Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Heft Nr. 94

IGB·TUBS

Pfahl - Symposium 2011

Fachseminar: 17./18. Februar 2011

Organisation:

J. Fischer
J. Zahlmann

Braunschweig 2011

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

VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB·TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum zwölften Mal das mittlerweile traditionelle Pfahl-Symposium. Die positive Resonanz der Teilnehmer, die hohe Qualität der Beiträge und nicht zuletzt das große Interesse an den Tagungsbänden, bestärken uns in dem Bestreben, dieses Symposium alle zwei Jahre als Forum für Fachleute aus Industrie, Behörden, Forschungseinrichtungen und Ingenieurbüros anzubieten.

Wir freuen uns außerordentlich, dass die Firma FRANKI Grundbau auch in diesem Jahr das Pfahl-Symposium zum Anlass nimmt, den *Edgard-Frankignoul-Förderpreis* für herausragende Arbeiten junger Ingenieure auf dem Gebiet der Pfahlgründungen zu vergeben.

Die diesjährigen Beiträge zu aktuellen Themen aus den Bereichen der Bemessung, Herstellung und Einbringung von Pfählen und verwandten Gründungselementen versprechen wieder zwei interessante Tage mit, wie wir hoffen, anregenden Diskussionen. Neben der Vorstellung von neuen Erfahrungen mit verschiedensten Pfahlsystemen erwarten uns Berichte aktueller Forschungsarbeiten aus den Bereichen Bemessung von Pfählen, numerische Simulation, Gründungen von Offshore Windenergieanlagen und nicht zuletzt eine Reihe von interessanten Projektvorstellungen. Das Thema der Qualitätssicherung von Pfahlgründungen durch Pfahlprüfungen wird wie in den Jahren zuvor ebenfalls einen der Schwerpunkte darstellen.

Wir möchten an dieser Stelle den Referenten und ihren Co-Autoren für die schriftliche Ausarbeitung und deren fristgerechte Fertigstellung sehr herzlich danken. So konnte Ihnen dieser Beitragsband rechtzeitig zu Beginn der Tagung vorgelegt werden. Für die Zusammenstellung der Beiträge und die Betreuung der Referenten bedanke ich mich bei meinen Mitarbeitern, Herrn Dipl.-Ing. Jan Fischer und Herrn Dipl.-Ing. Jörn Zahlmann. Nicht zuletzt möchten wir auch der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig für die hervorragende Arbeit während der Vorbereitung und der Durchführung des Symposiums unseren Dank aussprechen.

Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der begleitenden Fachausstellung würden wir uns sehr freuen, Sie neben den Pfahl-Symposien auch an den anderen Veranstaltungen unseres Institutes wie der Tagung *Messen in der Geotechnik* oder der Tagung *Stahl im Wasserbau* begrüßen zu können.

Braunschweig, im Februar 2011

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Ausschreibung des Edgard-Frankignoul-Förderpreises 2013 des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig vergibt im Rahmen des zweijährig stattfindenden Pfahl-Symposiums an Studenten und Ingenieure aus Wissenschaft und Praxis den von der FRANKI Grundbau GmbH & Co .KG gestifteten

Edgard-Frankignoul-Förderpreis.

Durch die Vergabe dieses Preises sollen die Leistungen von Studentinnen und Studenten und von jungen Ingenieurinnen und Ingenieuren gewürdigt sowie ihnen ein Ansporn und Anreiz gegeben werden, sich in Wissenschaft und Praxis auf dem Gebiet der Pfahlgründungen auch weiterhin besonders zu qualifizieren.

Es werden drei Förderpreise im Gesamtwert von

€ 7.000,-

für herausragende Beiträge aus der Wissenschaft und aus der Praxis vergeben. Die Förderpreise werden für praktisch/technische Arbeiten und/oder für wissenschaftlich/theoretische Arbeiten vergeben. Grundlage der eingereichten Arbeiten können Diplom- und Masterarbeiten, Examensarbeiten für die zweite Staatsprüfung und sonstige praktische Arbeiten, Dissertationen und Habilitationen sein, die sich mit dem vielfältigen Gebiet von Pfahlgründungen beschäftigen, und die zum Zeitpunkt der Bewerbung nicht älter als 5 Jahre sein dürfen.

Für die Bewerbung werden eigens für den Förderpreis erstellte Kurzfassungen erwartet, in der die wesentlichen Ergebnisse der Originalarbeit aufgearbeitet und dargestellt sind. Der Umfang der eingereichten Arbeit darf 5 Seiten nicht überschreiten, Anlagen sind auf ein Minimum zu beschränken und dürfen nur erläuternde Tabellen und Zeichnungen enthalten.

Erwartet werden Eigenbewerbungen. Bewerben können sich Studenten und junge Ingenieure von Universitäten, Technischen Hochschulen oder Fachhochschulen. Bewerberinnen und Bewerber sollen zum Zeitpunkt der Einreichung nicht älter als 35 Jahre sein. Ein aussagefähiger Lebenslauf muss der Bewerbung beigefügt werden.

Die eingereichten Arbeiten werden von einer Gutachtergruppe bewertet, die aus dem Institutsleiter, dem Vorsitzenden des Arbeitskreises 'Pfähle' und je einem Vertreter einer Behörde, einem Ingenieurbüro und der FRANKI Grundbau besteht. Der Rechtsweg ist ausgeschlossen.

Die Förderpreise werden beim nächsten Pfahl-Symposium, welches turnusgemäß am 21. und 22. Februar 2013 in Braunschweig stattfindet, vergeben. Die Preisträger erhalten die Gelegenheit, auf dem Symposium über ihre Arbeiten zu berichten.

Einreichungsfrist: 30. September 2012

Anschreiben, Lebenslauf,
Kurzfassung und komplette Arbeit
per Email im PDF-Format an das:

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
z. Hd. Herrn Dr.-Ing. Jörg Gattermann
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig
Email: j.gattermann@tu-braunschweig.de

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassungen der drei Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2011:

Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden
J. Lüking 1

Experimentelle Versuche zur Hydroschalldämmung bei der Rammung von Offshore-Gründungsstrukturen
K. Branz 15

Untersuchungen zur Herstellung und Tragfähigkeit von Vollverdrängungsbohrpfählen
P. Busch 25

Von der Erfindung Edgard Frankignouls bis zum Megapfahl
W. Brieke, T. Garbers 39

Vergleichende Untersuchungen zur Beeinflussung des Mantelreibungsabtrags bei Bohrpfählen am Beispiel der Gründung einer DESY-Experimentierhalle
W.-R. Linder, C. Scholz 51

Neue Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von verstärkten und unverstärkten Großrohrpfählen anhand von in-situ-Messungen
S. Höhmann, J. Fischer, J. Miemietz 71

Einfluss der Verformung auf die messtechnisch erfassbare Lastabtragung von Schrägankern
B. Bruns, J. Gattermann, J. Stahlmann 95

Zugpfähle mit aufgeweitetem Fuß – Herstellung und Tragverhalten
S. Kinzler, U. Jäppelt 119

Untersuchung des Pfahltragverhaltens infolge zyklisch axialer Einwirkungen in einer Spannungszelle
S. Thomas, H.-G. Kempfert 139

Simulationsbasierte Prognose des axialen Tragverhalten von Bohrpfählen in den V.A.E. auf der Grundlage von in-situ Messungen
T. Wolff, K. J. Witt 161

Zum Einfluss der kombinierten Belastung auf das Tragverhalten von Pfählen in nichtbindigem Boden
K. Thieken, M. Achmus 183

Numerische Untersuchung zur gesteuerten Einbringung von Pfählen
T. Pucker, T. Hamann, S. Henke 205

Der Einfluss von geotechnischen Randbedingungen bei der Planung von Offshore Windparks
S. Müller 221

Ausführungsplanung für 175 Monopiles im Offshore-Windpark London Array
J. Dührkop, M. Kelm 231

Hydroschalldämpfer zur Reduktion von Unterwasserschall bei Offshore-Gründungen
K.- H. Elmer, J. Gattermann, J. Fischer, B. Bruns, C. Kuhn, J. Stahlmann 243

Standsicherheit von Offshore-WEA Gründungen: Von Grundlagenuntersuchungen bis zur Beobachtungsmethode
J. Stahlmann, J. Gattermann, J. Zahlmann 263

Anwendungsbeispiele und Anwendungsgrenzen von gebohrten Vollverdrängerpfählen System BAUER
T. Boeck, F. W. Gerressen 287

Vergleich von Vibrexpfählen und Schraubbohrpfählen anhand von Probebelastungen
J. Wehr, J. Świniański 307

Wiedernutzbarmachung über 30 Jahre alter Pfähle als Gründungselemente für einen Kraftwerksneubau
F. Kirsch, A. Buchheim, T. Richter 323

Vergleich von Tiefgründungsvarianten mittels 3D Finite Elemente Berechnungen
F. Tschuchnigg, H. F. Schweiger 339

Herstellung und Tragverhalten von Bohrpfählen für den Pylon der Lekki-Ikoyi Schrägseilbrücke in Lagos, Nigeria
F. Unold, A. Nernheim, J. Seitz, R. Cudmani 361

Nearshore-Anwendungen für Pfahlprüfungen mit der Osterberg-Zelle am Beispiel der Golden Horn Brücke in Istanbul
C. Fischer, M. England, R. Balthes 385

Probebelastungen an Bohrpfählen im Hamburger Hafen mit der Osterbergmethode
K. Brunow, J. Woldt 397

Empirische Bemessungsverfahren für axial beanspruchte Pfähle im internationalen Vergleich
C. Moormann, E. Naesgaard, B. H. Fellenius 423

Spezialtiefbau im Bereich der Windenergie weltweit
T. Hartwig 449

Erfolgreicher Einsatz kabelloser Messtechnik bei der dynamischen Pfahlprüfung von Gründungspfählen von Offshore – Bauwerken
M. Schallert, O. Klingmüller, R. Rieke, G. Galal 471

Zur Auswertung dynamischer Messungen an großen offenen Stahlrohrpfählen
F. Rausche, G. Likins, O. Klingmüller 491

Zur Messgeberapplikation bei dynamischen Pfahltests an Offshore - Gründungselementen
J. Fischer, J. Hensel, J. Zahlmann, J. Stahlmann 511

Heftübersicht des IGB-TUBS 535

Wir danken den Inserenten:

BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen 305

Bilfinger Berger SE, Mannheim 383

BRÜCKNER GRUNDBAU GmbH, Essen 69

bsp ingenieure, Braunschweig 159

CentrumPfähle GmbH, Hamburg 447

DMT Gründungstechnik GmbH, Büdelsdorf 181

F+Z BAUGESELLSCHAFT MBH, Hamburg 93

FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG, Seevetal 37

Fugro Consult GmbH, Berlin 395

GSP Gesellschaft für dynamische Pfahlprüfmethoden mbH, Mannheim 489

GKT Spezialtiefbau GmbH, Hamburg 359

HCE Design Group, Hamburg 469

HOCHTIEF Construction AG – CEM, Hamburg 229

IMS Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg 241

ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH, Seevetal 49

KED Knabe Enders Dührkop Ingenieure GmbH, Hamburg 117

Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH, Bremerhaven 421

PDI Pile Dynamics Inc., Cleveland, USA 509

Prof. Rodatz und Partner GmbH, Braunschweig 285

Profound BV, Waddinxveen (Niederlande) 321

ThyssenKrupp GfT Bautechnik, Essen 203

WTM ENGINEERS GMBH, Hamburg 137

Wir danken den Ausstellern:

Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

CENTRUM PFÄHLE GmbH, Hamburg

Franki Grundbau GmbH & Co. KG, Seevetal

Friedrich ischebeck GmbH, Ennepetal

FUGRO Loadtest Limited, Middlesex (England)

GLÖTZL Gesellschaft für Baumesstechnik mbH, Rheinstetten

GSP Gesellschaft für dynamische Pfahlprüfmethoden mbH, Mannheim

Keller Grundbau GmbH, Offenbach

Profound BV, Waddinxveen (Niederlande)

Solexperts AG, Mönchaltorf (Schweiz)

ThyssenKrupp AG, Essen

Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin

1. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2011

Dr.-Ing. Jan Lüking

Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden

(Kurzfassung)

Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden

Jan Lüking

1 Einleitung und Ablauf der Forschungsarbeit

Die Tragfähigkeit eines mit einer Fußplatte verschlossenen Verdrängungspfahls resultiert aus dem Pfahlspitzendruck in der Profilaufstandsfläche und der Pfahlmantelreibung am äußeren Pfahlschaft. Bei unten offenen Verdrängungspfählen (offene Rohrprofile, zusammengesetzte Trägerprofile etc.) dringt während des Einbringvorgangs der Boden in das Profil ein. An den inneren Pfahlmantelflächen wird ein innerer Pfahlmantelwiderstand mobilisiert, der zu einer Verspannung des in das Profil eingedrungenen Bodens führen kann. Dieser (verspannte) Boden wird als Pfropfen bezeichnet, welcher in Abhängigkeit unterschiedlicher Randbedingungen in der Lage ist, einen möglichen zusätzlichen Pfahlspitzendruck abzuleiten. Dadurch ist eine deutliche Erhöhung der Tragfähigkeit eines offenen Verdrängungspfahles möglich. Das Anwendungsgebiet dieses Pfahltyps liegt häufig im Hafen- und offshore-Bereich. Abbildung 1 zeigt eine schematische Übersicht zum Lastabtrag und zur Pfropfenbildung.

Die Pfropfenbildung ist bis zum jetzigen Zeitpunkt kaum erforscht. So liegen zum bodenmechanischen Verständnis und zum Einfluss unterschiedlicher Randbedingungen nur sehr wenige Erkenntnisse vor.

Zur Erforschung der Pfropfenbildung wurden in dieser Forschungsarbeit experimentelle, numerische, analytische und statistische Untersuchungen vorgenommen.

