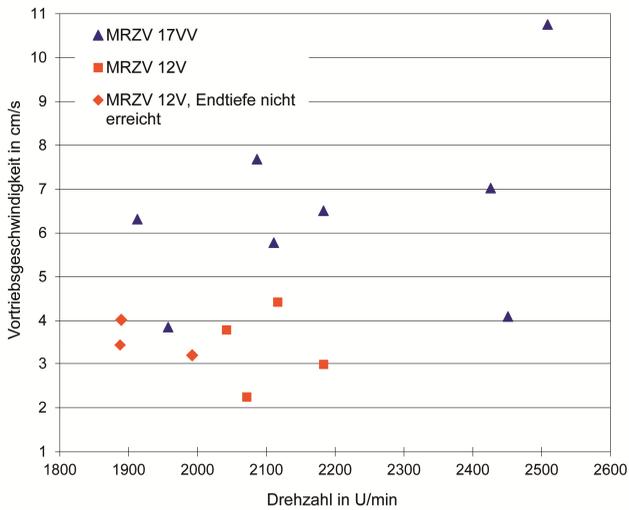


Bild 10: Vergleich von Vibratoren MRZV 12V und 17VV an gleichem Trägergerät

Tabelle 1: Eigenfrequenzen einiger Böden⁶

	Hz
Moorboden	10-13
Mittelsand	15-18
Lehmiger Sand	21-23
Lehm, feucht	20,5
Lehm, trocken	21,5
Sand, fest gelagert	28
Ton	30-34
Feinsand	31
Lehmmergel	32,5
Mittelsand, fest	33
Sand, tonig	37-44
Kies+Sand, dicht	30
Schluffsand	19,3
Löß, trocken	23,5
Schotter	63

⁶ Kühn

5 Bewertung der Maschineneffizienz

Um eine Maschine hinsichtlich Leistung, Effizienz und Umweltbelastung zu bewerten, wird vorgeschlagen, mehrere Kennzahlen zu verwenden:

1. **Leistung:** Als erster Wert könnte die hydraulische Leistung angegeben werden, die die Maschine an der Schnittstelle zum Arbeitsgerät bereitstellt.
2. **Effizienz:** Bei der Effizienz muss eine Möglichkeit gefunden werden, den Teillastbetrieb zu berücksichtigen. Beispielsweise könnten die spezifischen Verbrauchswerte bei einer Inanspruchnahme der hydraulischen Leistung (am Arbeitsgerät) von 20, 40, 60, 80 und 100% einfach oder gewichtet gemittelt werden, so dass sich (in Anlehnung an die Darstellung in Bild 7) ein Wert für den Kraftstoffverbrauch in g/kWh hydraulischer Leistung ergibt. Dabei ist darauf zu achten, dass der Teillastbetrieb praxisgerecht definiert wird. Weder bei einem Bohrgerät noch bei einem Hydraulikbär, erst recht nicht bei einem Vibrator, kann eine Reduzierung der Drehzahl oder der Frequenz auf 20 oder 40% akzeptiert werden. Dementsprechend könnten sich für eine Maschine in Abhängigkeit vom Arbeitsgerät unterschiedliche Kennwerte für die Maschineneffizienz ergeben.
3. **Schadstoffbelastung:** Tabelle 2 zeigt zulässige Werte für Schadstoffe im Abgas von Dieselmotoren. Die Vorgaben beziehen sich auf kWh Kupplungsleistung. Da die Klassifizierung von Baumaschinen nicht den Motor selbst, sondern die komplette Maschine bewerten soll, könnten die Grenzwerte entsprechend dem Verhältnis Kupplungsleistung/hydraulische Leistung umgerechnet und analog zur Betrachtung der Effizienz angegeben werden. Zu überlegen wäre, ob unter **Schadstoffbelastung** alle in der EU-Nonroad-Richtlinie berücksichtigten Schadstoffe oder exemplarisch beispielsweise nur der Partikelausstoß angegeben werden sollte.

Entsprechend diesem Vorschlag, der als Diskussionsvorlage dienen könnte, würde eine Maschine durch drei Kennwerte beschrieben, die hydraulische Maximalleistung am Arbeitsgerät, eine Kennzahl zur Beschreibung der Effizienz und ein aus Abgasstufe des Motors und Maschineneffizienz resultierender Wert für zulässigen Schadstoffausstoß.

Tabelle 2: Zulässiger Schadstoffausstoß in Abhängigkeit von Leistung und Abgasstufe⁷

EU – Nonroad-Richtlinie

97/68/EG (zuletzt geändert durch 2004/26/EG)

Dieselmotoren

Leistung P_n kW	NO _x g/kWh	HC g/kWh	CO g/kWh	Partikel g/kWh	Datum*
	NO _x + NMHC				
Stufe I					
$37 \leq P_n < 75$	9,2	1,3	6,5	0,85	Apr. 99
$75 \leq P_n < 130$	9,2	1,3	5,0	0,70	1999
$130 \leq P_n \leq 560$	9,2	1,3	5,0	0,54	1999
Stufe II					
$18 \leq P_n < 37$	8,0	1,5	5,5	0,8	2001
$37 \leq P_n < 75$	7,0	1,3	5,0	0,4	2004
$75 \leq P_n < 130$	6,0	1,0	5,0	0,3	2003
$130 \leq P_n \leq 560$	6,0	1,0	3,5	0,2	2002
Stufe III A					
$19 \leq P_n < 37$	7,5		5,5	0,6	2007
$37 \leq P_n < 75$	4,7		5,0	0,4	2008
$75 \leq P_n < 130$	4,0		5,0	0,3	2007
$130 \leq P_n \leq 560$	4,0		3,5	0,2	2006
Stufe III B					
$37 \leq P_n < 56$	4,7		5,0	0,025	2013
$56 \leq P_n < 75$	3,3	0,19	5,0	0,025	2012
$75 \leq P_n < 130$	3,3	0,19	5,0	0,025	2012
$130 \leq P_n \leq 560$	2,0	0,19	3,5	0,025	2011
Stufe IV					
$56 \leq P_n < 130$	0,4	0,19	5,0	0,025	Okt. 2014
$130 \leq P_n \leq 560$	0,4	0,19	3,5	0,025	2014

* für das Inverkehrbringen von Motoren; Typgenehmigung ein Jahr früher

6 Zusammenfassung

Da die Energieeffizienz von Baumaschinen schwer zu klassifizieren ist, wird vorgeschlagen, diese in Maschinen- und Prozesseffizienz zu untergliedern. Eine mögliche Einteilung wird im Vortrag erläutert. Am Beispiel von Vibrationsrammgeräten wird gezeigt, wie sich Maschinen- und Prozesseffizienz steigern lassen. Abschließend stellt der Vortrag Vorschläge zur Bewertung der Energieeffizienz zur Diskussion.

⁷ VDMA

Literatur

TEAM: TEAM - Effizienz treibt und an - Entwicklung von Technologien für energiesparende Antriebe mobiler Arbeitsmaschinen, *Fakultät Maschinenwesen, Institut für Fluidtechnik Professur für Fluid-Mechatronische Systemtechnik, Technische Universität Dresden.*

Pyper, Michael: Im Team effizienter werden, *In: FLUID, Verlag moderne Industrie, 03/13.*

Kühn, Günter: Der maschinelle Tiefbau, *B. G. Teubner Stuttgart, 1992.*

VDMA: Abgasgesetzgebung Diesel- und Gasmotoren, *VDMA Motoren und Systeme, Frankfurt am Main, 2006.*

Zeppelin Power Systems GmbH & Co. KG, Achim.

Ziegler, Andreas: Leiter Entwicklung und Konstruktion Hydraulik und Antriebstechnik, BAUER Maschinen GmbH, *Vortrag am 21.1.2013 und persönliche Gespräche.*

Autor

Dr.-Ing. Albrecht Kleibl

akleibl@abi-gmbh.de

ABI Maschinenfabrik und Vertriebsgesellschaft mbH
Am Knüchel 4, D - 63843 Niedernberg

www.abi-group.com
Tel.: 06028 123 232

Projektbezogene Lösungen beim Einpressen von Spundbohlen aus der Sicht des Anwenders

Dipl.-Ing. Jens Danger, Dipl.-Ing. Julia Welzel

Einleitung

Die Bauunternehmung Hermann Koth Ingenieurbau GmbH & Co. KG mit Sitz in Schieren, nördlich von Hamburg arbeitet seit über 20 Jahren auf dem Gebiet des Einpressens von Spundbohlen.

Im Jahr 1993 wurde der erste Silent Piler gekauft, inzwischen besitzt das Unternehmen fünf Maschinen diesen Typs und dazu drei mäklergeführte Pressen.

Dieser Beitrag soll einen Einblick über verschiedene Einpressverfahren von Spundbohlen, das *erschütterungsfreie* Einbringen von Spundbohlen, geben. Die Einpressverfahren werden im Weiteren untereinander mit Ihren jeweiligen Vor- und Nachteilen verglichen. Weiterhin wird kurz auf die Einpresshilfen eingegangen. Zum Schluss wird der Bezug zur Praxis anhand von Beispielen und Projekten hergestellt.

Kräfte beim Einpressen von Spundbohlen

Bevor auf die einzelnen Pressverfahren eingegangen wird, soll zunächst ein kurzer Überblick über die auftretenden Kräfte beim Einbringen von Spundbohlen gegeben werden.

Beim Einpressen von Spundbohlen wirken die Mantelreibung, der Spitzenwiderstand sowie die Schlossreibung der Einpresskraft entgegen.

Um die Spundbohlen in den Boden einpressen zu können, muss die Einpresskraft größer als die Summe der Widerstandskräfte sein.

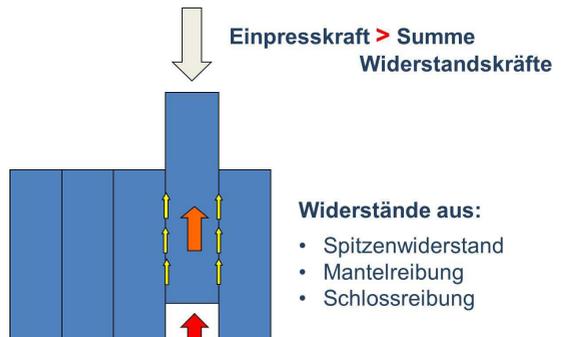


Abbildung 1: Wirkende Kräfte beim Einpressen von Spundbohlen

Einpressverfahren

Als etablierte Einpressverfahren von Spundbohlen sind:

- das mäklergeführte Einpressen von Spundbohlen und
- das selbstschreitende Einpressen von Spundbohlen.

zu nennen.

Mäklergeführtes Einpressen von Spundbohlen

Beim mäklergeführten Einpressen ist die Spundwandpresse an einem Trägergerät mit Kettenfahwerk montiert. Die Spundbohlen werden tafelformig als 3-fach oder 4-fach-Bohlenpakete aufgenommen und eingepresst:

Das Bohlenpaket wird über die sogenannten Knebelketten, die unterhalb der Klemmzangen befestigt sind, angeschlagen (s. Abbildung 2) und durch das Hochfahren der Spundwandpresse am Mäklertrotzlotrecht gestellt und ausgerichtet. Anschließend wird die Presse abgesenkt und die Klemmzangen klemmen sich oben an den Spundwandköpfen fest. Das Bohlenpaket kann jetzt kraftschlüssig aufgenommen und in das Schloss der letzten Spundbohle des vorherigen Paketes eingefädelt werden.



Abbildung 2: Mäklergeführte Presse, Spundbohlen an Knebelketten angeschlagen

Bei dem Pressvorgang eines Viererpaketes beginnt einer der beiden mittleren Presszylinder, der zweite mittlere Presszylinder folgt und die beiden äußeren senken sich zum Schluss eines „Hubes“ wechselseitig. Sind alle vier Spundbohlen um die Hublänge der Presszylinder eingepresst, wird das Pressgehäuse durch das gleichzeitige Einfahren aller vier Zylinder abgesenkt. So wird das Paket sukzessive in den Boden eingepresst (s. Abbildung 3).

Der Mäkler und die Spundwandpresse sollen durch den Einpressvorgang möglichst wenig beansprucht und nicht als Widerlager genutzt werden. Das Widerlager für das Einpressen

der jeweiligen Einzelbohle wird durch die Mantelreibung der anderen drei, bereits teilweise schon eingepressten Spundbohlen hergestellt. Der Mäkler soll dabei lediglich die nicht unwichtige lotrechte Führung des Paketes sicherstellen.

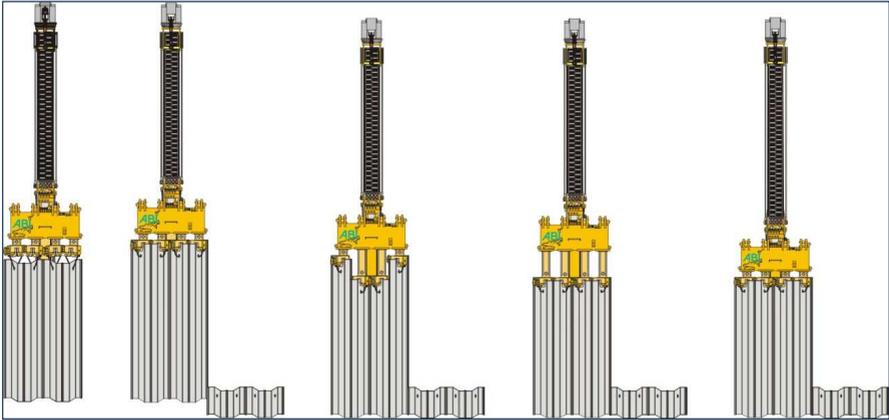


Abbildung 3: Mäklergeführtes Einpressen von Spundbohlen, Pressvorgang

Die einpressbare Bohlenlänge ist abhängig vom Trägergerät und dessen Mäklerlänge. Häufig ist nicht nur die Mäklernutzlänge entscheidend, sondern vor allem die Nutzlast des Trägergerätes. Das Gewicht von vier Spundbohlen kann zusammen mit der Presse Werte erreichen, die die Standsicherheit des Trägergerätes überschreiten. Dieses Problem hat sich in den letzten Jahren durch die Entwicklung immer breiterer Spundwandprofile verschärft.

Der minimale Gerätebedarf beim mäklergeführten Einpressen besteht aus dem Trägergerät und der am Mäkler des Trägergerätes geführten Spundwandpresse. Für das Zusammenschieben zu vierer-Paketen sind ein Widerlager und ein Radlader sowie großzügige – je nach Spundwandlänge – ausreichend ebene Platzverhältnisse notwendig.

Selbstschreitendes Einpressen

Das zweite gängige Verfahren ist das *selbstschreitende* Einpressverfahren.

Im Gegensatz zum *mäklergeführten* Verfahren ist die Presse nicht an einem Mäkler geführt, sondern mit drei bis vier Füßen auf der fertigen Spundwand festgeklemmt. Die Einpresskraft wird durch die bereits eingepressten Spundbohlen als Widerlager und den Spundwandpressenkopfhub aufgebaut (s. Abbildung 4).

Die einzupressende Spundbohle wird durch den Presskopf in den Boden gedrückt. Die Reaktionskräfte werden aus der Mantelreibung der bereits zuvor eingebrachten Bohlen aufgebaut. Der Presskopf fährt in Einzelhüben von ca. 50 cm nach unten. Für die nächste Bohle fährt der Sattel um eine Position in Pressrichtung vor und der Pressvorgang beginnt von neuem.

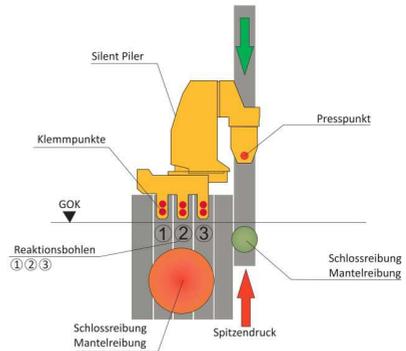


Abbildung 4: Selbstschreitendes Einpressen, wirkende Kräfte

Hat die Spundbohle genügend Halt im Boden, werden die Klemmbacken der Füße gelöst, die Presse hebt sich selbst nach oben und versetzt sich nach vorne. Dabei werden die Füße auf die Tal-Rücken-Position verschoben. Die Presse setzt sich dann wieder ab und die Bohle wird auf Endtiefe eingebracht (s. Abbildung 5).

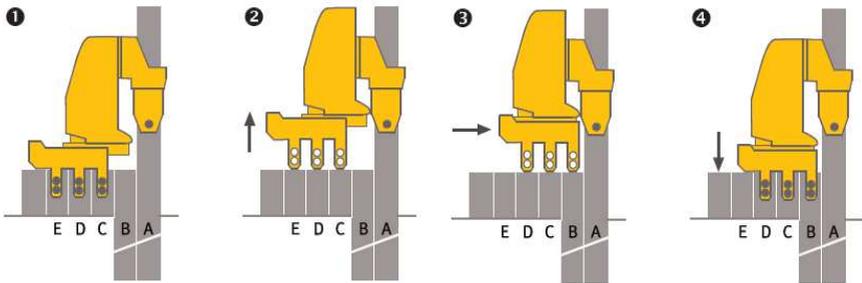


Abbildung 5: Selbstschreitendes Einpressen, Pressvorgang

Geräteanordnung der Presseinheit

Im Gegensatz zur mäklergeführten Spundwandpresse, bei der das Trägergerät mit der Spundwandpresse direkt neben der Spundwand steht, sitzt beim freischreitenden Einpressen von Spundbohlen die Presse „separat“ auf der Spundwand. Sie wird durch ein Hydraulikaggregat, das weiter



Abbildung 6: Startvorgang

entfernt von der Spundwand positioniert werden kann, angetrieben. Zusätzlich wird ein geeignetes Hebegerät benötigt; z. B. ein Mobilkran oder Raupenseilkran (s. Abbildung 6) zum Anreichen der Spundbohlen, zum Auf-, Ab- und Umsetzen der Presse.

Startvorgang

Zum Starten gibt es einen sogenannten Startrahmen mit ausklappbaren Armen, auf den Ballastgewicht, z. B. Spundbohlen aufgelegt werden (s. Abbildung 6). Diese werden als Reaktionskräfte genutzt. Diese Funktion wird später von der fertigten Spundwand übernommen, auf der sich die Spundwandpresse festklemmt.

Herstellen von Ecken

Zur Eckausbildung wird die erste Bohle mit Eckschloss in die neue Spundwandflucht eingepresst. Anschließend werden zwei Hilfsbohlen in die entgegengesetzte Richtung gegenüber eingepresst. Diese benötigt die Spundwandpresse, um sich mit Ihren Füßen auf ausreichend Spundbohlen sicher festhalten zu können. Mit der nächsten Spundbohle geht es anschließend in der gewollten Richtung weiter. Ist diese genügend fest im Boden, hebt sich die Presse an dieser Bohle hoch (ggf. mit Kranhilfe) und klemmt sich auf den Hilfsbohlen in die neue Spundwandrichtung.

Die Hilfsbohlen werden später wieder gezogen.

Vor- und Nachteile der Spundwandeinpressverfahren

Im Folgenden sollen die Vor- und Nachteile der beiden Pressverfahren vorgestellt werden.

Herauszuheben ist beim *mäklergeführten* Einpressen von Spundbohlen die Einbringleistung bei entsprechenden Bodenverhältnissen. Während beim selbstschreitenden Einpressverfahren eine Einzelbohle bzw. maximal eine Doppelbohle eingebracht wird, werden bei diesem Verfahren drei bis vier Spundbohlen gleichzeitig eingepresst.

Die *selbstschreitende* Spundwandpresse hingegen hat bei der Spundbohlenlänge theoretisch keine Begrenzung nach oben. Sie ist nicht durch eine etwaige Mäklerlänge eingeschränkt. Dadurch bietet das Verfahren auch die Möglichkeit Spundbohlen unter begrenzter Höhe einzubringen, da nur ein geringer Höhenverlust durch den Pressenaufbau gegeben ist. Weiterhin kann man bei diesem Verfahren auf ein Hebegerät in unmittelbarer Nähe der Spundwand verzichten. Das freischreitende Einpressen eignet sich daher besonders gut für das Pressen „über“ Wasser.

Im Folgenden sind die Vor- und Nachteile der beiden Einbringverfahren jeweils tabellarisch und stichwortartig gegenübergestellt.

Vor- und Nachteile *mäklergeführtes* Einpressen

Vorteile	Nachteile
<ul style="list-style-type: none">• Kein gesonderter Aufwand beim Starten	<ul style="list-style-type: none">• Spundbohlenlängen sind begrenzt
<ul style="list-style-type: none">• Hohe Einbringleistung durch 4er oder 3er Pakete bei günstigen Bodenverhältnissen	<ul style="list-style-type: none">• Trägergerät mit Mäklern muss unmittelbar neben der Spundwandachse stehen, tragfähige Standfläche erforderlich
<ul style="list-style-type: none">• Höhenversprünge Spundwandoberkante kein Problem unter Einhaltung des Rasters der Bohlenpakete	<ul style="list-style-type: none">• Gute Baustellenlogistik erforderlich bzgl. Platzbedarf zum Zusammenschieben der Spundbohlen
<ul style="list-style-type: none">• Keine Hilfsbohlen in den Ecken notwendig	<ul style="list-style-type: none">• Längenänderung innerhalb eines Bohlenpaketes sehr ungünstig
<ul style="list-style-type: none">• Geringer Abstand zwischen Gebäude o. ä. möglich	<ul style="list-style-type: none">• Paketraster gibt Ecken vor
<ul style="list-style-type: none">• Gut geeignet für kurze und leichte Bohlen	<ul style="list-style-type: none">• Große Schäden an Presse oder Mäklern bei unsachgemäßer Handhabung
	<ul style="list-style-type: none">• Verfügbarkeit eingeschränkt wg. langer Genehmigungsdauer von Schwerlasttransporten

Vor- und Nachteile *selbstschreitendes* Einpressen

Vorteile	Nachteile
<ul style="list-style-type: none">• hohe Pressdrücke möglich aus den zuvor eingepressten Bohlen	<ul style="list-style-type: none">• erhöhter Aufwand und Platzbedarf beim Startvorgang
<ul style="list-style-type: none">• sehr variabel bzgl. verschiedener Spundwandprofile	<ul style="list-style-type: none">• Aufwand bei den Ecken durch zusätzliche Hilfsbohlen
<ul style="list-style-type: none">• unter beengten Platzverhältnissen gut einsetzbar	<ul style="list-style-type: none">• Mindestprofilstärke erforderlich

Vorteile	Nachteile
<ul style="list-style-type: none">kein Hebegerät direkt an der Presse erforderlich	<ul style="list-style-type: none">Höhenversprünge ab 5 cm nur unter Verlust von Spundwandmaterial möglich dadurch auch Stillstand der Presseinheit während des Kapp- bzw. Aufstockvorganges
<ul style="list-style-type: none">Arbeiten auf dem WasserHohe Kräfte beim Ziehen	
<ul style="list-style-type: none">Kein zusätzlicher Aufwand für das Zusammenziehen von Bohlenpaketen	
<ul style="list-style-type: none">Pressen unter eingeschränkter Höhe, z. B. unter Brücken möglich.	
<ul style="list-style-type: none">Schnelle Verfügbarkeit durch günstige Transportgewichte.	

Einpresshilfen

Als probates Mittel zur Reduzierung der Einpresswiderstände, zur Schonung des Spundwandmaterials und zur Vermeidung von Schlosssprengungen bieten sich verschiedene Einpresshilfen an:

- Auflockerungsbohrungen
- Spülhilfe
- Schlossvergussmasse
- Pressen mit integriertem Bohrgerät (Crush Piler)

Auflockerungsbohrungen oder Spülhilfen verändern die Bodenverhältnisse dahingehend, dass sie den Spitzendruck und die Mantelreibung reduzieren.

Das Verfüllen der Spundwandschlösser mit Vergussmasse reduziert in ganz erheblichem Maße die Schlossreibung. Nebenbei wird eine gute Schlossdichtigkeit erzielt.



Abbildung 7: Crush Piler, Spundbohle eingefädelt, Schnecke gräbt sich im Spundwandtal in das Erdreich

Eine konsequente Weiterentwicklung zu den Einbringhilfen stellt der *Crush Piler* der Firma Giken dar. Hier wird im Spundwandtal eine verrohrte Schnecke zusammen mit der Spundbohle heruntergeführt. Dabei wird der Boden gezielt unter dem Bohlenfuß nach oben gefördert, wodurch schwierige Bodenverhältnisse sehr erfolgreich überwunden werden können. Ist die Spundbohle auf Endtiefe eingepresst, wird das Bohrrohr mit der im Rückwärtsgang laufenden Schnecke gezogen. Durch permanente Zuführung von geeignetem Füllmaterial wird wieder eine ausreichende Bodenfestigkeit hergestellt.

Projekte aus der Praxis

Im Folgenden sollen nun ein paar Projektbeispiele aus der Praxis vorgestellt werden. Schon in der Planungsphase kann man der Komplexität einer Baustelle durch die Wahl des geeigneten Pressverfahrens gerecht werden.

Dammsicherung Feldberg

Zur Sicherung eines Straßendamms zwischen zwei Seen wurde an beiden Ufern am Fußpunkt jeweils eine Spundwand eingepresst.

Da der Straßenverkehr in der Woche nicht eingeschränkt werden durfte, wurde an zwei Wochenenden mit zwei Geräten im Non-Stop-Betrieb gearbeitet.



Abbildung 8: Spundwandpresse auf dem Wasser, Aggregat und Hebegerät landseitig

Morsehalle Flensburg

Im Zuge von Umbauarbeiten zur Neunutzung der ehemaligen Morsehalle auf dem Gelände einer Marineschule in Flensburg war eine Spundwand in einem Hang auf der Gebäuderückseite herzustellen. Dazu wurde eine Startebene neben der Stirnseite des Gebäudes errichtet. Von hier wurden die Spundbohlen mit Spülhilfe parallel zum Gebäude eingepresst. Das Hydraulikaggregat wurde mit einer speziellen Konstruktion auf der Spundwand hinterhergefahren. Die Spundbohlen wurden mit Hilfe eines Telekranes, der auf der anderen Seite des Gebäudes stand, über das



Abbildung 9: Spundwandpresse mit Aggregat auf der Spundwand, Hebegerät auf anderer Gebäudeseite

Abbildung 9: Spundwandpresse mit Aggregat auf der Spundwand, Hebegerät auf anderer Gebäudeseite

Dach zugereicht. Für eine mäklergeführte Presse hätten die Platzverhältnisse nicht ausgereicht.

Grindelberg, Hamburg

Zur Erstellung eines Gebäudekomplexes mit Tiefgarage war ein Spundwandkasten einzupressen. Beide Pressverfahren wurden angewendet – zum einen um den vereinbarten Termin zu realisieren, zum anderen um die geforderten, geringen Abstände zur Nachbarbebauung (mäklergeführtes Einpressen) einhalten zu können.



Abbildung 10: Mäklergeführte Spundwandpresse dicht am Gebäude, selbstschreitende Spundwandpresse im Vordergrund

Hochwasserschutz Billhafen, Hamburg

Bei der Errichtung einer neuen Hochwasserschutzwand am Billhafen in Hamburg wurde diese so weit ins Wasser verlegt, dass zwei Pfeiler der Hafenbahn nicht mehr im Wasser, sondern an Land standen. Durch die spätere Auffüllung wäre die Tragfähigkeit durch negative Mantelreibung unzulässig eingeschränkt worden. Im Vorwege waren daher Spundwandkästen im Pressverfahren herzustellen, Insgesamt mussten 155 Einzelbohlen, Profil AZ 46 in drei oder vier Teillängen je Spundbohle eingebaut werden. Die Baustelle befand



Abbildung 11: Spundwandpresse unter beschränkter Höhe, die Spundbohlen mussten in drei bis vier Stößen eingebracht werden

sich zudem im Tidebereich. Bei Niedrigwasser lagen die schwimmenden Einheiten auf Grund, das mittlere Tide-Hochwasser lag ca. 80 cm unter Spundwandunterkante.

RWTH Aachen

Nach Fertigstellung eines Neubaus der Technischen Hochschule in Aachen war im Anschluss eine Spundwand parallel zur neuen Glasfassade herzustellen. Die Arbeitsbreite betrug knapp drei Meter. Die Arbeiten wurden ohne Schäden erfolgreich abgeschlossen.



Abbildung 12: Geringe Arbeitsbreite, Hydraulikaggregat zwischen neuer Spundwand, Spundbohlen werden vom Hydraulikbagger mit Sortiergreifer auf der anderen Seite zugereicht

Uferwand Seemannshöft, Hamburg

An der Lotsenstation Seemannshöft in Hamburg war die abgängige Uferwand zu erneuern. Aufgrund der in Teilbereichen bereits ausgefallenen Rückverankerung der alten Uferwand war für die neue Spundwand das Einpressverfahren vom Wasser aus vorgeschrieben. Die Beräumung der Spundwandtrasse war wegen der schlechten Bau-substanz nur im begrenzten Maße möglich. Die Spundwandoberkante lag zwischen 5 m und 8 m über Baugrund. Nachdem das Einpressen von Einzelbohlen nur teilweise möglich war, wurde das Verfahren auf das Einpressen von Doppelbohlen umgestellt. Hiermit konnten die vorhandenen Gerölllagen erfolgreich durchpresst werden.



Abbildung 13: Spundwandpresse „im“ Wasser, ca. 5 bis 8 m über Baugrund

Autoren

Dipl.-Ing. Jens Danger

info@hk-ingbau.de

Dipl.-Ing. Julia Welzel

Hermann Koth Ingenieurbau GmbH & Co. KG

Neunteichweg 11

www.hk-ingbau.de

23795 Schieren

Tel.: 04551 / 27 26

Stahlpfähle - vibriert oder gerammt?

Hauke Sychla, Jan Fischer, Joachim Stahlmann

1 Einleitung

Für das Einbringen von Gründungspfählen in den Untergrund stehen die Methoden der Schlagrammung und der Vibrationsrammung zur Verfügung. Die Vorteile der Vibrationsrammung liegen in der schnelleren Einbringung des Rammgutes, einer geringeren Vorschädigung des Pfahls und geringeren Schallemissionen, während die der Schlagrammung in der Verdichtung des umgebenen Bodens und damit in einer Tragfähigkeitserhöhung, weniger bis gar keiner Rammbarkeitsrestriktionen sowie der Anwendungsmöglichkeiten umfangreicher Bemessungsmethoden liegen [Fischer et al., 2013]. Um die Vorteile beider Verfahren zu nutzen, kommen bei Offshore-Projekten häufig beide Methoden zur Anwendung. In diesem Beitrag werden die Verfahren der Schlag- und der Vibrationsrammung einander gegenübergestellt. Einen Schwerpunkt bilden dabei die Kenntnisse über das jeweilige axiale Last-Verformungsverhalten. Dabei werden Literaturangaben hinsichtlich der axialen Tragfähigkeiten ausgewertet und die Ergebnisse großmaßstäblicher Versuche am Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB-TUBS) vorgestellt. Abschließend wird der zukünftige Forschungsbedarf diskutiert und die Arbeit zusammengefasst.

2 Gegenüberstellung der Methoden

2.1 Ökologische & ökonomische Auswirkungen

Beim Einbringen von Pfählen entstehen Schallemissionen und Erschütterungen, sowohl beim Rammen als auch beim Vibrieren. Während man bei innerstädtischen Baumaßnahmen einer Beeinträchtigung der Anwohner und Nachbarbebauung durch Schallemissionen bzw. Erschütterungen durch die Anwendung alternativer Einbringarten (z.B. Bohrpfahl) begegnen kann, ist dies nearshore und offshore meist nicht möglich.

Im Zuge der Energiewende und dem vermehrten Ausbau von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) ist die Thematik der Schallreduzierung bei der Pfahlrammung zunehmend in den Fokus gerückt. Die durch das Rammen von Offshore-

Gründungspfählen entstehenden Schallemissionen können gefährlich für marine Meeressäuger, insbesondere für geschützte Schweinswale, Seehunde und seltene Kegelrobben sein [Kuhn et al., 2012]. Um diese Tiere zu schützen, wurden vom Umweltbundesamt Grenzwerte für Unterwasserschallemissionen festgelegt. Demnach darf der maximale Schalldruck (L_{peak}) einen Wert von 190 dB re 1 μPa nicht überschreiten, während der Einzelereignis-Schalldruckpegel (sound exposure level SEL) den Grenzwert von 160 dB re 1 $\mu\text{Pa}^2\text{s}$ nicht überschreiten darf. Beides gilt in einer Entfernung von 750 m zur Emissionsquelle. Um diese Grenzwerte zu erreichen, sind daher Schallminderungsmaßnahmen notwendig, wie beispielsweise Blasenschleier oder Hydro-Sound-Dämpfer. Bei der Methode der Vibrationsrammung dagegen sind diese Werte deutlich geringer, insbesondere der maximale Schalldruck. Während beim Rammen Schallemissionen in einem breiten Frequenzspektrum entstehen, wird beim Vibrieren mit kontinuierlichen Frequenzen zwischen 20 Hz und 40 Hz gearbeitet, was weniger schädlich für die Meeresfauna ist [Fischer et al., 2013]. Die Reduzierung des Lärmpegels bei Nutzung der Vibrationsrammung beträgt ca. 15 - 20 dB [Elmer et al., 2007].

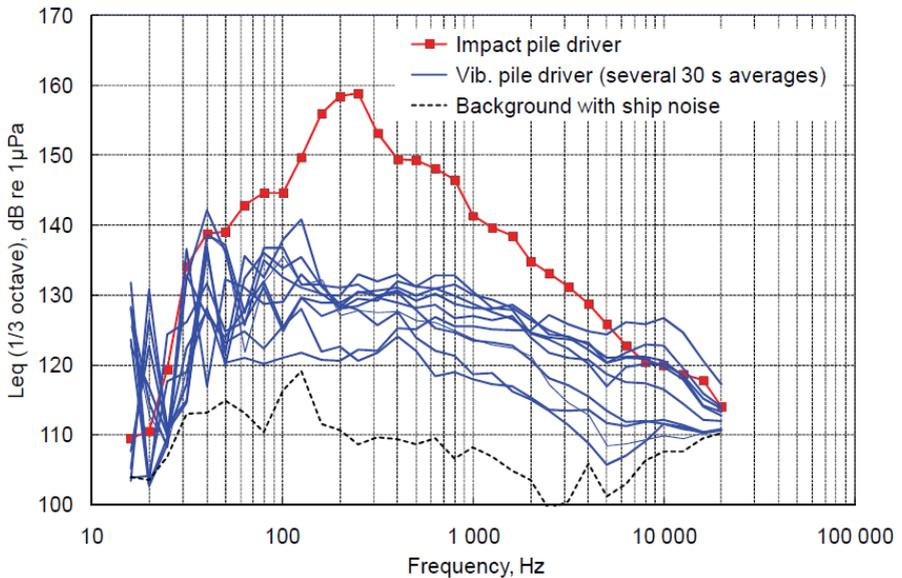


Abbildung 1: Schallemission von Schlag- und Vibrationsrammung [Matuschek et al., 2009]

In Abbildung 1 ist der in der Akustik am häufigsten genutzte äquivalente Dauerschallpegel L_{eq} für Vibrations- und Schlagrammungen in Abhängigkeit der Frequenz für dieselbe Pfahllokation aufgetragen. Es ist ersichtlich, dass die Methode der Vibrationsrammung deutlich weniger Schallemissionen verursacht als die Schlagrammung, insbesondere in dem Frequenzbereich zwischen 100 und 1.000 Hz.

Hinsichtlich der Installationszeit ist allgemein bekannt, dass vibrierte Pfähle sehr viel schneller eingebracht werden können als gerammte Pfähle. Dies kann insbesondere bei Offshore-Projekten ein erheblicher Vorteil für die Vibrationstechnik sein. Neben der schnelleren Eindringung bis auf die angestrebte Tiefe spielt hierbei auch die Möglichkeit einer optimierten Offshore-Baustellenlogistik eine Rolle. Werden Pfähle ausschließlich vibriert, verringert sich die notwendige Anzahl an Kranhüben und Gerätewechseln erheblich, da der Pfahl, sobald er einmal aufgenommen wurde, in einem Arbeitsgang bis zur Endtiefe eingebracht wird. Kann durch den Einsatz der Vibrationstechnik auf Rammschallminderungsmaßnahmen verzichtet werden, kommt es zu weiteren ökonomischen Vorteilen gegenüber der Schlagrammung.

Ein weiterer Vorteil ist, dass die Pfähle mit dem Vibrationshammer auch gezogen werden können. Sollte der Pfahl beim Einbringen eine Schiefstellung über das tolerierbare Maß hinaus erfahren, kann er mit derselben Hammer- bzw. Kranmodifikation wieder gezogen und erneut eingebracht werden. Die lotrechte Einbringung kann dabei während der Installation überwacht und nötigenfalls sofort korrigiert werden.

2.2 Driveability & Dauerhaftigkeit

Bezüglich der Einbringbarkeit von gerammten Pfählen gibt es keinerlei Einschränkungen. Im Allgemeinen kann davon ausgegangen werden, dass Pfähle auch bei schwierigen Bodenverhältnissen bis auf Endtiefe gerammt werden können. Beispielsweise werden OWEA-Gründungspfähle häufig 50 bis 60 m tief in dicht gelagerte Bodenschichten gerammt. Die Restriktion der Rammpbarkeit ist dabei ausschließlich über die Energieleistung des Hammers und die innere Tragfähigkeit des Rammgutes definiert. Daher dienen Rammsimulationen neben der Berechnung der Vorschädigung hauptsächlich der Auswahl des Rammgerätes, um einerseits die angestrebten Tiefen zu erreichen und andererseits eine wirtschaftliche Geräteauswahl treffen zu können.

Diese 'driveability studies' werden für Vibrationspfähle ebenfalls durchgeführt, doch spielt hierbei neben dem Equipment-Setup die eigentliche Einbringbarkeit eine große Rolle. Insbesondere bei bindigen Böden oder beispielsweise Kreide kann im Vorfeld nicht davon ausgegangen werden, die Endtiefe ausschließlich durch Vibration zu erreichen.

Wie bereits erwähnt dienen Rammsimulationen ebenfalls der Berechnung der Vorschädigung des Pfahles durch den Einbringvorgang selbst. Bei der Schlagrammung von Offshore-Pfählen, die üblicherweise aus Rohrschüssen zusammengeschweißt sind, besteht an den horizontalen Schweißnähten eine erhöhte Ermüdungsbruchgefahr durch Kerbwirkung. Bei der Dimensionierung von Offshore-Gründungen ist der Ermüdungsnachweis häufig maßgebend, wobei der Anteil aus Vorschädigung durch die Einbringung berücksichtigt werden muss [Sternberg, 2012]. Es ist davon auszugehen, dass durch die Schlagrammung aufgrund des hohen Energieeintrags und der sehr kurzen Kräfteinleitungsdauer eine größere Vorschädigung im Pfahl auftritt als bei der Vibrationsrammung, bei der zwar eine kontinuierliche, alternierende Schwingung aufgebracht wird, die allerdings mit deutlich geringeren Spannungsamplituden im Pfahl einhergehen. Ließe sich die Vorschädigung durch Vibration nachweislich verringern, könnte dadurch die Lebensdauer insbesondere von Offshore-Monopiles verlängert werden. Forschungen am IGB-TUBS zu diesem Thema befinden sich in der Planung.

2.3 Axiale Pfahltragfähigkeit

Es wird im Allgemeinen davon ausgegangen, dass vibrierte Pfähle im Vergleich zu gerammten Pfählen eine geringere axiale Tragfähigkeit aufweisen. [Hartung, 1994] erklärt die geringere Tragfähigkeit vibrierter Pfähle durch eine Auflockerungszone mit geringeren Scherfestigkeiten im Nahfeld des Pfahlmantels. Diese Zone geringerer Scherfestigkeit wird durch die Vibrationsrammung hervorgerufen, da dabei die effektiven Spannungen in der Kontaktzone zwischen Pfahl und Boden herabgesetzt werden. Der Boden verhält sich wie ein Fluid und man spricht bei einem Sättigungsgrad $S_r = 1$ von einer Bodenverflüssigung. Dadurch erfährt der Pfahl weniger horizontale Spannungen am Pfahlmantel, aus denen mit dem Mohr-Coulombschen Bruchkriterium die Pfahlmantelreibung abgeleitet werden kann:

$$q_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta \quad [1]$$

Hierbei bezeichnet q_s die Mantelreibung, σ'_h die effektiven horizontalen Spannungen und δ den Reibungswinkel in der Kontaktzone zwischen Pfahl und Boden.

Zusätzlich zu einer Auflockerung des Bodens am Pfahlschaft kommt es bei der Vibrationsrammung im Vergleich zur Schlagrammung zu einer geringeren Verdichtung des Bodens unterhalb der Pfahlspitze und damit zu einem geringeren Pfahlspitzendruck [Mosher, 1987; Lammertz, 2003].

Beide zuvor beschriebenen Effekte (geringe horizontale Spannungen am Pfahlschaft und geringere Vertikalspannungen unter dem Pfahlfuß) konnten in Modellversuchen am IGB-TUBS mit großmaßstäblichen Versuchen bestätigt werden. Die Beschreibung der Versuche sowie die Darstellung der Ergebnisse erfolgt in Kapitel 3. Im Folgenden sind die Ergebnisse von kleinmaßstäblichen Modellversuchen und in situ-Tests beschrieben, in denen die axiale Tragfähigkeit von vibrierten Pfählen mit denen gerammter Pfähle verglichen wurden.

2.3.1 Kleinmaßstäbliche Modellversuche

[Hartung, 1994] führte Versuche an Modellpfählen mit Vollquerschnitt und einem Durchmesser von 36 mm in locker und mitteldicht gelagerten, gesättigten Sanden durch. Dabei variierte er die Einflussgrößen von Vibrations- (Frequenz, Zentrifugalkraft und Unwuchtmass) und Schlagrammung (Fallhöhe, Fallmasse und Rammfutter).

In seinen Untersuchungen konnte [Hartung, 1994] feststellen, dass die Größe des Frequenzunterschiedes zwischen der Resonanzfrequenz des Bodens und der Vibrationsramme einen Einfluss auf die Einbringung und die Tragfähigkeit vibrierter Pfähle hat. Dabei verhält sich die Eindringgeschwindigkeit proportional zur Höhe des Frequenzunterschiedes, während die Tragfähigkeit und der Frequenzunterschied eine umgekehrte Proportionalität aufweisen. Das bedeutet, je höher die Vibrationsfrequenz, desto schneller die Einbringung und desto geringer die Tragfähigkeit, und umgekehrt.

In seinen Versuchen ermittelte [Hartung, 1994] eine Tragfähigkeit der vibrierten Pfähle, die nur 64 % der Tragfähigkeit der gerammten Pfähle aufwies, wenn eine Vibrationsfrequenz von 50 Hz gewählt wurde. Näherte sich die Vibrationsfrequenz dagegen der Eigenfrequenz des Bodens an, so stieg auch die ermittelte Pfahltragfähigkeit. Für eine

nahe an der Eigenfrequenz des Bodens liegende Vibrationsfrequenz wurde sogar eine Tragfähigkeitserhöhung von 20 % gegenüber gerammten Pfählen festgestellt.

Gibt es einen deutlichen Unterschied zwischen Bodeneigenfrequenz und Vibrationsfrequenz, kommt es zum oben beschriebenen Effekt, dass sich eine Auflockerungszone mit geringer Lagerungsdichte und dementsprechend geringen Scherkräften im Nahfeld des Pfahles bildet. Bei Vibrationen nahe der Bodeneigenfrequenz kommt es durch Resonanzerscheinungen zu Umlagerungen der Bodenpartikel, die zu einer Zunahme der Lagerungsdichte und damit zu hohen Scherkräften zwischen Pfahlmantel und Boden und damit zu einer Erhöhung der Pfahlmantelreibung führen.

Diese Zunahme an Tragfähigkeit wird auch bei [Lammertz, 2008] beschrieben. Allerdings tritt dieser Effekt nur bei nichtbindigen Böden geringer Lagerungsdichte auf. Je höher die Lagerungsdichte des Bodens ist, desto geringer fällt der Effekt der Verdichtung und damit eine etwaige Tragfähigkeitserhöhung durch Vibrationsfrequenzen nahe der Bodeneigenfrequenz aus.

2.3.2 Feldversuche

Bei verschiedenen Projekten in Norddeutschland ermittelte [Braaker, 1986] die Tragfähigkeit von Spundwandprofilen und Doppel-T-Trägern, die mittels Schlag- bzw. Vibrationsrammung in nichtbindige, wassergesättigte Böden eingebracht wurden. In fast jedem Fall lag die Tragfähigkeit des vibrierten Pfahls unter der des gerammten Pfahls. Insgesamt konnte festgestellt werden, dass die Tragfähigkeit der vibrierten Pfähle zwischen 10 und 40 % niedriger lag als die der gerammten Pfähle.

[Tucker & Briaud, 1988] führten Feldversuche durch, in denen drei Doppel-T-Profile mittels Schlagrammung in locker gelagerte Sande einbracht und anschließend statisch beprobt wurden. Anschließend wurden die Pfähle gezogen und in unmittelbarer Nähe einvibriert und wiederum statisch beprobt. Die Last-Verschiebungs-Diagramme zeigten bei allen einvibrierten Pfählen eine geringere Anfangssteifigkeit als die gerammten Pfähle. Allerdings konnte für einige vibrierte Pfähle eine Tragfähigkeit bei einer Verschiebung von 10 % des Pfahldurchmessers ermittelt werden, die über der von gerammten Pfählen lag. Im Detail stellte sich das Last-Abtragungsverhalten der Pfähle so dar, dass die gerammten Pfähle ca. 51 % ihrer Grenztragfähigkeit über den Pfahlspitzenwiderstand abtrugen,

während bei den vibrierten Pfählen nur ca. 13 % des Gesamtwiderstandes auf den Pfahlspitzenwiderstand entfiel.

Diese Ergebnisse stimmen klar mit denen von [Hartung, 1994] überein. Locker gelagerte Böden neigen eher dazu eine Verdichtung durch Vibration zu erfahren und zwar hauptsächlich entlang des Pfahlschaftes. Auf der anderen Seite erfolgt der Hauptteil der Bodenverdichtung eines Rammpfahls unter dem Pfahlfuß und führt zu einer Erhöhung des Pfahlspitzenwiderstandes.

In den Versuchen von [Mosher, 1987] wurden neben anderen Pfahltypen auch Stahlrohrpfähle und Doppel-T-Profile auf ihre Änderung der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Einbringung untersucht. Von 16 Versuchen, in denen die Pfähle mit unterschiedlichen Vibrations- und Schlagrammen eingebracht wurden, zeigten 15 eine höhere Tragfähigkeit der gerammten Pfähle.

Eine Zusammenfassung von 72 durchgeführten Feldversuchen, in denen einige der oben beschriebenen enthalten sind, ist bei [Borel et al., 2006] beschrieben. Die Bodenarten erstrecken sich darin von steifem Ton über schluffigen Sand bis hin zu Sand und Kies. Insgesamt wurde dabei eine Tragfähigkeitsreduzierung der vibrierten Pfähle zwischen 10 und 15 % gegenüber gerammten Pfählen beobachtet.

[Lammertz, 2008] beschreibt die Ergebnisse von Pfahlpaaren aus Stahlrohren mit einem Durchmesser von 91,4 cm und einer Wandstärke von 1,3 cm, wovon jeweils eines mittels Vibration und eines mittels Schlagrammung in unmittelbarer Nähe zueinander eingebracht wurden. Die Pfahltragfähigkeit wurde bei einem Paar durch eine statische Probelastung ermittelt, bei den anderen durch dynamische Probelastungen. Die Ergebnisse der statischen Probelastung zeigen eine leicht höhere Tragfähigkeit für den vibrierten Pfahl bei einer Verschiebung von 20 mm, während die Anfangssteifigkeiten ähnlich sind.

In Anlehnung an [Lammertz, 2003] zeigt Abbildung 2 die Ergebnisse der meisten hier beschriebenen Feldversuche [Fischer et al., 2013]. Die ermittelten Pfahltragfähigkeiten waren bis auf zwei Fälle immer bei den gerammten Pfählen höher. Im Durchschnitt ergibt sich eine Tragfähigkeitsreduzierung der vibrierten Pfähle um 15 % gegenüber den gerammten Pfählen. Es muss allerdings angemerkt werden, dass solch eine Durchschnittsbetrachtung als nicht nutzbar für quantifizierbare Aussagen angesehen werden muss, da viele Randbedingungen und Einflüsse in der Berechnung nicht

berücksichtigt wurden (Pfehlquerschnittsform, Anwachseffekte, Lagerungsdichte des umgebenen Bodens, Vibrationsfrequenzen, etc.).

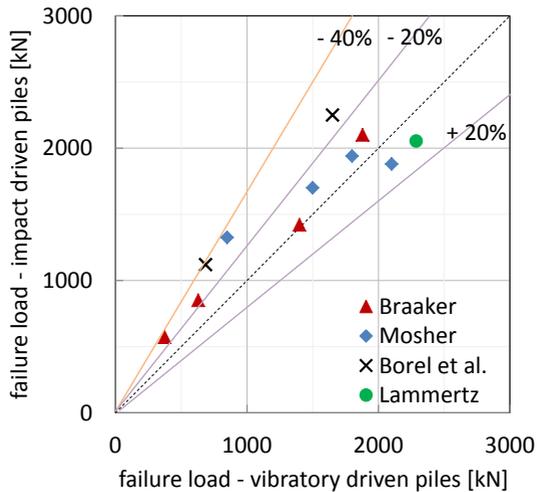


Abbildung 2: Grenztragfähigkeiten gerammter und vibrierter Pfähle [Fischer et al., 2013]

Generell ist bei Literaturstudien wie dieser eine hohe Sorgfaltspflicht im Hinblick auf quantifizierte Bewertungen der Ergebnisse gefordert. Es wäre wünschenswert, dass bei zukünftigen Feldversuchen sämtliche Randbedingungen und Parameter, die für Vergleiche verschiedener Studien bekannt sein müssen, sorgfältig dokumentiert und auch veröffentlicht werden.

3 Versuche am IGB-TUBS

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „Entwicklung der Spannungszustände im Nahfeld gerammter Offshore-Gründungsrohre“ (FKZ: 0325162), gefördert vom Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit, wurden am IGB-TUBS Modellpfähle aus offenen Stahlrohren in einem Versuchsstand mit einem Schlaghammer und einer Vibrationsramme eingebracht. Zur Minimierung von Skalierungseffekten wurden die Versuche in einem großmaßstäblichen Versuchsstand durchgeführt (vgl. Abbildung 3). Dieser besteht aus zwei zylindrischen Stahltrögen mit einem Durchmesser von 4 m und einer Höhe von 5 m sowie einer aufsetzbaren Rahmenkonstruktion als Widerlager für die

Durchführung von statischen Probelastungen. Der Schwenkkran dient zum Ein- und Ausbau der Versuchsböden. Entsprechend des Prinzips von kommunizierenden Röhren können die Tröge von unten geflutet werden, um eine Wassersättigung des eingebauten Bodens zu erreichen.



Abbildung 3: Versuchsstand am IGB-TUBS

3.1 Versuchsdurchführung

Für die Durchführung werden 55 m^3 Sand mit einer Greiferschaufel in einen der Tröge eingebaut. Bei den hier vorgestellten Versuchen wurde der Boden in Lagen von 20 cm eingebracht und jeweils mit einer Rüttelplatte verdichtet. Dadurch wurde eine dichte Lagerung mit einer bezogenen Lagerungsdichte von 0,7 erreicht. Die Körnungslinie des Versuchsbodens ist in Abbildung 4 dargestellt.

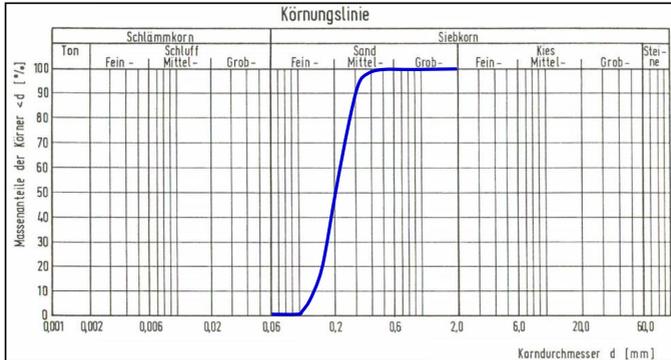


Abbildung 4: Kornverteilung Versuchsboden

Während des Einbaus des Bodens wurden Erddruckgeber und Porenwasserdruckgeber der Fa. Glötl, Rheinstetten, an verschiedenen Positionen nah am Pfahlschaft sowie unter der Pfahlspitze installiert. Die verwendeten Sensoren sind in Abbildung 5 dargestellt. Das linke Bild zeigt die verwendeten Erddruckgeber zur Messung der totalen horizontalen Spannungen während der Rammung, das mittlere Bild die Porenwasserdruckgeber. Rechts ist der Erddruckgeber dargestellt, der unter der Pfahlspitze eingebaut wurde. Bei den hier beschriebenen Versuchen wurden jeweils vier Erddruckgeber zur Messung der Änderungen der horizontalen bzw. der vertikalen Erddrücke während der Rammung verwendet. Zusätzlich wurden vier Porenwasserdruckgeber genutzt, um die Änderung der Porenwasserdruckspannungen während der Rammung zu bestimmen. Nach Einbau des Bodens und der Messtechnik wurde der Trog von unten geflutet um gesättigte Bodenverhältnisse zu erreichen. Der Wasserstand bei den Versuchsdurchführungen und der statischen Probelastungen lag 30 cm unterhalb der Oberkante der Tröge und 10 cm über der Oberkante des Bodens. Bei den geramten Modellpfählen handelt es sich um Edelstahlrohre mit einem äußeren Durchmesser von 35,56 cm, einer Wanddicke von 3 mm und einer Länge von 3 m.

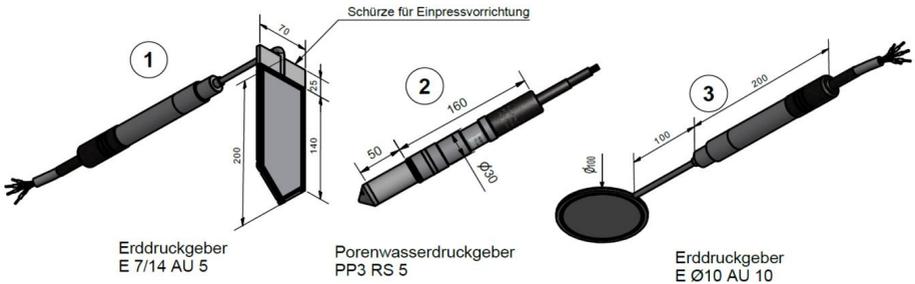


Abbildung 5: Erd- und Porenwasserdruckgeber

Für die Schlagrammung wurde ein DELMAG D2, für die Vibrationsrammung ein kleinmaßstäblicher Vibrator APE Holland - Model 3 verwendet, deren Spezifikationen in Tabelle 1 angegeben sind. Die benötigte Hydraulikenergie für den Vibrator wurde über einen Radlader generiert. Für die kraft- und schwingungsschlüssige Verbindung des Vibrators mit dem Pfahl wurde ein selbst entwickelter mechanischer Klammermechanismus eingesetzt. Die verwendeten Hämmer sind in Abbildung 6 dargestellt.

Tabelle 1: eingesetzte Hämmer

Hammer	DELMAG D2	APE Holland - Model 3
Fallmasse [kg]	220	---
max. Fallhöhe [cm]	120	---
Schlagrate [Schläge/min]	60 - 70	---
Schlagenergie [kJ/m]	1,18 - 2,45	---
exzentrisches Moment [kg/m]	---	0,35
Frequenzbereich [Hz]	---	0 - 38
max. Zentrifugalkraft [kN]	---	40
Schwingungsamplitude [mm]	---	30
dynamische Masse [kg]	---	125
max. Seilzugkraft [kN]	---	44



Abbildung 6: Schlag- und Vibrationshammer am IGB-TUBS

Während der Durchführung der Versuche wurden die Einflussgrößen der jeweiligen Einbringart möglichst konstant gehalten (Frequenz, exzentrisches Moment, Fallhöhe etc.). Nach dem Erreichen der Endtiefe wurde die Rammung jeweils sofort gestoppt. In der folgenden Tabelle sind Informationen der Versuchsdurchführung zusammengefasst.

Tabelle 2: Versuchsdurchführung

	Vibrationsrammung	Schlagrammung
Boden	dicht gelagerter Sand	dicht gelagerter Sand
Endtiefe [m]	2,50	2,50
Rammdauer [s]	40	142
Frequenz [Hz]	28 - 32	~ 1,0
Anzahl Schläge	---	158
Anzahl Schwingungszyklen	~ 1.200	---
Kraft [kN]	20 - 40	200 - 350

3.2 Ergebnisse

Die Pfahleinbringung mittels Vibration erfolgte erwartungsgemäß weitaus schneller als bei der Schlagrammung. Mittels Vibration wurden nur 30 % der Einbringzeit der Schlagrammung benötigt.

Die Messergebnisse von Total- und Porenwasserdruckgebern sind in Abbildung 7 wiedergegeben. Dabei ist zu beachten, dass nur die Spannungsänderungen während der Pfahleinbringung dargestellt sind. Primärspannungen durch den Bodeneinbau und die Wassereinbringung wurden in den Auswertungen nicht berücksichtigt. In den Legenden steht HS für Horizontalspannung, VS für Vertikalspannung und PWD für Porenwasserdruck sowie GOK für Geländeoberkante. Die jeweiligen Lokationen der Messgeber sind in den Grafiken innerhalb der Diagramme zusammen mit den Abständen zur Pfahlaußenkante eingezeichnet. Für eine bessere Vergleichbarkeit sind die Skalierungen der x-Achse für die Vibrations- und die Schlagrammung jeweils gleich gewählt worden. Auf der linken Seite sind die Ergebnisse der Vibrationsrammung, auf der rechten Seite die Ergebnisse der Schlagrammung dargestellt.

Die eingangs beschriebenen Effekte für die Vibrationsrammung im Vergleich zur Schlagrammung in Form von geringeren Horizontalspannungen am Pfahlschaft und geringeren Vertikalspannungen unter dem Pfahlfuß konnten durch die Versuche am IGB-TUBS bestätigt werden.

Während bei der Schlagrammung maximale horizontale Spannungen von 75 kN/m^2 und maximale Vertikalspannungen von 24 kN/m^2 in 10 cm Entfernung zum Pfahl in einer Tiefe von 2,5 m gemessen wurden, betragen diese Werte bei der Vibrationsrammung lediglich 12 kN/m^2 bzw. 5 kN/m^2 an denselben Lokationen. Eine signifikante Änderung der Porenwasserdruckspannungen konnte in beiden Fällen nicht beobachtet werden. Die Änderungen betragen im Maximum $1,5 \text{ kN/m}^2$ in einer Entfernung von 10 cm.

Entsprechend Gleichung [1] konnte von einer höheren Anfangssteifigkeit für den gerammten Pfahl ausgegangen werden, da sowohl die auf den Pfahl wirkenden Horizontal- als auch Vertikalspannungen signifikant höher waren. Die statische Probelastung wurde jeweils 24 Stunden nach Pfahleinbringung durchgeführt. In der Zwischenzeit wurden keine Messungen durchgeführt. Das Last-Verschiebungs-Diagramm für beide Pfähle ist in Abbildung 8 wiedergegeben.

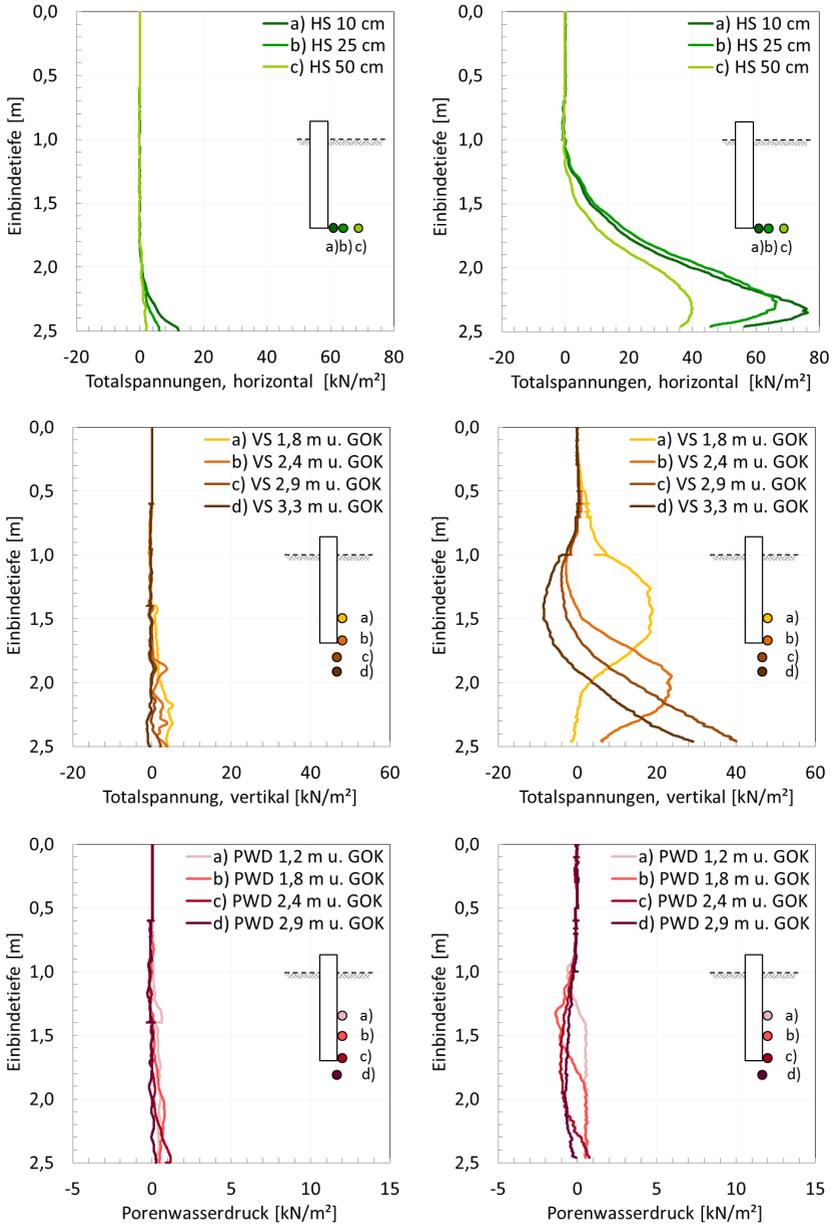


Abbildung 7: Spannungsentwicklung beim Rammen (links Vibrieren, rechts Schlagen)

Wie erwartet stellt sich die Anfangssteifigkeit des vibrierten Pfahls deutlich geringer dar. Bei einer Verschiebung von 7,1 mm (entspricht 2 % des Pfahldurchmessers) weist der gerammte Pfahl eine um 37,5 % höhere Tragfähigkeit auf. Bis hin zu einer Verschiebung von ca. 10 % des Pfahldurchmessers verringert sich der Tragfähigkeitsunterschied zwischen vibriertem und gerammtem Pfahl auf weniger als 20 %.

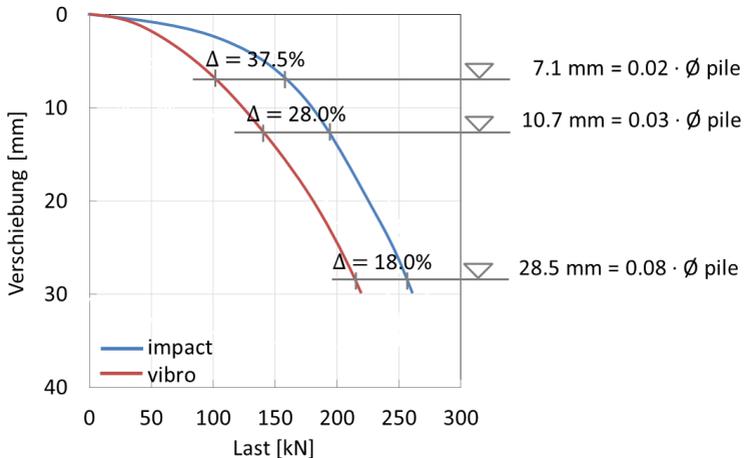


Abbildung 8: Last-Verschiebungs-Diagramm

Ähnliche Ergebnisse wurden von [Tucker & Briaud, 1988] während ihrer Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten vibrierter und gerammter Doppel-T-Profile veröffentlicht. Im Vergleich zu vibrierten Pfählen war die Anfangssteifigkeit gerammter Pfähle immer höher. Die Pfahltragfähigkeit bei 10 % des Pfahldurchmessers war allerdings bei einigen vibrierten Pfählen größer.