Im experimentellen Teil wurden großmaßstäbliche Modellversuche, Feldversuche und PIV (Particle Image Velocimetry) Versuche durchgeführt. Für die Modellversuche wurde ein eigens dafür konstruierter Modellpfahl (innerer Pfahldurchmesser D_i = 0,15 cm, Pfahllänge L = 1,5 m) entwickelt, der es ermöglichte die drei Widerstandsanteile eines offenen Verdrängungspfahls (innerer Pfahlmantelwiderstand R_{is}, äußerer Pfahlmantelwiderstand R_s und Widerstand in der Profilaufstandsfläche R_a) messtechnisch separat zu erfassen. Somit konnten die einzelnen Einflussgrößen (Lagerungsdichte D, Sättigungsgrad S_R, unter-

schiedliche Spannungsniveaus als Auflast auf die Geländeoberfläche etc.) auf die einzelnen Widerstandsanteile in mehreren Versuchsreihen experimentell quantifiziert werden. Durch die Feldversuche konnte der Übertrag der in den Modellversuchen gewonnenen Erkenntnisse auf in-situ Randbedingungen analysiert werden. Mit den PIV-Versuchen wurde der Mechanismus der Pfropfenbildung visualisiert.

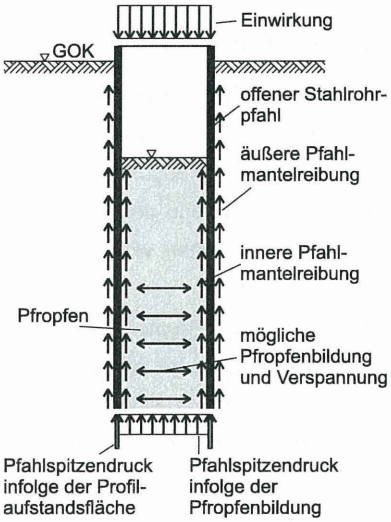


Abbildung 1: Prinzipskizze zum Lastabtrag und zur Pfropfenbildung

Mit Hilfe der Finiten-Elemente Methode wurde ein numerisches Modell erstellt, welches erfolgreich an den Ergebnissen der Modell- und Feldversuche validiert werden konnte. Mit dem FE-Modell wurde der Einfluss weiterer Parameter (Variation der Bodenkenngrößen, Einfluss des Pfahldurchmessers etc.) weitergehend untersucht.

Aufbauend auf den neu gewonnenen Erkenntnissen wurde ein analytisches Berechnungsverfahren abgeleitet, mit dem die jeweiligen Widerstandsanteile rechnerisch erfasst werden können. Darauf aufbauend wurden im statistischen Teil neue Erfahrungswerte für die Tragfähigkeit von offenen Verdrängungspfählen abgeleitet, die die Empfehlungen der *EA-Pfähle (2007)* ergänzen.

2 Erkenntnisfortschritt zur Pfropfenbildung

Für die Methoden und das Vorgehen zur Erforschung der Pfropfenbildung wird auf das Heft 23 der Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel verwiesen. Im Folgenden sind stichpunktartig die wichtigsten neu gewonnenen Erkenntnisse zusammengefasst.

- Die Lagerungsdichte hat erwartungsgemäß einen großen Einfluss auf die Pfropfenbildung. Die Pfropfenhöhe nimmt mit zunehmender Lagerungsdichte zu. Generell wirkt sich eine hohe Lagerungsdichte aufgrund der Dilatation (Volumenzunahme) positiv auf die Tragfähigkeit eines Pfropfens aus.
- Bei den Modell- und Feldversuchen sind bei Drucksondierungen durch den Pfropfen Spitzenwiderstände von $q_c \geq 60$ MN/m^2 erreicht worden. Zum Teil wurde im Pfropfen die vom Boden dichteste mögliche Lagerung angenommen.
- Der Pfropfen kann bei Belastung durchrutschen, sich bei zunehmender Pfahlsetzung wieder verspannen und so einen höheren Pfahlwiderstand mobilisieren, siehe beispielhaft in Abbildung 2 an der sprunghaften Zunahme des inneren Pfahlmantelwiderstandes R_{is}. Dieser Effekt kann mehrmals in Folge auftreten. Ebenso kann sich bei einer statischen Pfahlprobebelastung die Verspannung des Pfropfens erhöhen, woraus ein etwas höherer innerer Pfahlmantelwiderstand resultiert. Tendenziell ist diese Erhöhung aber relativ gering.
- Ein zunehmender Sättigungsgrad verringert die Neigung zur Pfropfenbildung, da sich während der Rammung im Pfropfen kurzzeitig Porenwasserüberdrücke bilden, die die aufnehmbaren Schubspannungen reduzieren. Aufgrund der ebenfalls unterhalb des Pfahlfußes im Kompressionsbereich entstehenden Porenwasserüberdrücke reduziert sich dort ebenfalls die aufnehmbare Schubspannung, wodurch das Verdrängen des Bodens begünstigt wird. Dadurch können geringere Pfropfenhöhen entstehen. In summa ist der Pfahlwiderstand R (und insbesondere der innere Pfahlmantelwiderstand R_{is}) jedoch aufgrund der geringeren effektiven Spannungen und des geringeren Steifemoduls geringer als in nichtgesättigten Böden, vgl. Abbildung 2a mit 2b.
- Die vertikalen Verschiebungen im Pfropfen nehmen bei nichtbindigen Böden auf den untersten zwei Pfahldurchmessern von der Pfropfenmitte zur Pfahlinnenwandung hin zu. Oberhalb dieser zwei Pfahldurchmesser sind die vertikalen Verschiebungen

gleichmäßiger verteilt. Unterhalb des Pfahlfußes bildet sich der von den geschlossenen Profilen bekannte Kompressionsbereich aus, siehe Abbildung 3.

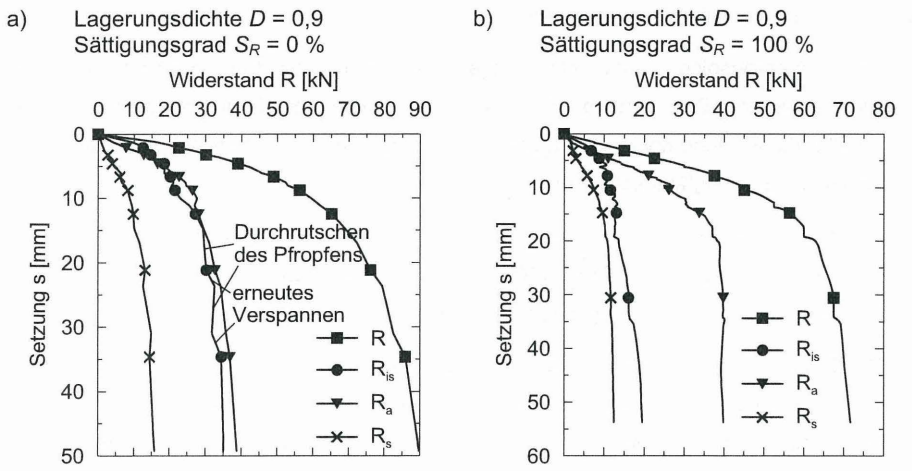


Abbildung 2: Beispielhafte Darstellung der Widerstands-Setzungs-Linien für zwei Modellversuche aufgeteilt nach den gemessenen Widerstandsanteilen R_{is} (innerer Pfahlmantelwiderstand), R_s (äußerer Pfahlmantelwiderstand), R_a (Widerstand in der Profilaufstandsfläche) und R (Pfahlwiderstand)

- Bei den experimentellen Untersuchungen konnte kein festsitzender Pfropfen festgestellt werden. Daher ist anzunehmen, dass eine vollständig festsitzende Verschließung eines offenen Verdrängungspfahles durch einen Pfropfen nicht auftritt. Die Untersuchungen zeigen, dass anstelle eines zusätzlichen Pfahlspitzendrucks aufgrund des Pfropfens die Lastabtragung eher auf eine innere Pfahlmantelreibung zurückzuführen ist.
- Die Bodenart hat einen entscheidenden Einfluss auf eine Pfropfenbildung. Die Erkenntnisse zur Pfropfenbildung im nichtbindigen Boden lassen sich daher nicht direkt auf einen offenen Verdrängungspfahl im bindigen Boden übertragen. Es ist somit davon auszugehen, dass in Abhängigkeit der Bodenart (bindig/nichtbindig) zwei unter-

schiedliche bodenmechanische Mechanismen wirken, die nicht miteinander vergleichbar sind.

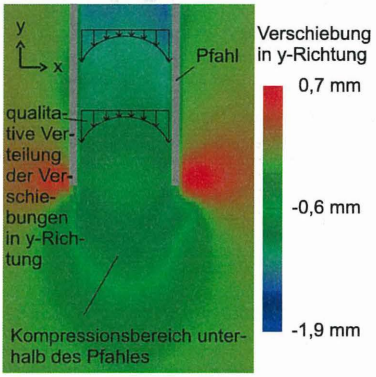


Abbildung 3: Beispielhafte qualitative Verteilung der vertikalen Verschiebungen in den PIV-Versuchen und Identifikation eines Kompressionsbereichs unterhalb der Pfahlfußebene

- Das Einbringverfahren beeinflusst ebenfalls die Pfropfenbildung. Bei der Einpressung eines Pfahls war die Neigung zur Pfropfenbildung geringer als bei der Rammung. Die vertikalen Verschiebungen sind über die Pfropfenhöhe gleichmäßiger verteilt und zeigen nicht das bei der Pfahlrammung identifizierte Verschiebungsmuster (insbesondere auf den untersten zwei Pfahldurchmessern), siehe Abbildung 3.
- Die Lasteinleitung vom Pfropfen in den Pfahl findet bei kleineren Pfahldurchmessern hauptsächlich auf den untersten zwei Pfahldurchmessern statt, siehe Abbildung 4. Im darüber liegenden Bereich ist nur eine geringe innere Pfahlmantelreibung q_{is} wirksam. Mit zunehmendem Pfahldurchmesser nähert sich die innere Pfahlmantelreibung q_{is} in der Verteilung der äußeren Pfahlmantelreibung q_s an. Der Übergang erfolgt fließend bei einem inneren Pfahldurchmesser zwischen D_i = 2 m ÷ 3 m. Die innere Pfahlmantelreibung q_{is} nimmt mit zunehmendem Pfahldurchmesser D_i und abnehmender Lagerungsdichte D ab. Beispielhafte Ergebnisse aus FE-Berechnungen sind dazu in den Abbildungen 5 und 6 dargestellt.

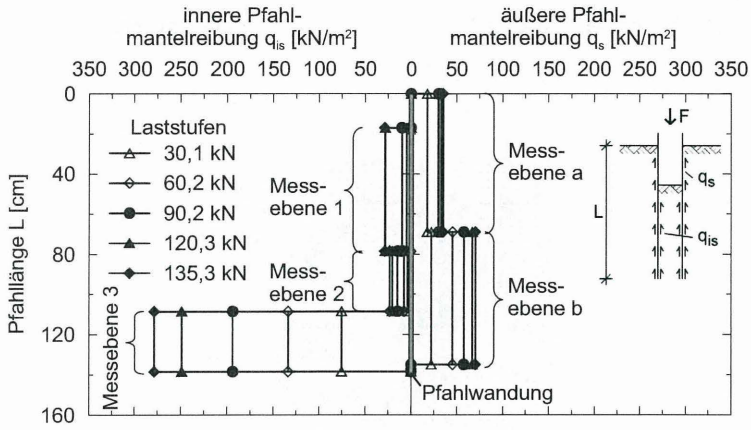


Abbildung 4: Beispielhafte Verteilung der inneren und äußeren Pfahlmantelreibung q_{is} bzw. q_s über die Pfahllänge L (Lagerungsdichte D = 0,9; Sättigungsgrad S_R = 0 %)

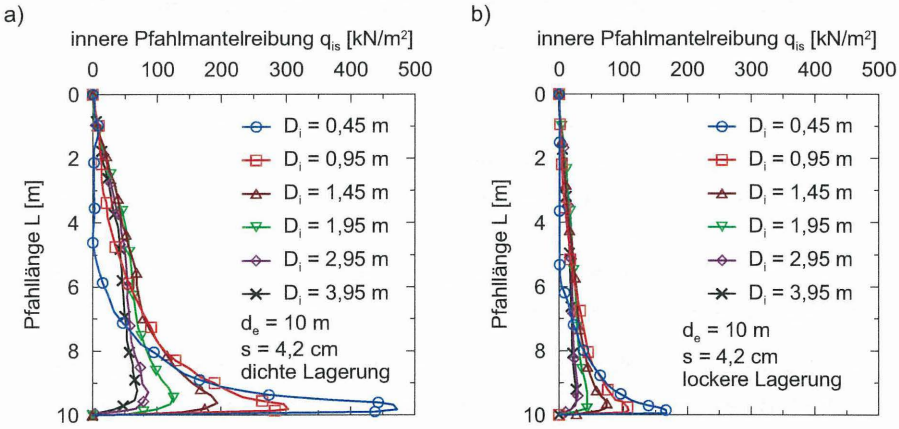


Abbildung 5: Verteilung der inneren Pfahlmantelreibung q_{is} über die Pfahllänge L unter Variation des inneren Pfahldurchmessers D_i bei einer Pfahleinbindetiefe von d_e = 10 m und einer Pfahlsetzung von s = 4,2 cm; a) Dichte Lagerung ($q_c \approx 20$ MN/m²); b) Lockere Lagerung ($q_c \approx 10$ MN/m²)