Da der vibrierte Pfahl mit konstant hoher Frequenz eingebracht und bei Erreichen der Endtiefe sofort das Vibrieren gestoppt wurde, ist eine erfolgte Verdichtung des umgebenen Bodens höchst unwahrscheinlich.

4 Normung, Bemessung und zukünftiger Forschungsbedarf

Für die Bemessung von geramnten Pfählen stehen umfangreiche und auf jahrzehntelangen Erfahrungen gestützte Bemessungsmethoden zur Verfügung, die in verschiedenen Normen und Empfehlungen berücksichtigt sind.

Für vibrierte Pfähle existiert ein derartiges Regelwerk bisher nicht. In einschlägigen Normen im deutschsprachigen Raum finden sich lediglich Angaben, dass die Pfahltragfähigkeiten für vibrierte Pfähle häufig geringer ausfallen als für geramnte Pfähle [EA-Pfähle, 2012].

Dies kann damit erklärt werden, dass die Nachfrage nach ausschließlich vibrierten Pfählen bisher nicht in einem ausreichenden Maß vorhanden war und häufig beide Einbringarten ohne große wirtschaftliche Trade-Offs parallel eingesetzt werden konnten.

Im Zuge des stetigen Ausbaus der Offshore-Windenergie stellt sich dies jedoch anders dar. Waren die Offshore-Gründungen für die Öl- und Gasindustrie noch häufig weit überdimensioniert, spielt die Frage der Wirtschaftlichkeit bei der hohen Anzahl von Gründungselementen von Offshore-Windparks eine zentrale Rolle. Dabei ist jedoch weniger der Nachweis der Tragfähigkeit als vielmehr die hinreichend genaue Vorbemessung der Gründungspfähle als kritisch anzusehen, da die Durchführung von Probelastungen bei OWEA obligatorisch ist.

Solch eine Vorbemessung ausschließlich vibrierter Pfähle ist nach dem derzeitigen Stand der Technik nicht wirtschaftlich möglich, da zumeist nur qualitative Erkenntnisse über das Tragverhalten vibrierter Pfähle im Vergleich zu geramnten Pfählen vorliegen. Wie oben beschrieben kann der Unterschied in axialer Tragfähigkeit eine Bandbreite von -50 % bis zu +20 % betragen. Dabei sind die Mantelreibung und der Spitzendruck separat zu betrachten.

Während man beim Pfahlspezendruck davon ausgehen kann, dass dieser bei vibrierten Pfählen aufgrund geringerer Verdichtung unterhalb des Pfahlfußes stets geringer ausfällt als bei geramnten Pfählen, spielt bei der Mantelreibung die Lagerungsdichte des umgebenen Bodens eine entscheidende Rolle. In Böden mit geringer Lagerungsdichte kann es aufgrund von Verdichtungseffekten zu einer Erhöhung der am Pfahl wirkenden Mantelreibung kommen. Bei Böden mit hoher Lagerungsdichte ist von einer Reduzierung der Mantelreibung im Vergleich zu geramnten Pfählen auszugehen. Dabei spielt die

Einbringprozedur eine entscheidende Rolle. Durch die Vibration mit einer hohen Frequenz kann ein Pfahl mit einer hohen Eindringgeschwindigkeit auf Endtiefe gebracht werden, bevor durch weiteres Vibrieren mit einer geringeren Frequenz eine Verdichtung des anstehenden Bodens erreicht werden könnte. Zur Verifizierung dieser Annahmen sind großmaßstäbliche Versuche am IGB-TUBS geplant.

Bisher völlig ungeklärt ist der Einfluss der Vibrationsrammung auf das laterale Last-Verformungsverhalten von Pfählen. In der Literatur sind dazu keine Angaben zu finden. Ein möglicher Ansatz ist die Annahme, dass sich durch die Vibration eine Auflockerungszone um den Pfahlschaft herum ausbildet, welche allerdings auf einen relativ kleinen Bereich begrenzt ist. Dies würde bedeuten, dass schon mit geringen lateralen Verschiebungen dieser Auflockerungsbereich überwunden wird und sich das Bettungsverhalten des Pfahles im daran anschließenden Bereich wie das eines gerammten Pfahles verhält. Hierzu sind großmaßstäbliche Versuche am IGB-TUBS geplant, um die hier aufgeworfenen Fragestellungen zu untersuchen.

5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Dieser Beitrag beschäftigt sich mit der Einbringung von Gründungspfählen und stellt zunächst die Methoden der Schlagrammung und der Vibrationsrammung einander gegenüber. Obwohl sich mit der Vibrationsrammung die Vorteile der schnelleren Pfahlinstallation, geringerer Pfahlvorschädigung und geringerer Schallemissionen miteinander kombinieren lassen, ist bei dieser Methode nur die Einbringung selbst, d. h. der maschinentechnische Teil, als Stand der Technik zu bezeichnen.

Der Bedarf an hinreichend genauen Bemessungsmethoden von ausschließlich vibrierten Pfählen war bisher in keinem ausreichenden Maße gegeben, so dass über Forschungs- und Entwicklungsanreize keine für die Anwendung praktikablen Bemessungsverfahren entwickelt wurden.

Der große Forschungsbedarf zeichnet sich vor allem dahingehend ab, dass für eine häufig für OWEA eingesetzte Gründungsart, den Monopile, keinerlei Erfahrungen bzw. wissenschaftliche Erkenntnisse über den Einfluss der Vibrationsrammung auf das laterale Last-Verformungsverhalten zur Verfügung stehen.

Am IGB-TUBS stehen Versuchströge zur Verfügung, in denen großmaßstäbliche Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfählen durchgeführt werden. Hierbei können die Spezifikationen der Pfähle und des umgebenden Bodens variiert werden. Zudem können die Einflüsse unterschiedlicher Einbringmethoden sowie derer maßgeblicher Parameter auf das Last-Verformungsverhalten des Systems Pfahl-Boden untersucht werden. Weitergehende Forschungen befinden sich in der Vorbereitung.

Literatur

Borel, S.; Bustamante, M.; Rocher-Lacoste, F.: The Comparative Bearing Capacity of Vibratory and Impact Driven Piles, *Transvib; International Symposium on Vibratory Pile Driving and on Deep Soil Vibratory Compaction, Paris, 2006*

Braaker, H.: Rammgeräteeinfluss auf die Tragfähigkeit, *Symposium Pfahlgründungen, Darmstadt, 1986*

EA-Pfähle: Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Dortmund, Ernst & Sohn, 2. Auflage, 2012*

Elmer, K.-H.; Gerasch, W.-J.; Neumann, T.; Gabriel, J.; Betke, K.; Schultz-von Glahn, M.: Measurement and Reduction of Offshore Wind Turbine Construction Noise, *DEWI Magazine Nr. 30, 2007*

Fischer, J.; Sychla, H.; Bakker, J.; de Neef, L.; Stahlmann, J.: A comparison between impact driven and vibratory driven steel piles in the German North Sea, *1st International Conference in Maritime Energy, Hamburg, 2013*

Hartung, M.: Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 1994*

Kuhn, C.; Bruns, B.; Fischer, J.; Gattermann, J.; Elmer, K.-H.: Development of a new underwater piling noise mitigation system - using hydro sound dampers (HSD), *31st International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, Rio de Janeiro, Brasil, 2012*

Lammertz, P.: Field studies on bearing capacity of vibratory and impact driven piles, 2nd *International Young Geotechnical Engineers' Conference, Romania, 2003*

Lammertz, P.: Ermittlung der Tragfähigkeit vibrierter Stahlrohrpfähle in nichtbindigem Boden, *Mitteilung aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, 2008*

Matuschek, R.; Betke, K.: Measurement of Construction Noise During Pile Driving of Offshore Research Platforms and Wind Farms, *NAG/DAGA International Conference on Acoustics, Rotterdam, The Netherlands, 2009*

Mosher, R. L.: Comparison of axial capacity of vibratory-driven piles to impact-driven piles, *Technical Report ITL-87-7, US Army Engineers Waterways Experiment Station, USA, 1987*

Sternberg, A.: Planung und Ausführung von Monopilegründungen in der Nordsee, 8. *Hans Lorenz Symposium, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, 2012*

Tucker, L. M.; Briaud, J.-L.: Axial response of three vibratory and three impact driven H-piles in sand, *US Army Engineer Division, Mississippi, USA, 1988*

Autoren

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Hauke Sychla
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

h.sychla@tu-braunschweig.de
j.stahlmann@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstraße 51 b, 38106 Braunschweig

www.IGB-TUBS.de
Tel.: 0531/391-62000

Dipl.-Ing. Jan Fischer

j.fischer@ked-ingenieure.de

Knabe Enders Dührkop Ingenieure GmbH
Gasstraße 18, Haus 4
22761 Hamburg

www.ked-ingenieure.de
Tel.: 040/8008030

Neubau der Uferspundwand an der Marineoperationsschule (MOS) in Bremerhaven

Planungsherausforderung in ortstypischen Weichböden

Dipl.-Ing Johannes Herbort, grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG

Dipl.-Ing. Christian Pabst, bremenports GmbH & Co. KG

Das Gelände der Marineoperationsschule auf der Geesteinsel in Bremerhaven reicht im Norden, Westen und Süden direkt an die Geeste. Die Uferspundwand am West- und Südufer ist nach einer Nutzungsdauer von bis zu 80 Jahren so stark korrodiert, daß eine Instandsetzung der Wand nicht wirtschaftlich möglich ist. Mit dem Planfeststellungsbeschluss vom Februar 2011 wurde der Ersatzneubau genehmigt. Der Bericht beschreibt die Randbedingungen der Entwurfs-, und Ausführungsplanung, insbesondere den Einfluss der ortstypischen Weichböden und Grundwasserverhältnisse die trotz einer sichtbaren Wandhöhe von maximal 7,60 m zu dem Ergebnis führen, dass der Höhenversprung zwischen Kasernengelände und Geeste nur mittels kombinierter schwerer Spundwand mit Tragbohlenlängen von bis zu 33 m realisiert werden kann. Weiterhin geht der Bericht auf die planfestgestellten, lärmreduzierenden Auflagen bei der Bauabwicklung ein.

1 Einleitung

Die Marineoperationsschule (MOS), bis 1997 Marineortungsschule, ist die zentrale Ausbildungseinrichtung der Deutsche Marine für Taktik und Operation mit Sitz in Bremerhaven.

Die Kasernenanlage wurde zwischen den Weltkriegen in der Geesteschleife ca. 1000 m vor der Geestemündung auf dem Gelände der früheren Werft Joh. C. Tecklenborg im Bremerhavener Stadtteil Geestemünde erbaut. Nach dem Zweiten Weltkrieg wurde die Anlage von den U.S.-Seestreitkräften in Deutschland benutzt, die Bundesmarine übernahm die Ausbildungseinrichtungen 1956.

Der Geländesprung der Kasernenfläche zur Geestesohle (Peilung bis OK Schlick in 2006) beträgt bis zu 7,60 m.

Das Nordufer der Geesteinsel ist geböscht, an West- und Südufer wird der Höhenunter-

schied auf einer Gesamtlänge von ca. 800 m durch Uferkonstruktionen mit unterschiedlichen Querschnitten abgefangen.



Bild 1: Luftbild der Geesteschleife mit Militäroperationsschule (www.bing.com/maps)

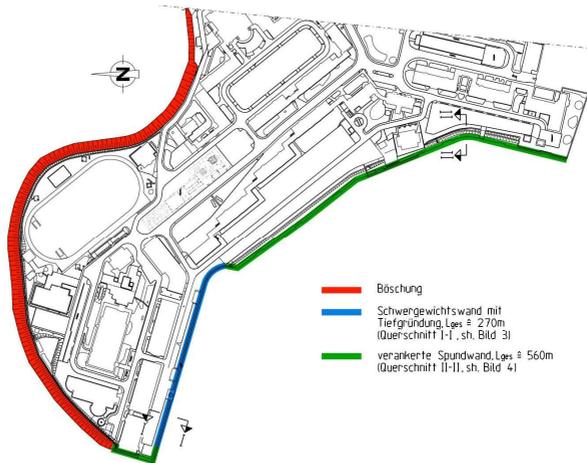


Bild 2: Übersicht über die vorhandenen Uferausbildungen

Ca. 270 m werden durch Schwergewichtswände gesichert, die über Holzpfähle tiefgegründet sind (Bild 3), im Bereich der restlichen 560 m besteht die Uferwand aus verankerten Spundwänden (Bild 4).

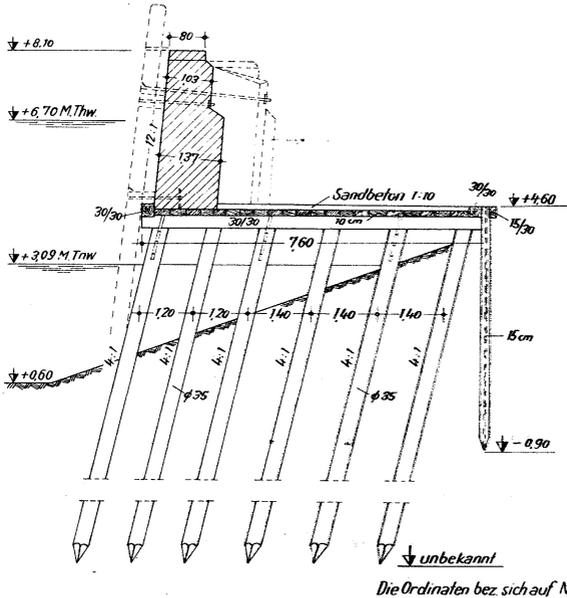


Bild 3: vorh. Uferwand, Querschnitt I – I, Schwergewichtswand mit Tiefgründung

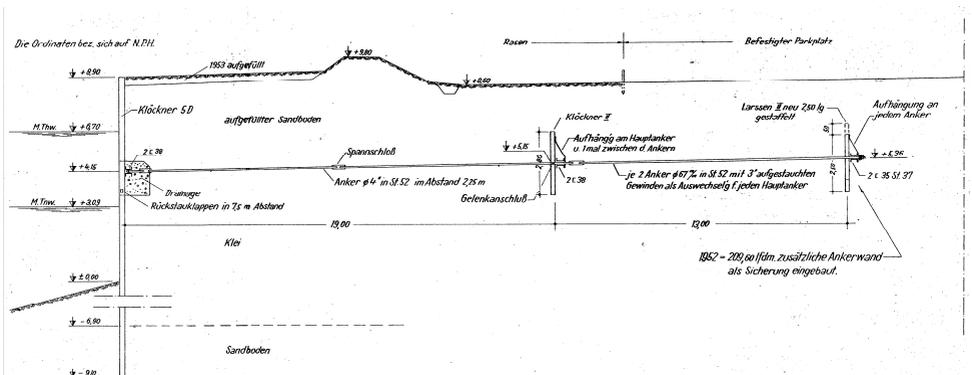


Bild 4: vorh. Uferwand, Querschnitt II – II, verankerte Uferspundwand

Die Spundwand wurde in verschiedenen Abschnitten von 1936 bis 1960 errichtet, einzelne Wandabschnitte sind somit bereits annähernd 80 Jahre alt. In der Vergangenheit musste die Spundwandkonstruktion bereits mehrfach instand gesetzt werden.

2006 wurde daraufhin ein Zustands- und Standsicherheitsgutachten angefertigt. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass die Spundwand sowohl im Über- als auch im Unterwasserbereich starke Korrosionsschäden bis zu lokalen Durchrostungen aufweist und die ursprünglich vorhandene Drainage nicht mehr funktionstüchtig ist.

Die statische Nachrechnung unter Berücksichtigung der festgestellten Schadensbilder ergab z. T. deutliche Defizite bezüglich der Standsicherheit.

Da eine Sanierung bzw. Instandsetzung der vorhandenen Wand aus bautechnischen und finanziellen Aspekten als nicht zweckmäßig beurteilt wurde, beschloss der Auftraggeber, die Uferspundwand auf ganzer Länge zu erneuern.

Als Ergebnis eines europaweiten Präqualifikations- bzw. Vergabeverfahrens wurde die „Ingenieurgemeinschaft MOS Bremerhaven“, bestehend aus den Unternehmen bremenports GmbH & Co. KG aus Bremerhaven und grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG aus Hannover im Juni 2011 mit der Entwurfsplanung, Ausführungsplanung und Bauleitung für den Neubau der Uferspundwand an der MOS beauftragt.

Weitere Planungsbeteiligte:

Auftraggeber:

Bundesministerium der Verteidigung, vertreten durch Senatorin für Finanzen Bremen – Geschäftsbereich Bundesbau – diese vertreten durch

Immobilien Bremen, Abteilung B4 Bundesbau, Bremen

Zustands- und Standsicherheitsgutachten, Vorentwurf

Handt Consult, Bremen

Bodengutachten

Grundbaubüro Jacobsen, Bremerhaven

Prüfingenieur

Dr.-Ing. K. Morgen, WTM ENGINEERS, Hamburg

2 Ausbauplanung

2.1 Planfeststellungsverfahren

Aufbauend auf den Vorentwurfplanungen vom Ingenieurbüro Handt Consult wurde im September 2008 der Antrag auf Planfeststellung für den Neubau der Uferspundwand an der MOS eingereicht.

Der Planfeststellungsentwurf sah den Einbau einer einfach verankerten Spundwand im Abstand von ca. 1,50 bis 2,00 m wasserseitig der vorhandenen Uferwand vor. Um die bestehende trogartige Wirkung der Ufersicherung aufzulösen, war geplant, die Oberkante der neuen Spundwand variiierend, bis zu 3,50 m tiefer als im Bestand auszuführen, einzelne Abschnitte somit teilgeböschert herzustellen. Durch die Überströmung dieser Spundwandabschnitte bei Flut sollten zusätzliche Wasserflächen geschaffen werden. Es war vorgesehen, die Böschungflächen im Abschnitt C1 durch das Abbaggern von vorhandenen Nutzflächen zu schaffen, im Abschnitt C3 sollte die neue Spundwand zur Realisierung der Böschung ausreichend weit vor der bestehenden Uferlinie angeordnet werden (Bild 5).

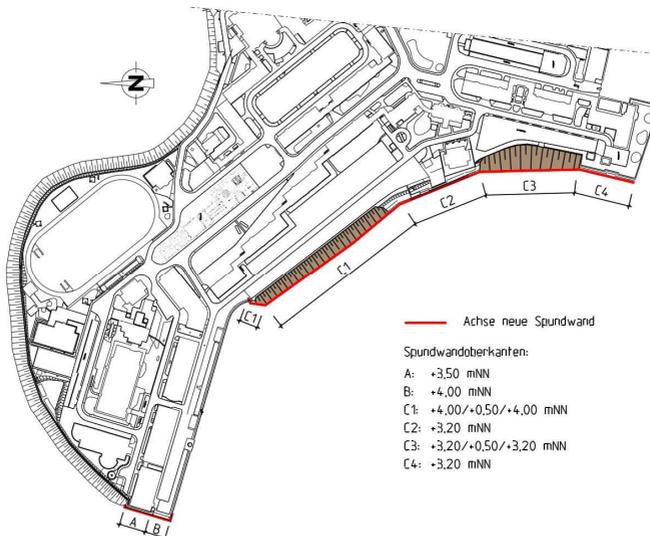


Bild 5: Übersicht Ausbauplanung

Mit Datum vom 23. Februar 2011 erfolgte der Planfeststellungsbeschluss, gravierende Änderungen gegenüber der eingereichten Planung wurden nicht festgelegt.

Maßgebend für die Bauabwicklung sind jedoch die bereits bei der Ausschreibung zu berücksichtigenden planfestgestellten Randbedingungen für das Rammen der Spundwandprofile:

- Rammarbeiten nur von Montag bis Freitag zwischen 07:30 und 18:00 Uhr
- Begrenzung der reinen Rammzeit auf 2,5 h pro Tag
- Begrenzung der Tagesleistung auf 6 Bohlen
- Einsatz eines Schallkamins

2.2 Planungsgrundlagen

Vorschriftenlage

Den im Juni 2011 beginnenden Planungsarbeiten wurden die zu diesem Zeitpunkt geltenden Vorschriften zugrunde gelegt. Im Wesentlichen sind dies:

- EAU, 10. Auflage 2004 incl. Aktualisierungen durch die Technischen Jahresberichte
- EA-Pfähle, 1. Auflage 2007
- DIN 1054, 2005 incl. aktueller Berichtigungen
- HPA, Leistungsbeschreibung Teil C, September 2008

Baugrund

Der landseitige Baugrund besteht grundsätzlich bis ca. – 4,0 m NN aus sehr locker bis locker gelagerten Auffüllungen. Darunter folgt eine ca. 8 bis 16 m mächtige weiche bis steife Kleischicht. Diese wird von teilweise schluffigen Sanden unterlagert, deren Lagerungsdichten im oberen Bereich stark schwanken. Die tiefliegenden Sandschichten weisen dichte bis sehr dichte Lagerungen auf. In Teilbereichen ist zwischen den mitteldicht/dicht und sehr dicht gelagerten Sanden ein Lauenburger Ton steifer bis fester Konsistenz mit Mächtigkeiten von 2,5 bis 5,5 m erbohrt worden.

Wasserseitig steht zunächst Schlick in der Gewässersohle an. Die Mächtigkeit der Schlickablagerungen wurde gesondert erkundet, es ergaben sich Schichtdicken von 0,50 bis 2,0 m.

Wasserstände

Die Geeste unterliegt im Bereich der MOS dem Tideeinfluss. Aufgrund des unterstrom vorhandenen Geestesperrowerkes sind Sturmflutwasserstände jedoch ausgeschlossen.

Maßgebend beeinflusst wird die Bemessung der Spundwand durch zwei getrennt voneinander zu betrachtenden Grundwasserhorizonte. Oberhalb des Kleis steht ein freies Grundwasser an, in den Sanden unterhalb der Kleischicht liegen gespannte Grundwasserhältnisse vor. Die Grundwasserstände werden vom Wasserstand der Geeste beeinflusst. Aufgrund der Phasenverschiebung und der gedämpften Amplitude des Wasserdruckes im gespannten Grundwasserleiter gegenüber dem tidebeeinflussten Wasserstand in der Geeste, ist zu berücksichtigen, dass die Kleischicht unter Auftrieb stehen kann und dadurch annähernd gewichtslos wird, so dass ein stützender Erddruck in bestimmten Lastfällen erst ab der Unterkante der Kleischicht vorhanden ist.

Lastfall	Wasserstand Geeste [müNN]	Wasserstand GW-Leiter oben [müNN]	Wasserstand GW-Leiter unten [müNN]	Auftrieb unter Kleischicht [KN/m ²]
1	- 2,55	+ 2,50	+ 0,50	30,50
2	- 3,00	+ 2,50	+ 0,50	35,00
3	- 4,20	+ 2,50	± 0,00	42,00

Bild 6: Tabelle Bemessungswasserstände / Auftrieb unterer GW-Leiter

Negative Mantelreibung

Da die anstehende Kleischicht für die Erdauflast aus der Hinterfüllung noch nicht konsolidiert ist, entsteht aus der negativen Mantelreibung bis Unterkante Kleischicht eine vertikale Zusatzlast von ca. 320 KN/m.

Porenwasserüberdruck

Gemäß Bodengutachten ist die Kleischicht vor der vorhandenen Uferwand nicht vorkonsolidiert, durch die Auflast aus der Hinterfüllung entsteht somit ein Porenwasserüberdruck innerhalb der Kleischicht.

Um die Belastung der Spundwand im Bauzustand zu begrenzen, ist vorgesehen, die Hinterfüllung der „hohen Spundwände“ in 2 Teilabschnitten einzubauen und die Konsolidierung durch Vertikaldräns in einem Dreiecksraster, $e = 1,20$ m zu beschleunigen.

Der Einbau der Vertikaldränagen kann aufgrund der nicht mehr gegebenen Standsicherheit der alten Spundwand ausschließlich vom Wasser aus im Stechverfahren erfolgen. Daraus ergibt sich, dass diese Arbeiten vor Beginn des Spundwandeinbaus ausgeführt werden müssen.

Exemplarisch ist für den Abschnitt C2 folgender Bauablauf vorgesehen, siehe auch Bild 7:

- Einbau einer Sandvorschüttung vor die vorhandene Wand
- Einbau der Vertikaldränagen
- Einbau der Uferwand einschl. Herstellung der Rückverankerung
- Verfüllung des Zwischenraumes bis ca. + 0,50 m NN
- Konsolidation der Kleischicht (ca. 4 bis 6 Monate)
- Einbau der Resthinterfüllung

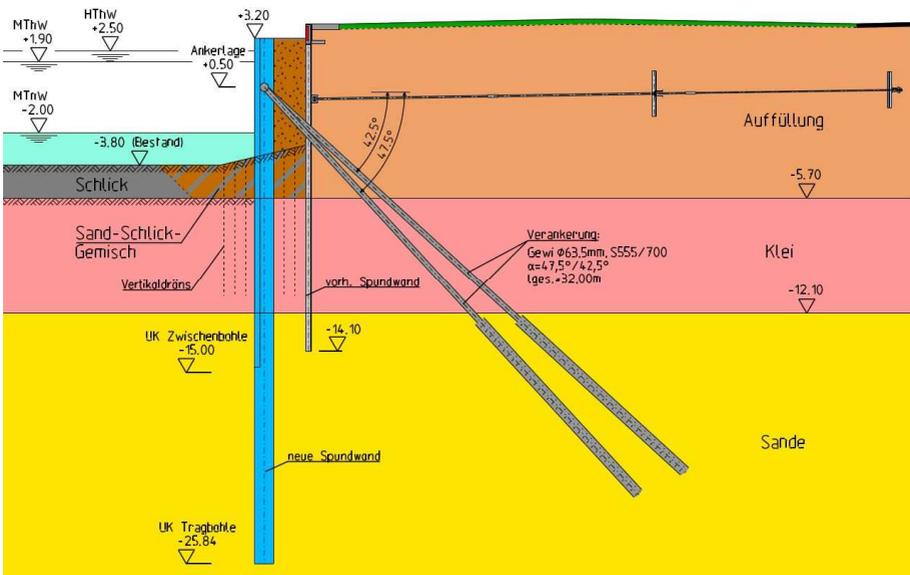


Bild 7: Gesamtquerschnitt, Abschnitt C2

Korrosionsschutz

Unter Berücksichtigung der örtlichen Randbedingungen und der Angaben aus dem Bodengutachten wurde vom Auftraggeber festgelegt, sämtliche luft- und wasserberührenden Spundwandflächen bis mindestens 2,0 m unter die planmäßigen Gewässersohle entsprechend Korrosivitätskategorie C5-M (lange Schutzdauer) zu beschichten.

Die Mindestdicke wurde mit 550 μm festgelegt. Darüber hinaus ist im Rahmen der Bemessung ein Abrostungszuschlag von 10 % gegenüber den Bemessungsspannungen festgelegt worden, die Spundwände wurden also für $0,9 \times \sigma_{R,d}$ bemessen.

2.3 Variantenuntersuchung Spundwandprofil

Aufgrund der vorab erläuterten extremen Boden- und Grundwasserverhältnisse ergeben sich für die „hohen“ Spundwandabschnitte Schnittgrößen für die Bemessung der Ufer-spundwand, die mit einer Wellenwand kaum noch sinnvoll abzutragen sind.

Exemplarisch für den Bemessungsschnitt im Abschnitt C2 wird im Folgenden erläutert, welche möglichen Spundwandprofile untersucht wurden.

Hierbei wird auch deutlich, wie entscheidend die Ergebnisse der Spundwandberechnung von den Grundwasserverhältnissen des unteren Grundwasserleiters abhängen. Da bei diesem Bemessungsschnitt die Kleischicht aufgrund des Auftriebs annähernd gewichtslos wird ($\gamma_v \leq 0,6 \text{ KN/m}^3$ im LF1), und somit keine stützende Erddruck-Wirkung angenommen werden kann, beträgt die „statische Bemessungshöhe“ von OK Spundwand bis OK stützender Boden ca. 15,30 m (+3,20 m NN – (-12,10 m NN)), obwohl die „visuelle Bemessungshöhe“ bis OK Schlick nur ca. 6,00 m beträgt (+ 3,20 m NN – (-2,8 m NN)).

Für den Abschnitt C2 ergaben sich die folgenden maßgebenden Bemessungsschnittgrößen:

$$M_{d} = 2.560 \text{ KNm/m}$$

$$A_{h,d} = 762 \text{ KN/m}$$

$$A_{45^\circ d} = 1.078 \text{ KN/m}$$

$$V_{i,d} \leq 1.811 \text{ KN/m}$$

Folgende Spundwandprofile wurden untersucht:

- a) Kombinierte Spundwand mit Einzelbohlen, S 355 GP, z.B.:
- PSP 1030 + PZi 675–12 – 14/21; $W_y = 11.600 \text{ cm}^3/\text{m}$; $g_{80\%} = 299 \text{ kg/m}^2$
 - HZ 1080 MB – 14 + AZ 26; $W_y = 11.105 \text{ cm}^3/\text{m}$; $g_{80\%} = 288 \text{ kg/m}^2$
- b) kombinierte Spundwand mit Doppelbohlen, S355GP, z.B.:
- PSP 1001 + PZi 675–12 – 22/23; $W_y = 11.670 \text{ cm}^3/\text{m}$; $g_{80\%} = 320 \text{ kg/m}^2$
 - HZ 1080 MC – 24 + AZ 26; $W_y = 10.415 \text{ cm}^3/\text{m}$; $g_{80\%} = 327 \text{ kg/m}^2$
- c) Wellenspundwand mit Lamellen, S430GP:
- AZ50 + Lamellen 320 x 28 mm, $W_y \approx 8.830 \text{ cm}^3/\text{m}$; $g \approx 300 \text{ kg/m}^2$

Da die Wellenspundwand mit Lamellen insbesondere durch den Mehrpreis aufgrund der höheren Stahlgüte und des Fertigungs- bzw. Schweißaufwandes nicht wirtschaftlich darzustellen ist und bei einer kombinierten Spundwand mit Einzel-Tragbohlen von bis zu 30 m Länge Risiken bezüglich des lagegenauen Einbringens bestehen, wurde festgelegt, die neue Uferspundwand an der MOS aus einer kombinierten Spundwand mit Doppel-Tragbohlen herzustellen.

Dies hat den weiteren Vorteil, dass die Anordnung der Verankerung, bestehend aus Gewi-Verankerungspfählen $\varnothing 63,5 \text{ mm}$, insbesondere bei den „hohen Wänden“ so gewählt werden konnte, dass bei zwei Verankerungselementen pro Systemmaß eine wirtschaftliche Auslastung erreicht wurde.

2.4 Ausschreibungslösung

Als Ergebnis der Variantenuntersuchung zum Spundwandprofil und der darauf aufbauenden statischen Berechnung wurden folgende Profile und Verankerungen ausgeschrieben:

Abschnitt A/B/C1-Nord/C3-Süd/C4

- PSP 900 + PZi 675–12 – 22/23; S 355GP; $L_{TB} \leq 33,0 \text{ m}$ oder gleichwertig
- Gewi $\varnothing 63,5 \text{ mm}$; S 555/700; $\alpha = 45^\circ$; $e \leq 1,20 \text{ m}$; $L_{ges} \leq 37,5 \text{ m}$

Abschnitt C1/C3

- PSP 600 + PZi 675-12 – 22/23; S 355GP; $L_{TB} \leq 22,0$ m oder gleichwertig
- Gewi Ø 63,5 mm; S 555/700; $\alpha = 45^\circ$; $e \leq 2,40$ m; $L_{ges} \leq 33,5$ m

Abschnitt C2/C3-Nord

- PSP 1001 + PZi 675-12 – 22/23; S 355GP; $L_{TB} \leq 29,0$ m oder gleichwertig
- Gewi Ø 63,5 mm; S 555/700; $\alpha = 45^\circ$; $e \leq 1,20$ m; $L_{ges} \leq 32,0$ m

Insgesamt umfasst die ausgeschriebene Leistung neben den Erd-, Bagger- und Drainagearbeiten das Liefern und Einbringen von ca. 4.000 t Spundwandmaterial und den Einbau von ca. 350 Gewi-Verankerungen.

3 Aktueller Stand der Maßnahme

Als Ergebnis des europaweiten Vergabeverfahrens wurde der Auftrag für die Bauleistung im November 2012 an die Bietergemeinschaft Colcrete von Essen /August Prien vergeben. Ab Mai 2013 werden Boden- und Drainagearbeiten ausgeführt, der Beginn der Spundwand- und Verankerungsarbeiten war Juni 2013.

Autoren

Dipl.-Ing. Johannes Herbort

j.herbort@grbv.de

grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG
Expo Plaza 10, 30539 Hannover

www.grbv.de
Tel.: 0511 / 984 94 - 0

Dipl.-Ing. Christian Pabst

christian.pabst@bremenports.de

bremenports GmbH & Co. KG
Am Strom 2, 27568 Bremerhaven

www.bremenports.de
0471 / 309 01 – 0

Ausbau der Niedersachsenbrücke zu Deutschlands größtem Importkohle-Terminal

Mathias Lüdicke

Niedersachsen Ports GmbH & Co.KG, Wilhelmshaven, Deutschland

1 Einleitung

Die 1972 gebaute Niedersachsenbrücke – auch Umschlaganlage Rüstersieler Groden genannt – ist eine im Hafen von Wilhelmshaven gelegene und im südlichen Abschlussdamm des Containerterminals Wilhelmshaven (JadeWeserPort) integrierte Stichpier mit einem in Fahrwasserrichtung abknickenden Anleger. Die drei Liegeplätze dienen dem Umschlag von Kohle und Natronlauge und insbesondere der Versorgung der beiden Kohlekraftwerke in Wilhelmshaven mit Steinkohle. Die Niedersachsenbrücke wurde in den Jahren 2008 bis 2011 ertüchtigt und ausgebaut. Die Umschlagkapazität liegt nach der Ertüchtigung bei etwa 8 bis 10 Mio. Tonnen pro Jahr, damit sind die Voraussetzungen geschaffen, den Hafen von Wilhelmshaven zum zweiten Europäischen Tiefwasserhafen für Kohlelogistik neben Rotterdam und zum größten deutschen Umschlagplatz für Steinkohle zu entwickeln.

1.1 Niedersachsen Ports

Die Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG (NPorts) ist größter Betreiber von Hafeninfrastuktur in Wilhelmshaven neben der Marine, den städtischen und privaten Hafenbereichen. NPorts, deren Hauptsitz sich in Oldenburg befindet, wurde zum 01. Mai 2005 als landeseigene Gesellschaft und Nachfolgeorganisation der Niedersächsischen Häfen- und Schifffahrtsverwaltung (Hafenämter) gegründet. Mit über 200 Miet-, Pacht-, und Erbbaurechtsverträgen, einer zu verwaltenden Fläche von 380 ha (300 ha Land-, 80 ha Wasserfläche) und einer Kaimauerlänge von 5,5 Kilometern stellt sich das Team der NPorts-Niederlassung in Wilhelmshaven den heutigen und zukünftigen Herausforderungen zur Entwicklung des Multifunktionshafens Wilhelmshaven.

Die wesentlichen Aufgaben von NPorts in Wilhelmshaven sind das Management von Hafener-, Industrie- und Gewerbeflächen und die Vermietung von Kaianlagen, hafennahen Lager- und Distributionsflächen sowie Industrie- und Gewerbeflächen. Dabei ist die Hafenplanung und -weiterentwicklung ein Schwerpunkt der Aufgaben. Hier gilt es mit innovativen Ideen und einer weitsichtigen Planung flexibel auf Kundenwünsche einzugehen, Unternehmen für den Standort zu gewinnen und somit die Zukunft des Hafens zu gestalten. Daher fungiert NPorts auch als Partner für potenzielle Neuansiedlungen, bei Fragen zu Genehmigungsverfahren und Investitionsförderungen. Außerdem übernimmt NPorts im Auftrag des Landes Niedersachsen die Funktion der Hafenaufsicht (Port Authority).



Abbildung 1: Hafenanlagen von Niedersachsenports in Wilhelmshaven

Zu den von NPorts bewirtschafteten Hafenteilen zählen im Außenhafen am tiefen Fahrwasser die Umschlaganlage Voslapper Groden, an der überwiegend chemische Produkte umgeschlagen werden und direkt angrenzend an den JadeWeserPort das Umschlagterminal Niedersachsenbrücke, auf das im weiteren Verlauf eingegangen wird.

Hinter der Seeschleuse im tidefreien Innenhafen verfügt NPorts darüber hinaus über weitere Hafenanlagen (u.a. Lüneburgkai, Braunschweigkai und Hannoverkai) über die Massen- und Stückgüter sowie Projektladung insbesondere in dem Bereich der Offshore Windenergie umgeschlagen werden. Darüber hinaus befinden sich im Hafen Wilhelmshaven Werften und Zulieferindustrie für Schiffs- und Meerestechnik, sowie Hafenbereiche, die überwiegend touristisch genutzt werden und auch Liegeplätze für Behördenschiffe und die DGzRS bieten. Auch der Außenhafen Hooksiel sowie das angrenzende Hooksmeer mit den Freizeitflächen werden von NPorts betrieben.

Ein neuer Geschäftsbereich ist seit der Inbetriebnahme des Containerterminals Wilhelmshaven (JadeWeserPort) der Netzbetrieb der Hafenbahn für das Containerterminal. Hierzu managen die Mitarbeiter von NPorts auf dem Stellwerk direkt an den 16 parallel laufenden Gleisen im Rangierbahnhof (Vorstellgruppe) des Containerterminals das Ankommen und Abfahren der Containerzüge, die den Hafen Wilhelmshaven mit dem europäischen Hinterland verbinden.

1.2 Historie

Der Hafenstandort Wilhelmshaven wurde ursprünglich als reiner Kriegshafen für Preußen gebaut. Zu diesem Zweck hatte Preußen 1853 vom Großherzogtum Oldenburg per Staatsvertrag („Jade-Vertrag“) ein fast unbesiedeltes Gebiet von 313 Hektar Land am Jadebusen erworben. Die Reichsverfassung von 1871 bestimmte den „Jadehafen“ zum Reichskriegshafen.

Eine hafenvirtschaftliche Nutzung des Standortes in größerem Umfang begann erst nach dem Zweiten Weltkrieg, in dem weite Teile der Hafenanlagen von Wilhelmshaven durch Fliegerbomben zerstört worden waren.

Zwischen 1958 und 1981 wurde vor neu aufgespülten Flächen im Wilhelmshavener Außenhafen (Grodensflächen) eine Anzahl unterschiedlicher Verladebrücken für Schiffe mit großem Tiefgang am Fahrwasser der Außenjade gebaut. Dadurch gewann Wilhelmshaven erheblich an Bedeutung als Einfuhrhafen für Erdöl und andere Massengüter. Gleichzeitig übernahm ab 1952 das Wasser- und Schifffahrtsamt Wilhelmshaven im Rahmen der sog. Küstenvereinbarung die Aufgaben der Hafenverwaltung.

Die Niedersachsenbrücke vor dem Rüstersieler Groden wurde zwischen 1970 und 1972 im Auftrag des Landes Niedersachsen vom Wasser- und Schifffahrtsamt Wilhelmshaven errichtet. Das Bauwerk bestand aus einer 1.380 m langen Zufahrts- und Transportbrücke und einer unter einem Winkel von ca. 77 Grad anschließenden 300 m langen und 30 m breiten Umschlagbrücke. Tragende Elemente der Transportbrücke waren und sind auch heute noch einzelne 30 m breite Jochbalken, über die eine 9,0 Meter breite Straßenbrücke sowie beiderseits ein Förderband und Pipelinetrasse hinwegführt. Die seeseitige Liegewanne war ursprünglich für die Abfertigung von voll abgeladenen Schiffen mit einer Tragfähigkeit von 80.000 tdw konzipiert, wurde aber in den 80er und 90er Jahren für Schiffe bis zu 190.000 tdw (Capesize-Schiffe) mit einem Tiefgang von maximal SKN -11,60m durch zusätzliche Dalben und Vertäueinrichtungen erweitert.

Grund für den Bau der Brücke war ein 1970 geschlossener Vertrag zwischen dem Land Niedersachsen und der Schweizerischen Aluminium AG (Alusuisse), die sich in Wilhelmshaven ansiedeln und Rohstoffe für eine Aluminiumhütte über den Hafen importieren wollte. Darüber hinaus erwartete das Land Niedersachsen einen generell steigenden Importbedarf für trockene und flüssige Massengüter in Deutschland und wollte seine Häfen entsprechend dem erwarteten Bedarf herrichten.

Die Alusuisse errichtete zunächst ein Chlorwerk, für das Salz über die Niedersachsenbrücke importiert und Natronlauge exportiert wurde. Die geplante Aluminiumhütte wurde jedoch nicht verwirklicht und Alusuisse zog sich zurück. Im Jahr 1973 verabschiedete der Rat der Stadt Wilhelmshaven aber den Bebauungsplan für die Nordwestdeutschen Kraftwerke AG (NWK) für einen 720 Megawatt-Kraftwerksblock, heute E.ON Kraftwerk Wilhelmshaven, auf dem Rüstersieler Groden, das 1976 den Betrieb aufnahm. Die Versorgung der Kohle des Kraftwerks sollte über die Niedersachsenbrücke erfolgen.

Den Umschlagsbetrieb der Niedersachsenbrücke übernahm die Wilhelmshavener Umschlag- und Verkehrsgesellschaft, (später: Rhenus Midgard GmbH & Co. KG). Die Kohle wurde mittels eines 32/40 t Schiffsentladers und Förderbändern von den Schiffen an der Niedersachsenbrücke zum kraftwerkseigenen Lager verbracht, um von dort dem Kraftwerk zugeführt zu werden.



Abbildung 2: Niedersachsenbrücke vor dem Ausbau ab 2008

Das Eigentum an der Niedersachsenbrücke verblieb beim Land Niedersachsen. Im Jahr 1980 wurde das Niedersächsische Hafenamt Wilhelmshaven gegründet und übernahm die Verantwortung über die Niedersachsenbrücke. Im Jahr 2005 erfolgte die Überführung der ehemaligen Niedersächsischen Häfen- und Schifffahrtsverwaltung in die privatrechtlich organisierte Gesellschaft Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG, die damit auch die Zuständigkeit für die Niedersachsenbrücke erhielt.

1.3 Ausbau

Schon kurz nach der Fertigstellung der Niedersachsenbrücke im Jahr 1972 wurden die ersten Pläne zum Ausbau und zur Erweiterung der Brücke entwickelt. Diese sahen unter anderem eine Verlängerung der Umschlagbrücke um bis zu 530 Meter vor. Auch in den

80er Jahren wurden Pläne für eine erweiterte Niedersachsenbrücke vorgestellt. Insbesondere auch der Ausbau der Brücke für die Abfertigung größerer Massengutschiffe (Capesize-Schiffe), die voll abgeladen den Hafen anlaufen sollten und daher eine entsprechende Wassertiefe benötigten, wurde in Betracht gezogen.

Aus wirtschaftlichen Erwägungen musste jedoch die Realisierung der betrachteten Varianten immer wieder verworfen werden. Die Investitions-, Instandhaltungs- und Betriebskosten ließen sich nicht in ein wirtschaftliches Konzept integrieren, zumal die für ein erhöhtes Umschlagsvolumen notwendigen Ansiedlungen von Industrieunternehmen am Standort Wilhelmshaven ausblieben.

Einen neuen Impuls gab schließlich ab dem Jahr 2000 der geplante Bau des Containerterminals JadeWeserPort, dessen Standort unmittelbar an die Niedersachsenbrücke angrenzen sollte. Durch Synergien im Bau und bei der zukünftigen Instandhaltung der Niedersachsenbrücke mit der Realisierung des neuen Containerterminals wurden die Pläne des Ausbaus der Niedersachsenbrücke für größere Schiffe wieder aufgegriffen.

Hintergrund war dabei zum einen die Ansiedlung eines zweiten Kraftwerks in Wilhelmshaven durch das Unternehmen GDF SUEZ, und das Vorhaben, zukünftig mehr Kohle als bisher für den Weitertransport ins deutsche und europäische Hinterland umzuschlagen. Ein steigender Bedarf an Importkohle wurde mit dem durch die Abschaltung der deutschen Atomkraftwerke resultierenden höheren Bedarf an Energiegewinnung aus Kohle begründet. Gleichzeitig führte die Verringerung der Subventionen für den einheimischen Kohleabbau zu einer weiteren Verteuerung der heimischen Kohle und zu steigenden Importen.

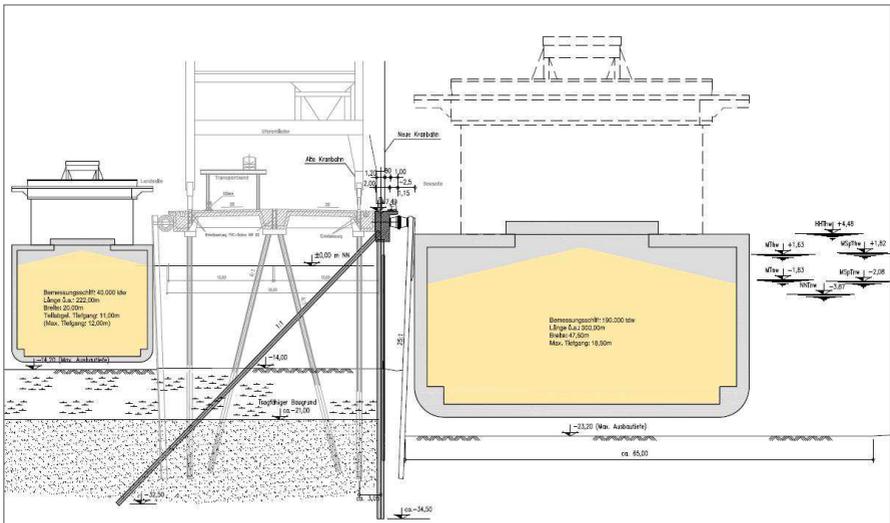
Vor diesem Hintergrund sollten die Umschlagkapazität und -produktivität der Niedersachsenbrücke durch eine Runderneuerung der Anlage, einer Vertiefung der Liegewanne auf -19,60m SKN und neue Kran- und Förderanlagen massiv erhöht werden.

Das zugehörige Ausbauvorhaben der Infrastruktur bestand im Wesentlichen aus den nachfolgenden konstruktiven Maßnahmen:

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

- Installation von neuen Festmachvorrichtungen seeseitig der neuen Kranschiene,
- Herstellung von neuen Fenderkonstruktionen am Außenanleger,
- Herstellung des neuen Pollerdalbens P1.

Die Rhenus Midgard GmbH & Co. KG als Betreiberin der Niedersachsenbrücke plante außerdem eine stufenweise Erweiterung ihrer Umschlaggeräte auf der Niedersachsenbrücke. Mittelfristig wurde eine Erhöhung der Löschleistung von derzeit 1,7 Mio. t/a auf 6,0 Mio. t/a angestrebt. Die hierfür erforderlichen Suprastrukturinvestitionen betrafen die Installation zweier weiterer Kräne vom Typ Doppelenker-Drehwippkran auf der Umschlagbrücke sowie zusätzliche Band- und Förderanlagen auf der Niedersachsenbrücke bis hin zum angeschlossenen Massenschüttgutlager.



Beim Bau des JadeWeserPorts ist die Niedersachsenbrücke darüber hinaus weitgehend in dessen südlichen Abschlussdamm integriert worden. Darüber hinaus wurde die Pier verstärkt, um die zwei neuen Kräne mit einem Gewicht von je 1000 Tonnen aufstellen zu können. Im August 2011 wurden die beiden Wippkräne, von denen jeder mit einem Griff eine Last von 44 Kubikmetern Kohle transportieren kann, geliefert und neben ihrem älte-

ren Vorgänger montiert. Nach der Inbetriebnahme der neuen Kräne können alle drei Kräne zusammen bis zu 4000 Tonnen Kohle pro Stunde entladen. Für den Weitertransport der Importkohle wurde auf der Niedersachsenbrücke außerdem ein zweites Kohletransportband montiert.

1.4 Energiedrehscheibe

Durch den Ausbau der Brücke und die Vertiefung des Liegeplatzes können seit 2012 nun Massengutschiffe jeder Größe (insbesondere vollabgeladene Capesize – Bulkcarrier mit einem Tiefgang von bis zu 18,5 m) in Wilhelmshaven gelöscht werden. Die Umschlagkapazität liegt nun bei ca. 8 bis 10 Mio. Tonnen pro Jahr, damit ist Wilhelmshaven seeseitig gut aufgestellt, um größter deutscher Umschlagplatz für Steinkohle werden.



Abbildung 4: Niedersachsenbrücke nach dem Ausbau ab 2011

Um auch landseitig den Anforderungen eines modernen Kohleumschlagterminals zu entsprechen, entsteht im Rüstersieler Groden ein Massenschüttgutlager mit einer Kapazität von über 3 Mio.t Kohle und eine der modernsten und leistungsfähigsten Kohleumschlaganlage für die Bahnverladung (Waggonladestation) in Europa.

Der ebenfalls durch den Bau des Containerterminals voran getriebene zweigleisige Ausbau der Bahnstrecke Wilhelmshaven – Oldenburg, der 2013 abgeschlossen wurde, ermöglicht eine reibungslose Abfuhr der Kohle per Bahn zu den Kraftwerken ins Hinterland. Auch bei der geplanten Elektrifizierung der o.g. Bahnstrecke ist die Anbindung an das Massenschüttgutlager im Rüstersieler Groden mit vorgesehen.

Somit ist das Kohleumschlagterminal in Wilhelmshaven nun ausgestattet mit einer hervorragenden seeseitigen und landseitigen Anbindung, einer modernen und hochleistungsfähigen technischen Ausstattung und ausreichend Flächen für die Zwischenlagerung von Kohle und anderen Massengütern.

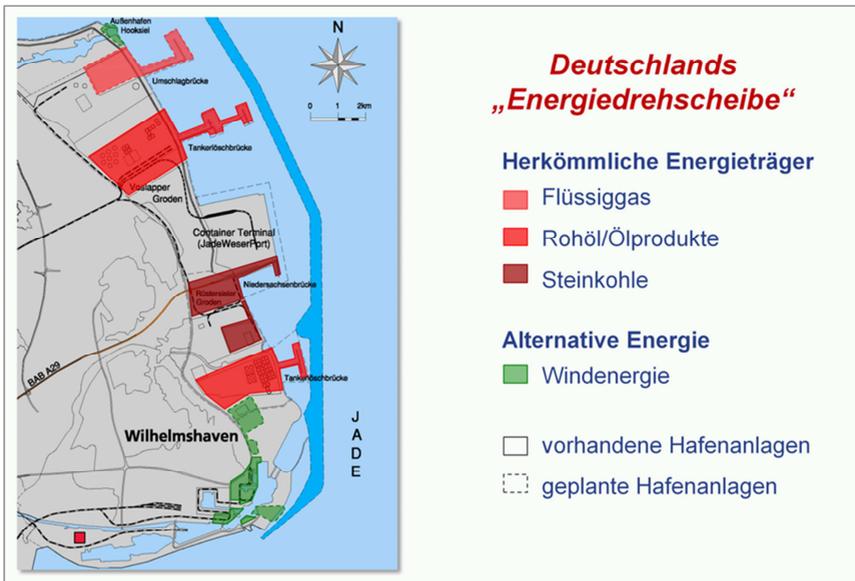


Abbildung 4: Wilhelmshaven als Deutschlands „Energiedrehscheibe“

Diesen günstigen Bedingungen Rechnung tragend, haben sich im Laufe des ersten Halbjahres 2013 bereits mehrere Bahnverbindungen zu Kraftwerken im Hinterland etabliert. Im August 2013 werden bereits 13-15 Züge pro Woche in Wilhelmshaven beladen und versorgen Kraftwerke im Hinterland. Gleichzeitig dazu wird das neue Kraftwerk in Wilhelms-

haven, dessen Start sich baubedingt verzögert hatte, noch im Jahr 2013 den Betrieb aufnehmen und ab 2014 die kommerzielle Energieversorgung starten.

Der Standort Wilhelmshaven verfügt somit durch die Erweiterungen im Bereich der Niedersachsenbrücke und des Rüstersieler Groden Nord über alle Vorzüge, um sich in den nächsten Jahren als eine der bedeutendsten Massengut-Drehscheiben Nordwesteuropas zu etablieren und als Energiestandort zu expandieren.

Wilhelmshaven festigt damit seine Stellung als bedeutende Energiedrehscheibe für die Versorgung Deutschlands. Dabei setzt Wilhelmshaven sowohl auf herkömmliche Energieträger wie Kohle, Öl und Gas, als auch auf alternative Energie. Dazu etabliert sich der Hafen auch in der Offshore-Windenergie u.a. als Servicehafen.

Literatur

M. Janßen; Wilhelmshaven als Massenguthafen und Standort für Großkraftwerke, *in Vorträge HTG-Kongress 2011, Würzburg 07. – 10. September 2011, Hafentechnische Gesellschaft e.V. (Herausgeber), Hamburg 2011*

Autor

Dipl.-Ing. Mathias Lüdicke

mluedicke@nports.de

Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG

Niederlassung Wilhelmshaven

Neckarstraße 10, 26382 Wilhelmshaven

www.niedersachsenports.de

Tel.: 04421 4800-444

Neubau, Erweiterung und Modernisierung der Binnenhafen-Infrastruktur in Norddeutschland

Dipl.-Ing. Björn Helfers, Dipl.-Ing. Michael Dormann

grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG, Deutschland

1 Einleitung

1.1 Verkehrspolitische Situation

Die Aufgaben und die Bedeutung von See und Binnenhäfen verändern sich gegenwärtig vor dem Hintergrund der Rahmenbedingungen des internationalen und nationalen Güterverkehrs und -transportes. Globalisierte Wirtschafts- und Warenaustauschbeziehungen erfordern leistungsfähige und angepasste Infrastrukturen und Dienstleistungen an den Hafenstandorten an der Küste, aber auch im Hinterland. Darüber hinaus verknüpfen sich Logistik und Produktion immer stärker. Häfen sind nicht mehr alleine nur Punkte des Umschlags oder der Lagerung, sondern übernehmen immer mehr auch Aufgaben der Verteilung und Produktion. Darüber hinaus werden auf den Wasserstraßen noch nicht ausgeschöpfte Kapazitätsreserven für den Gütertransport gesehen, die im Zusammenhang mit der allgemeinen Zunahme des Güterverkehrs genutzt werden können.

Deutschland verfügt über eine der besten und modernsten Verkehrsinfrastrukturen weltweit, mit einem dichten und leistungsfähigen Netz von Straßen, Schienen und Wasserstraßen. Die logistischen Systeme sind exzellent ausgebaut. Trotzdem reicht die bestehende Infrastruktur nicht aus, um das zu erwartende Güterverkehrswachstum zu bewältigen.

Für Deutschland wird eine Zunahme der Güterverkehrsleistung zwischen 2004 bis 2025 um rd. 70 % vorhergesagt. Besonders stark wird der Seehafenhinterlandverkehr zunehmen: Das Aufkommen wird voraussichtlich um rd. 130 % von 195 Mio. t auf rd. 450 Mio. t steigen. Ziel der Bundesregierung ist es daher, die Spitzenstellung Deutschlands sowohl in Güterverkehr und Logistik, wie auch in der Verkehrsinfrastruktur dauerhaft zu sichern.

Den damit verbundenen wirtschaftlichen, sozialen und ökologischen Herausforderungen müssen sich Politik und Wirtschaft gleichermaßen stellen.

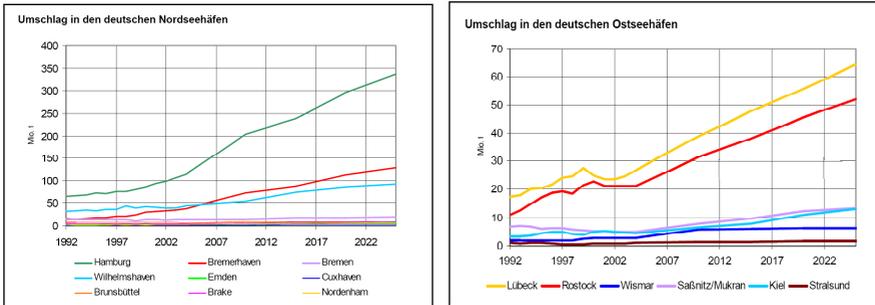


Abbildung 1: Umschlag an Nord- und Ostseeküste

(Quelle: Nationales Hafenkonzept)

In den 17 größeren deutschen Seehäfen und ca. 250 Binnenhäfen werden jährlich rd. 600 Mio. t Güter umgeschlagen. Es zeichnen sich jedoch zunehmend Kapazitätsengpässe in den Häfen sowie bei den wasserseitigen und landseitigen Zufahrten ab. Die Häfen und Verkehrsinfrastrukturen stoßen an ihre Grenzen, wenn sich die Steigerung des Güterumschlags und -verkehrs auch in den nächsten fünfzehn Jahren fortsetzt.

Mit Blick auf das zu erwartende Verkehrswachstum hat die Bundesregierung im Juli 2008 den in der Koalitionsvereinbarung verabredeten Masterplan Güterverkehr und Logistik vorgelegt. Der Masterplan zielt darauf ab, die Spitzenstellung Deutschlands bei Güterverkehr und Logistik angesichts der Herausforderungen eines globalisierten Wettbewerbs, des Klimaschutzes und sich beschleunigender technischer Entwicklungen dauerhaft zu sichern und auszubauen, um die gesamtwirtschaftliche Entwicklung Deutschlands sicherzustellen. Er versteht die Hafenpolitik als nationale Aufgabe in gemeinsamer Verantwortung des Bundes, der Länder und der Wirtschaft. Konkret strebt er eine noch bessere Koordinierung der nationalen Hafenpolitik und eine verstärkte Kooperation der Häfen im kartellrechtlich zulässigen Rahmen an.

1.2 Bedeutung der Binnenhäfen

Sowohl die Seehäfen als auch die Binnenhäfen werden mit teilweise erheblichen Veränderungen der Ladungsarten konfrontiert. In der Binnenschifffahrt ist eine Zunahme des Schwergutverkehrs und von Gefahrguttransporten zu beobachten. In diesen Bereichen

kann die Binnenschifffahrt ihre Stärken – hohe Ladungskapazität, Sicherheit und Zuverlässigkeit – in besonderem Maße ausspielen.

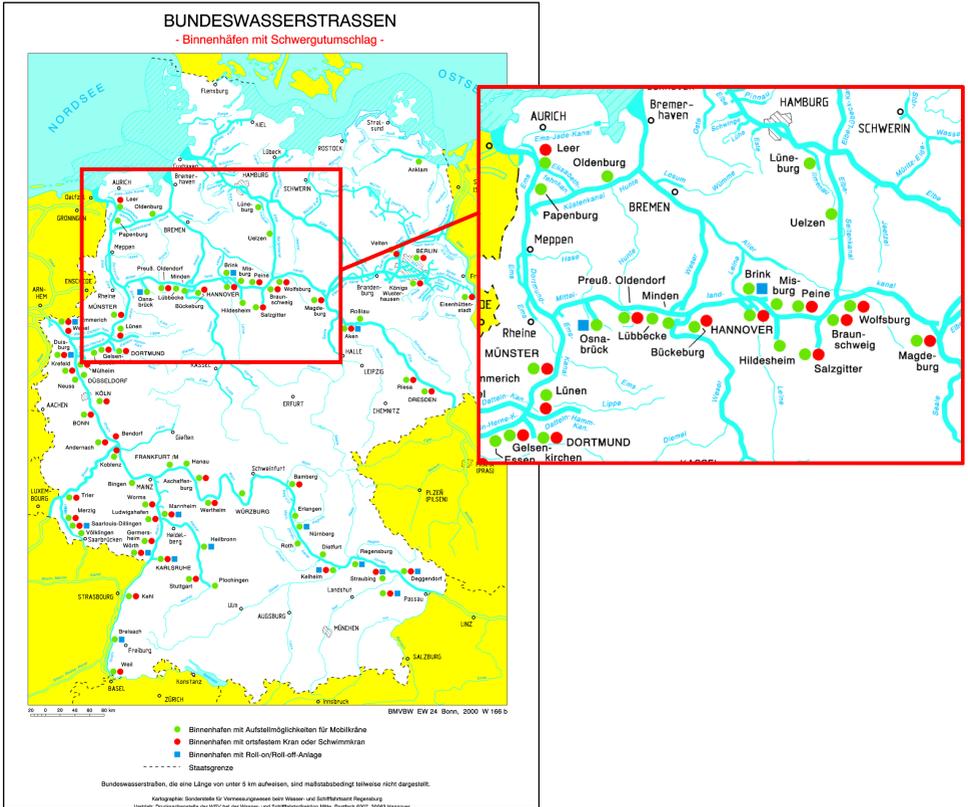


Abbildung 2: Übersicht Binnenhäfen

Viele Binnenhäfen entsprechen jedoch nicht mehr dem Stand der Technik. Die Infra- und Suprastrukturentwicklung hat nicht immer mit den geänderten Ladungsarten mitgehalten. Die oftmals kleinen Binnenhäfen sind häufig auf bestimmte Ladungsarten spezialisiert und können nur eine geringe Bandbreite an Dienstleistungen anbieten. Im Einzelfall kann dies wirtschaftlich sinnvoll sein. Die geringe Angebotsbreite der Binnenhäfen hemmt jedoch in vielen Fällen deren Entwicklung zu multimodalen Standorten mit marktorientierten Angeboten.

1.3 Wachstums- und Entwicklungspotentiale der norddeutschen Binnenhäfen

Die norddeutschen Binnenhäfen sind bereits heute Bestandteil geschlossener logistischer Ketten in den herkömmlichen Bereichen wie Massen- und Flüssiggüter. Ihre traditionelle Versorgungsfunktion für das nahe Umland hat sich zu einer Distributionsfunktion für größere Regionen entwickelt.

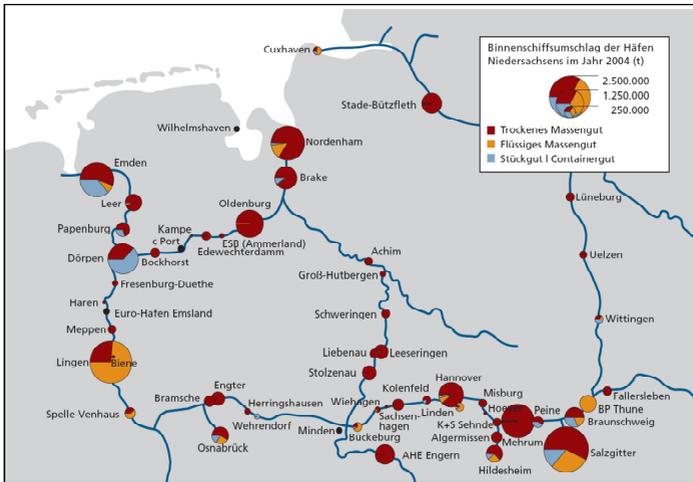


Abbildung 3: Binnenschiffumschlag der Häfen Niedersachsen

(Quelle: *Hafenkonzept NDS*)

Die dynamische Entwicklung des Containerverkehrs hat gezeigt, dass u.a. mit innovativen Vernetzungskonzepten, wie regelmäßigen Linienverkehren, die Binnenschifffahrt in der Lage ist, neue Marktpotenziale zu erschließen.