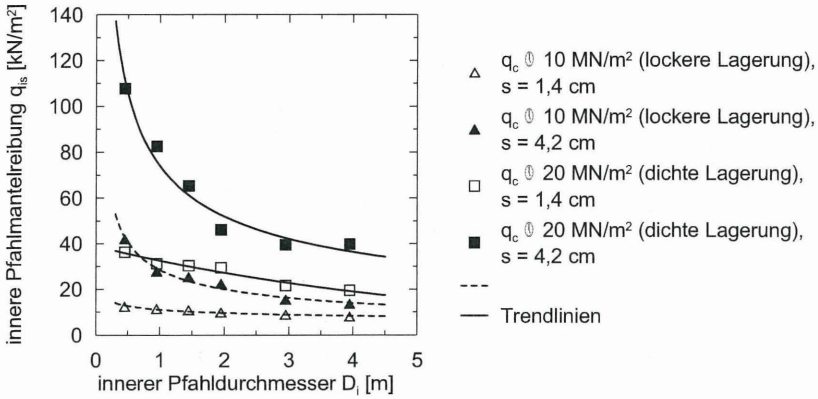


Abbildung 6: Einfluss des inneren Pfahldurchmessers D_i auf die innere Pfahlmantelreibung q_{is} in Abhängigkeit des Spitzenwiderstrandes q_c der Drucksonde und der Pfahlsetzung s

- Am inneren Pfahlschaft bilden sich in Abhängigkeit der Lagerungsdichte und des inneren Pfahldurchmessers D_i Druckgewölbe zum Lastabtrag aus. Bei kleineren Pfahldurchmessern können sich die Druckgewölbe gegenüberliegender Pfahlinnenflächen gegenseitig stützen, woraus die hohe innere Pfahlmantelreibung q_{is} (und ein Verspannungseffekt) auf den untersten Pfahldurchmessern resultiert, siehe Abbildung 7.
- Eine vollständige Verspannung des Pfropfens konnte nicht identifiziert werden, weshalb die klassische Modellvorstellung eines offenen Verdrängungspfahles, der durch einen Pfropfen fest verschlossen wird, widerlegt werden konnte. Der Lastabtrag eines Pfropfens findet über eine innere Pfahlmantelreibung statt und nicht über einen zusätzlichen Pfahlspitzendruck in der Aufstandsfläche des Pfropfens.

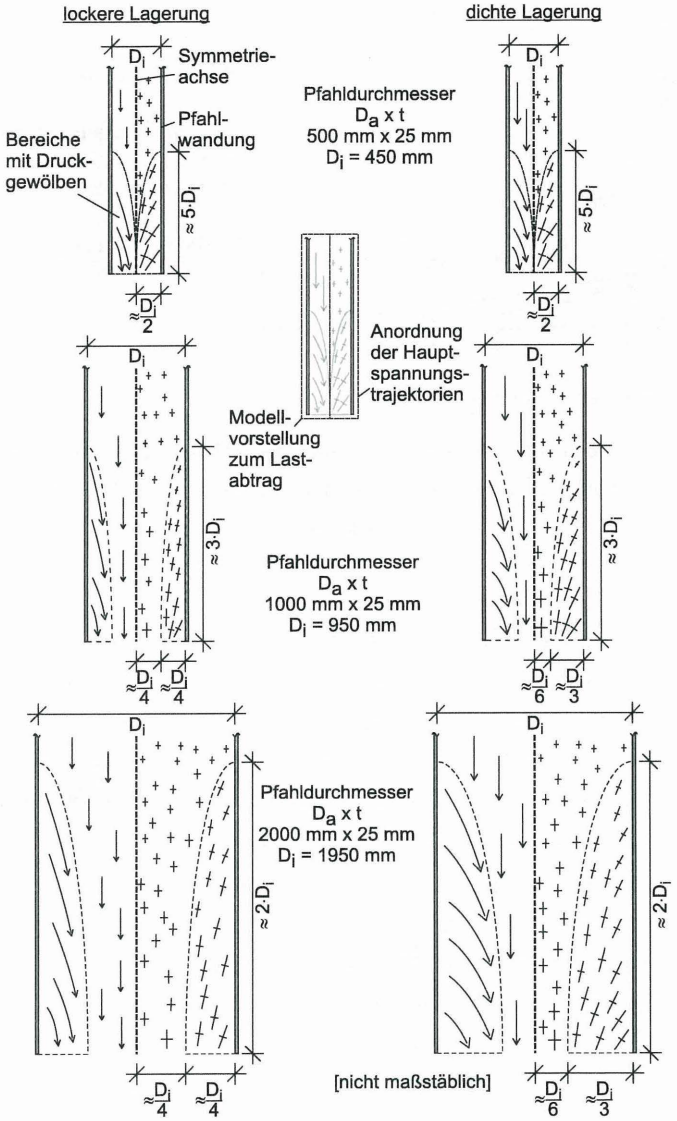


Abbildung 7: Ergebnisse der FEM zur schematischen Anordnung der Hauptspannungstrajektorien (jeweils rechte Darstellung) und daraus abgeleitete Modellvorstellung zum Lastabtrag (jeweils linke Darstellung) in Abhängigkeit der Lagerungsdichte und des Pfahldurchmessers

- Mit Hilfe des neu abgeleiteten analytischen Verfahrens, in dem die Erkenntnisse des experimentellen und numerischen Teils dieser Arbeit eingeflossen sind, wurden die in der Datenbank des Fachgebietes Geotechnik vorhandenen statischen und dynamischen Pfahlprobebelastungen an offenen Verdrängungspfählen nachgerechnet, um so die jeweiligen Widerstandsanteile bestimmen zu können. Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurden in Anlehnung an die Erfahrungswerte der *EA-Pfähle (2007)* in der statistischen Untersuchung 1 pfahldurchmesserabhängige Anpassungsfaktoren η_b und η_s abgeleitet, siehe Abbildung 8. In der statistischen Untersuchung 2 wurden dagegen neue Erfahrungswerte für das 10 % und 50 % Quantil in Abhängigkeit der Pfropfenbildung bestimmt, siehe Tabelle 1 bis 3. Die Werte sind statistisch weitgehend bis zu einem Pfahldurchmesser von $D \leq 1{,}6$ m und $D \leq 1{,}2$ m für die statistische Untersuchung 1 bzw. 2 abgesichert. Eine Übertragung dieser Kenngrößen auf größere Pfahldurchmesser und somit auch zur Verwendung bei offshore-Gründungen ist für Vergleichsberechnungen denkbar.

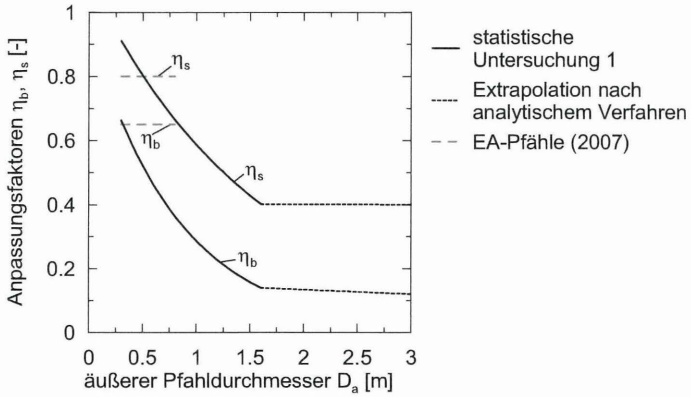


Abbildung 8: Vergleich der Anpassungsfaktoren für den Pfahlfußwiderstand η_b und den Pfahlmantelwiderstand η_s aus der statistischen Untersuchung 1 und der Extrapolation nach dem analytischen Verfahren mit der *EA-Pfähle (2007)*

Tabelle 1: Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristische innere Pfahlmantelreibung $q_{is,k}$ in nichtbindigen Böden

Setzung	innere Pfahlmantelreibung $q_{is,k}$ [kN/m²] bei einem mittleren Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m²]		
	7,5	15	≥ 25
$s = 0{,}035 \cdot D_{eq}$	$\frac{15}{\kappa} \div \frac{35}{\kappa}$	$\frac{35}{\kappa} \div \frac{55}{\kappa}$	$\frac{50}{\kappa} \div \frac{67{,}5}{\kappa}$
$s_g = 0{,}1 \cdot D_{eq}$	$\frac{30}{\kappa} \div \frac{50}{\kappa}$	$\frac{60}{\kappa} \div \frac{80}{\kappa}$	$\frac{90}{\kappa} \div \frac{100}{\kappa}$
mit: $\kappa = 2 \cdot PLR$; $PLR = h_P/d_e$; h_P = Pfropfenhöhe nach Pfahlrammung; d_e = Pfahleinbindetiefe			

Tabelle 2: Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristische äußere Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ in nichtbindigen Böden

Setzung	äußere Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m²] bei einem mittleren Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m²]		
	7,5	15	≥ 25
s_{sg^*}	15 ÷ 25	30 ÷ 50	50 ÷ 70
$s_g = 0{,}1 \cdot D_{eq}$	20 ÷ 30	35 ÷ 60	55 ÷ 75

Tabelle 3: Spannen der Erfahrungswerte für den charakteristischen Pfahlspitzendruck in der Profilaufstandsfläche $q_{a,k}$ in nichtbindigen Böden

Setzung	Pfahlspitzendruck in der Profilaufstandsfläche $q_{a,k}$ [kN/m²] bei einem mittleren Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m²]		
	7,5	15	≥ 25
$s = 0{,}035 \cdot D_{eq}$	650 ÷ 1.200	1.300 ÷ 1.750	1.750 ÷ 2.800
$s = 0{,}1 \cdot D_{eq}$	1.100 ÷ 2.000	2.000 ÷ 3.000	2.800 ÷ 4.800

- Eine textliche Empfehlung für die Neuauflage der EA-Pfähle, in der die wichtigsten bodenmechanischen Erkenntnisse zur Pfropfenbildung und der rechnerischen Ermitt-

lung der Tragfähigkeit von offenen Verdrängungspfählen zusammengefasst werden, runden diese Arbeit ab.

Diese Arbeit entstand in den Jahren 2006 bis 2010 im Rahmen meiner Promotion während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Geotechnik der Universität Kassel. Die Arbeit ist wie folgt veröffentlicht worden:

J. Lüking; Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden, *Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 23, ISBN: 978-3-86219-046-1, 2010*

Autor

Dr.-Ing. Jan Lüking

HOCHTIEF Construction AG
Civil Engineering and Marine Works
Lübeckertordamm 1, 20099 Hamburg

www.hochtief.de
Tel.: 040 21986-0

ehemals:
Fachgebiet Geotechnik
Universität Kassel
Mönchebergstr. 7, 34125 Kassel

www.uni-kassel.de/fb14/geotechnik
Tel.: 0561 804263-0

2. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2011

Kristian Nikolaus Branz, B.Sc.

Experimentelle Versuche zur Hydroschalldämmung bei der Rammung von Offshore-Gründungsstrukturen

(Kurzfassung)

Experimentelle Versuche zur Hydroschalldämmung bei der Rammung von Offshore-Gründungsstrukturen

Kristian Nikolaus Branz

1 Einleitung

Infolge des Baus und Betriebs von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) im Meer wird, z.B. durch die Abstrahlung von Unterwasserschall (Hydroschall), eine Veränderung und Belastung an der maritimen Umwelt vorgenommen. Während bei den sich im Betrieb befindenden OWEA geringe Emissionen in die Umgebung abgegeben werden, kommt es in der Bauphase zu der Entwicklung von erheblichen Hydroschallpegeln, die im schlimmsten Fall zu einer dauerhaften Schädigung der Meeressäuger und der anderen Meeresbewohner führen kann.
Eine Abschätzung deutet darauf hin, dass für Pfahlgründungen bei 5-Megawatt-WEA Einzelschallereignispegel von mindestens 178 dB zu erwarten sind. Dies würde den vorgegebenen Richtwert von 160 dB des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) deutlich überschreiten. Die Hochrechnung der vermessenen Pegel auf eine Distanz von 750 m zeigt, dass Lärmminderungsmaßnahmen voraussichtlich bei allen Offshore-WEA Gründungen mit Impulsrammung erforderlich sind. Deshalb ist ein Konzept für geeignete Lärmminderungsmaßnahmen erforderlich.

2 Schalltechnische Messgrößen in der Hydroakustik

Durch das Rammen mit hydraulischen Impulsrammen wird hochfrequenter Lärm und ein erheblicher Hydroschallpegel erzeugt.
Lärm, der beim Rammen entsteht, ist Impulsschall, welcher im Grunde mit Hilfe von zwei Schallpegelgrößen beschrieben werden kann. Der erste Pegel ist der Spitzenpegel,

$$L_{peak} = 20 \log\left(\frac{|p_{peak}|}{p_0}\right),$$

wobei p_{peak} den maximalen positiv oder negativ gemessenen Schalldruck darstellt und der Bezugswert p_0 bei Wasserschall den vereinbarungsgemäßen Wert 1 µPa ergibt.

Der zweite Wert zur Beschreibung des Rammlärms ist der Einzelereignispegel L_E:

$$L_E = 10 \log\left(\frac{1}{T_0} \int_{t1}^{t2} \frac{p(t)^2}{p_0^2}\, dt\right),$$

Hierin ist p_0 = 1 µPa und T_0 = 1 s. Die Integrationsgrenzen sind so zu wählen, dass sie alle signifikanten Teile des Ereignisses einschließen. In der englischsprachigen Literatur wird L_E mit SEL (Sound Exposure Level) abgekürzt.

3 Grundlagen zu Lärmminderungsmaßnahmen

Bei der Rammung eines Pfahls auf hoher See wird nur ein kleiner Anteil (ca. 1%) der Stoßenergie einer Hydraulikramme direkt als Hydroschall abgestrahlt. Dieser kleine Teil ist jedoch für die beschriebenen sehr hohen Hydroschallpegel verantwortlich. Der größte Teil der Energie wird in den Meeresboden eingeleitet und durch Dämpfung abgeschwächt.

Zur Reduzierung des Baulärms gibt es im Wesentlichen zwei Methoden.

1.Primäre Lärmminderungsmaßnahmen mit Beeinflussung der Erregung (aktive Methode):
z.B.:

- Verlängerung der Stoßdauer und Einbau von Sperrmassen
- Verwendung von Vibrationsrammen

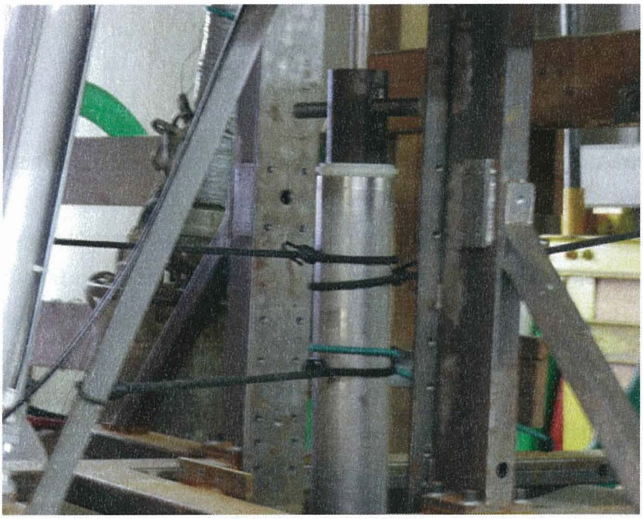
2. Sekundäre Lärmminderungsmaßnahmen mit Änderung des Übertragungsweges (passive Methode):
z.B.:

- Die Anwendung eines aufsteigenden Blasenschleiers um den Pfahl
- Umstellen des Pfahls mit einem beschichteten Rohr als Lärmschutz

4 Schlagversuche am Pfahl

4.1 Genereller Versuchsaufbau

Im Rahmen der Arbeit sollten neben der Beschreibung der Hydroschallemissionen den zur Zeit existierenden Lärmminderungsmaßnahmen durch experimentelle Modellversuche die drei folgenden unterschiedlichen Konzepte auf deren Wirkungsweise untersucht werden.
Für den experimentellen Hauptteil der Arbeit musste zunächst eine Einarbeitung in das von der Firma Brühl & Kjaer zur Verfügung gestellte Messsystem, den Signalkonditionierer des Typs 2692, erfolgen. Des Weiteren werden zwei unterschiedliche Unterwassermikrophone, Typ 8103 und 8104, eingesetzt. Diese unterscheiden sich bezüglich ihrer Sensitivität und ihres Sensor-Übertragungsfaktors.
Um die durch das Hydrophon empfangenen Signale erfassen und visualisieren zu können, ist ein Mehrkanal-Messdatenerfassungs-, Schwingungs- und Schallanalyse-Programm nötig. Hierbei wurde die Software Medusa, welches es ermöglicht, Testmessungen über die Soundkarte aufzunehmen, verwendet. Medusa ermöglicht ebenfalls eine Visualisierung und Auswertung der aufgenommenen Daten durch die Funktion der Schallanalyse. Die gemessenen Schallpegel in Terzen bzw. in Oktaven wiedergegeben, aufsummiert und andere Messwerte wie z.B. der durch den A Filter ermittelte Wert dargestellt werden.
Um an dem Versuchsstand des Institutes für Grundbau (Abbildung 1) und Bodenmechanik ein bestmögliches Ergebnis erzielen zu können, wurden folgende Randbedingungen gewählt: Der Wasserstand im Prüfschacht muss möglichst hoch gewählt werden, um möglichst tiefe Frequenzen aufzeichnen zu können. Folglich wird der knapp 3 Meter tiefe Trog bis zu einer Höhe von 2,6 m gefüllt. Dies ist im Trog der maximal mögliche Wasserstand.



Der für die Versuche gewählte Pfahl hat eine Abmessung von 3 m Länge und einen Durchmesser von 10,4 cm. Es handelt sich hierbei um ein Stahlrohr mit einer Wandstärke von 2 mm. Das Rohr wird über vier Gummiseile senkrecht in der Mitte des Schachtes gehalten. Die Rammvorrichtung, welche das Fallgewicht führt, wird auf den Pfahl aufgesetzt. Der Abstand des Hydrophons lässt sich über die Rammhilfskonstruktion, die sich über dem Schacht befindet, konstant halten. Der gewählte Abstand des Hydrophons zum Pfahl beträgt bei den folgenden Versuchen im Allgemeinen 40 cm.

4.2 Rammungen am Pfahl ohne Schallschutzminderung

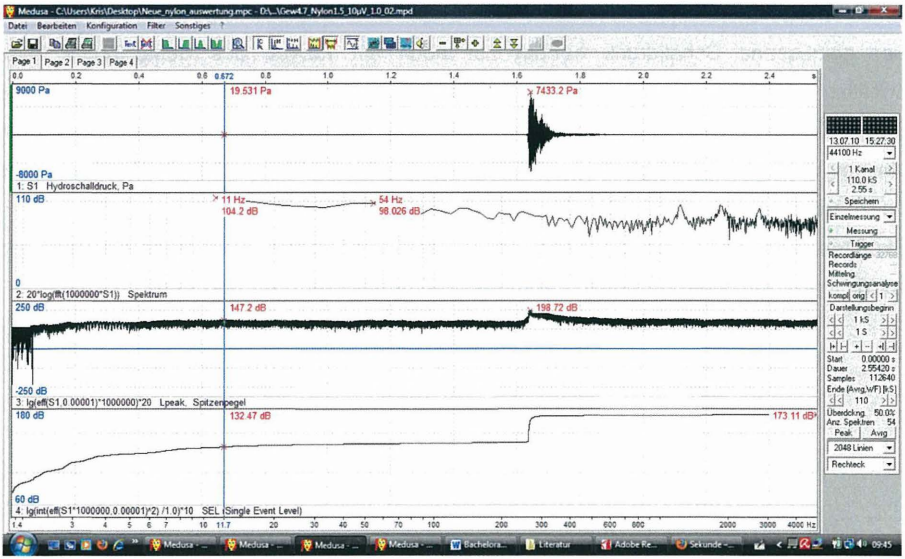
Für die ersten Versuche wird der reine Pfahl auf einer elastischen Gummimatte mit einer Stärke von 2,6 cm gerammt, die auf einer Stahlplatte befestigt wurde, um dem Auftrieb des Gummis entgegen zu wirken. Es werden für die ersten Versuche keine Schallminderungsmaßnahmen durchgeführt. Es soll gezeigt werden, wie effektiv die ausgewählten Minderungsmaßnahmen im Vergleich zu der Rammung ohne Schutzmaßnahmen sind. Ebenfalls sollen die ausgewählten Medusa-Einstellungen

anhand von ersten Rammungen auf die Anwendbarkeit im Wassertrog untersucht und gegebenenfalls verändert werden.

Bei den Untersuchungen stellte sich heraus, dass mit dem Hydrophon vom Typ 8103 bessere Ergebnisse aufgezeichnet werden konnten, da dieses eine geringere Empfindlichkeit aufweist und es somit möglich ist, ein Fallgewicht von 4,7 kg aus einer Fallhöhe von 8,5 cm auf den Pfahl aufzubringen. Hierfür war es notwendig, die Ausgangsempfindlichkeit in dem Signalkonditionierer deutlich zu verringern, um ein Abschneiden der aufgenommenen Messwerte zu vermeiden.

Eine weitere notwendige Maßnahme ist es, eine 1,5 cm dicke Nylonscheibe als Rammhaube zwischen dem Pfahl und dem Rammgewicht anzubringen. Der Schlag wird durch diese Vorrichtung abgedämpft und eine Übersteuerung vermieden. Durch eine sinnvolle Wahl der Empfindlichkeit (1 mV/Pa) konnten realistische Ergebnisse aufgezeichnet werden.

Die unten dargestellte Abbildung zeigt die Aufnahme eines unter den sinnvollen Einstellungen und Vorgaben durchgeführten Rammschlages ohne Hydroschalldämpfung. Die Abbildung 2 ist untergliedert in 4 Diagramme. Das oberste Diagramm zeigt den Schalldruckpegel eines Rammschlages.



Es lässt sich erkennen, dass der gesamte Rammschlag und dessen Reflexionen in einem Zeitintervall von 0,2 Sekunden aufgenommen werden.
Das zweite Diagramm gibt das Frequenzspektrum des Rammschlages wieder. Die höchsten dB-Werte sind im Bereich von 50 Hz, 1230 Hz, 1850 Hz und 2700 Hz zu sehen.
In dem dritten Diagramm ist der Spitzenpegel und in dem untersten Diagramm der Einzelereignispegel abgebildet.
Wiederholt man den Rammversuch, lässt sich eine leichte Streuung der Messergebnisse erkennen. Die SEL Werte liegen zwischen 171,94 dB und 176,46 dB und die L_{peak}-Werte reichen von 198,4 dB bis hin zu 201,41 dB.

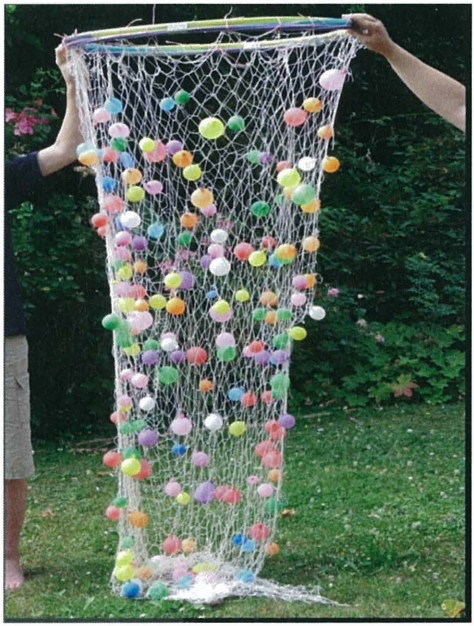
4.3 Rammversuche mit Blasenschleier als Schallschutzminderung

Für die folgenden Versuche werden zwei Flexi-Ausströmer der Firma HOBBY (Dohse Aquaristik KG) kreisförmig auf dem Grund des Troges platziert. Der Durchmesser des Kreises beträgt 50 cm und der Abstand zum Pfahl jeweils 25 cm. Die Flexi-Ausströmer sind über eine T-Stück-Verbindung an eine Druckluftzufuhr angeschlossen und werden mit ca. einem Bar Luftdruck durchströmt.
Der gemessene Schalldruck beträgt nur noch ein Fünftel des Schalldrucks ohne Schallschutzminderung. Der SEL nimmt Werte zwischen 181,12 dB und 192,2 dB, der L_{peak}-Werte zwischen 157,16 dB und 163,7 dB an. Das ist im Vergleich zu den Messergebnissen aus Kapitel 4.2 eine Reduzierung des SEL von 10 bis 16 dB und des Spitzenpegels von ungefähr 21 dB bis 28 dB.
Die Ergebnisse bestätigen die bisher bekannten Literaturwerte, auch wenn die Versuche nur an einem kleinmaßstäblichen Versuchsstand durchgeführt worden sind.

4.4 Rammversuche mit Blasen-Netz-Konstruktion als Schallschutzminderungsmaßnahme

Aufbauend auf einem zum Patent angemeldeten Hydroschallminderungssystem von Herrn Dr. Elmer wurde eine dritte Versuchsreihe durchgeführt.

An einem Netz werden Luftballons mit verschiedenen Durchmessern von 2 bis hin zu 10 cm befestigt. Das Netz wird am unteren Ende durch fünf Sandsäcke von jeweils ca. 4 kg beschwert, um dem Auftrieb der Ballons entgegenzuwirken. An dem anderen Ende des Netzes befinden sich drei miteinander verbundene Reifen aus Plastik, welche der Konstruktion eine gewisse Stabilität verleihen sollen. Die Blasen-Netz-Konstruktion hat eine Höhe von etwa 2,5 m und einen Durchmesser von 80 cm. Der Aufbau der Blasen-Netz-Konstruktion ist der unteren Abbildung zu entnehmen.



Trotz einer nicht 100%ig platzierten Blasen-Netz-Konstruktion werden Messungen vorgenommen, um eine Tendenz ersichtlich zu machen.
Die gemessenen Werte sind abhängig von der Messtiefe und des Messortes im Trog. Dies ist auf die unregelmäßige Verteilung der Luftballons im Trog zurückzuführen. Positioniert man das Hydrophon in einer Wassertiefe von 1,5 m und einer Entfernung von 50 cm zum Pfahl lassen sich ein SEL-Wert von 156,46 bis 158,66 und ein L_{peak}-Werte von 179,21 bB bis 185,22 dB ermitteln. Vergleicht man diese Werte mit denen aus Kapitel 4.2 ist eine Reduzierung des SEL von 15 dB bis 22 dB und eine Reduzierung des L_{peak}-Wertes von 19 dB bis 26 dB ersichtlich. Stellt man die Ergebnisse von denen eines Blasenschleiers mit denen der Blasen-Netz-Konstruktion gegenüber, fällt auf, dass die Reduzierung des SEL bei der Blasen-Netz-Konstruktion deutlich größer ist und die des L_{peak} bei dem Blasenschleier. Es ist zu erwarten, dass bei genauerer Platzierung des Blasen-Netzes weitaus höhere Lärmminderungserfolge erzielt werden können. Dieses Schallminderungskonzept hat daher sehr große Erfolgschancen, wenn es gelingen sollte, eine Konstruktion zu erschaffen, die auch im Offshore-Bereich angewendet werden kann.

Literatur

Elmer, K.-H., (2007); *Schallemissionen beim Rammen von Offshore-Fundamenten*, 2. Wissenschaftstage des Bundesumweltministeriums zur Offshorer-Windenergienutzung, TU-Berlin, 20.-21. Febr. 2007.
Noise Emissions during Pile Driving of Offshore Foundations, Conference Proceedings; Morkel, Toland, Wende, Koeppel (Edts), Sept. 2007.