Die niedersächsischen Binnenhäfen fungieren dabei vornehmlich als multifunktionale Logistikhäfen. Die bedeutendsten Häfen sind dabei:

Der **Hafen Braunschweig** verfügt über eine sehr gute Verkehrsanbindung an das Straßen- und Schienennetz. Dienstleistungsschwerpunkte sind containerbezogene Dienstleistungen mit Picking und Stripping, Reparatur und Depotdienstleistungen sowie Containerhandel. Der Hafen Braunschweig profitiert von seiner strategischen Lage im Ost-West-Korridor als Standort für logistische Aufgaben. In der Funktion eines Seehafenhinterlandhubs ist er in eine am Markt erfolgreich eingeführte Binnenschiffs-

Containerlinie integriert. Im Hafen gibt es ca. 15 - 20 ha Flächenreserven mit Gleisanschluss.

Der **Hafen Dörpen** mit Drehscheiben- und Konsolidierungsfunktion weist eine sehr gute trimodale Verkehrsanbindung auf. Dörpen ist Seehafenhinterlandhub, Schwerpunkt ist die Ver- und Entsorgung der regionalen Wirtschaft. Neben dem Umschlag werden sämtliche Dienstleistungen rund um den Container angeboten. In Dörpen sind wassernahe Flächen in einer Größe von 60 ha vorhanden, die voll erschlossen und sofort vermarktbar sind. Weitere 250 ha sind entwickelbar.

Der trimodale **Eurohafen Emsland** wurde 2007 fertiggestellt und bietet erhebliche Entwicklungspotenziale für die Ansiedlung flächenintensiver Unternehmen. Die bisherigen Umschlagfunktionen der Häfen Meppen und Haren werden vom Eurohafen übernommen. Es wird Umschlagmöglichkeiten für Flüssig- und Schüttgüter, Stück- und Massengut sowie Container- und Schwergut geben. Die unmittelbare Nähe zu den Niederlanden mit der hervorragenden verkehrlichen Anbindung bietet Chancen zur Erschließung neuer Märkte. Flächenreserven in Hafennähe sind in einer Größe von insgesamt etwa 450 ha vorhanden.

Unter der Marke „**Hafen Hannover**“ firmieren die vier Binnenhäfen Nordhafen, Brinker Hafen, Lindener Hafen sowie Misburger Hafen. Der multifunktionale Logistikhafen ist ein trimodaler Standort mit Drehscheiben- und Konsolidierungsfunktion. Er besitzt außerdem eine Funktion als Seehafenhinterlandhub. Der Hafen Hannover verfügt über sehr gute Verkehrsanbindungen an das Straßen- und Schienennetz sowie über eine sehr gute wasserseitige Anbindung. In den vergangenen Jahren hat sich der Hafen als regionaler Logistik-Systemdienstleister etabliert. Gewachsene Anforderungen haben den Bau einer modernen Containerumschlaganlage erforderlich gemacht. Somit verfügen die hannoverschen Häfen im Kombinierten Verkehr über Umschlagsmöglichkeiten sowohl von der Schiene als auch vom Binnenschiff auf die Straße.

Der **Hafen Hildesheim** ist ein klassischer Binnenhafen mit Umschlag- und Konsolidierungsfunktion. Am trimodalen Standort mit sehr guter Verkehrsanbindung an Schiene und Straße werden Güterumschlag – z.B. von Gefahr- und Schwergut – sowie die Ladungssicherung und -prüfung angeboten. Als gesonderte Dienstleistung bietet die Hafenbetriebsgesellschaft das Schiffseichen an. Der Verladeschwerpunkt wird auch künftig im Massengutbereich liegen. Im Hafen gibt es gut 11 ha Flächenreserven.

Die Region Osnabrück ist neben der Region Hannover einer der bedeutendsten Logistikstandorte Niedersachsens. Zahlreiche zum Teil international tätige Logistikdienstleister sind hier ansässig. Der **Hafen Osnabrück** mit trimodaler Verkehrsanbindung erfüllt eine Drehscheiben- und Konsolidierungsfunktion mit Schwerpunkt im Bereich Massengut. Der multifunktionale Logistikhafen ist eingebunden in die nationalen und internationalen Speditionsnetzwerke. Kombiniertes Verkehr wird heute im Bereich Schiene-Straße angeboten.

Der **Hafen Salzgitter-Beddingen** bedient ein überregionales Einzugsgebiet. Er bietet eine Umschlag- und Konsolidierungsfunktion insbesondere für die Stahlindustrie (40% Anteil). Weitere Kunden kommen aus den Bereichen Chemie, Futtermittel, Lebensmittel, Maschinen- und Anlagenbau sowie Baustoffe und Handel/Großhandel. In Hafennähe befindet sich eine leistungsfähige Umschlaganlage für den kombinierten Verkehr Schiene-Straße. Der Standort verfügt über eine exzellente Verkehrsanbindung an das Straßen- und Schienennetz.

Der **Hafen Bückeburg** als Bestandteil des "**Hafenband am MLK**" dient vorrangig als Schnittstelle zwischen Binnenschiff und Straße. Hier ist eine Fläche von etwa 5 ha verfügbar.



Abbildung 4: Kooperatives Entwicklungskonzept "Hafenband am MLK"

Im Auftrag der Mitglieder der Kooperation Hafenband am Mittellandkanal, bestehend aus der Stadt Bückeburg, Stadt Espelkamp, Gemeinde Hille, Stadt Lübbecke (Stadtwerke Lübbecke), Stadt Minden (Mindener Hafengesellschaft MHG), Stadt Preußisch Oldendorf und des Kreis Minden-Lübbecke wurde im Jahr 2008 ein Kooperatives Entwicklungskonzeptes "Hafenband am MLK" durch die Büros grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG, Hannover und Drees-Huesmann, Bielefeld für den Wirtschaftsschwerpunkt rund um die Stadt Minden erarbeitet. Ziel und Inhalt der Studie waren dabei standortbezogene Bedarfsanalysen und die Ausarbeitung möglicher Wachstums- und Entwicklungspotentiale sowohl der einzelnen Standorte, als auch des Hafenbandes als gegenseitig ergänzendes Wirtschaftskonglomerat.

Des Weiteren gehören auch folgende Häfen zu den gesamtwirtschaftlichen Trägern der Binnenhafenstruktur in Norddeutschland.

Der **Hafen Wolfsburg-Fallersleben** verfügt über eine trimodale Verkehrsanbindung und bietet neben dem reinen Umschlag auch Lagerlogistik an. Der **Hafen Lüneburg** verfügt über einen Schienenanschluss und bietet Dienstleistungen im Bereich Ladungssicherung und in der Lagerlogistik. Der **Hafen Peine** ist trimodaler Standort mit guter Verkehrsanbindung an Straße und Schiene und verfügt über eigenen Schienenbetrieb. Der **Hafen Spelle** bietet vorrangig regional orientierte lager- und distributionslogistische Dienstleistungen. Der **Hafen Uelzen** ist geprägt durch Massengutumschlag und bietet rund 15 ha Flächenreserven. Der **Hafen Wittingen** ist trimodaler Standort mit regionalen Dienstleistungen im Bereich Distributions- und Produktionslogistik. Aktuell stehen rund 14 ha Reservefläche zur Verfügung. Der vollständig neue **Hafen C-Port** hat 2006 seinen Betrieb aufgenommen. Die größte Hafenanlage am Küstenkanal soll kontinuierlich zum multifunktionalen Logistikhafen ausgebaut werden. Potenzialanalysen prüfen derzeit die Realisierbarkeit eines Binnenhafens **Hafen Nienburg**. Der Standort gilt als potenzielles „regionales/norddeutsches Industrie-Logistikzentrum“ in guter Lage zwischen Hamburg, Bremen und Hannover.

Binnenhafen	Charakteristika
Braunschweig	<ul style="list-style-type: none"> • Multifunktionaler Logistikhafen • Bewirtschaftung durch Hafendienstleistungsunternehmen Braunschweig mbH • Containerverkehr
Bückerburg	<ul style="list-style-type: none"> • Klassischer Binnenhafenstandort mit Drehscheibenfunktion • Bedienungsbereich vorrangig im überregionalen Bereich
c-Port	<ul style="list-style-type: none"> • Neuer Hafen: Inbetriebnahme 2006 • Vorwiegend Drehscheiben- und Konsolidierungsfunktion • Umschlag von Torf, Getreide und Futtermittel
Dörpen	<ul style="list-style-type: none"> • Integraler Bestandteil des GVZ Emsland • Multifunktionaler Logistikhafen mit Drehscheiben- und Konsolidierungsfunktion, Funktion als Seehafenhinterlandhub • Trimodaler Standort mit sehr guter Verkehrsanbindung
Hannover	<ul style="list-style-type: none"> • „Hafen Hannover“, bestehend aus den kooperierenden vier Binnenhäfen Nordhafen, Brinker Hafen, Lindener Hafen, Misburger Hafen mit eigenen Hafenanlagen • Multifunktionaler Logistikhafen mit Drehscheiben- und Konsolidierungsfunktion, Funktion als Seehafenhinterlandhub • Trimodaler Standort mit sehr guten Verkehrsanbindungen an das Straßen- und Schienennetz • Leistungsfähige Umschlaganlagen für den Kombinierten Verkehr Schiene-Straße und Bischi-Straße
Hildesheim	<ul style="list-style-type: none"> • Klassischer Binnenhafen mit Umschlag- und Konsolidierungsfunktion • Trimodaler Standort mit sehr guten Verkehrsanbindungen an das Straßen- und Schienennetz und eigener Hafenanlage
Lüneburg	<ul style="list-style-type: none"> • Klassischer Binnenhafen mit Umschlag- und Konsolidierungsfunktion • Eigener Schienenanschluss wird vom Hafenbetreiber (OHE) bedient
Osnabrück	<ul style="list-style-type: none"> • Der Hafen Osnabrück erfüllt eine Umschlag- (Drehscheiben-) und Konsolidierungsfunktion mit Schwerpunkt im Bereich Massengut • Multifunktionaler Logistikhafen mit trimodaler Verkehrsanbindung; zeichnet sich u.a. durch seine starke Einbindung in die nationalen und internationalen Speditionsnetzwerke aus • Kombiniertes Verkehr im Bereich Schiene-Straße, eigene Hafenanlage
Peine	<ul style="list-style-type: none"> • Umschlag- und Drehscheibenfunktion vorrangig für ein ansässiges Unternehmen aus der Stahlindustrie • Hafeneinzugsgebiet vorrangig im Ortsbereich
Salzgitter	<ul style="list-style-type: none"> • Umschlag- und Konsolidierungsfunktion insbesondere für einen Hauptkunden aus der Stahlindustrie • Multifunktionaler Logistikhafen mit trimodaler Verkehrsanbindung und überregionalem Einzugsgebiet • Leistungsfähige Umschlaganlage für den Kombinierten Verkehr Schiene-Straße, exzellente Verkehrsanbindung an das Straßen- und Schienennetz
Spelle	<ul style="list-style-type: none"> • Klassischer Binnenhafenstandort mit Umschlagfunktion sowie vorrangig regional orientierten lager- und distributionslogistischen Dienstleistungen • Umschlag für die Mineralölwirtschaft (der Hafen ist durch eine Ölsperre besonders für den Umschlag von Mineralölprodukten ausgerüstet)
Uelzen	<ul style="list-style-type: none"> • Klassischer Binnenhafenstandort mit Umschlagfunktion • Regionale Distributions- und Lagerlogistik
Wittingen	<ul style="list-style-type: none"> • Klassischer Binnenhafenstandort mit reiner Umschlag- und Konsolidierungsfunktion • Trimodaler Standort mit lokaler und regionaler Erschließungsfunktion (bis ca. 75 km)

Abbildung 5: Charakteristika der niedersächsischen Binnenhäfen
(Quelle: Hafenkonzept NDS)

2 Praxisbeispiele für durchgeführte und geplante Hafenerweiterungen

2.1 Erweiterung des Hafens Spelle am Dortmund-Ems-Kanal

Der Hafen Spelle liegt am rechten, östlichen Ufer des Dortmund-Ems-Kanals (DEK) südwestlich der Stadt Spelle. Bei ca. DEK-km 123,250 befindet sich ein Stichhafen mit integrierter Wendestelle, südlich davon erstreckt sich auf einer Länge von ca. 250 m ein Parallelhafen. Eigentümer des Hafens ist die Hafen Spelle-Venhaus GmbH. Hauptumschlaggüter sind derzeit überwiegend Getreide, Futtermittel und Mineralölprodukte, der Umschlagbetrieb erfolgt durch die im Hafen ansässigen Betriebe. Das gesamte Hafengelände umfasste vor der Erweiterung eine Fläche von ca. 19 ha.

In Hinblick auf die begrenzten Kapazitäten und den geplanten Ausbau der Nordstrecke des Dortmund-Ems-Kanals entschied die Hafen Spelle-Venhaus GmbH das vorhandene Hafengelände in südlicher Richtung einschließlich des Baus eines neuen Parallelhafens zu erweitern.

In einem ersten Bauabschnitt erfolgte die Erweiterung des gesamten Hafengeländes um ca. 28 ha. Hierzu wurden zahlreiche neue Erschließungsstraßen und Anlagen zur Oberflächenentwässerung einschließlich eines Regenrückhaltebeckens hergestellt. Die Arbeiten wurden im Jahr 2011 abgeschlossen.

Im zweiten Bauabschnitt wurde der neue Parallelhafen auf einer Länge von ca. 585 m mit einer dahinterliegenden ca. 50 m breiten Umschlagfläche hergestellt. Diese Baumaßnahme wurde im Sommer 2012 funktional ausgeschrieben und im Herbst an die Johann Bunte Bauunternehmung GmbH & Co. KG vergeben. Die Referenzplanung erfolgte im Auftrag der Hafen Spelle-Venhaus GmbH durch die Ingenieurgesellschaft Lindschulte, die vorgeschaltete Machbarkeitsstudie und die spätere Entwurfs- und Ausführungsplanung wurde im Auftrag der Hafengesellschaft bzw. der bauausführenden Firma Bunte von der grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG aus Hannover durchgeführt. Im September 2013 sind die Arbeiten weitestgehend abgeschlossen. Dieser zweite Bauabschnitt wird im Weiteren näher beschrieben.

Weiterhin ist noch ein dritter Bauabschnitt vorgesehen, in dem zu einem späteren Zeitpunkt der Bahnanschluss der Hafenerweiterung erfolgen soll. Geplant ist eine insgesamt ca. 4,5 km lange Gleisanlage, die sowohl eine Zufahrt zum alten Hafenbecken als auch zu der Hafenerweiterung und ein zusätzliches Rangiergleis bietet.

Das neue Umschlagufer der Hafenerweiterung hat eine Länge von ca. 585 m und erstreckt sich von DEK-km 122,150 - 122,735. Hinzu kommen zwei Flügelwände mit Längen von ca. 85 m im Norden und ca. 20 m im Süden, so dass insgesamt ca. 690 m neue Uferspundwand hergestellt wurde. Die Holmoberkante der neuen Spundwand befindet sich konstant bei NN + 36,10 m und damit 1,30 m oberhalb des Normalwasserspiegels des DEK. Zum Einsatz kamen 11,50 m lange Bohlen Arcelor GU 20 n aus Stahl S 355 GP. Insgesamt wurden ca. 1.075 t Spundwandstahl eingebaut.

Der erdseitige Gurt der Spundwand besteht aus zwei U-Profilen U 300 aus Stahl S 355 J0, die Verankerung erfolgt mit Mikroverpresspfählen Gewi \varnothing 63,5 mm aus Stahl S 555/700 in einem Abstand von i.d.R. 2,40 m (2 Doppelbohlen). Im Bereich der Kantenpoller wurde der Abstand auf 1,20 m (1 Doppelbohle) reduziert. Die Länge der Pfähle wurde nach im Vorfeld der Ankerarbeiten durchgeführten Probebelastungen mit 19,00 m festgelegt. Da das Grundwasser aufgrund eines erhöhten Sulfatgehaltes als betonangreifend eingestuft wurde, kam für die Verpresspfähle ein Mörtel mit einem Zement CEM III/B mit einem hohen Sulfatwiderstand zum Einsatz. Insgesamt wurden ca. 65 t Gurtung und annähernd 6.000 lfd. m Mikroverpresspfähle eingebaut.

Die Spundwand erhielt als oberen Abschluss einen Wulsthalm aus Stahl und wurde im Abstand von i.d.R. 26,40 m mit insgesamt 23 Kantenpollern ausgerüstet, die für eine Trossenzugkraft von 200 kN ausgelegt sind. Links und rechts der Poller wurden Steigeleitern mit Haltebügeln auf dem Holm angeordnet.



Abbildung 6: Nassbaggerarbeiten, fertiggestellte Spundwand

Für die Bemessung der Spundwand wurden mehrere Lastfälle untersucht, u.a. der Einsatz eines Flurförderfahrzeugs zum Containerumschlag (Reach-Stacker) mit einer maximalen Achslast von ca. 100 t und ein mobiler Schwerlastkran mit einer maximalen Tragfähigkeit von 500 t. Für den Gleisbereich wurde darüberhinaus das Lastbild UIC 71 berücksichtigt.

Die im zweiten Bauabschnitt hergestellte Umschlagfläche umfasst bei einer Länge von ca. 680 m und einer Breite von ca. 50 m eine Fläche von ca. 34.000 m². Die Fläche teilt sich in eine 12 m breite Arbeitsfläche für mobile Umschlaggeräte, eine 9,50 m Fahr- und Ladespur, einen 11,20 m breiten Bereich für das spätere Lade- und Rangiergleis sowie eine 17,30 m breite Abstell- und Lagefläche auf. Der Aufbau besteht i.d.R. aus 30 cm Schottertragschicht 0/32, 10 cm Asphalttragschicht AC 32 TS und einer 5 cm starken halbstarren Deckschicht ATG 11. Im Bereich der geplanten Gleistrasse wurde ein provisorischer Aufbau aus 52 cm Schottertragschicht 0/32, 14 cm Asphalttragschicht AC 32 TS und 4 cm Asphaltdeckschicht AC 11 DS einbaut. Die Entwässerung der Umschlagfläche erfolgt über zwei Schlitzrinnen. Die vordere Rinne verläuft in einem Abstand von 12 m parallel zur Uferspundwand, die hintere Rinne befindet sich an der landseitigen Begrenzung der Umschlagfläche. Das Quergefälle beträgt im Bereich der Arbeitsfläche für mobile Umschlaggeräte und der Fahr- und Ladespur 1,5 % und 0,5 % im Bereich der Abstell- und Lagerfläche. Das anfallende Oberflächenwasser wird dann einer Sammelleitung DN 600 aus Stahlbeton zugeführt.

Für den Umschlag von Mineralölprodukten wurde ein Teil der Umschlagfläche mit einer Bodenplatte aus flüssigkeitsdichtem Beton mit separaten, manuell absperrbaren Abläufen und Schieberschächten hergestellt.

Die Hafensohle wurde entsprechend der Kanalsohle des DEK bei NN + 31,80 m hergestellt, was einer Wassertiefe von 3 m bezogen auf den Normalwasserstand bedeutet. In der statischen Berechnung zur Bemessung der Spundwand wurde der geplante Ausbau des Dortmund-Ems-Kanals mit einer Wassertiefe von 4 m unter BW_U berücksichtigt. Die Sohlsicherung im Bereich der Umschlagstelle besteht aus einer 40 cm starken Steinschüttung aus Wasserbausteinen CP 90/250 auf einem geotextilen Filter. Auf einer Breite von 1 m vor der Spundwand erfolgte ein Vollverguss der Steine mit einem Vergussmörtel, anschließend erfolgte auf einer Breite von 16 m ein Teilverguss mit einer Vergussstoffmenge von 70 l/m². Der Übergang zur unbefestigten Kanalsohle erfolgt mit einer 60 cm starken Steinschüttung aus Wasserbausteinen LMB 5/40 ohne Verguss.

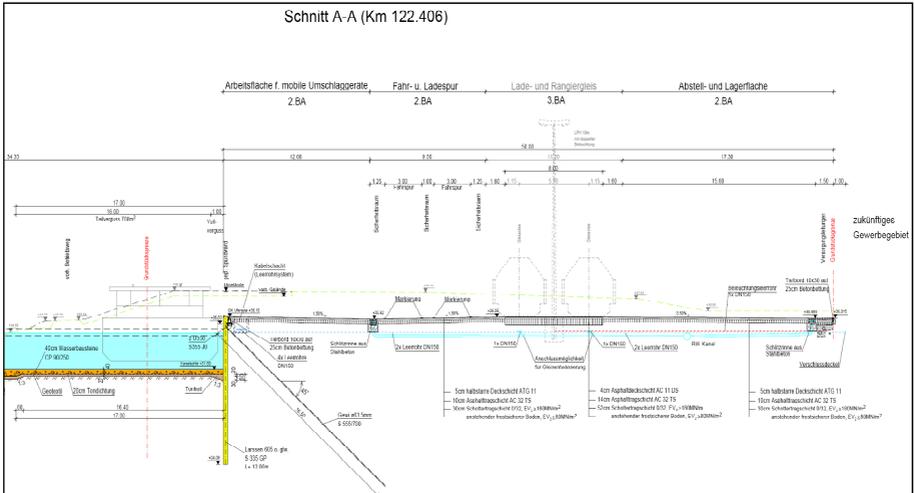


Abbildung 7: Querschnitt Hafenerweiterung Spelle-Venhaus

2.2 Instandsetzung und Erweiterung des Hafens Berenbusch am MLK

Der Hafen Berenbusch befindet sich am Mittellandkanal (MLK) nördlich der Stadt Bückeburg, Gemeinde Evesen, Ortsteil Berenbusch. Die Uferspundwand der Umschlagstelle erstreckt sich auf einer Länge von ca. 250 m von ca. MLK-km 106,975 - 107,225. Südlich der Umschlagstelle befindet sich ein ca. 5 ha großes Gewerbegebiet. Eigentümer des Hafens ist der Hafenbetrieb der Stadt Bückeburg (Eigenbetrieb).

Hauptumschlaggüter im Hafen Berenbusch sind derzeit überwiegend Mineralölprodukte (Schwer- und Leichtöl), landwirtschaftliche Güter (Getreide, Futtermittel, Dünger etc.), mineralische Baustoffe (Sand, Splitt, Kies etc.) sowie Holz-Recyclingprodukte (insbesondere Holzhackschnitzel). In dem Gewerbegebiet südlich der eigentlichen Umschlagstelle sind darüber hinaus zahlreiche Firmen und Betriebe ansässig, die derzeit keinen Umschlag im Hafen Berenbusch betreiben.

Im Zuge einer Umstrukturierung der gesamten Hafensfläche erfolgen derzeit der Abriss alter Speichergebäude zur Schaffung neuer Gewerbeflächen und der Bau von neuen Erschließungsstraßen einschließlich neuer Entwässerungseinrichtungen durch die Stadt Bückeburg. Parallel entstehen bereits neue Hallen und andere Gebäude durch die am Hafen ansässigen Firmen.

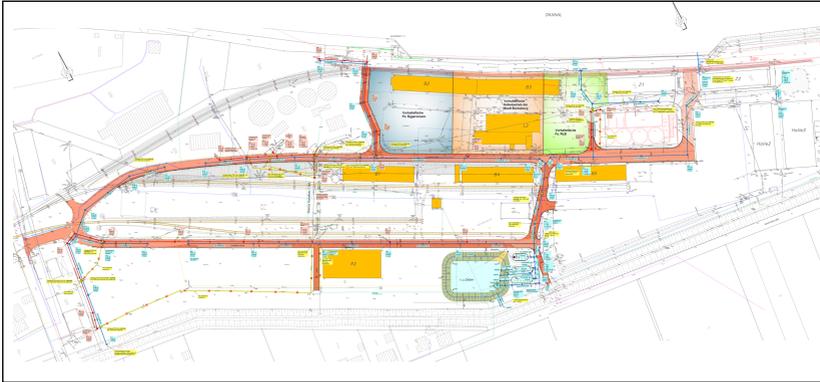


Abbildung 8: Lageplan Umstrukturierung Hafen Berenbusch
(Ingenieurbüro Kirchner, Stadthagen)

Der Bau des östlichen Teils der derzeit vorhandenen Umschlagstelle erfolgte in den 60'er Jahren des vorherigen Jahrhunderts, im Jahr 1974 wurde die Umschlagstelle um ca. 80 m in westlicher Richtung erweitert. Es handelt sich jeweils um eine kombinierte Spundwand aus Tragbohlen Larssen 32 und Füllbohlen Larssen 31. Als Gurtung dient eine Einzelbohle Larssen IV neu, die Verankerung der Spundwand erfolgt mit Rundstahlankern und Ankerkreuzen aus 2 Spundbohlen Larssen II. Als Spundwandkopf ist ein Holm aus Stahlbeton vorhanden. Die Wassertiefe vor der Spundwand beträgt nur ca. 2,50 - 3,00 m.

Bei Ultraschallwanddickenmessungen der Spundwände wurden umfangreiche Abrostungen festgestellt, im Mittel sind nur noch ca. 60 % des ursprünglichen Spundwandquerschnitts vorhanden. Eine Nachrechnung der vorhandenen Uferspundwand unter Berücksichtigung der ermittelten Restwanddicken ergab zwar noch eine ausreichende Standsicherheit, der Einsatz moderner, leistungsfähiger Umschlaggeräte oder eine Vertiefung der Hafensohle wäre aber aus statischen Gründen nicht möglich.

Die derzeit vorhandene Wassertiefe verhindert aber, dass voll abgeladene Schiffe, deren Abladetiefe im ausgebauten Mittellandkanal bis zu 2,80 m betragen kann, den Hafen Berenbusch anlaufen können. Dies bedeutet, dass die Schiffe ihre Tragfähigkeit nicht voll ausnutzen können, was wiederum zu unwirtschaftlichen Transportfahrten führt.

Darüberhinaus genügt das vorhandene Umschlagufer von ca. 250 m Länge nicht den Anforderungen der ansässigen Umschlagbetrieben, da in der Regel nur zwei Liegeplätze

gleichzeitig zur Verfügung stehen. Derzeit schlagen vier Unternehmen Güter im Hafen Berenbusch um, weitere Betriebe haben bereits Interesse angezeigt.

Weitere Einschränkungen für die Umschlagbetriebe entstehen durch die aus statischen Gründen erforderliche Begrenzung der Verkehrslast hinter der alten Spundwand.

Um die Situation für alle Beteiligte deutlich zu verbessern und um zu gewährleisten, dass der Hafen Berenbusch auch in Zukunft einen wichtigen Wirtschaftsstandort in der Region Bückeburg darstellt, entschied sich die Stadt Bückeburg neben der bereits angesprochenen Umstrukturierung der gesamten Hafensfläche zu einer grundlegenden Instandsetzung und Erweiterung der Umschlagsstelle im Hafen Berenbusch.

Hierfür wird im Bereich der vorhandenen Umschlagstelle auf einer Länge von ca. 250 m eine neue Spundwand vor die alte Wand eingebracht, weiterhin wird die Spundwand in westlicher und östlicher Richtung um jeweils ca. 75 m verlängert, so dass dann insgesamt ca. 400 m neues Umschlagufer zur Verfügung stehen, an dem bis zu 4 Binnenschiffen gleichzeitig festmachen können.

Für die neue Spundwand kommen U-Bohlen aus Stahl S 270 GP mit einem Widerstandsmoment von ca. 1200 cm³/m zum Einsatz, die Länge der Spundbohlen beträgt zwischen 7 und 8 m. Die Holmoberkante befindet sich bei NN + 51,50 m und damit ca. 35 cm oberhalb des derzeit vorhandenen Stahlbetonholms der alten Spundwand. Da die Spundwände in den wenigen Meter unterhalb der Geländeoberfläche anstehenden Tonstein einbinden, sind Einbringhilfen erforderlich. Geplant sind überschnittene verrohrte Großlochbohrungen, die mit einem Kies-Sand-Gemisch verfüllt werden. Im Bereich der vorhandenen Umschlagstelle muss die Herstellung der Spundwände aufgrund der eingeschränkten Tragfähigkeit der alten Uferwand vom Wasser aus erfolgen, in dem westlichen und östlichen Erweiterungsbereich können diese Arbeiten von Land aus durchgeführt werden.

Als Gurtung der Spundwände dient ein Doppel-U-Profil, die Verankerung erfolgt mit Mikroverpresspfählen \varnothing 32 - 50 mm. Die Vorbemessung ergab Pfahllängen von 9 m im Bereich der Flügelwände bis zu 15 m im Bereich der Poller-Verankerung. Die endgültige Festlegung der Längen erfolgt nach der Auswertung von Pfahlprobelastungen, die vor den eigentlichen Verankerungsarbeiten durchgeführt werden.

Nachdem die neue Spundwand fertiggestellt ist, können die Erd- und Nassbaggerarbeiten zur Erweiterung des Hafenbeckens und zur Vertiefung der vorhandenen Hafensohle auf

eine Wassertiefe von 4 m erfolgen, so dass danach alle Schiffe den Hafen Berenbusch ohne Abladebeschränkungen anlaufen können.

Die beschriebenen Baumaßnahmen zur Instandsetzung und Erweiterung der Umschlagstelle Berenbusch werden derzeit gerade öffentlich ausgeschrieben. Die Auftragsvergabe ist für Anfang November 2013 vorgesehen, so dass mit den Arbeiten noch in diesem Jahr begonnen werden kann. Der Abschluss der Arbeiten ist dann Ende 2014 geplant, ebenso die Umstrukturierung des gesamten Hafengeländes.

In Abhängigkeit der wirtschaftlichen Entwicklung des Hafens Berenbusch und der Kooperation mit dem unmittelbar benachbarten RegioPort in Minden stehen weitere potentielle Erweiterungsflächen im Westen und Süden zur Verfügung.

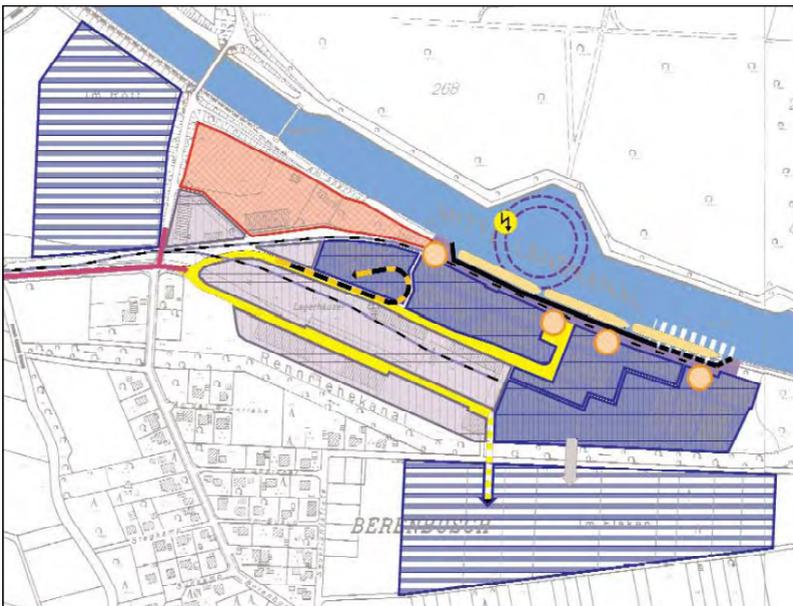


Abbildung 9: potentielle Erweiterungsflächen im Westen und Süden

2.3 Neubau des Containerterminals Lauenburg am Elbe-Seiten-Kanal

Die Stadt Lauenburg befindet sich an einem zentralen Kreuzungspunkt der Binnenwasserstraßen Elbe, Elbe-Seiten-Kanal (ESK) und Elbe-Lübeck-Kanal (ELK). Der Hafen

Lauenburg befindet sich am linken Ufer des Elbe-Lübeck-Kanals nördlich der Schleuse und ist somit unabhängig vom Wasserstand der Elbe. Derzeit erfolgt hier überwiegend der Umschlag von Massengütern. Betreiber des Hafens ist die Hafenbetriebs-Gesellschaft Horster Damm mbH.

Aufgrund der verkehrsgünstigen Lage und des prognostizierten Containeraufkommens in den Seehäfen plant die Hafenbetriebsgesellschaft langfristig den Bau eines neuen trimodalen Containerterminals als logistische Drehscheibe, wo die Containerströme aus der Region gebündelt und zu den Seehäfen transportiert bzw. in umgekehrter Richtung von den Seehäfen kommend auf die Straße und Schiene und auch die weiteren Binnenwasserstraßen weiterverteilt werden.

Aufgrund der räumlichen Nähe soll der Containerterminal hauptsächlich den Hamburger Hafen entlasten, die Transportentfernung auf dem Wasserweg beträgt nur ca. 50 km. So können z. B. die Container der Seeschiffe in Hamburg unsortiert auf Binnenschiffe und Ganzzüge geladen und nach Lauenburg gefahren werden, wo sie dann entsprechend sortiert, behandelt und verteilt werden. Umgekehrt ist eine Sammlung und eine dem Stauplan der Seeschiffe entsprechende Zusammenstellung der Container auf Ganzzügen bzw. Binnenschiffen und die Zuführung „just in time“ zur Beladung nach Hamburg möglich.

Der Neubau des Containerterminals ist südlich von Lauenburg auf einem alten Gelände der Deutschen Bahn am süd-östlichen Ufer des Elbe-Lübeck-Kanals unmittelbar an der Einmündung zur Elbe geplant. Das Gelände hat eine Größe von ca. 25.000 m² und wird zum einen vom Elbe-Lübeck-Kanal und zum anderen von Bahngleisen begrenzt. Derzeit befindet sich hier u.a. eine Gefahrgutliegestelle des WSA Lauenburg, das Gelände liegt ansonsten überwiegend brach.

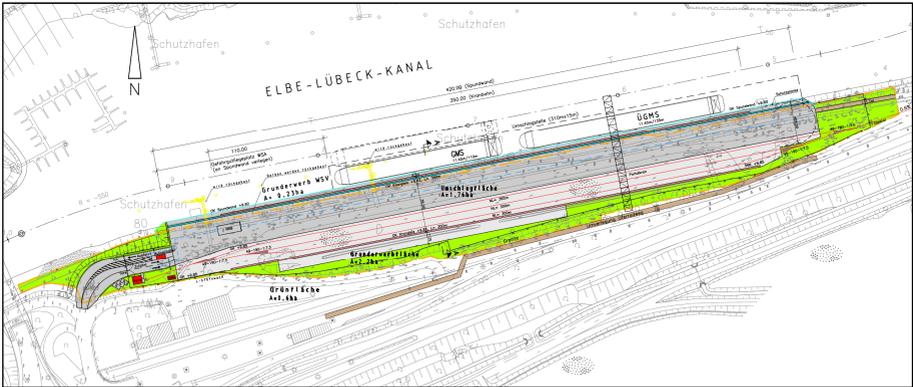


Abbildung 10: Lageplan Containerterminal Lauenburg

Für den neuen Containerterminal ist der Bau einer ca. 420 m langen einfach rückverankerten Spundwand vorgesehen, die oberhalb der Mittelwasserlinie in die vorhandene Uferböschung des Kanals eingebracht wird. Die Oberkante ist bei NN + 9,60 m geplant und damit annähernd hochwassersicher. Lediglich bei sehr extremen Wasserständen werden die Spundwand und das dahinter liegende Gelände überflutet. Da die derzeitige Gefahrtgutliegeplatte für den Bau des Containerterminals weichen muss, wird ein Gefahrtgutliegeplatz in die neue Uferspundwand integriert.

Für den Containerumschlag ist ein Portalkran mit einer Spurweite von 36 m vorgesehen, der mit den beidseitigen Auslegern das gesamte ca. 78 m breite Hafengelände erreichen kann. Die wasserseitige Kranbahnschiene verläuft auf einer Tiefgründung unmittelbar hinter der Uferspundwand, dahinter folgt eine ca. 21 m breite Umschlagfläche, bestehend aus einer ca. 11 m breiten Stellfläche für Container und einem ca. 10 m breiten Fahrbereich für LKW. Zwischen dieser Umschlagfläche und der landseitigen Kranbahnschiene befindet sich der ca. 15 m breite Gleisbereich. Es werden zwei Ladegleise und ein Umfahrgleis mit entsprechenden Weichenverbindungen angeordnet. Die Gesamtaufstelllänge beträgt ca. 965 m. Landseitig der Kranbahn befindet sich eine weitere Containerstellfläche mit einer Breite von ca. 7 m.

Literatur

grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG; Drees & Huesmann; Kooperatives Entwicklungskonzept "Hafenband am MLK", Februar 2008

Niedersächsisches Ministerium für Wirtschaft, Arbeit und Verkehr; Das niedersächsische Hafenkonzept - Die wichtigsten Fakten im Überblick, Stand März 2007

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; Nationales Hafenkonzept für die See- und Binnenhäfen, Stand 17. Juni 2009

Autoren

Dipl.-Ing. Björn Helfers

b.helfers@grbv.de

Dipl.-Ing. Michael Dormann

m.dormann@grbv.de

grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG

Expo Plaza 10

www.grbv.de

30539 Hannover

Tel.: 0511 98 49 4 - 0

Rostock erweitert maritime Infrastruktur Schwerlastkaje im Gewerbegebiet Groß Klein

Ralf Mertz

Ed. Züblin AG

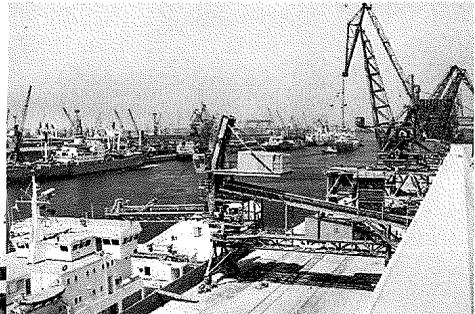
Direktion Ingenieurbau Nord, Gruppe Mecklenburg-Vorpommern

1 Rostock – Fluss-Stadt am Meer

Rostock, an der Mündung des Flusses Warnow in die Ostsee gelegen, umweht den Atem einer jahrhundertelangen maritimen Geschichte. Gegründet von Slawen auf einem hügeligen Inselkern in der Warnow im 9./10. Jahrhundert, schloss sich eine lange stolze Zeit als Hansestadt im Bündnis mit solchen Städten wie Stralsund und Lübeck an. Durch Begradigung der Warnow und Ausbaggerarbeiten im vorgelagerten Küstenort Warnemünde wurde im 19. Jahrhundert der regelmäßige Fährverkehr nach Skandinavien ermöglicht; größere Dampfschiffe konnten den Rostocker Stadthafen erreichen. Durch die infolge des II. Weltkrieges entstandene erneute Insellage der Ostseeküste der DDR, setzte ein Aufschwung für den maritimen Sektor in Rostock ein. Der Überseehafen wurde aus dem Nichts auf grüner Wiese gebaut. Die Werftindustrie in Warnowwerft und Neptunwerft erblühte und gedieh. Nach der Wende wurden im Zuge umfangreicher



Buchbinderei: 030 25 2124-001
Fax: 030 25 2124-100



Investitionen zahlreiche Kaianlagen saniert, Werften zu Kompaktwerften umgebaut. Neue Fähranleger für Linien nach Schweden und Finnland entstanden. Die Hafeneinfahrt in Warnemünde wurde verbreitert und vertieft.

Das Bauvorhaben, über dessen Ausführung im Folgenden berichtet wird, soll einen weiteren Meilenstein in der Rostocker Anbindung an Schiff und Meer darstellen.

2 Veranlassung

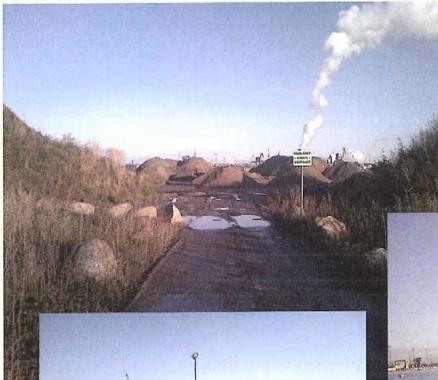
Auf der westlichen Warnowseite, genau gegenüber vom Überseehafen, plant die Hansestadt Rostock als Auftraggeber die Erweiterung des Maritimen Gewerbegebietes Groß Klein. Den Namen erhält dieses Gelände von einem südlich gelegenen alten Fischerdorf. Vorhanden sind ein Anleger und die Zentrale der Feuerwache See sowie eine Kaianlage, die Anfang der 90iger Jahre hergestellt wurde. Diese Anlage wurde von Baustoffhändlern benutzt; Ostseekies wurde aufgespült, saniert und zu genormten Sanden und Kiesen veredelt.



Unmittelbar im Norden schließt sich die Neptunwerft – eine Tochter der Meyerwerft in Papenburg – an. Durch die Erweiterung des Gewerbegebietes werden neue Flächen für die Werft geschaffen. Man erhofft sich die Ansiedlung weiterer Gewerbetreibender, wie Hersteller von Offshore-Anlagen oder ähnliche Betriebe. Voraussetzung für diese Erweiterung sind die Ertüchtigung der alten Kaianlage, eine Vertiefung des Hafenbeckens, das Schaffen einer landseitigen Zufahrtsstraße sowie die medientechnische Erschließung des Bereiches.

Als erstes Teilobjekt wurde die Ertüchtigung der Kaianlage von der Hansestadt im Herbst 2012 ausgeschrieben. Die Erstellung der Ausführungsplanung realisierte eine ARGE, Inros Lackner AG und Wastra-Plan Ingenieurgesellschaft Rostock. Den Auftrag erhielt die Züblin AG.

alte Kaianlage im Dornröschenschlaf



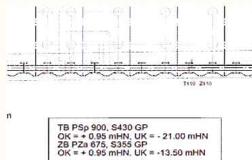
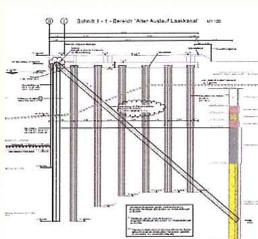
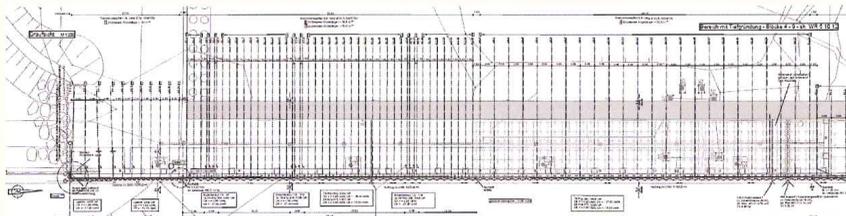
- Bereich 1 Bereich nördlich des neuen Auslaufes Laakkanal, Übergangsbereich, Grünbereich 10 KN/m² Verkehrslast, ca. 30 m lang
- Bereich 2 Bereich ohne Schwerlastumschlag mit Industripflaster befestigt 50 KN/m² Verkehrslast, ca. 80 m lang
- Bereich 3 Bereich mit Schwerlastumschlag
Betonfläche auf HGT und tiefgegründeter Platte
250 KN/m² Verkehrslast, ca. 81,5 m lang
- Bereich 4 Bereich mit Kranbahn anschließend an Gelände Neptunwerft
Kranbahn auf tiefgegründeter Platte
50 KN/m² Verkehrslast, ca. 80 m lang²

Die technische Konstruktion des Bauwerkes weist, abhängig von der geschilderten Nutzung, von Bereich zu Bereich Unterschiede auf. Generell wird im Abstand von ca. 2,0 m vor der alten Kaikante durch Vorrammung eine neue Spundwand eingebracht. Die vorhandenen Wassertiefen betragen -4,50 mHN bis -6,5 mHN. Im Bereich 1 handelt es sich um eine Wellenwand (Larssen 605K Absetztiefe bis -15,75 mHN). In den Bereichen 2, 3 und 4 wird der Geländesprung durch eine gemischte Spundwand überbrückt. Es kommen als Tragbohlen PSP 900 (Absetztiefe bis -21,00 mHN) und als Füllbohlen PZa 675 mit einer Absetztiefe von -13,50 mHN zum Einsatz. Die senkrecht eingerammte Spundwand erhält eine Verankerung durch Bohrverpreßpfähle. Nur im Bereich 4 werden diese baugrundbedingt durch gerammte Stahlschrägpfähle PSt 600 S/159 ersetzt. Der Bereich zwischen alter und neuer Wand wird nach Anschluss der Verankerung verfüllt, ebenso der Auslauftrichter des alten Laakkanals. In den Bereichen 3 und 4 beginnen dann die Tiefgründungsarbeiten mit Ortbetonbohrpfählen. Gestützt auf die Tiefgründung aus Spundwand und Bohrpfählen schließen sich die Betonarbeiten für den Betonholm (Bereiche 2 – 4) und angeschlossene Betonplatte (Bereich 3 und 4) an. Der weitere Aufbau im Bereich 2 ergibt sich als normale Pflasterung. Im Bereich 3 hat man sich aufgrund der großen Verkehrslasten für 2 aufeinanderliegende HGT-Schichten (je 40 cm) und eine Oberfläche aus 27 cm starkem Straßenbeton entschieden. Im Bereich 4 gründen die beiden Kranbahnbalken direkt auf der tiefgegründeten Platte. Dazwischen erfolgt eine Pflasterung.

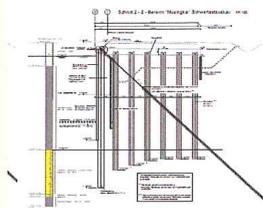
4 Nebenangebote

Der Auftraggeber ließ gemäß Ausschreibung ausschließlich Nebenangebote für das Spundwandensystem zu. Wir reichten 3 Nebenangebote ein, von denen eines sofort mit dem Hauptangebot beauftragt wurde und 2 später als Nachtragsangebote zur Ausführung gelangten. Im Nebenangebot 1 wird die Lieferung der Peinertragbohlen auf das Profil PSP 900 vereinheitlicht (vorher PSP 800 und PSP 900). Die Vorteile in Bezug auf Lieferfolge, Handling bei Transport, Einbau und Abrechnung überwiegen im Vergleich mit der etwas größeren Liefermenge. Im Nebenangebot 2 werden die Bohrverpresspfähle mit dem Durchmesser 50 mm im Bereich 3 durch Verpresspfähle mit einem Durchmesser 63,5 mm ersetzt. Unter Verwendung eines Gurtprofils mit höherem Widerstandsmoment lässt sich dadurch der Ankerabstand verdoppeln und die Anzahl der Verpressbohrpfähle reduzieren. Neben der entstehenden Einsparung ist auch die Risikominimierung für den Bauherrn hervorzuheben. Durch die kleinere Pfahlanzahl reduziert sich das Risiko natürlichen Hindernissen im Baugrund zu begegnen und das Kollisionsrisiko zwischen Ankerpfahl und Gründungspfahl im Baufeld wird ebenfalls geringer.

Rammpäne und Nebenangebote



TB PSp 900, 5430 GP
OK = + 0,95 mHN, UK = - 21,00 mHN
ZB PZa 675, 5355 GP
OK = + 0,95 mHN, UK = - 13,50 mHN



Das Nebenangebot 3 beinhaltet ebenfalls den Austausch der im Bereich 4 ausgeschriebenen Bohrverpresspfähle (47 Stück), hier allerdings durch gerammte Stahlpfähle PST 600 S/159 (24 Stück).

Der Bauherr hatte aufgrund von setzungsgefährdeten Baugrundsichten in diesem Abschnitt aufwendige Hüllrohre LP 605K ausgeschrieben, die die Verpressbohrpfähle vor Durchbiegung schützen sollten. Aufgrund der Hüllrohrlänge hätten auch diese gerammt werden müssen. Die Idee, gleich auf Rammpfähle umzuschwenken, liegt nahe. Die Anbindung an die Spundwand erfolgt über Stahlbauanschlüsse an einen Rohrgurt, der mit den Tragbohlenköpfen verschweißt wird. Auch in diesem Nebenangebot halbiert sich das Hindernis- und Kollisionsrisiko durch die verringerte Ankerpfahlanzahl.

5 Ausführung

5.1 Rammtrassenräumung

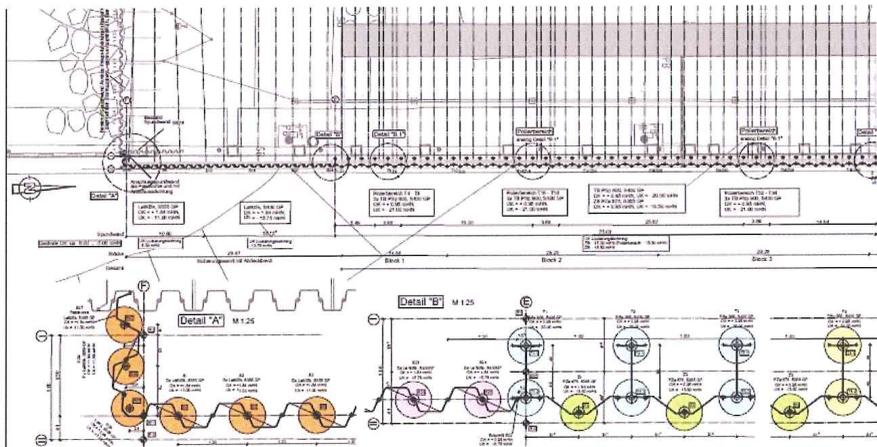
Vor Beginn der eigentlichen Arbeiten erfolgt die Beräumung der in ca. -4 m bis -6m HN gelegenen Rammsohle. Ein Kettenbagger mit einer Greiferverlängerung und Siebgreifer entfernt dabei alle oberflächlich auf dem Grund befindlichen (Kainutzung) Hindernisse. Im Bereich 4 (alte Laakkanalmündung) arbeitet der Bagger vom Ponton aus.

Beräumen der Rammtrasse



5.2 Lockerungs- und Erkundungsbohrungen

Aufgrund von Erfahrungen mit den vorhandenen Baugrundverhältnissen (oberer Geschiebemergelhorizont steif bis fest) wurden vom Bauherrn mäklergeführte Lockerungs- und Erkundungsbohrungen vorgesehen. Diese Bohrungen werden gemäß beiliegendem Bohrplan mit einem Bohrdurchmesser \varnothing 630 mm ausgeführt. Die Absetztiefe der Bohrungen liegt jeweils über 3 m über der planmäßigen Absetztiefe der Tragbohlen. Die Bohrungen für die Zwischenbohlen werden bis auf Spundbohlenunterkante abgeteuft.



Eine GPS-Anlage über dem Bohrkopf sorgt für eine hohe Genauigkeit beim Einmessen der Erkundungsbohrungen.

5.3 Rammarbeiten Spundwand

Die Tragbohlen PSP 900 werden mit einem Trägergerät Sennebogen S 655 ausgestattet, mit Hängermäkler von Nyblad und einem Rammgerät PVE 2319 VM gestellt.

Die Lagegenauigkeit der Bohlen wird durch eine horizontale Rammführung gewährleistet. Das senkrechte und zueinander parallele Einbauen wird durch die Führungsbacken des Hängemäklers garantiert, an dem Einbringgerät und Abstandhalter für die Bohle befestigt sind. Die endgültige Solltiefe erreichen die Tragbohlen beim schlagenden Rammen mit einem ebenfalls am Mäkler geführten Rammbaren S 70. Der Einbau der Bohlen erfolgt im Pilgerschrittverfahren. Die Füllbohlen PZa 675 mit Mittelschloß und aufgezogenen Außenschlössern werden mit einem Vibrationsbär gestellt und wenn möglich bis auf Endtiefe vibriert. Anderenfalls werden sie schlagend mit einer Rammhaube und geringer Fallhöhe auf die Solltiefe gerammt.

Rammarbeiten Spundwand

Trägergeräte Sennebogen S 655 mit Nybladmäkler, Weserhütte SW 310

Vibrationsbär PVE 2319 VM, Schlagender Bär IHC S 70



Beim Auftreten von Hindernissen werden diese durch das Vorbohren verdrängt bzw. zerkleinert oder in geringerer Tiefe auftretend mit Hydraulikbagger freigelegt und mit Taucherhilfe geborgen. Vorwiegend erfolgt das Rammen vom Wasser aus - vor der alten Kaianlage schwimmend. Geräteträger sind hier der Ponton „Eiche“ mit Abmessungen von 11,20 x 30 m sowie ein Verband aus sogenannten Flexifloats mit einer Gesamtfläche von 15 x 18 m. Die Ponten weisen Haltepfähle (hydraulisch verfahrbar) auf, so dass sich das Ausbringen von Ankern erübrigt. Die Rammelemente aufgrund ihrer Länge mit der Bahn angeliefert und im nahen Überseehafen verladen, erreichen die Baustelle ebenfalls schwimmend. Den Baustellenverkehr realisiert ein kleines Schubboot „Manfred“.

5.4 Verankerung der Spundwand

Die Spundwände der Bereiche 1 – 3 werden mit Bohrverpresspfählen verankert. Es werden GEWI-Pfähle mit einem Durchmesser von 63,5 mm gebohrt und eingebaut. Die größten Pfahllängen betragen 39 m. Das Bohrgerät bringt die Pfähle vom Wasser aus auf einem Ponton stehend ein. Pfahlanschlüsse über eine in Neigung eingeschweißte Gurtung auf dem Kopf der Tragpfähle übertragen die Kräfte. Sie werden in den später betonierten Holm integriert und sind somit vor Korrosion geschützt.

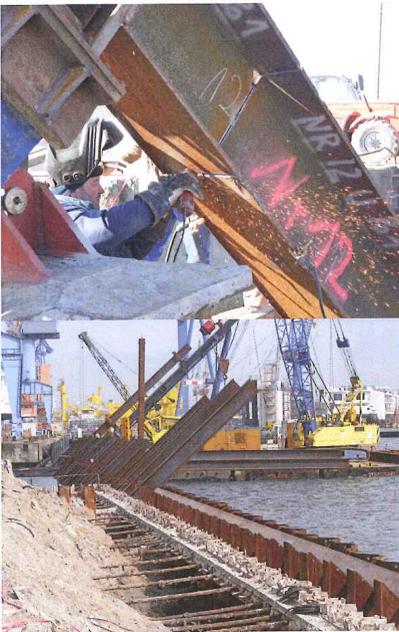
Verankerung mit Bohrverpresspfählen



Die in dem alten Laakkanal gerammten Spundwände des Bereiches 4 erhalten eine Schrägpfahlverankerung mit Stahlpfählen PSt 600. (siehe auch Abschnitt Nebenangebote). Über einen 1:1 geneigten Mäkler auf einer Raupenlafette von Hitachi werden die Pfähle klassisch schlagend eingerammt. Rammbar ist aufgrund des hohen Bodenwiderstandes ein S90 von der Firma IHC. Aufgrund der Länge von 31 m macht sich ein Schweißstoß erforderlich, wobei auf die Grundlänge von 21 m ein 10 m Stück aufgesetzt wird. Ein zusätzlicher Gittermastkran legt die Pfähle auf den geneigten Mäkler. Alle Rammgeräte stehen auf Pontons und auch das Rammmaterial wird schwimmend über ein Materialponton antransportiert. Angeschlossen werden die auf Höhe gerammten Schrägpfähle über vorgebogene Vierkantlaschen, die einen mit den Tragpfählen verschweißten Rohrgurt umschließen. Auch dieser Ankeranschluss „verschwindet“ im Betonholm und erhält somit einen perfekten Korrosionsschutz.

Schrägpfahlrammung Bereich alte Mündung Laakkanal

Schrägpfähle 31 m lang , 1 Schweißstoß



5.5 Hinterfüllen der neuen Spundwände

Der kraftschlüssige Ankeranschluss gestattet das Hinterfüllen des Zwischenraumes zwischen alter und neuer Uferwand.

Im verhältnismäßig schmalen Zwischenraum zwischen alt und neu in den Bereichen 1 – 3 wird der abgetragene Kies über der alten Verankerung verfüllt und verdichtet. Der größere Bereich des Auslauftrichters des Laakkanals erfordert das Aufspülen des Verfüllmaterials mit einem Spülsaugschiff. Auf ausgewiesenen Gewinnungsgebieten vor der Rostocker Küste saugt das Schiff Ostseekies an Bord und spült dieses Material auf der Baustelle an die gewünschte Einbaustelle. Unmittelbar hinter der Wand wird der Kies verrieselt. Im übrigen Bereich wird im weiten Bogen das sogenannte Rainbow-Verfahren aufgespült.

Aufspülarbeiten zum Hinterfüllen der verankerten Spundwand





Das eingebaute Bodenmaterial wird durch Tiefenverdichtung mit einer durch Ausbrennarbeiten „weich“-gemachten Spundbohle für die nachfolgenden Arbeiten standfest gemacht.

5.6 Gründungspfähle für Schwerlastplatte und Kranbahn

Die Lasten der späteren Nutzung werden über Teilverdrängungsbohrpfähle mit Durchmessern von 55 – 75 cm in den Baugrund abgetragen. Durch eine an der Unterkante der hohlen Bohrspindel befindlichen „verlorenen“ Spitze wird das Eindringen von Boden und Wasser in den gebohrten Hohlraum verhindert. Nach Erreichen der Sohltiefe können so der vorgefertigte Bewehrungskorb und der Pfahlbeton eingebaut werden.

**Gründungspfähle für Schwerlastplatte und Kranbahn
Teilverdrängungsbohrpfähle mit Durchmessern 55 – 75 cm**



Das enge Pfahlraster, speziell im Bereich 3, sowie die Trassen der Spundwandverankerung lassen wenig Raum zum Reagieren auf Hindernisse im Baugrund. In enger Abstimmung mit Planer und Prüfengeieur werden aber für alle auftretenden Schwierigkeiten Lösungen gefunden.

5.7 Regenwasserleitung aus Stahl

Die spätere Fläche des anstehenden Gewerbegebietes entwässert über einen unterhalb des Normalwasserspiegels liegenden Regenwasserauslauf durch die Spundwand. Der beengte Zwischenraum zwischen den zuvor beschriebenen Gründungspfählen lässt das Verlegen der erforderlichen Betonleitung mit einem Durchmesser von 1,20 m nicht zu. Deshalb entwickelten die Planer für diesen Leitungsabschnitt eine Stahlrohrleitung, die sich von einem kreisrunden Querschnitt beginnend am Schacht auf einen ovalen Querschnitt verformt. Dieser ovale Querschnitt passt zwischen die Pfahlreihen. Das Anschlussrohr in der Spundwand mit Flanschen versehen, wird vor dem Einvibrieren der Füllbohle in diese eingeschweißt. Seeseitig kann man das Rohrstück mit einem Deckel versehen. Das Arbeiten in einer trockenen Baugrube wird so ermöglicht. Später wird der Deckel mit Taucherhilfe durch einen Rechen ausgetauscht.

Eine besondere Regenwasserleitung – natürlich aus Stahl





5.8 Betonarbeiten

Die Wellenspundwand im Bereich 1 erhält eine stahlbautechnische Kopfabdeckung in Form eines Wulstholmes. Die übrigen Spundwände in den Bereichen 2 – 4 werden im Kopfbereich mit einem Betonholm ausgestattet. Im Bereich 3 schließt sich daran eine tiefgelegte Schwerlastplatte mit 80 cm Stärke und im Bereich 4 eine Betonplatte mit darauf abgesetzten Kranbahnbalken an.

Die wasserseitige Schalung wird über an die Spundwand angehängte Konsolen gestützt und gehalten. Dies gestattet gleichzeitig das Schaffen der für die Schal- und Bewehrungsbauer notwendigen Arbeitsplattform.

Bevor Beton fließt – dreht sich wieder alles um Stahl
Schalungsträger, Schalungstafeln, Auftriebssicherung,
Bewehrungsstahl, Bewehrungsstahl, Bewehrungsstahl....
Einbauteile für Ausrüstung



Nach Schalungs- und Bewehrungsarbeiten erfolgt die Betonage blockweise. Dabei werden pro Block bis zu 450 m³ Beton verarbeitet.



5.9 Oberflächen und Ausrüstung

Abhängig von der Nutzung erhalten die Bereiche 2 – 4 unterschiedliche Oberflächenbefestigungen.

Bereich 2 – Industripflaster auf Standard Straßenbau

Bereich 3 – Oberhalb der tiefgegründeten Schwerlastplatte aus Beton werden 2

40 cm mächtige hydraulisch gebundene Tragschichten eingebaut.

Auf diesen Tragschichten betonieren wir einen 30 cm starken Straßenbeton.

Bereich 4 – Auf einer tiefgelegten Betonplatte entstehen zwei Kranbahnbalken aus Stahlbeton.

– Zwischen den Kranbalken wird mit Industripflaster auf Standard-Straßenbau befestigt.

Die Kaianlage wird mit 800 KN-Pollern, abgehängten Rollenfedern, Nischenpollern und Steigeleitern ausgerüstet. Für weitere Erschließungen werden Kabelziehsysteme, Leerrohre und ELT-Gruben installiert.

6 Fazit

Wir wünschen der Hansestadt Rostock schnellen Erfolg bei der Vermarktung der Gewerbeflächen und viele Anlegemanöver an der neuen Pier.

Ralf Mertz

Dipl.-Ing. Ralf Mertz

ralf.mertz@zueblin.de

Ed. Züblin AG

Direktion Ingenieurbau Nord

Bereich Ingenieurbau

Hundsburgallee 10, 18106 Rostock

www.zueblin.de

Tel.: 0381 60985 – 12

Umbau des Anlegers 7 in Lübeck-Travemünde – oder Realisierung einer Vision zum Hafenbau

Dipl.- Ing. Tobias Günzl
INROS LACKNER, Rostock



1 Die Bedeutung der Skandinavienkais Lübeck - Travemünde

Der an der Trave gelegene Skandinavienkai ist einer von 4 Hafenterminals in Lübeck. Mit ca. 17,3 Mio. t Umschlagsvolumen im Jahr 2012 ist er die größte Terminalanlage in Lübeck und einer der größten RoRo- und Fährehäfen in Deutschland.

Es werden an 365 Tagen im Jahr rund um die Uhr Güter mit LKW, Sattelaufleger, in Containern oder Eisenbahnwagen, aber auch PKW's und Schwergut nach Schweden, Finnland und ins Baltikum umgeschlagen. Hierfür stehen an der ca. 2 km langen Kaikante 9 Anleger (davon 2 Eisenbahnfähranlegern, 2 Pontonanlegern und 4 Doppeldeckenlegern) zur Verfügung. Bei einer Wassertiefe von -9,5 m NN können RoRo- und Fährschiffe von bis zu 250 m Länge be- und entladen werden.

2 Die historische Entwicklung des Skandinavienkais bis zur Jahrtausendwende

Die Entwicklung des Fährverkehrs in der Hansestadt Lübeck begann mit einer ersten Fährverbindung Lübeck – Trelleborg ab 1953 über den Ostpreußenkai. In der Weiterentwicklung, auch infolge der Deutsch – Deutschen Teilung, wurde der Betrieb am Skandinavienkai am 28. März 1962 für TT-Line mit dem Fährschiff „Nils Holgersson“ aufgenommen und legte somit die Basis für die bis heute andauernde Hafenenwicklung. Die Umschlagsleistungen beliefen sich 1963 auf einem vergleichsweise niedrigen Niveau – ca. 60.000 t Fracht und 36.000 Passagiere wurden befördert. Zum Vergleich: heute werden ca. 20 Mio. Tonnen umgeschlagen.

Aus wasserbaulicher Sicht ist in der Folge zu erwähnen, dass von 1962 bis 1965 die Anleger 1 bis 4 mit den ersten beweglichen Hauptdeckbrücken entstanden. Nachdem 1971 der Skandinavienkai durch ein Stammgleis an das Bahnnetz angeschlossen wurde, konnten die Anleger 5 bis 7 in den 70er Jahren mit weiteren beweglichen Hauptdeckbrücken, Oberdeckseitenrampen und Eisenbahnfährrücken hergestellt werden. Mit dem 1991 abgeschlossenen Bau des 8. Anlegers standen am Skandinavienkai in Lübeck 3 kombinierte RoRo-Bahn-Anleger und 5 RoRo-Anleger zur Verfügung.

Nach der Entwicklung einer neuen Schiffsgeneration beispielsweise durch TT-Line bzw. Finnlines und dem Bedarf weiter steigender Umschlagszahlen bei verkürzten Liegezeiten, sollten ab 1999 die ersten Doppeldeckfähranleger eingeführt werden. Dies bewirkte, dass die bis dato vorhandene Hafeninfrastruktur signifikant zu erneuern und umzubauen war. Dabei gestaltete sich die Eingliederung der neuen Anleger in die beengten Platzverhältnisse des Skandinavienkais an den Anlegern 5 bis 7 äußerst problematisch und wurde erst mit der gemeinsam von Baltic Marine Consult (BMC) und Inros Lackner ausgearbeiteten Entwicklungsstudie aufgelöst.