Autoren

Kristian Branz k.branz@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig www.IGB-TUBS.de
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig Tel.: 0531 391-62000

3. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2011

Dipl.-Ing Philipp Busch

Untersuchungen zur Herstellung und Tragfähigkeit von Vollverdrängungsbohrpfählen

(Kurzfassung)

Untersuchungen zur Herstellung und Tragfähigkeit von Vollverdrängungsbohrpfählen

P. Busch

1 Einleitung

Pfahlgründungen unterliegen durch Kostendruck und umwelttechnische Auflagen einer rasanten, technischen Entwicklung. Mit dem wirtschaftlichen Druck, Pfähle immer kostengünstiger herzustellen, wächst auch der Zwang zur Entwicklung neuer Herstellungsmethoden, die Erschütterungen und Lärm vermeiden und die Förderung von entsorgungspflichtigem Bohrgut an die Oberfläche gering halten. In dieses Segment fallen die Teil- und Vollverdrängungsbohrpfähle.

Die Arbeit befasst sich mit solchen Pfählen und begleitet ein Versuchsfeld in der ersten Testphase, in dem die Herstellung und Tragfähigkeit von Teil- und Vollverdrängungsbohrpfählen untersucht wird. Neben den praktischen Tätigkeiten, wie der Durchführung von statischen Probebelastungen auf dem Versuchsfeld, werden umfassende Auswertungen zu den Baugrunduntersuchungen und den Probebelastungen durchgeführt. Zusätzlich werden Zusammenhänge zwischen den analysierten Telemetriedaten und der Tragfähigkeit aufgezeigt, diskutiert und festgehalten.

Während der letzten Jahre wurden viele verschiedene Vollverdrängungsbohrpfähle bzw. Schraubpfahlsysteme in unterschiedlichen Ländern entwickelt – insbesondere in den Benelux-Ländern. Einen Überblick der auf dem Markt gebräuchlichen Systeme ist am Anfang der Arbeit dargestellt. Schraubpfähle werden dabei mit einer Kombination aus Drehmoment und vertikalem Vorschub in den Boden eingebracht und verdrängen dabei den Boden im Wesentlichen seitlich. Schraub- bzw. Vollverdrängungsbohrpfähle kombinieren die Vorteile anderer Pfahlsysteme. So können hohe Produktionsleitungen und große Trag-

fähigkeiten von Rammpfählen ebenfalls mit Schraubpfählen erzielt werden. Schraubpfähle können darüber hinaus auch insbesondere dort eingesetzt werden, wo kostengünstigere Rammpfähle aus Gründen des Lärmschutzes und der Vermeidung von Erschütterungen nicht ausführbar sind. Da es bei Vollverdrängungsbohrpfählen keine nennenswerte Bodenförderung gibt, werden diese Systeme bevorzugt bei kontaminierten Böden eingesetzt, da zum Einen der anschließende kostenpflichtige Abtransport und zum Anderen die kostenintensive Reinigung des Aushubmaterials eingespart wird.

Das Eindring- und Tragverhalten der einzelnen Schraubpfähle ist weitestgehend unerforscht, da sich die Schraubpfahlsysteme selbst untereinander stark in ihrer Verdrängungswirkung und somit auch im Tragverhalten unterscheiden (Vermeer et al., 2008). Dies liegt in den unterschiedlichen Pfahlsystemen begründet, welche sich sowohl in der Herstellungsmethode als auch an den eingesetzten Bohrwerkzeugen unterscheiden.

2 Pfahlherstellung

Im Allgemeinen wird davon ausgegangen, dass beim Herstellungsvorgang eine Bodenverdichtung eintritt und dadurch höhere Pfahlmantelreibungen und -spitzendrücke erzielt werden. Die daraus resultierende wirtschaftlichere Pfahlbemessung ist allerdings nicht ohne weiteres umzusetzen, da sich bei der Pfahlherstellung die Bodenzustandsparameter verändern. So kann es je nach Herstellungsparametern zu Entspannungen oder bei Teilverdrängungsbohrpfählen zu Auflockerungen durch Bodenförderung kommen. Die Folgen sind im schlimmsten Fall Bauschäden und die Verschlechterung des Baugrunds. Besonders nachteilig wirkt sich dies im Rahmen der Nutzung von Bestandspfählen wie z.B. bei der Elbphilharmonie (Franke und Woldt, 2009) aus. Darüber hinaus liegen bislang keine gesicherten Erkenntnisse zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Vollverdrängungsbohrpfählen vor. Zur Bestimmung der statischen Grenztragfähigkeit werden daher in der Regel statische oder dynamische Pfahlprobebelastungen durchgeführt. Da diese zeit- und kostenintensiv sind, müssen neue Konzepte zur Ermittlung der Pfahltragfähigkeit entwickelt werden.

Aufgrund dieser Erfahrungen und zur Gewinnung weiterer Erkenntnisse über die Herstellung und das Tragverhalten von Vollverdrängungsbohrpfählen hat die Fa. Bauer Maschi-

nen in Zusammenarbeit mit der Technischen Universität Hamburg-Harburg ein Versuchsfeld im Hamburger Hafen eingerichtet. Auf dem Versuchsfeld wurde der Full Displacement Pile mit Lost Bit (FDP lost bit) der Fa. Bauer mit zwei verschiedenen Durchmessern eingesetzt und mit Teilverdrängungsbohrpfählen (Partial Displacement Pile, PDP) sowie normalen Schneckenortbetonpfählen (SOB) verglichen, siehe Bild 1.

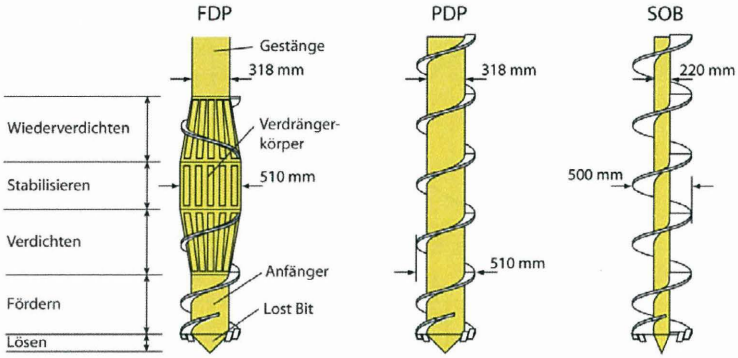


Bild 1: Auf dem Versuchsfeld eingesetzte Bohrwerkzeuge

Eine ausführliche Beschreibung des Vollverdrängerpfahlsystems der Firma Bauer sowie Ausführungsbeispiele sind in der Arbeit dargestellt. Darüber hinaus wird sich mit dem System zur Erfassung der Herstellparameter auseinander gesetzt und ein ausführlicher Bericht mit kritischen Analysen zu allen bisherigen Tests zum FDP-System erstellt. Weiterhin wird das Versuchsfeld im Hamburger Hafen vorgestellt und das Untersuchungskonzept mit allen Baugrunderkundungen, Messeinrichtungen, der Pfahlherstellung und den Pfahlprüfungen detailliert erläutert. Ein vereinfachtes Bodenprofil ist in links neben den Ergebnissen der Inklinometermessungen in Bild 2 dargestellt.

3 Änderung der Bodenzustandsparameter infolge der Pfahlherstellung

Der hellblau, gestrichelte Verlauf im linken Diagramm des Bildes 2 zeigt die horizontalen Bodenverschiebungen im Abstand vom zweifachen Pfahldurchmesser zu dem Zeitpunkt an, bei dem sich das Bohrwerkzeug auf Endtiefe befindet. Zum besseren Verständnis ist in dem Diagramm auch der Verdrängerkörper höhenmaßstabsgerecht in dem fertigen Pfahl

eingezeichnet. Da die Bohrlochwandung im oberen Bereich nicht durch das Bohrgestänge gestützt ist, kann sich der Boden oberhalb des Verdrängerkörpers wieder entspannen. Die daraus resultierenden Auflockerungen im Boden werden durch das Nachverdichten und Betonieren während des Ziehvorganges wieder beseitigt.

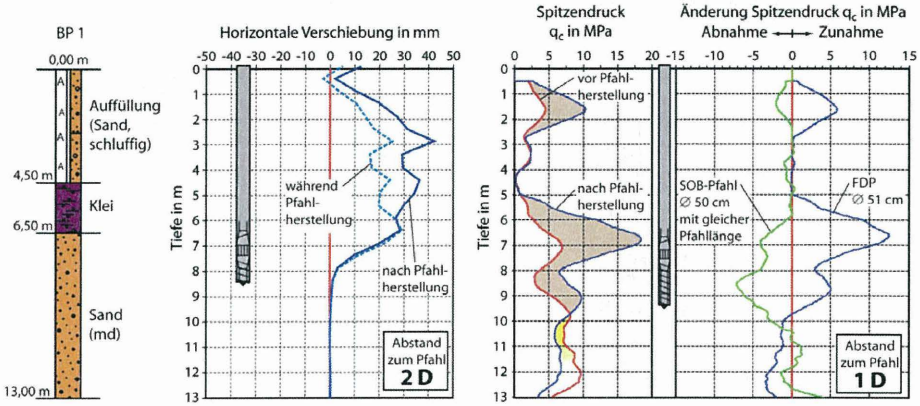


Bild 2: Horizontale Bodenverformungen (links) und Änderung des Spitzendruckes (rechts) infolge der Herstellung eines FD-Pfahls in unterschiedlichen Abständen zum Pfahl

Der dunkelblaue Verlauf im linken Diagramm zeigt die zusätzlichen Verschiebungen nach dem Zieh- und Betoniervorgang an. Bis zu einer Tiefe, bis zu der der Verdrängerkörper abgebohrt worden ist, stellen sich horizontale Verschiebungen von bis zu 4 cm ein. In einem Abstand vom dreifachen Pfahldurchmesser treten bleibende Verformungen im Mittel von 2 cm auf. Die oberflächennahen Verformungen werden infolge von Überfahrten der Bohrfahrzeuge verfälscht und repräsentieren somit nicht das Verdrängungsverhalten des FD-Pfahls.

Durch die Pfahlherstellung wird der anstehende Boden überwiegend seitlich verdrängt. Dadurch erhöhen sich die Lagerungsdichte und der Spannungszustand im Boden. Dies bewirkt eine Zunahme des Spitzendruckwertes eines CPT's. Einen funktionalen Zusammenhang zwischen dem Spitzendruck, der Lagerungsdichte und dem Spannungszustand im Boden finden sich für Hamburger Sande in Grabe und König (2004).

Die Veränderungen im Boden können daher anhand von CPT's aufgezeigt werden, welche vor und nach Pfahlherstellung durchgeführt worden sind (siehe Bild 2, rechts). In der Auffüllung und in der weichen Kleischicht sind diese Effekte nicht so ausgeprägt wie in der tragfähigen Sandschicht. Hier ergeben sich lokale Spitzendruckzunahmen um bis zu 12 MPa. Die Erhöhungen reichen in etwa bis zu der Tiefe, bis zu der der Verdrängerkörper abgebohrt worden ist. Unterhalb des Verdrängerkörpers ergeben sich geringe Spitzendruckabnahmen, siehe gelb markierte Flächen in Bild 2 rechts. Diese reichen i.d.R. von der Verdrängerunterkante über die Schneckenwendel bis 0,5 bis 1 m unterhalb des Bohrwerkzeugs. Die darunter liegenden Abweichungen resultieren aus Bodeninhomogenitäten.

In der rechten Diagrammhälfte sind zum Vergleich die Spitzendruckänderungen vor und nach Herstellung eines FD-Pfahls mit denen eines normalen SOB-Pfahls bei gleicher Pfahllänge verglichen. Durch die Bodenförderung des Bohrpfahls werden sowohl die Lagerungsdichte als auch der Spannungszustand im Boden verringert, was eine Reduzierung des Spitzendruckwertes bewirkt. Diese Auflockerungen können bei fehlerhaftem Abbohren erheblich sein, siehe Fleming (1995). Mit dem optimalen Verhältnis von Abbohrgeschwindigkeit zu Umdrehungsrate können diese Effekte auf das hier dargestellte Maß reduziert werden, siehe Viggiani (1993) und Van Impe et al. (1997).

Die Bodenveränderungen infolge der Herstellung von Teilverdrängungspfählen liegen zwischen den beiden genannten Pfahltypen. In locker gelagerten Bodenschichten (q_c < 7,5 MPa) ergeben sich leichte Spitzendruckzunahmen, während hingegen in mitteldicht bis dicht gelagerten Bodenschichten (q_c > 10 MPa) sich eine Reduzierung des Spitzendruckes einstellt.

Eine vollständige Auswertung aller durchgeführten Untersuchungen befindet sich in der Arbeit. Insgesamt zeigen die Ergebnisse, dass der Einflussbereich des FD-Pfahls bei circa dem dreifachen des Pfahldurchmessers liegt, siehe auch Busch et al. (2010). Neben den zahlreichen Baugrunduntersuchungen und den pfahlherstellungsbegleitenden Untersuchungen wurden auch die durchgeführten Probebelastungen ausgewertet.

4 Pfahltragfähigkeiten

Mit einem maximalen Drehmoment von 200 kNm und einer maximalen Vertikalkraft von 108 kN wurden mit dem FDP-System Einbindetiefen zwischen 1,5 und 7 m in mitteldicht gelagertem Sand (q_c = 10 – 15 kN/m²) bei einer Gesamtpfahllänge von 8,4 bis 14 m erreicht. Die daraus resultierenden Grenztragfähigkeiten liegen zwischen 2 und 4 MN. Die Streuung zwischen den Grenztragfähigkeiten wird zum einen durch den Durchmesser und die Pfahllänge hervorgerufen, wie es anhand der drei Widerstandsetzungslinien der FD-Pfähle in Bild 3 zu sehen ist. Zum anderen aber auch durch die unterschiedlichen Bodenverhältnisse auf dem Testfeld.