3 Das Grundkonzept zur Entwicklung des Hafens nach der Jahrtausendwende

Durch Entwicklungsstudien zur Anlegereinordnung und einer letztendlichen Auffächerung der Kaikante konnten, anstatt der 3 vorhandenen Anleger 5 neue Doppeldeck-Anleger integriert werden.

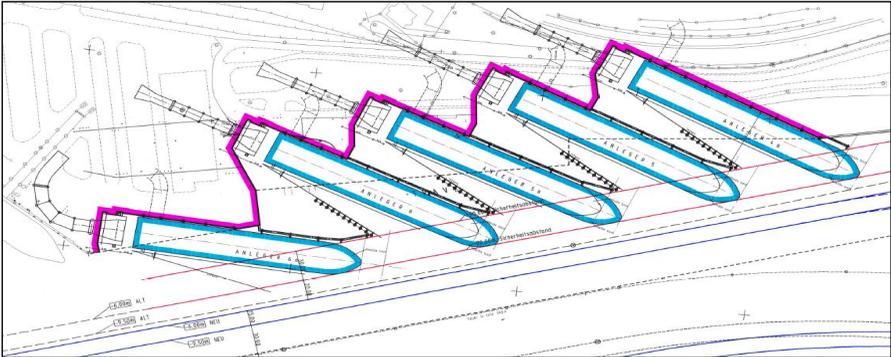


Bild 1: Eingliederung der Doppeldeckanleger in die 1999 bestehende Kaikontur

Der Ausbau der Doppeldeckfähranleger erfolgte ab ca. 2000 und dauert bis heute mit der aktuellen Baumaßnahme am Anleger 7 an.



Bild 2: Erste Visualisierung des Anlegers 6a (2000)

In einer ersten Bauphase wurde im Juli 2000 der Anleger 6a, auf Basis der fachtechnischen Planungen und Bauüberwachungen von Inros Lackner, fertig gestellt. Wasserbaulich sind die Parameter beeindruckend: der Anleger wurde auf durchschnittlich 50 m lange Stahlpfähle gegründet; die Anlegedalen weisen Durchmesser von 2,20 m auf; für den Stahlwasserbau waren insgesamt 2.150 t Stahl zu formen. Alleine in der Brückengründung und Liegewand wurden ca. 250 t Bewehrungsstahl verbaut.

Genutzt wird dieser RoRo-Anleger mit 2-spuriger Haupt- und Oberdeckbeladung von TT-Line, er ist jedoch als Universalanleger auch für alle anderen gängigen Schiffstypen in der Ostsee einsetzbar. Die Ausbawassertiefe beträgt -9,50 m NN bei abzufertigenden Schiffen von 200 m x 32 m. Die Investitionskosten beliefen sich auf 17,2 Mio. DM.

Durch die Hansestadt Lübeck wurde in den Folgejahren auf Basis des erfolgreichen Konzeptes des Anlegers 6a der weitere Hafenausbaue konsequent vorangetrieben. So erfolgte beispielsweise im Jahr 2001 der Ausbau des Anlegers 5, 2005 die Erstellung des Anlegers 6neu und 2007 die Fertigstellung des Anlegers 5a. Diese wurden für Schiffslängen von 220 m bis 250 m ausgebaut, und haben aufsummiert eine Ladungslänge von 4.200 m.

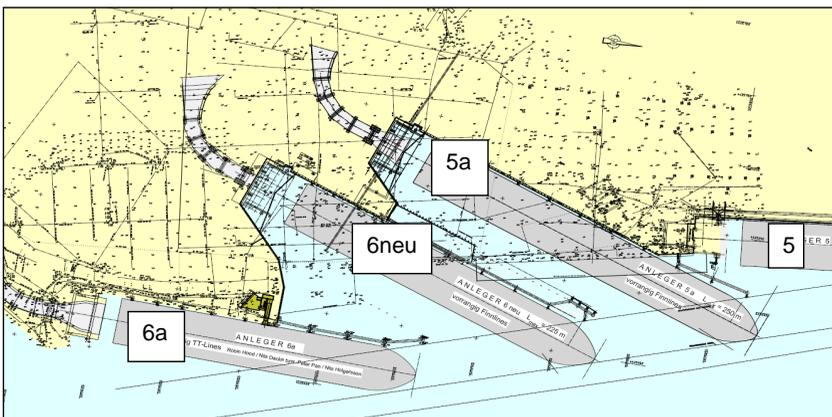


Bild 3: Ausbausituation Ende 2007

4 Die aktuelle Weiterentwicklung des Hafens – der Umbau am Anleger 7

Als weiterer Ausbauschnitt, welcher dem noch immer steigenden Bedarf nach multifunktionalen Anlagen folgt, wird derzeit Anlegers 7 umgebaut. Der bis dahin aus der Entwicklung der 1970er Jahre vorhandene Trajektanleger war für moderne Fährschiffgenerationen nicht mehr geeignet und wurde im Vorfeld der Neubaumaßnahmen abgerissen.

Die Hansestadt Lübeck, vertreten durch die Lübeck Port Authority, beauftragte 2011 Inros Lackner mit der Planung eines neuen Doppeldeck - Fähranlegers, geeignet für allgemeinen Ostseeverkehr.

Vereinfacht lässt sich die Planungsaufgabe wie folgt beschreiben:

Der Planer soll ein modernen Liegeplatz für Schiffe, größer als ein Fußballplatz, breiter als ein Strafraum, höher als 6 Stockwerke, mit mehr als 150 LKW an Bord erstellen; weiterhin die tägliche Abfertigung dieser Riesen im Zeitfenster von wenigen Stunden sichern um damit diese Fähren Teil einer Gesamtlogistik in der europaweiten Transportkette werden zu lassen.

Die Lösung dieser Planungsaufgabe liegt in der Erstellung einer modernen Hafenstruktur mit Hafenanlagen und einem Doppelstockanleger mit Haupt- und Oberdecksbeladung einschließlich zugehöriger Doppeldeckbrücke und Oberdeckzufahrtsrampe.

Zur Realisierung dieser Vision sind unter Anderem

- 930 t Konstruktionsstahl einzubauen,
- 680 t Spundwand- und Gründungsmaterial zu rammen,
- 16.000 m³ Sand zu bewegen,
- 1.600 m³ Beton mit 285 t Bewehrungsstahl herzustellen und
- 6.000 l Hydrauliköl zu transportieren.

Diese Planungsaufgabe wurde in den Jahren 2011 – 2012 realisiert und in insgesamt 4 Baulosen ausgeschrieben, welche durch die Bauüberwachung / Bauoberleitung zu koordinieren sind.

Neben den eigentlichen Neubaufgaben ergaben sich wesentliche Schwerpunkte in der Planung / Bauausführung durch die Integration der vorhandenen Anlagen, die teilweise

zurückgebaut (bestehende Tiefgründung der alten Trajektbrücke) oder auch neu angeschlossen werden mussten (Haupt-Entwässerungskanäle des Skandinavienkais im Bereich Anleger 7). Weiterhin ist der laufende Betrieb des benachbarten Anlegers 7a nicht zu beeinträchtigen.

Das Gesamt – Investitionsvolumen für den Anlegerneubau beträgt ca. 11 Mio. EUR und ist damit eine der wesentlichen aktuellen Investitionsmaßnahmen der Hansestadt Lübeck.

Anlegerkennwerte

Schiffsgrößen L x B x T	250 m x 34 m x 7,2 m, mit 34.000 t Wasserverdrängung		
Berechnungswassertiefe	9,50 m + 1,50 m Kolk = -11,00 m NN		
Wasserstände / max. Knickwinkel			
	+1,00 m / -1,00 m NN (normal)	:	Knickwinkel $\pm 5^\circ$
	+1,50 m / -1,50 m NN (extrem)	:	Knickwinkel $\pm 7^\circ$
Belastung Kai	50 kN/m ² bzw. Sonderfahrzeuge	Bereich	Brückenzufahrt und 20 kN/m ² ab Hauptdeckbrücke auf 25 m bis 35 m Breite entlang der Kai, weiter landeinwärts 50 kN/m ²

Die Realisierung

Die Planung wurde 2011 durch LHG bei Inros Lackner beauftragt. Im Oktober 2012 wurde der Bauvertrag für das Los 1 - Wasserbau mit **Fa. Johann Bunte** geschlossen. Weiterhin werden die Stahlbrücken einschl. der Hydraulikanlage durch die **Fa. SAM Stahlturm- & Apparatebau Magdeburg** erstellt, die Hydraulikzylinder wurden in einem separaten Auftragsverhältnis durch die **Fa. Bosch – Rexroth** gefertigt und geliefert. In einem weiteren Baulos fertigt die **Fa. Stahlbau Bützow** die Stahlkonstruktion der festen Oberdeckrampe. Aufgabe der Bauoberleitung von Inros Lackner ist es, gemeinsam mit dem Bauherren, der Lübeck Port Authority, diese Baulose zu koordinieren und entsprechend der Planung zusammenzufügen.

Auf den nachfolgenden Fotos ist auszugsweise eine Zusammenstellung der aktuellen Bautätigkeiten gegeben. Der aktuelle Stand kann wie folgt zusammengefasst werden: Die Altanlagen sind abgebrochen. Der Kaivorbau ist hergestellt. Die Tiefgründung und Fundamente der Oberdeckrampe sind hergestellt. Der wasserseitige Hubdalben ist einge-

bracht. Derzeit wird die landseitige Hubportalgründung hergestellt und die Arbeiten an dem Hauptdeckwiderlager dauern an.



Bild 4: Draufsicht Kaivorbau



Bild 5: Bewehren des Hauptdeckwiderlagers



Bild 6: Fundamente Oberdeckrampe



Bild 7: Landseitige Hubportalgründung

Die Fertigstellung des Anlegers 7 ist aktuell für Dezember 2013 geplant.

Dipl.-Ing. Tobias Günzl
Fachbereichsleiter Wasserbau
INROS LACKNER
Rosa-Luxemburg-Str. 16, 18055 Rostock

tobias.guenzl@inros-lackner.de

www.inros-lackner.de

Tel.: 0381 / 456 78 23

Sanierung des Südufers im alten Hafen von Riesa an der Elbe

Dipl.-Ing. Thomas Groß

Hülskens Wasserbau, Deutschland

1 Einleitung

Der Ort Riesa an der Elbe nahm schon im vorletzten Jahrhundert eine Schlüsselrolle in der Schifffahrt und im Bereich des Hafens bzw. der Logistik ein.

Die ersten Umschläge in nennenswerten Umfang sind in Riesa seit 1830 registriert und fanden damals am Elbufer statt. Im Jahre 1862/1863 wurde erstmalig elbparallel eine befestigte Kaje von 56 m Länge gebaut um einen sinnvollen wirtschaftlichen Umschlag durchführen zu können.



Abbildung 1 Luftbild Hafen Riesa

In den Jahren 1886/1888 wurde der sogenannte „Alte Hafen“ gebaut und ergänzte den elbparallelen Umschlag am Elbeufer um ein Hafenbecken mit senkrechten Wänden. Der Hafen wurde damals mit 1.400.000 Reichsmark projektiert und hat dann aufgrund von Überraschungen bei den Gründungen der Hafenummauer letztendlich 1,700.000 Reichsmark gekostet.

Schon bald waren die Kapazitäten des Hafens wiederum an ihre Grenzen angelangt und es wurde der Beschluss über eine Verlängerung des Hafenbeckens landwärts gefasst. Diese Verlängerung des Hafenbeckens, „Neuer Hafen“ genannt, wurde 1898-1901 gebaut.

Zu den dann folgenden Hochzeiten des Riesaer Hafens wurden dort über eine Millionen Tonnen Güter umgeschlagen, was für die damalige Zeit einen sehr beachtlichen Wert darstellte.

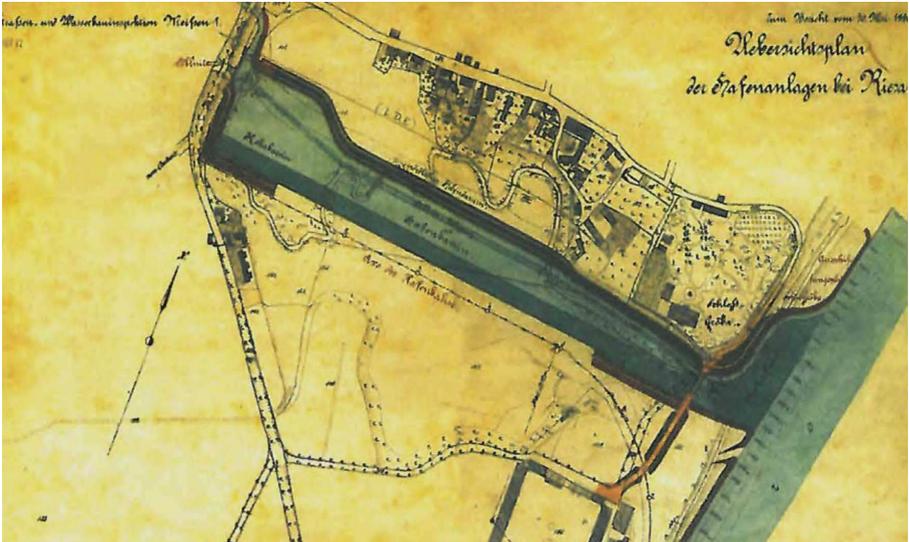


Abbildung 2 Bauplan / Lageplan des „Alten Hafens“ aus dem Jahre 1886.

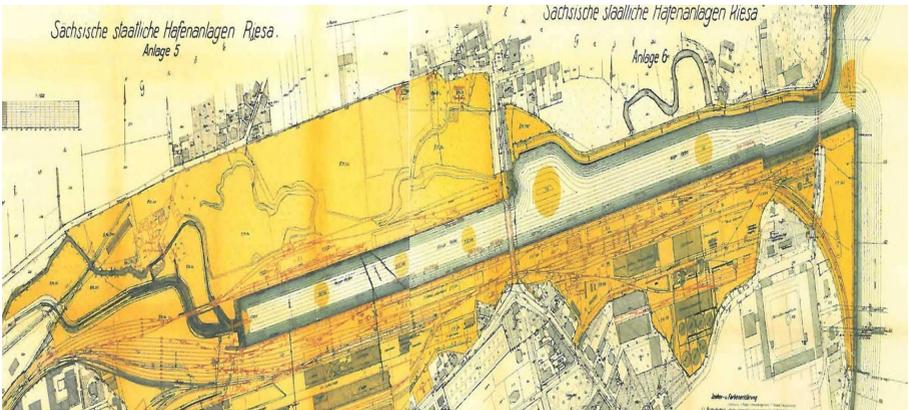


Abbildung 3 Gesamtansicht Hafenanlage Riesa aus der Planung

Auch während der Bauzeit insbesondere des „Alten Hafens“ traten anspruchsvolle Aufgaben für die Gründung der als Schwergewichtswand ausgeführten Kaimauer auf. Es waren diverse Untergrundsituation anzutreffen und zu beherrschen die zu unterschiedlichsten Gründungsvarianten führten. Es wurden insgesamt vier verschiedenen Gründungssysteme wie z.B. Brunnengründung oder Holzpfahlgründung ausgeführt.

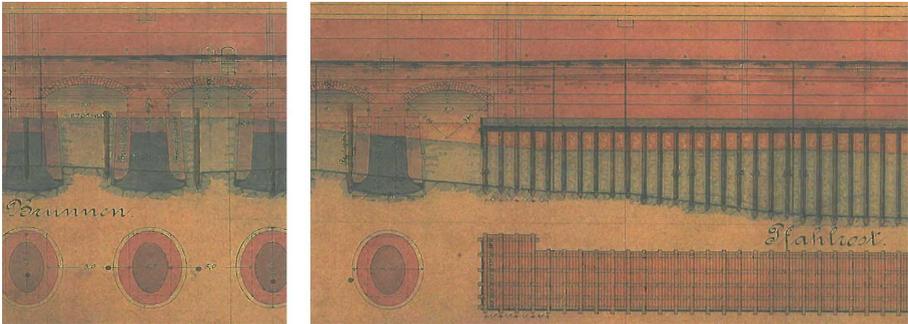


Abbildung 4 Gründungsvarianten in der Ansicht.

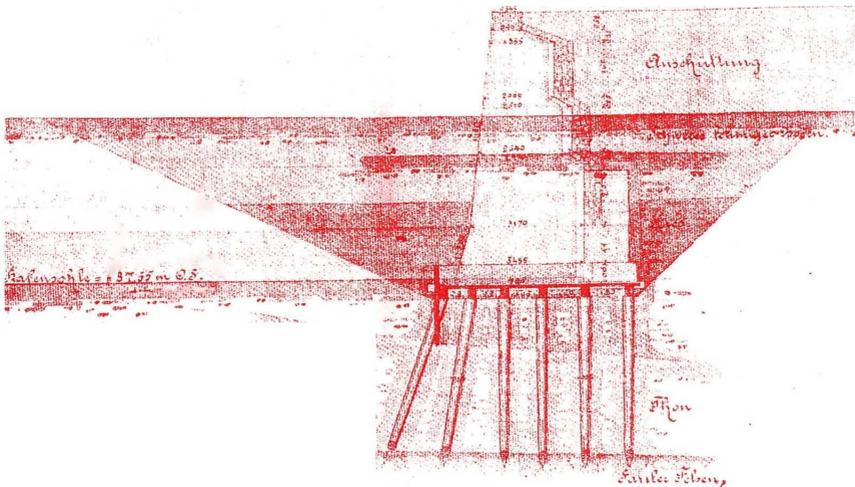


Abbildung 5 Historischer Schnitt durch eine Pfahlrostgründung

2. Bauaufgabe

Nach einer sehr langen Lebensdauer der bestehenden Ufermauern von mehr als 100 Jahren wurden die gesamten Uferanlagen des Hafens Riesa überholungsbedürftig.

Die Sanierung des „Neuen Hafens“ an beiden Uferwänden konnte bereits 2004 fertiggestellt werden, die in großen Teilen ebenfalls durch Hülskens Wasserbau ausgeführt wurde.

In den Jahren 2012/2013 wurde dann die Sanierung bzw. Erneuerung des Südufers des „Alten Hafens“ mit einer Spundwand, so wie zuvor auch schon im „Neuen Hafen“, durchgeführt.

Hierzu führten die Sächsischen Binnenhafen Oberelbe eine öffentliche Ausschreibung durch. Der Ausschreibung lag eine funktionale Leistungsbeschreibung zu Grunde, so dass die komplette Wand vor Angebotsabgabe zur Grundlagenermittlung für die Kalkulation zu planen war.

Im Rahmen der dann an Hülskens Wasserbau vergebenen Aufträge wurden ca. 540 m neue Uferwand schlüsselfertig errichtet. Hierzu war eine Investition von ca. 5 Mio € zu tätigen. Der später erfolgende Bau des KV-Terminals ist in dieser Summe nicht enthalten.

3. Durchführung der Arbeiten

3.1 Allgemeines

Die Hauptarbeiten bestanden aus der Herstellung einer neuen Spundwand, welche in einem definierten Abstand vor die alte Schwergewichtswand gesetzt wurde.

Alle zu einer ordnungsgemäßen Hafenanlage gehörenden Bauelemente wie Leitern, Treppen und Poller sowie weitere Ausstattungen gehörten natürlich auch zum Umfang der Arbeiten.

Im Folgenden sind die Hauptmassen benannt:

- Spundwand hauptsächlich Larssen L607n sowie L606n und L605K in Längen bis zu 21 m, insgesamt ca 1450 to.
- Bohrverpressverpfähle Vollstab 4" bis 4 3/4" in Längen bis 24,30 m, Lasten bis 2500 kN, 221 Stück
- Treppenanlagen, 9 Stück
- Steigleitern, 18 Stück
- Nischenpoller, 144 Stück
- Kopfpoller, 36 Stück
- Summe des insgesamt verbauten Stahls ca. 2550 to.



Abbildung 6 Steigleiter mit Kopfpollern

3.2 Rammarbeiten

Für die Rammarbeiten wurde ein hochfrequenter Vibrator mit variabler Frequenz und Amplitude des Fabrikats Müller MS-32 HFV verwendet. Mit diesem Gerät mit einer max Fliehkraft von fast 200 to (1980 kN) und einem maximalen statischen Moment von 32 kgm und einer maximalen Leistungsaufnahme von 685 kW stand ein sehr leistungsfähiges Gerät für die Ausführung der Arbeiten zur Verfügung.

Mit diesem Vibrator konnten die Spundbohlen erschütterungsarm bzw. reduziert in den Boden eingebracht werden, so dass keine Schäden in der Umgebung zu verzeichnen waren. Durch die verstellbare Amplitude und Frequenz des Gerätes ist ein resonanzfreier An- und Auslauf möglich.

Während der Rammarbeiten wurden in der Umgebung umfangreiche Erschütterungsmessungen durchgeführt, obwohl die nächsten betroffenen Gebäude über 70 entfernt waren. Insbesondere wurde hier ein historisches, unter Denkmalschutz stehendes Gebäude überwacht. Die zu verzeichnenden Erschütterungen waren äußerst gering und lagen nur soeben im messbaren Bereich.

Es wurden maximale Leistungen von ca. 15 Bohlen, also bis zu ca. 300 m² pro Tag erbracht.

Mit dem System MS-EDGR wurden alle Daten elektronisch aufgezeichnet und in der Datenbank des Herstellers gespeichert. Diese Daten sind dann über jeden Internetzugang durch die ausführende Firma abrufbar.



Abbildung 7 Rammeinheit auf Ponton



Abbildung 8 Einsatz des Vibrators

3.3 Rammarbeiten im Fels

Richtung Elbe stieg allerdings der Felshorizont deutlich an. Hier waren die Spundbohlen zunächst in den Verwitterungsbereich des Felses einzubringen.

Nachdem hier ein Einbringen der Bohlen im Vibrationsverfahren nicht mehr möglich war wurde auf ein schlagendes Einbringen umgestellt. Hierzu wurde eine Dieselramme Delmag D22 verwendet. Diese Ramme verfügt über ein Kolbengewicht von 2,2 to und einen Schlagenergie von maximal 55 kNm. Hiermit konnte wiederum ein weiterer Bereich der Uferwand problemlos in den Verwitterungshorizont eingebracht werden.

Weiter zur Elbe stieg der Felshorizont jedoch stark an, so dass die Einbindestrecke der Bohlen in äußerst kompakten Fels mit Festigkeiten von bis zu 200 N/mm² lag. In diesem Fels war naturgemäß weder ein Rammen noch ein Vibrieren möglich.

Hier wurde der Fels durch Auflockerungssprengungen in ein „körniges Material verwandelt, welches sich dann wieder durch Vibration oder Rammung umlagern ließ, und eine Einbringung der Bohlen ermöglichte.



Abbildung 9 Einsatz des Rammbärs



Abbildung 10 und 11 Bohrgerät für Sprenglöcher / Bohrarbeiten für die Sprengungen und Nachschlagen der Bohlen

Nach den entsprechenden Sprengungen konnten die Spundbohlen bis auf einen letzten Bereich von ca. 40m problemlos eingebracht werden. In diesem Bereich konnte die Sprengung aufgrund einer ungewöhnlichen Klüftung des Felses diesen nur in große Stücke unterteilen. Diese wurden dann mittels Bagger und Unterwasser-Hydraulikfräse ausgeräumt und durch Kies ersetzt.

3.4 Fußverstärkung der Spundbohlen

Gemäß Ausschreibung war ein zulässiger Spitzendruck von 1750 kN/m^2 für die Berechnung der Statik vorgegeben. Dieser recht geringe Spitzendruck hätte die Spundbohlenlänge um mehr als 5,0 m vergrößert. Als Lösung, um Spundwandmaterial einzusparen, wurde eine neuartige Art der Fußverstärkung gewählt. Unter dem Fuß der Spundwand wurde ein Metallblock angeschweißt, welcher die Aufstandsfläche der Spundwand deutlich erhöht hat.

Bei diesem Block wurde an der Oberseite ein Schlitz eingefräst, so daß dieser auf die Spundwand geschoben werden konnte. Die Unterseite wurde „angespitzt“ um ein Ver-

3.5 Bereiche mit unerwartet schlechtem Baugrund

In zwei Bereichen bei lfdm 330 und 420 der Wand wurden deutlich ungünstigere Baugrundverhältnisse festgestellt, als sie im Rahmen der Baugrunderkundung festgestellt und beschrieben wurden. Die Bohlen stießen hier beim Einbringen auf nahezu keinen Widerstand. Ergänzende schwere Rammsondierungen (DPH) erbrachten später nur Schlagzahlen von maximal drei Schlägen pro 10 cm Eindringung in diesen Bereichen.

Es wurde eine Verlängerung der Bohlen um bis zu 6 m notwendig um den tragfähigen Baugrund zu erreichen. Da ein wesentlich höheres Feldmoment durch die größere Feldweite entstand, konnte das Profil L607N die Kräfte nicht mehr aufnehmen. Es wurde eine Verstärkung der Bohlen mit Lamellen in teilweise zwei Höhenbereichen durchgeführt. Insgesamt ca. 38 to Lamellen wurden hier aufgeschweißt.

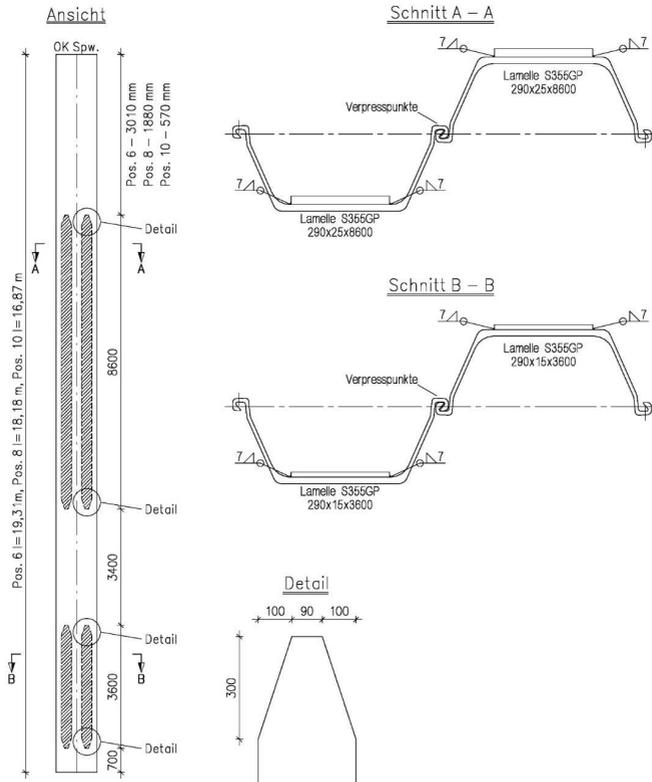


Abbildung 15 Plan Lamellenverstärkungen

3.6 Treppenanlagen

Gemäß den gültigen Vorschriften für die Ausrüstung von Hafenanlagen wurde alle 60 m eine einläufige Treppenanlage gebaut. Mit diesen Treppenanlagen kann das Personal sozusagen wasserstandsunabhängig von den schwimmenden Geräten und Schiffen aus- und einsteigen.



Abbildung 17 und 18 Treppenanlage im Bau

3.7 Hindernisbeseitigung

In einem ca. 70 m langen Abschnitt der Wand wurde während der Rammarbeiten überraschend Holz gefunden, welches für die Durchführung von Rammungen extrem hinderlich ist, da die Rammenergie in der Regel vom Holz als „Feder“ aufgenommen wird und verpufft.

Zum Umfang der Hindernisse aus Holz konnte zunächst keinerlei Aussage gemacht werden, so dass beschlossen wurde, die Hindernisse abschnittsweise auszugraben und die Hohlräume, wieder zu verfüllen.

Die Ursache dieser Hindernisse war zunächst für niemanden erklärbar. Da die Rammtrasse gemäß den Erwartungen und der Ausschreibung eigentlich hindernisfrei hätte sein müssen.

Den Beteiligten gelang es jedoch in historischen Archiven alte Baupläne des Hafens aufzufindig zu machen.

Durch diese Unterlagen stellt sich heraus, dass es sich gemäß den alten Bauplänen wohl um Gründungselemente der alten Schwergewichtswand gehandelt haben muss. In der ursprünglichen Bauzeit des Hafens hatte man vielfältige verschiedene Baugrundsituationen vorgefunden und die Gründungen angepasst. So ist die ursprüngliche Hafenwand als Brunnengründung, als Holzpfahlgründung auf einem Balkenrost oder auch flach gegründet.

Der vorher nicht bekannte Bereich der Holzpfahlgründung mit in das Hafenbecken geneigten Pfählen wurde hier angetroffen.

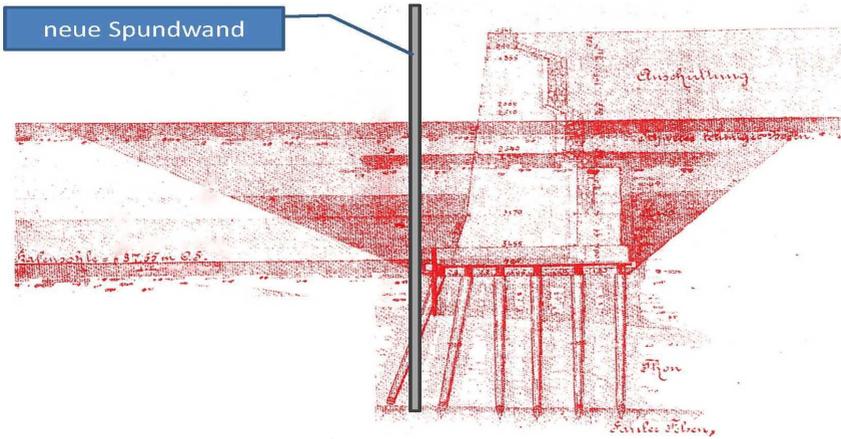


Abbildung 19 Situation Alte Wand – Neue Wand



Abbildung 20 Holzhindernisse



Abbildung 21 Beseitigung der Hindernisse mit Bagger.

3.8 Pfahlarbeiten

3.8.1 Pfahlzugversuche

Im Vorfeld der Baumaßnahme wurden Pfahlzugversuche durchgeführt um die zulässigen bzw. möglichen Belastungen der Rückverankerungen zu ermitteln.

Es wurden in drei verschiedenen geologischen Bereichen jeweils zwei, also insgesamt sechs Probepfähle hergestellt. Die Tragglieder wurden gegenüber den Bauwerkspfählen höher dimensioniert, um eine Prüfung mit der zweifachen Kraft zu ermöglichen. Im Durchdringungsbereich der alten Wand wurden Hüllrohre eingebaut um hier eine Reibung und Lasteintragung in die alte Wand zu verhindern.

Bei den im Sand abgesetzten Pfählen wurden Grenztragfähigkeiten von ca. 2300 kN nachgewiesen, Bei den Pfählen im Fels waren es über 300 kN. Die echte Grenztragfähigkeit konnte hier nicht festgestellt werden, da der Stahl nicht höher belastet werden konnte.



Abbildung 22 Probekörperbelastungseinrichtung

3.8.2 Pfahlbohrarbeiten

Die Pfahlbohrarbeiten wurden mit einem Bohrergerät Klemm KR 806 – 3 mit einem Außendurchmesser von 178 mm im Doppelkopf- oder auch Überlagerungsbohrverfahren genannt, mit Wasserspülung ausgeführt.

3.8.3 Pfahlsystem

Für die Pfähle wurden Vollstäbe aus S355 verwendet, welche mit entsprechenden Gewinden und Profilierungen der Verpreßstrecke versehen wurden um die Kräfte zu übertragen.

Diese Stähle werden in den Stahlgüten S355 bis S500 J2+N verwendet und lassen in Bezug auf das Stahltragglied Kräfte von weit über 3000 kN zu. Bei diesen Stählen, und insbesondere dem in Riesa verwendeten S355 handelt es sich um „gutmütige“ Stähle die nicht hochlegiert sind und somit weniger empfindlich sind gegen Spannungsrisskorrosion und anderweitige Beschädigungen.