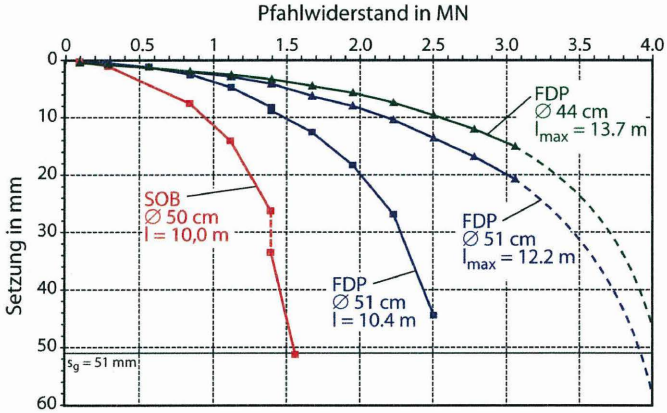


Bild 3: Vergleich der Grenztragfähigkeiten von FD- und SOB-Pfählen

Aus den beiden linken Widerstandsetzungslinien ist zu erkennen, dass der Unterschied in der Grenztragfähigkeit zwischen einem FD-Pfahl und einem Bohrpfahl bei gleichem Durchmesser und gleicher Pfahllänge ca. 1 MN beträgt. Die Tragfähigkeit eines Teilverdrängungsbohrpfahls liegt etwa zwischen dem FD- und dem SOB-Pfahl und weist eine Grenztragfähigkeit von 2,1 MN auf. Weitere Analysen und Vergleiche bezüglich des Eindring- und Tragverhaltens von FD-Pfählen befinden sich in der Arbeit. So konnte z.B. festgestellt werden, dass durch die Verwendung einer Vorlaufschnecke unterhalb des Verdrängerkörpers tiefer in die Sandschicht abgebohrt werden konnte und daher im Regelfall die Tragfähigkeiten der Pfähle höher liegen, die mit einer Vorlaufschnecke hergestellt wurden. Das bedeutet, dass die Pfahltragfähigkeit stärker durch die zusätzlich mobi-

lisierte Mantelreibung infolge der größeren Einbindelänge ansteigt als dass diese durch die negativen Auswirkungen durch den entspannten Boden im Bereich der Vorlaufschnecke vermindert wird.

5 Korrelation zwischen Eindringwiderstand und Pfahltragfähigkeit

Weiterhin werden in erste Ansätze zur Entwicklung eines Berechnungsverfahrens auf empirischer und theoretischer Basis zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit von Vollverdrängerpfählen anhand der Herstellparameter gegeben. Dafür werden erste Grundsatzüberlegungen sowie erste mechanische Ansätze und Modellvorstellungen zum FDP-System vorgestellt und die Telemetriedaten des Herstellprozesses einer kritischen Analyse in Hinblick auf den Eindringwiderstand des Bohrwerkzeugs unterzogen.

Um den Eindringwiderstand eines gebohrten Pfahls gegenüber dem Boden erfassen zu können, hat die Firma BAUER Maschinen einen α-Wert definiert, welcher aus den Herstellparametern berechnet werden kann:

$$\alpha = \frac{M}{E} \tag{1}$$

Der α-Wert gibt das Verhältnis von Drehmoment M zur Eindringrate E an. Die Eindringrate selber ist definiert als der Quotient von Vorschubgeschwindigkeit v zu Umdrehungsrate n und gibt an, wie viel Zentimeter pro Umdrehung das Bohrwerkzeug in den Boden eindringt. Je höher der α-Wert ist, desto schwieriger ist es in den anstehenden Boden abzubohren und desto größer ist folglich auch die Tragfähigkeit des Bodens. Bei einem Vergleich zwischen dem α-Wert und dem Spitzendruckwiderstand zeigt sich ein qualitativ gleicher Verlauf über die Tiefe, so dass der α-Wert somit auch als ein Maß für den Eindringwiderstand herangezogen werden kann.

Um aus den Herstellparametern einen Zusammenhang zur Grenztragfähigkeit abzuleiten, wurden Variationsanalysen durchgeführt. Diese haben ergeben, dass für den Hamburger Bodenaufbau die Grenztragfähigkeit für FD-Pfähle mit Hilfe eines linearen Zusammenhangs mit einer Genauigkeit von ±15 % berechnet werden kann. Die empirisch ermittelte Gleichung wurde anhand von Messdaten des Testfeldes ermittelt und kann insofern auch

nur für eine erste Abschätzung für Pfähle mit identischem Herstellverfahren und ähnlichem Bodenaufbau genutzt werden. Derzeit laufen auf verschiedenen internationalen Baustellen Tests zur Überprüfung und Erweiterung der Formel für andere Bodenverhältnisse und Pfahldurchmesser.

Da die Berechnung des α-Wertes nach Gleichung 1 nicht physikalisch begründet ist, einen zu großen Schwankungsbereich aufweist und zudem mehrere Extremwerte besitzt sowie unterschiedliche Abbruchverhalten aufweist, ist die Herleitung einer neuen Definition des Eindringwiderstandes notwendig geworden. Grundlage zur Herleitung solch einer neuen Definition ist die Leistung des Bohrgerätes, die am Kraftdrehkopf über das Gestänge und das Bohrwerkzeug in den Boden eingeleitet wird, zu erfassen. Die Verdrehung und Stauchung des Gestänges unter maximaler Lasteinwirkung sind so minimal, dass diese vernachlässigt werden können. Die Leistung, die zum Abbohren benötigt und am Kraftdrehkopf aufgebracht wird, kann somit auch am Bohrwerkzeug angesetzt werden und ist definiert als der Quotient aus Arbeit W und Zeit t. Die Arbeit setzt sich zusammen aus der Addition von Vertikalkraft F multipliziert mit der Eindringtiefe s und dem Drehmoment M multipliziert mit dem Drehwinkel ψ. Um einen Zusammenhang zwischen der Gesamtleistung und dem Bodenwiderstand zu erzielen, wird die Gesamtleistung durch die Summe aus Vorschubgeschwindigkeit v und Winkelgeschwindigkeit ω dividiert:

$$\alpha_{new} = \frac{(F \cdot s + M \cdot \psi)/t}{v + \omega} = \frac{F \cdot s + M \cdot \psi}{s + \psi} \qquad (2)$$

Der neu definierte Eindringwiderstand α_{new} beschreibt somit das Verhältnis von aufgebrachter Gesamtarbeit und der dadurch erreichten Verschiebung des Bohrwerkzeugs aus der Summe von Setzung und Drehwinkel.

Der neue Eindringwiderstand weist im Vergleich zur vorherigen Version einen geringeren Schwankungsbereich und ein markantes Abbruchkriterium am Ende des Abbohrvorgangs auf. Zusätzlich ist die Definition physikalisch nachvollziehbar und es sind alle am Abbohrvorgang beteiligten Größen integriert und somit alle wichtigen Herstellparameter berücksichtigt.

6 Zusammenfassung

Resümierend kann gesagt werden, dass im Rahmen der Arbeit der Verdrängungseffekt eines Vollverdrängungsbohrpfahls anhand der Spitzendruckverläufe und der horizontalen Verschiebungen aufgezeigt wird und somit die Unterschiede im Tragverhalten zu Bohrpfählen verdeutlicht werden. Da die Tragfähigkeiten von Bohrpfählen nicht auf Schraubpfähle übertragen werden können, ist es für die Baupraxis wünschenswert aus den beim Eindringvorgang ermittelten Messdaten direkt auf die Pfahltragfähigkeit schließen zu können. In der vorliegenden Arbeit wird ein Zusammenhang zwischen den beim Herstellungsvorgang ermittelten Messdaten und der Pfahltragfähigkeit hergeleitet. Implementiert man dieses Berechnungsverfahren auf ein Bohrgerät, so hat der Ingenieur auf der Baustelle einen ersten Anhaltspunkt, ob der herzustellende Pfahl die erforderliche Tragfähigkeit bereits vor der gewünschten Endtiefe erreicht hat oder ob dieser gegebenenfalls länger hergestellt werden muss, um auf die erforderliche Tragfähigkeit zu gelangen.

Danksagung

Ein großer Teil der vorgestellten Arbeit entstand im Rahmen meiner Diplomarbeit am Institut für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg. An dieser Stelle sei Herrn Prof. Grabe für die Betreuung und die fachkompetente Hilfe während der Auswertungen gedankt. Ebenso ermöglichte es mir Herr Prof. Grabe weiter auf dem Gebiet der Pfahlherstellung und den daraus resultierenden Veränderungen im Boden als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik und Baubetrieb der TUHH zu forschen.

Weiterhin möchte ich mich bei der Firma BAUER Maschinen GmbH bedanken, die es mir ermöglicht hat an realen Messungen mitzuwirken. Für die zur Verfügung gestellten Messdaten und die konstruktive Auseinandersetzung und allseitige Bereitschaft zur Diskussion seien insbesondere Herrn Gerressen und Herrn Ulrich gedankt.

Literatur

Busch P. (2008): Untersuchungen zur Herstellung und Tragfähigkeit von Teil- und Vollverdrängerpfählen. *Diplomarbeit, Technische Universität Hamburg-Harburg*

Busch P., Grabe J., Gerressen F.W. und Ulrich G. (2010): User of displacement piles for reinforcement of existing piles. *Proc. of DFI and EFFC 11th Int. Conf. in the DFI series: Geotechnical Challenges in Urban Regeneration in London/UK, S. 113-119*

Fleming W.G.K. (1995): The understanding of continuous flight auger piling, its monitoring and control. *Proceedings, Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering, Vol. 113, S. 157-165*

Franke J. und Woldt J. (2009): Die Gründung der Elbphilharmonie Hamburg. *Pfahlsymposium 2009, in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 888, S. 147-169*

Grabe J. und König F. (2004): Zur aushubbedingten Reduktion des Drucksondierwiderstandes. *Bautechnik 81, 7*

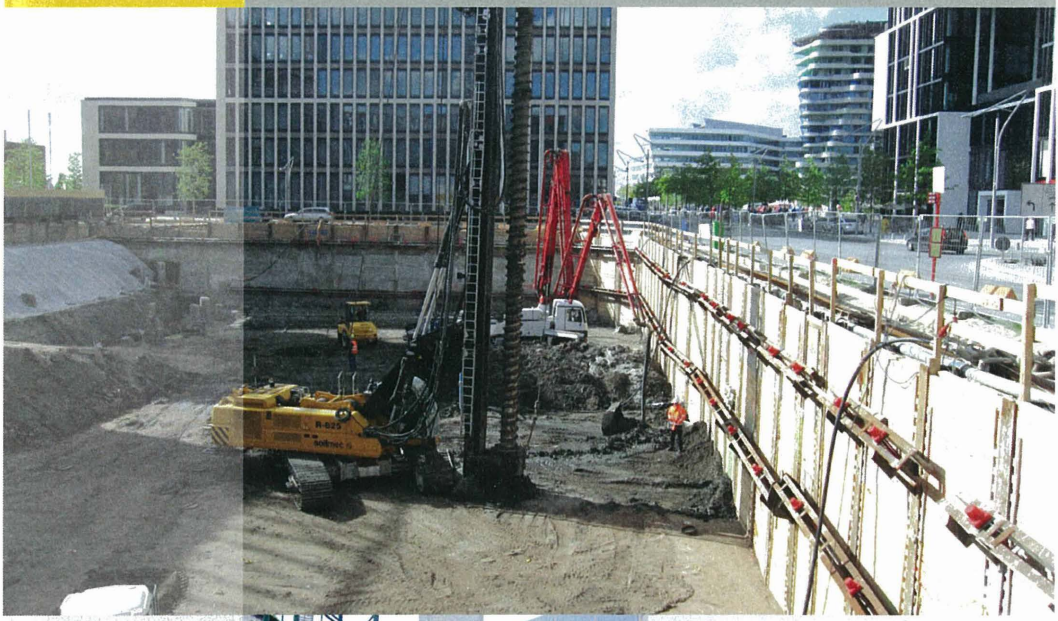
Van Impe W.F. und Peiffer H. (1997): Influence of screw pile installation on the stress state in the soil. *Design of Axially Loaded Piles – European Practice, (Hrsg.: De Cock, Legrand), Rotterdam*

Vermeer P., Bernecker O. und Weirich, T. (2008): Schraubpfähle: Herstellung, Tragfähigkeit und numerische Modellierung. *Bautechnik 3*

Dipl.-Ing. Philipp Busch philipp.busch@tu-harburg.de

Institut für Geotechnik und Baubetrieb
Technische Universität Hamburg-Harburg www.tu-harburg.de/gbt
Harburger Schloßstraße 20, 21079 Hamburg Tel.: 040 / 42878 - 4057

FRANKI GRUNDBAU



Komplette Grundbauprojekte

- Pfahlgründungen
- Baugruben
- Schlitzwände
- Dichtwände
- Gebäude-sicherungen
- Boden-verbesserungs-techniken

FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG
Hittfelder Kirchweg 24-28
21220 Seevetal
Telefon 04105-869-0

www.franki.de





KOMPETENZ
AUF DIE SIE BAUEN KÖNNEN

Von der Erfindung Edgard Frankignouls bis zum Megapfahl

Werner Brieke, Thomas Garbers

1 Einleitung

Mit der Erfindung des FRANKIPFAHLS durch den belgischen Unternehmer Edgard Frankignoul im Jahr 1908 begann eine neue Epoche in der Geschichte der Pfahlgründungen. Bis zu dieser Zeit konnten Pfahlgründungen fast ausschließlich mit Rammpfählen aus Holz und seit Ende des 19. Jahrhunderts auch mit eingerammten bewehrten Betonfertigpfählen ausgeführt werden. Die Erfindung Frankignouls war durch zwei spezielle Merkmale gekennzeichnet. Zum einen war es jetzt erstmals möglich einen bewehrten Ortbetonpfahl herzustellen, der sowohl in seiner Länge variabel an die vorhandenen Baugrundverhältnisse angepasst werden konnte, zum anderen konnte mit dem neuen Verfahren ein vergrößerter Pfahlfuß ausgerammt werden, wodurch die Pfahltragfähigkeit enorm gesteigert werden konnte (Bild 1). Gebrauchslasten von 1,5 MN waren mit dem neuen Pfahlsystem zielsicher in der täglichen Baupraxis erreichbar. Probebelastungen aus den Anfangsjahren zeigten aber schon höhere Tragfähigkeiten auf.