Der Rundstahl erhält in der Kräfteinleitungsstrecke ein aufgerolltes Gewinde, welches den Haftverbund zwischen dem Zementstein und dem Stahl sicherstellt.

Am Pfahlkopf wird ebenfalls ein aufgerolltes Gewinde als Withworth-Gewinde, also zöllig, hergestellt.

Das Aufrollen am Kopf und in der Kraffteinleitungsstrecke hat den Vorteil, dass kein Material des Querschnittes verloren geht. Ergänzend wird durch die Kaltverformung in den bearbeiteten Bereichen noch das Gefüge des Stahls verfestigt und verbessert.

Das hier verwendete Pfahlsystem wurde gemeinsam mit den Partnern ThyssenKrupp Bautechnik und der Stump Spezialtiefbau über ein Jahrzehnt lang immer weiterentwickelt und hat heute die mantelverpressen Ramppfähle aus Doppel-T-Profilen weitgehend abgelöst.

Die Vorteile des alten Systems der sogenannten MV- oder RV-Pfähle wurden jedoch weitgehende übernommen bzw. aufrechterhalten. Hierzu zählen der geringlegierte Stahl mit seinem gutmütigen Verhalten, die geringen Verformungen, die mechanische Stabilität und vieles weitere.

Der Einsatz der Pfähle erfolgt vielfach in Anlehnung an die DIN 4128 für Kleinbohrverpresspfähle unter Berücksichtigung der DIN 4125.

Momentan läuft unter Regie von ThyssenKrupp die Beantragung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung, welche in naher Zukunft erteilt werden sollte. Damit würden die theoretischen Regularien für diesen Pfahltyp etwas klarer werden.



Abbildung 23 und 24 Pfahlbohrarbeiten

3.9 Entwässerungsbauwerk

Als eine der letzten Arbeiten wurde nur noch ein Entwässerungsbauwerk errichtet. Dieses Bauwerk nimmt später sämtliche Oberflächenwässer auf und leitet Sie kontrolliert durch die Spundwand in das Hafenbecken ein.

Hierzu wurde im Bereich des Bauwerks die alte Schwergewichtswand komplett gesprengt. Danach wurde auch hier ein Bauwerk aus Spundbohlen errichtet, die sich nach der Sprengung problemlos einbringen ließen. Es erfolgte dann nach entsprechender Aussteifung der Aushub unter Wasser und die Herstellung einer Unterwasserbetonsohle, so dass mit einer Restwasserhaltung später das Betonbauwerk problemlos eingebaut werden kann.



Abbildung 25 Entwässerungsbauwerk

10. Zusammenfassung.

Durch das Zusammenspiel aller Beteiligten wie Bauher, Planer, Bauüberwacher, Ausführende etc. konnte dieses komplexe Bauvorhaben trotz einiger unvorhergesehenen Ereignisse konnte dieses Bauvorhaben in technischer Hinsicht äußerst zufriedenstellend und auch in einer relativ kurzen Bauzeit hergestellt werden.

Autor

Dipl.-Ing. Thomas Groß

thomas.gross@huelskens.de

Hülskens Wasserbau GmbH & Co KG

www.huelskens-wasserbau.de

Hafenstr. 3, 46483 Wesel

Tel.: 0281 204 - 230

Qualitätssicherung bei Verpresspfählen TITAN vom Fertigungsprozess über den Einbau bis zur Probelastung

Dipl.-Wirt.-Ing. (FH) Oliver Brakelsberg

1. Einleitung

Der folgende Beitrag beschäftigt sich mit der Qualitätssicherung von Verpresspfählen TITAN. Die verschiedensten Prozesse über die Anforderungen an das Ausgangsmaterial, der Fertigungsprozess im Werk, die Verpresspfählherstellung auf der Baustelle und die Probelastung am eingebrachten Pfahl werden beschrieben.

Im Bereich der Qualitätsanforderungen hat es in den letzten Jahren eine Vielzahl von Veränderungen gegeben. Dies begründet sich durch die Vereinheitlichung der europäischen Regelwerke. Hierbei kann es zu Irritationen kommen, da in Deutschland nicht nur europäische Normung relevant ist, sondern häufig noch ein deutsches Anwenderdokument an die jeweilige Norm angehängt wird, in der speziell für deutsche Baumaßnahmen noch weitergehende Anforderungen erfüllt werden müssen.

2. Anforderungen an den Stahl

Die Anforderungen an das Ausgangsmaterial werden definiert durch die DIN EN 14199 und den nationalen Anhang zur Europäischen Norm der DIN SPEC 18539. Hierbei müssen die Stahl-Tragglieder aus Betonstahl (Vollstäbe) zur Bewehrung der DIN 488-1 und DIN 488-2 entsprechen. Die in der DIN EN 14199 aufgeführte europäische Norm DIN EN 10080 hat in Deutschland keine Gültigkeit. Werden Stahlrohre als Bewehrung für die Verpresspfähle verwendet, müssen die Anforderungen an DIN EN 10210 (nahtlose Stahlrohre) bzw. DIN EN 10219 (geschweißte Stahlrohre) oder der EN ISO 11960 (gilt nicht für Selbstbohrsysteme) erfüllt werden. TITAN Verpresspfähle entsprechen der Norm DIN EN 10210.

Die DIN SPEC 18539 schreibt zusätzlich vor, dass im Bereich der Verbundpfähle (Verpresspfähle, Rohrverpresspfähle) in Deutschland nur zugelassene Systeme eingesetzt werden dürfen. Der Nachweis des Verbundes zwischen Beton und Stahl wird durch die gültige Zulassung des DIBt erbracht. Die für TITAN Verpresspfähle gültige Zulassung lautet Z-34.14-209. Die Gültigkeitsdauer der Zulassung läuft bis zum 1. Mai 2018.

Die oben aufgeführten Anforderungen müssen durch Abnahmeprüfzeugnisse 3.1 nach DIN EN 10204 dokumentiert werden. Das Abnahmeprüfzeugnis 3.1 ersetzt mit DIN EN 10204 aus 2005 das ältere Abnahmeprüfzeugnis 3.1.B aus DIN EN 10204 von 1995. Gemäß des Abnahmeprüfzeugnisses 3.1 existiert ein Katalog an verbindlichen Prüfungen für das Ausgangsmaterial, welche mit den dort aufgeführten Anforderungen erbracht werden müssen. Das Ausgangsmaterial für den TITAN Verpresspfahl ist ein EN 10210 S 460 NH. Hierbei handelt es sich um einen Feinkornbaustahl bei dem die Werkstoffbezeichnung folgende Bedeutung hat:

EN 10210: Europäische Norm

S: Stähle für den Stahlbau

460: Mindestwert der Streckgrenze bei Wanddicken ≤ 16 mm in MPA (N/mm²)

N: normal gegläht

H: Hohlprofil (Rohrquerschnitt)

Das Abnahmeprüfzeugnis 3.1 muss von einem von der Fertigungsabteilung unabhängigen Abnahmebeauftragten des Rohrlieferanten (z.B. QMB) erstellt werden. Die verbindlichen Prüfungen - Schmelzanalyse, Zugversuch, Kerbschlagbiegeversuch und die Kontrolle der Oberflächenbeschaffenheit und Maße - müssen an den ausgelieferten Stahl-Traggliedern und Kopplungsmuffen stattfinden. Die Zuordnung erfolgt durch eine Chargennummer. Dokumentiert wird die Zuordnung durch ein Produktbegleitetikett mit Chargennummer.

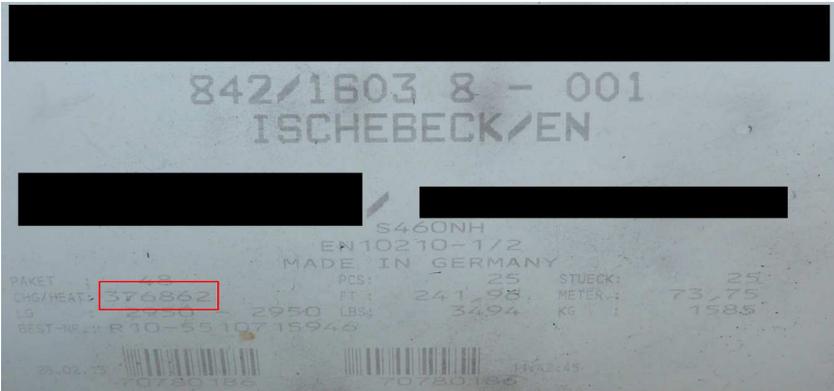


Abbildung 1: Produktbegleitetikett mit Chargennummer (Vormaterial)

Im Rahmen der Schmelzenanalyse wird detailliert ermittelt, welche chemischen Bestandteile der Stahl aus der jeweiligen Schmelze enthält. Untersucht werden 14 chemische Elemente auf Ihren Massenanteil im Stahl. Die maximal und minimal zulässigen prozentualen Anteile des jeweiligen Elements können aus der DIN EN 10210-1 entnommen werden. Zur Vereinfachung stehen die Werte als Sollwerte zusätzlich im Abnahmeprüfzeugnis. Der Prüfumfang umfasst eine Analyse pro Schmelze.

Das Kohlenstoffäquivalent (CEV) zur Beurteilung der Schweißbarkeit und Duktilität des Stahls wird über eine Gleichung ermittelt, die sieben der 14 zuvor ermittelten Elemente enthält. Es werden der Kohlenstoffgehalt und der gewichtete Anteil der Elemente, welche die Schweißbarkeit und Duktilität des Stahls ähnlich beeinflussen, wie es vom Kohlenstoff zu erwarten wäre, berücksichtigt.

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

Der Höchstwert des errechneten Kohlenstoffäquivalents darf für Wanddicken ≤ 16 mm 0,53 % nicht überschreiten und muss bei Wanddicken zwischen 17 und 65 mm $< 0,55$ % sein. Dabei impliziert ein Wert des Kohlenstoffäquivalents kleiner als 0,45 % eine gute Schweißbarkeit. Höhere Werte erfordern – abhängig von der Verarbeitungsdicke – das Vorwärmen des Materials. Ab einem Wert größer als 0,65 % ist das Werkstück nur mit

Beim Kerbschlagbiegeversuch muss bei einer Temperatur von - 20°C eine Kerbschlagarbeit von mindestens 40 Joule erreicht werden. Der Mittelwert von drei Proben muss diesen Wert erreichen, wobei nur ein Einzelwert unter 40 Joule liegen darf, vorausgesetzt er unterschreitet nicht 70 % des Sollwertes. Der Kerbschlagbiegeversuch dient dem Nachweis der Versprödungsneigung bzw. zur Beurteilung der Zähigkeit eines Werkstoffes.

Im Rahmen der Sichtprüfung wird jedes Rohr visuell einer Kontrolle zur Oberflächenbeschaffenheit unterzogen. Im Zuge dieser Prüfung werden die Maße in Verbindung mit den zulässigen Toleranzen ebenfalls überprüft.

Zusammenfassung der Mindestanforderungen an die mechanischen Eigenschaften des S 460 NH:

		Wanddicke		
		< 16 mm	16 - 40 mm	40 - 65 mm
Streckgrenze	R _{eh}	460 Mpa	440 Mpa	430 Mpa
Zugfestigkeit	R _m	540 - 720 Mpa		
Bruchdehnung	A	17% (längs)		
		15% (quer)		
Kerbschlagarbeit	KV	Prüftemperatur - 20° = 40 J		
		Prüftemperatur - 30° = 27 J		

Der Nachweis der Materialeigenschaften für Kopfplatten und Übergangsröhre aus Stahl erfolgt gemäß Werkszeugnis 2.2 nach DIN EN 10204. Der Hersteller bestätigt, dass die gelieferte Ware den Anforderungen entspricht. Die Prüfungen müssen nicht aus der Charge der jeweils gelieferten Ware entnommen werden.

3. Fertigungsprozess im Werk

Die Fertigung der Stahlbauteile (Muffen, Abstandhalter, Kopfplatten, Kugelbundmutter, Bohrkronen und Stahl-Tragglieder) erfolgt im Werk nach zuvor definierten Anforderungen. Diese Anforderungen werden in Form von Verfahrens-, Arbeitsanweisungen und Prüfplänen festgelegt. Der Prüfumfang wird festgelegt nach DIN EN ISO 9001 und Zulassung Z-34.14-209.

Eine eindeutige Zuordnung der Bauteile zum Ausgangsmaterial des Stahlherstellers erfolgt durch Produktbegleitetiketten mit einer Chargennummer.

Die Bestätigung der Anforderungen erfolgt für Stahl-Tragglieder und Kopplungsmuffen gemäß Werkzeugeinsätze 2.2 nach DIN EN 10204. Der Prüfumfang für Abstandhalter, Kugelbundmuttern, Bohrkronen und Kopfplatten wird nach Zulassung geregelt. Eine besondere detaillierte Dokumentation wird für diese Produkte nicht verlangt.

PP 06 - 03 01 14		ISCHEBECK	
Zeichnungsnummer 3-11/21-01	Teil Stahltragglied TITAN 103/51 (Rechts-Gewinde)	Abteilung I	
Beschreibung: Gewinde rollen	Erstmaßdatum: 12.04.02 Änderungsdatum: 23.09.12 Änderungsstand: C	Name: Grandjean Name: Grandjean	
Die aufgeführten Prüfungen müssen nach jedem Einrichten der Fertigungs- anlage und laut Prüffrequenz (siehe Zeichnung) durchgeführt werden! Bei Toleranzabweichung: Fertigungsunterbrechung und Einstellung kompletter Teile der letzten Prüffrequenz 100% prüfen!			
Prüf- merkmal	Bemerkung	Sollwert	PM
A		101	MS
B		96,5	MS
C	Gewindesteigung	299,12,15	GR
D		Tabelle 1	FM
E	Bemerkung: siehe unten	1 pro Meter	SK
Nicht auf der Zeichnung stehende Prüfungen (Prüffrequenz: 1x pro Bund)			
F	Bemerkung: siehe unten	Oberflächen- glätte	SK
G	Stückzahl pro Bund	13 Stück	
Fehlerhafte Teile herauslegen und von guten Teilen getrennt halten!			

*Bemerkungen:

C: 1 zusätzlich zur Prüfung mit Gewindering muß nach erfolgter Mas-
schineneinrichtung (z. B. Rollenwechsel), vor Serienproduktion, eine
Kontrolle mit Meßscheiber erfolgen, zur Vermeidung von
Meßunsicherheiten muß hierbei die Gewindesteigung mit Faktor 10
multipliziert werden

E: 1 das Stahltragglied darf keine Kurznicke aufweisen

2 besteht laut Sichtkontrolle die Möglichkeit, daß der Anker nicht im
Sollwertbereich liegt muß ein Lineal angelegt werden

F: 1 nicht zulässig sind mitlaufende Rillen oder Riefen aufgrund
schadhafter Gewinderollen

2 nicht zulässig sind sich regelmäßig wiederholende Aufplatzungen
(Überwatzungen) an der Oberfläche des Ankers

3 Meldepflichtig sind Überwatzungen in unregelmäßigen Abständen

Prüffrequenz auf Zeichnung: X = 1x pro Bund

Seite 1 von 2

Abbildung 4: Prüfplan TITAN 103/51

ISCHEBECK®		Geotechnik		Geotechnical Solutions				
Stahltragglied		376062		Datum 1.8.13 Unterschrift <i>GR</i>				
30/16	30/11	40/20	40/16	52/26	73/56	73/53	73/45	
73/35	103/78	103/51	127/11					
1 m	1,5 m	2 m	3 m	4 m	6 m	8 m	Inox	
Drehrichtung								
Stückzahl:	13	24	50	Stückzahl:	26			
							Links	Rechts

Abbildung 3: FI-Produktbegleitetikett



Abbildung 5: Vollmechanische Anlage zur Herstellung von Stahl-Traggliedern für Verpresspfähle TITAN

4. Herstellung des Verpresspfahls

Die Herstellung der Mikropfähle erfolgt auf Grundlage der Zulassung Z-34.14-209 durch Firmen, welche im Rahmen von Seminaren durch die Firma Ischebeck geschult worden sind. Die oben aufgeführte Zulassung enthält eine Verfahrensanweisung nach der die Mikropfähle eingebaut werden müssen.

Die Mindestanforderungen an die Gerätetechnik werden definiert über den einzubauenden Stahlquerschnitt, die Pfahllänge, dem Baugrund und den örtlichen Randbedingungen auf der Baustelle. In Abhängigkeit zu den aufgeführten Kriterien müssen entsprechend leistungsstarke Bohrhämmer, Lafettenlängen, Klemm- und Brechvorrichtungen und Abmessungen der Bohrgeräte ausgewählt werden.

Die Verbindung der Kopplungsmuffen erfolgt über die Gerätetechnik und einem fest vorgegebenen Drehmoment, das in Abhängigkeit vom verwendeten Bohrhämmer über den Arbeitsdruck am Gerät abgelesen werden kann.



Abbildung 6: Bohrwagen

Eine Verpressstation benötigt einen Wasserdosiertank, einen Mischbehälter mit Turbomischer, einen Vorratsbehälter mit Rührwerk und eine Doppel-Plunger-Pumpe. Der Wasserdosiertank regelt die Wasserzufuhr zur Bestimmung des W/Z-Wertes zur Mischung der benötigten Verpresssuspension im Mischbehälter. Die Verpresssuspension wird nach erfolgter Herstellung in den Vorratsbehälter gepumpt. Dort verhindert ein Rührwerk die Sedimentation von Feststoffen während der Zwischenlagerung. Die Doppel-Plunger-Pumpe saugt die Suspension aus dem Vorratsbehälter ab und fördert sie zum Einsatzort. Die nach dem Verdrängungsprinzip arbeitende Pumpe beeinflusst die mögliche Förderleistung. In Abhängigkeit zum einzubauenden Pfahlquerschnitt müssen Verpressstationen ausgewählt werden, die über entsprechende Förderleistungen, Förderdrücke und ausreichend dimensionierte Misch- und Vorratsbehälter verfügen.

Die Anforderungen an den Zement werden in Deutschland nach den gültigen bauaufsichtlichen Zulassungen auf Grundlage der DIN 1045-2 und der DIN 206 geregelt. Hierbei ist zu beachten, dass in Anlehnung an die jeweilige Expositionsklasse ein entsprechender Zement nach DIN 197-1 verwendet werden muss.



Abbildung 7: Verpressstation

Protokolliert wird der Pfahleinbau mit einem Herstellungsprotokoll. Ein beispielhaftes Einbauprotokoll ist Bestandteil der Zulassung. Eine Protokollierung der Zementmengen, Drücke, etc. kann bei Bedarf über ein Regel-Mess-System erfolgen.



Abbildung 8: Regel-Mess-System

Beim Verpressvorgang ist im Bereich der Krafteinleitungslänge ein Druck von mindestens 5 bar aufzubringen. Diese Vorgabe aus der DIN SPEC 18539 kann von der Friedr. Ischebeck GmbH anhand ausgewerteter Grundsatzversuche bestätigt werden. Die Auswertung der Ergebnisse zeigt, dass höhere Drücke nicht zwingend zu einer Erhöhung der Mantelreibung führen und exemplarisch ein Druckaufbau von 20 bar im Sand als optimal für die Tragfähigkeit angesehen werden kann. Ein zusätzlicher Nachverpressvorgang ist ab einem Druckaufbau von 5 bar nicht notwendig.

Zur Ermittlung des Bruchwertes der Pfahlmantelreibung und damit zur Bestimmung der Pfahllänge im Rahmen einer Vorbemessung können für TITAN Verpresspfähle die Werte für Rohrverpresspfähle aus den Tabellen 5.31 und 5.32 der EA-Pfähle angenommen werden. Die höheren Werte im Vergleich zu den Tabellen für verpresste Mikropfähle (Tabelle 5.29 und 5.30) ergeben sich durch die Bohr- und Verpresstechnik. Erfahrungen mit ausgegrabenen Verpresskörpern haben gezeigt, dass der tatsächliche Verpresskörper in der Regel größer ist, als der in den Tabellen angenommene Durchmesser (Bohrwerkzeug + 20 mm).

5. Probelastung

Versuche an Mikropfählen können an Vorversuchspfählen und / oder Bauwerkspfählen durchgeführt werden. Für Prüfkräfte und Teilsicherheitsbeiwerte gelten die Angaben für Mikropfähle nach DIN EN 1997-1. Für auf Druck bzw. Zug beanspruchte Mikropfähle sind statische Probelastungen an mindestens 3 % der vorgesehen Anzahl der Pfähle aber an mindestens 2 Pfählen durchzuführen. Ergebnisse von Zugversuchen dürfen zur Beurteilung der Tragfähigkeit auf Druck herangezogen werden. Die aufzubringenden Prüfkräfte für Druck- und Zugpfähle sollten wie folgt gewählt werden:

Druckpfahl: $P_p = F_{c,d} \cdot \gamma_s \cdot \xi_1$ Zuggpfahl: $P_p = F_{t,d} \cdot \gamma_{s,t} \cdot \xi_1 \cdot \eta_M$

Streuungsfaktor:

N	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,35	1,25	1,15	1,05	1,00

P_p = Prüflast

$F_{c,d}$ = Bemessungswert der axialen Druckbelastung

$F_{t,d}$ = Bemessungswert der axialen Zugbelastung

Modellfaktor $\eta_M = 1,25$ (Zuggpfähle unabhängig vom Neigungswinkel)

Mantelwiderstand: Druckpfahl: $\gamma_s = 1,10$

Mantelwiderstand: Zuggpfahl: $\gamma_{s,t} = 1,15$

Werden Probepfähle höher belastet, als nach den Vorgaben für die Bemessung der inneren Tragfähigkeit des Pfahls zulässig, kann eine Verstärkung des Stahl-Traggliebes erforderlich sein. Ist eine Verstärkung nicht möglich, weil der größte Querschnitt gewählt wurde, können Pfähle mit einer verkürzten Kräfteintragungslänge ausgeführt werden um Rückschlüsse auf die Grenztragfähigkeit zu erhalten.



Abbildung 9: Probelastung am Probepfahl

Zwischen dem Einbringen des Probepfahls und der Probelastung muss ausreichend Zeit liegen, damit die erforderliche Festigkeit des Pfahlwerkstoffes erreicht wird und der Boden sich vom Prozess der Pfahleinbringung und der Ableitung der Porenwasserdrücke erholen kann. Die erforderliche Wartezeit kann mit Messungen des Porenwasserüberdrucks und der Entwicklung der Bodenfestigkeit erfolgen. Unabhängig von durchgeführten Messungen werden nach DIN EN ISO 22477-1 die folgenden Mindestwartezeiten empfohlen. Für Probelastungen an Probepfählen im Vorfeld der Baumaßnahme (Untersuchungsprüfungen) sollte die Wartezeit im nichtbindigen Boden mindestens 7 Tage und im bindigen Boden mindestens 21 Tage betragen. Kontrollprüfungen an Bauwerkspfählen sollten nach einer Mindestwartezeit von 5 Tagen im nichtbindigen Boden und nach einer Zeit von mindestens 14 Tagen im bindigen Boden durchgeführt werden.

Der Ablauf der Pfahlprobelastung, insbesondere hinsichtlich der Anzahl und Dauer der Laststufen und der Durchführung von Lastzyklen, muss so geplant werden, dass aus den Messungen am Pfahl auf das Verformungsverhalten, Kriechverhalten und das Verhalten bei Wiederbelastung geschlossen werden kann. Versuchspfähle sind so zu belasten, dass auch auf die Grenzlast geschlossen werden kann.

Bei der Durchführung der Probelastung unterscheidet man zwischen Pfählen, die ihre Kraft über die gesamte Länge (System A) bzw. über eine definierte begrenzte Krafteinleitungsstrecke (System B) nach EA-Pfähle 2012 in den Baugrund einleiten.

Der entscheidende Unterschied zwischen System A und B besteht in der Anzahl der Lastzyklen. Die Belastung nach System A sollte in mindestens zwei Zyklen aufgebracht werden, während gemäß System B eine Lastaufbringung in mindestens 8 Zyklen vorschlägt.

Die maximale Last des ersten Zyklus im System A liegt beim charakteristischen Wert der Pfahlbeanspruchung. Der zweite Zyklus entspricht der gewählten Prüflast. Die Beobachtungszeit auf der maximalen Last des jeweiligen Zyklus beträgt mindestens 60 min.

Die Laststufen der Zyklen im System B sollten gleichmäßig bis zur Prüflast verteilt werden. Laststufen mit einer längeren Beobachtungszeit liegen beim charakteristischen Wert der Pfahlbeanspruchung und bei der Prüflast mit jeweils mindestens 60 min. Die Zwischenlaststufen haben eine Mindestbeobachtungszeit von 15 min. Zur Qualitätssicherung müssen ein Versuchsbericht in der Regel vom Hersteller des Pfahls und ein Ergebnisbericht vom geotechnischen Fachplaner oder Sachverständigen für Geotechnik erstellt werden. Der Ergebnisbericht liefert hierbei die Empfehlungen zur Ausführung der Bauwerkspfähle.

Erfolgt bei Mikropfählen eine zusätzliche Prüfung an Bauwerkspfählen (Art und Umfang möglicher Prüfungen sollten im geotechnischen Entwurf festgelegt werden) wird eine Prüfkraft von $1,25 \cdot$ charakteristische Einwirkung und maximal 90 % der Stahlstreckgrenze nach EA-Pfähle empfohlen. Hier unterscheidet sich die EA-Pfähle zur DIN 1054, die an Bauwerkspfählen eine maximale Prüfkraft von $0,95 \cdot$ charakteristische Tragfähigkeit bzw. $0,80 \cdot$ Bruchlast zulässt. Die gewählte Prüfkraft eines Bauwerkspfahls verlangt somit keinen erhöhten Stahlquerschnitt, da die maximale Belastung die 1,25-fache charakteristische Beanspruchung nicht überschreitet und diese somit geringer ist als der Bemessungswert der Beanspruchung, der je nach Anwendung zwischen der 1,35 bis 1,50-fachen charakteristischen Beanspruchung liegt.

$$P_p = E_k \cdot 1,25 < E_k \cdot (1,35 \text{ bis } 1,50)$$



Abbildung 10: Druckprüfung am Bauwerkspfahl



Abbildung 11: Zugprüfung am Bauwerkspfahl (Abnahmeprüfung)

6. Ausblick

Abschließend werden die laufenden Entwicklungen im Bereich der Verpresspfähle kritisch hinterfragt. Auf dem deutschen Markt zugelassene Produkte erfüllen die Anforderungen an den Betonstahl nach DIN 488 bzw. DIN 1045 nicht in vollem Umfang.

Die maximale charakteristische Streckgrenze für Verpresspfähle wird im EC 2 auf 600 N/mm² begrenzt. In der deutschen Normung, der DIN 488 und der DIN 1045, liegt dieser Wert bei maximal 500 N/mm². Die Begrenzungen finden Begründung im Verbundwerkstoff Verpresspfahl. Die entscheidende Einflussgröße im Zusammenspiel Verpresskörper aus Zement und Stahltragglied ist der Zement. Die Dehnungsbegrenzung für Beton (Zement) liegt nach DIN 1045 bei maximal 2,0 ‰. Eine Ausnutzung der Stahlspannung oberhalb von 600 N/mm² kann nach gültigen Normen somit ausgeschlossen werden.

Die DIN 488 verlangt Rückbiegeversuche für Betonstähle. Nachweislich wird diese Anforderung in einigen Zulassungen für Verpresspfähle nicht erfüllt, da eine Eignung zum Biegen in den Zulassungen nicht vorgesehen wird. Tragwerksplaner unterstellen allerdings ein gutmütiges Verhalten der Verpresspfähle. Im Grenzzustand der Pfahltragfähigkeit muss ein ausreichendes Rotationsvermögen vorhanden sein, so dass die Annahme einer reinen Normalkraftbeanspruchung aus der Statik gerechtfertigt werden kann. Diese Voraussetzung erfüllen allerdings nur Verpresspfähle, die eine entsprechend große Gleichmaßdehnung, Kerbschlagzähigkeit und Biegefähigkeit aufweisen, wie sie beim TITAN Verpresspfahl in den Zulassungsversuchen nachgewiesen wurden. Während die Gleichmaßdehnung kein Problem darstellt, werden die Anforderungen an die Kerbschlagarbeit nicht von allen - auch zugelassenen Systemen – erfüllt.

Eine Qualitätssicherung verlangt eine durchgehende Dokumentation und eine ständige Rückverfolgbarkeit der eingesetzten Materialien unter Einhaltung der jeweils geforderten Anforderungen an das verwendete Material und den Einbau der Verpresspfähle. Immer höhere Einzelpfahllasten (Prüflasten von über 3000 kN) bei sicherheitsrelevanten Bauteilen der GK 3 verlangen einen sensiblen und verantwortungsbewussten Umgang. Auch unter dem Druck der Globalisierung muss auf dem deutschen Markt versucht werden, das Niveau an Qualität und Sicherheit auf dem vorhandenen Level zu halten. Dies gelingt nur durch Nachweisführung und konsequente Umsetzung der Anforderungen, auch gegen den Druck aus dem Ausland, denn immer wieder wird versucht, preisgünstige Produkte, wel-

che den Ansprüchen nicht genügen, auf dem deutschen Markt zu positionieren. Die oben aufgeführten Anforderungen werden bei Verpresspfählen TITAN in vollem Umfang erfüllt.

Literatur

DIN EN 197-1; Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement; Deutsche Fassung EN 197-1:2011

DIN EN 206-1; Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000/A1:2004

DIN 488-1; Betonstahl – Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung, August 2009

DIN 488-2; Betonstahl – Betonstabstahl, August 2009

DIN 1045-1; Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2008

DIN 1045-2; Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, August 2008

DIN 1054: 2010-12; Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1

DIN EN 1992-1-1; Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil: 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004, Oktober 2011

DIN EN 1997-1:2009-9; Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009

DIN EN 1997-1 / NA: 2010-12; Nationaler Anhang – Nationalfestgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln

DIN EN 10204; Metallische Erzeugnisse – Arten von Prüfbescheinigungen; Deutsche Fassung EN 10204:2004; Januar 2005

DIN EN 10210; Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen – Teil1: Technische Lieferbedingungen; Deutsche Fassung EN 10210-1:2006; Juli 2006

DIN EN 14199; Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle); Deutsche Fassung EN 14199:2005, Januar 2012

DIN SPEC 18539; Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 14199:2012-01, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle); Februar 2012

DIN EN ISO 22477-1; Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen – Teil1: Pfahlprobebelastungen durch statisch axiale Belastungen; Deutsche Fassung prEN 22477-1:2005, März 2006

EA-Pfähle - Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ –2. Auflage, 2012

EAU 2012 - Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen –11. Auflage, 2012

G 12-14 - Zulassungsverlängerung Z-34.14-209; Februar 2013

Verpresspfähle TITAN - Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-34.14-209, 2010

Autor

Dipl.-Wirt.-Ing. (FH) Oliver Brakelsberg

brakelsberg@ischebeck.de

Friedr. Ischebeck GmbH

Loher Straße 31 – 79

www.ischebeck.de

58256 Ennepetal

Tel.: 02333 8305-0

**Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik**

* = vergriffen, nur noch als eingescannte PDF-Datei verfügbar

- | | | |
|----------|------------------------------|---|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E. | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden , Dissertation, 1976* |
| Nr. 78-2 | Frank, H. | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen , Dissertation, 1978 * |
| Nr. 79-3 | Schnell, W. | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen
Dissertation, 1979 * |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R. | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik
Dissertation, 1980 * |
| Nr. 81-5 | Schuppener, B. | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken , Dissertation, 1981 * |
| Nr. 6 | Wolff, F. | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten , Dissertation, 1981 * |
| Nr. 7 | Bätcke, W. | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum
Dissertation, 1982 * |
| Nr. 8 | Meseck, H.
Schnell, W. | Dichtungswände und -sohlen , 1982 * |
| Nr. 9 | Simons, H.
Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen , 1982 * |
| Nr. 10 | Beckmann, U. | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen
Dissertation, 1982 * |
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben , Dissertation, 1983 |
| Nr. 12 | Sondermann, W. | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde
Dissertation, 1983 * |
| Nr. 13 | Meseck, H. | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts
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 Balhaus, 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 abgebandenen 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. **Erddruckentwicklung 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. **Pfahlsymposium 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. **Pfahlsymposium 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