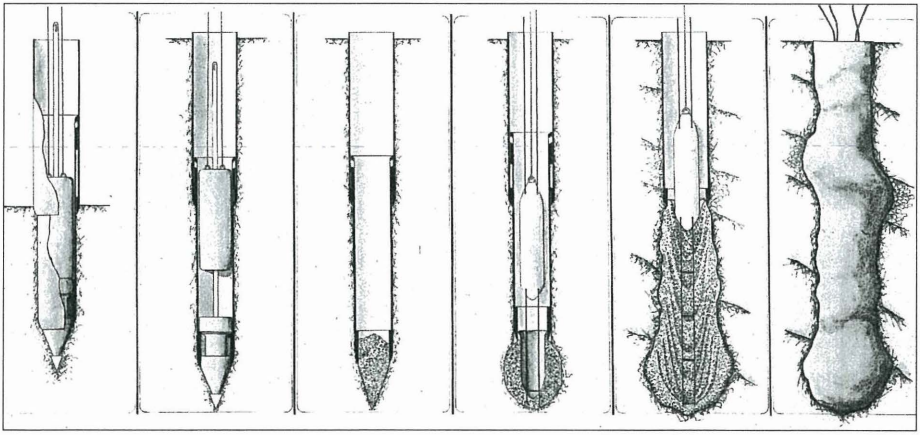
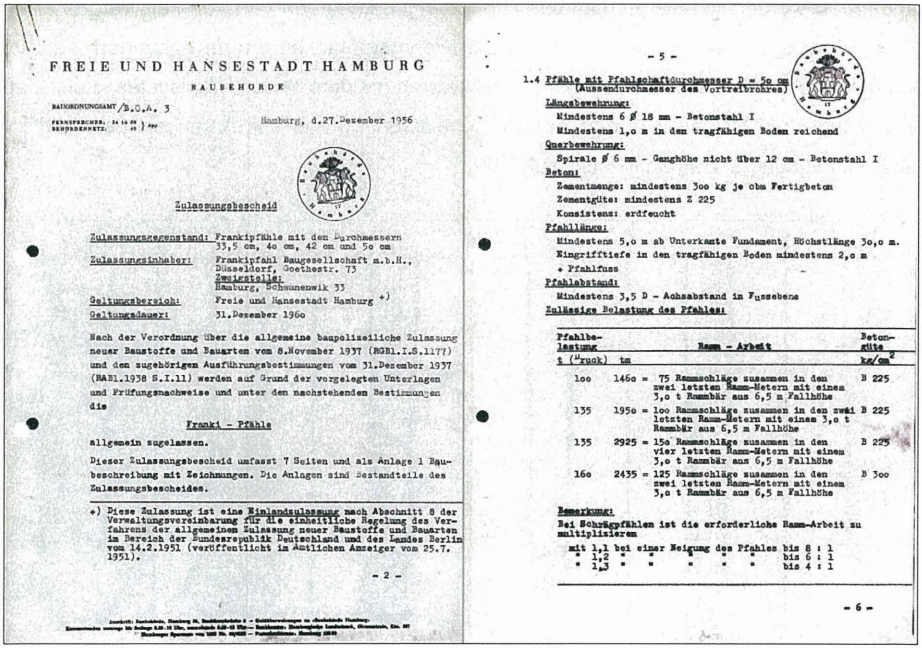


Bild 1: Herstellung des FRANKIPFAHLS nach einem Prospekt von 1913

2 Erste Bemessungsregeln für die äußere Tragfähigkeit

Durch die erfolgreiche Anwendung des FRANKIPFAHLS in den folgenden Jahren und einer Vielzahl ausgeführter statischer Probebelastungen konnte 1956 eine bauaufsichtliche Zulassung für dieses Pfahlsystem erteilt werden, die sogenannte Hamburger Zulassung (Bild 2). Neben Hinweisen für die Pfahlherstellung enthielt sie auch Angaben für die Pfahlbemessung. Mit Hilfe von Rammkriterien, in denen der Zusammenhang zwischen Rohrdurchmesser, zugehörigem Rammbärgewicht, der Anzahl der Rammschläge auf den letzten beiden Rammmetern und der zulässigen Gebrauchslast abgebildet wurden, war eine zielgerichtete und auf der Baustelle einfach anzuwendende Pfahlbemessung möglich. Die Rammkriterien der Hamburger Zulassung galten zunächst für FRANKIPFÄHLE mit Rohrdurchmessern bis 500 mm und Gebrauchslasten bis zu 1,6 MN. Später wurden die Bemessungsregeln um die Rohrdurchmesser 560 mm und 610 mm erweitert. Damit wurde eine Steigerung der zulässigen Pfahltragfähigkeit auf 2,4 MN möglich.



FREIE UND HANSESTADT HAMBURG

BAUBEHÖRDE

Hamburg, d.27.Dezember 1956

Zulassungsbescheid

Zulassungsgegenstand: Frankipfähle mit den Rohrmessern 33,5 cm, 4o cm, 42 cm und 5o cm

Zulassungsinhaber: Frankipfahl Baugesellschaft m.b.H., Düsseldorf, Goethestr. 73
Zweigstelle: Hamburg, Schwanenwik 33

Geltungsbereich: Freie und Hansestadt Hamburg +)

Geltungsdauer: 31.Dezember 196o

Nach der Verordnung über die allgemeine baupolizeiliche Zulassung neuer Baustoffe und Bauarten vom 8.November 1937 (RGBl.I.S.1177) und den zugehörigen Ausführungsbestimmungen vom 31.Dezember 1937 (RABl.1938 S.I.11) werden auf Grund der vorgelegten Unterlagen und Prüfungsnachweise und unter den nachstehenden Bestimmungen die

Franki - Pfähle

allgemein zugelassen.

Dieser Zulassungsbescheid umfasst 7 Seiten und als Anlage 1 Baubeschreibung mit Zeichnungen. Die Anlagen sind Bestandteile des Zulassungsbescheides.

+) Diese Zulassung ist eine Einlandszulassung nach Abschnitt 9 der Verwaltungsvereinbarung für die einheitliche Regelung des Verfahrens der allgemeinen Zulassung neuer Baustoffe und Bauarten im Bereich der Bundesrepublik Deutschland und des Landes Berlin vom 14.2.1951 (veröffentlicht im Amtlichen Anzeiger vom 25.7. 1951).

- 2 -

- 5 -

1.4 Pfähle mit Pfahlschaftdurchmesser D = 5o cm (Aussendurchmesser des Vortreibrohres)

Längsbewehrung:
Mindestens 6 ⌀ 18 mm - Betonstahl I
Mindestens 1,o m in den tragfähigen Boden reichend

Querbewehrung:
Spirale ⌀ 6 mm - Ganghöhe nicht über 12 cm - Betonstahl I

Beton:
Zementmenge: mindestens 3oo kg je cbm Fertigbeton
Zementgüte: mindestens Z 225
Konsistenz: erdfeucht

Pfahllänge:
Mindestens 5,o m ab Unterkante Fundament, Höchstlänge 3o,o m.
Eingrifftiefe in den tragfähigen Boden mindestens 2,o m
+ Pfahlfuss

Pfahlabstand:
Mindestens 3,5 D - Achsabstand in Fussebene

Zulässige Belastung des Pfahles:

Pfahlbelastung t (P_{zul})	Ramm - Arbeit tm		Betongüte kg/cm²
1oo	146o =	75 Rammschläge zusammen in den zwei letzten Ramm-Metern mit einem 3,o t Rammbär aus 6,5 m Fallhöhe	B 225
135	195o =	1oo Rammschläge zusammen in den zwei letzten Ramm-Metern mit einem 3,o t Rammbär aus 6,5 m Fallhöhe	B 225
135	2925 =	15o Rammschläge zusammen in den vier letzten Ramm-Metern mit einem 3,o t Rammbär aus 6,5 m Fallhöhe	B 225
16o	2435 =	125 Rammschläge zusammen in den zwei letzten Ramm-Metern mit einem 3,o t Rammbär aus 6,5 m Fallhöhe	B 3oo

Bemerkung:
Bei Schrägpfählen ist die erforderliche Ramm-Arbeit zu multiplizieren

mit 1,1	bei einer Neigung des Pfahles	bis 6 : 1
" 1,2	" " " " "	bis 5 : 1
" 1,3	" " " " "	bis 4 : 1

- 6 -

Bild 2: Auszug aus der Hamburger Zulassung von 1956

3 Dimensionierung der Pfahltragfähigkeit über das vergrößerte Fußvolumen mittels Fußbemessungskurven

Einen entscheidenden Fortschritt in der Pfahlbemessung verbunden mit einer weiteren Steigerung der Pfahltragfähigkeit wurde mit der Entwicklung sogenannter Fußbemessungskurven durch den Franki-Mitarbeiter Otto Jörß in den 1970er Jahren erreicht. Jörß hat eine große Anzahl Probebelastungen ausgewertet und einen Zusammenhang zwischen der eingebrachten Rammenergie, dem Betonvolumen für den vergrößerten Pfahlfuß und der Pfahltragfähigkeit hergeleitet. Das Ergebnis waren Fußbemessungskurven für FRANKIPFÄHLE sowohl in nichtbindigen als auch in bindigen Böden. Bild 3 zeigt die Fußbemessungskurven für sandige Böden.

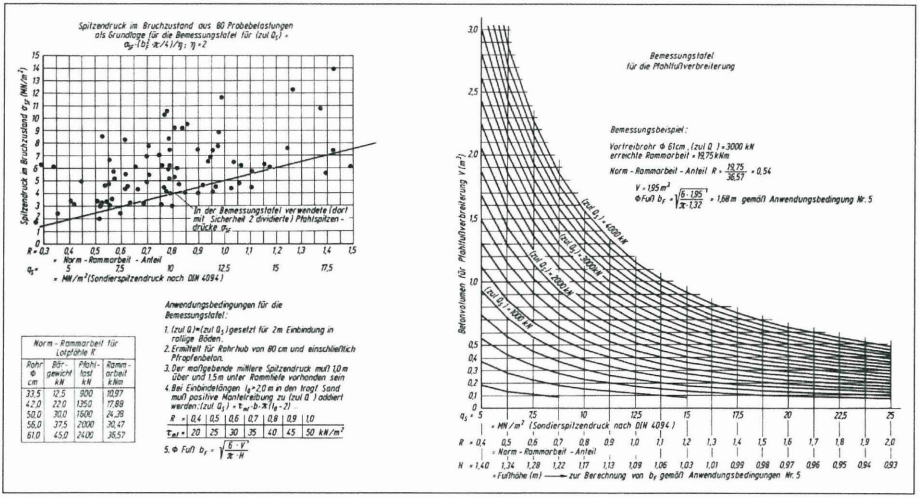


Bild 3: Fußbemessungskurven für FRANKIPFÄHLE in Sand unterschiedlicher Festigkeit nach Jörß

Ein großer Vorteil dieser neuen Bemessungsmethode lag darin, dass jetzt nicht mehr eine bestimmte Anzahl von Rammschlägen auf den letzten beiden Rammmetern und damit eine entsprechende Pfahltiefe erreicht werden mussten, um die zugehörige Pfahltragfähigkeit zu erreichen. Jetzt war es möglich, schon bei geringerer Rammtiefe und damit geringerer aufgebrachter Rammenergie durch eine gezielte Vergrößerung des Pfahlfußes die entsprechende Pfahltragfähigkeit zu erreichen. Mit Hilfe der Fußbemessungskurven konnte die zulässige Gebrauchslast, in Abhängigkeit vom Baugrund, für einen Pfahl mit einem Rammrohrdurchmesser von 610 mm auf bis zu 4 MN gesteigert werden.

In jüngster Zeit wurden die Fußbemessungskurven durch Auswertung zahlreicher neuerer Probebelastungen von Herrn Prof. Kempfert von der Universität Kassel aktualisiert und im Buch EA-Pfähle 2007 veröffentlicht. Gemäß dem inzwischen eingeführten Teilsicherheitskonzept sind in diesen neuen Fußbemessungskurven die Pfahlfußwiderstände für FRANKI-PFÄHLE im Grenzzustand der Tragfähigkeit angegeben bis zu maximalen Pfahlfußwiderständen von 8 MN.

4 Weiterentwicklung des FRANKIPFAHLS zum Megapfahl

Mit dem Bau neuer Kraftwerke in den letzten Jahren kam eine neue Aufgabenstellung auf die Tiefgründung solcher Bauwerke zu. Die Aufgabe bestand darin, sehr hohe Bauwerkslasten sicher auf begrenzter Grundfläche zu gründen. Diese Forderung ergab sich zum einen aus den begrenzten Platzverhältnissen infolge weiterer angrenzender Bauwerke, zum anderen um die Größe der erforderlichen Fundamentplatten wirtschaftlich zu optimieren.

Durch das bekannt günstige Widerstands-Setzungsverhalten des FRANKIPFAHLS lag es nahe nach einer Lösung zu suchen, wie die bekanntermaßen hohe Tragfähigkeit dieses Pfahlsystems noch weiter gesteigert werden konnte. Als Ziel wurde eine Gebrauchslast von 6 MN und damit ein Pfahlwiderstand im Grenzzustand von 12 MN angestrebt. Um das zu erreichen, musste der bis dahin verwendete maximale Rohrdurchmesser von 610 mm auf 710 mm vergrößert werden. Als Konsequenz hieraus musste auch das erforderliche Rammbärgewicht auf eine Masse von 6,5 t erhöht werden.

Die deutlichen Vergrößerungen von Rohrdurchmesser und Bärgewicht wiederum bedingten eine entsprechende Anpassung der FRANKI-Ramme. Das Ergebnis ist die neue von FRANKI Grundbau selbst entwickelte und gebaute Ramme vom Typ 350 Ti (Bild 4). Bei ihr wird der Rammbär nicht mehr mit Hilfe einer Winde gehoben sondern durch einen großen Hydraulikzylinder. Gleichzeitig konnte die Schlagfrequenz um ca. 20 % gesteigert werden.

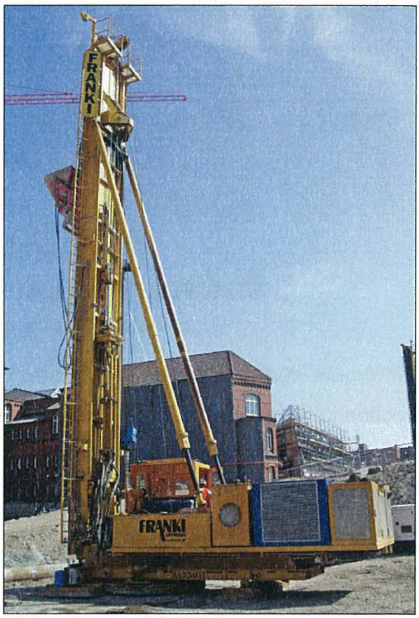


Bild 4: Frankiramme 350 TI

4.1 Erste Großversuche mit dem Megapfahl

Um die Machbarkeit und Tragfähigkeit des neuen FRANKIPFAHLS zu erproben, wurden auf einem Baufeld in Hamburg Proberammungen ausgeführt und 2 Probepfähle hergestellt. Das Bodenprofil wies unterhalb einer 2 m mächtigen Auffüllung eine Klei- und Torfschicht bis in eine Tiefe von 8 m auf. Darunter folgten mitteldicht gelagerte Sande mit eingelagerten Schluffschichten. Probepfahl 1 wurde mit einer Pfahllänge von 15 m hergestellt und erhielt einen vergrößerten Pfahlfuß mit einem Volumen von 2,2 m³. Probepfahl 2 wurde mit einer Pfahllänge von nur 13 m und einer zusätzlichen Kiesvorverdichtung im Fußbereich hergestellt. Bild 5 zeigt das normale Herstellverfahren des FRANKIPFAHLS und Bild 6 das Verfahren der Kiesvorverdichtung als tragfähigkeitssteigernde zusätzliche Bodenverbesserungsmaßnahme.

An den Probepfählen wurden dynamische Probebelastungen mit einer Fallmasse von 10 t durchgeführt. Der maximale Pfahlwiderstand konnte bis zu einer Größe von 14 MN geweckt werden ohne den Grenzzustand zu erreichen. Bild 7 zeigt das Ergebnis für den Probepfahl 2. Es sei hier noch einmal darauf hingewiesen, dass dieser enorme Pfahlwiderstand in einer Absetztiefe erreicht wurde, in der die ursprüngliche Lagerungsdichte des anstehenden Bodens lediglich eine mitteldichte Lagerung aufweist ($q_c \approx 10$ MN/m²).

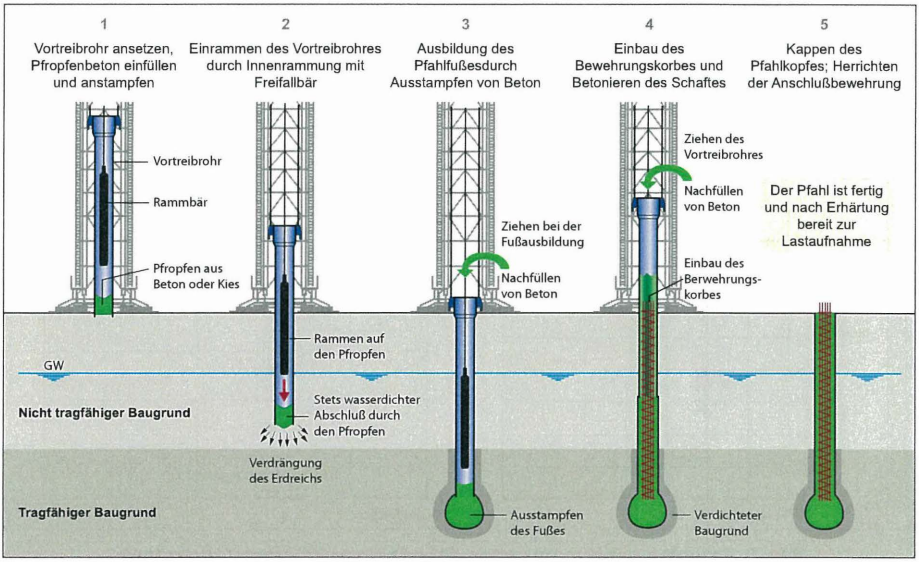


Bild 5: Herstellung des FRANKIPFAHLS

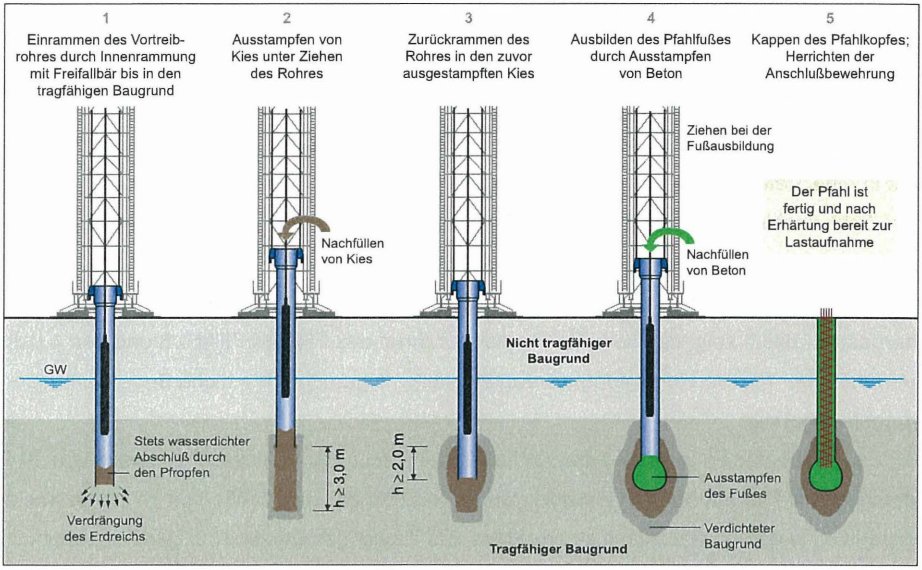


Bild 6: Herstellung des FRANKIPFAHLS mit Kiesvorverdichtung

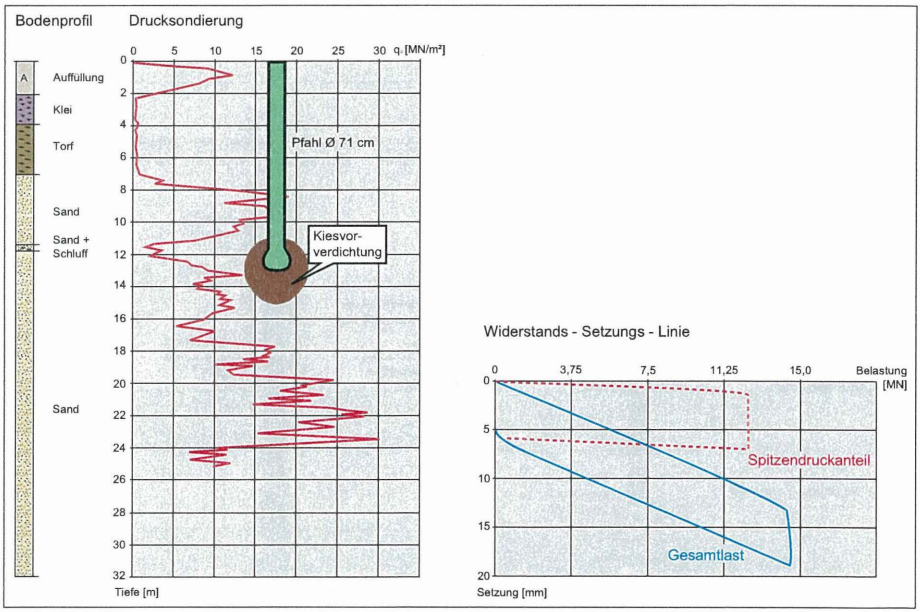


Bild 7: Ergebnis der dynamischen Probebelastung eines Megapfahls auf einem Baufeld in Hamburg

Die neue Gerätetechnik und die ersten Megapfähle hatten damit ihre Erprobung erfolgreich bestanden und den Nachweis erbracht, dass ein Pfahlwiderstand im Gebrauchszustand von 6 MN sicher erreicht werden kann.

4.2 Erste Bauausführung des Megapfahls beim Neubau des Kohlekraftwerks in Wilhelmshaven

Die Baufläche für den Bau des neuen Kohlekraftwerks in Wilhelmshaven liegt westlich des Jade-Fahrwassers. Vor der Herstellung der Deichlinie sowie der flächenhaften Auffüllung handelte es sich hierbei um ein typisches Marschgebiet. Die Basis der holozänen Bodenschichten aus Klei, Torf und Wattsanden und damit der Beginn des tragfähigen Baugrundes liegt zwischen 18 und 26 m Tiefe unter Gelände.

Entgegen seiner ursprünglichen Absicht, die Vergabe des Neubaus an einen Generalunternehmer als Komplettleistung zu übertragen, entschied sich der Bauherr im Zuge der Auftragsverhandlungen, die Tiefgründungsarbeiten direkt an FRANKI Grundbau zu vergeben.

Im Zuge der Ausführungsplanung wurde die Pfahlgründung der Hauptgebäude komplett überarbeitet und konnte so hinsichtlich der eingesetzten Pfahlsysteme, der Pfahllasten und der Pfahlanzahl optimiert werden. Zur Ausführung kamen für die meisten Bauwerksteile Simplexpfähle für Gebrauchslasten bis zu 2,8 MN und Rammtiefen bis zu 30 m sowie FRANKI-PFÄHLE für Gebrauchslasten bis zu 3,4 MN und Rammtiefen bis zu 28 m.

Die Gründung einiger Silobauwerke stellte aber eine besondere Herausforderung dar. Aufgrund der enormen Bauwerkslast einerseits und der begrenzten Platzverhältnisse andererseits musste hierfür eine neue Lösung gefunden werden. Mit dem zwischenzeitlich im Großversuch auf dem Baufeld in Hamburg erfolgreich erprobten Megapfahl sollte die Tiefgründung der Silos



Bild 8: Aufbau der statischen Probebelastung für eine maximale Versuchslast von 15 MN

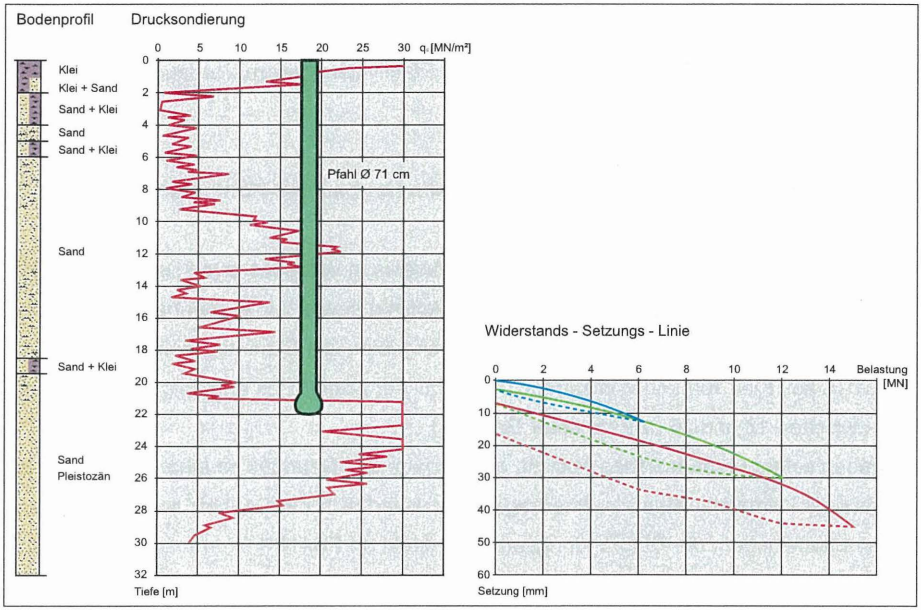


Bild 9: Ergebnis der statischen Probebelastung eines Megapfahls, Steinkohlekraftwerk Wilhelmshaven

realisiert werden. Der Nachweis, dass auch in den Baugrundverhältnissen auf dem Kraftwerksgelände in Wilhelmshaven eine Pfahllast von N_k = 6 MN und damit ein Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit von $R_{1,k} \geq 12$ MN sicher erreicht wird, wurde mit jeweils zwei statischen und dynamischen Probebelastungen erbracht. Bild 8 zeigt den Aufbau der für eine maximale Last von 15 MN ausgelegten statischen Probebelastung, Bild 9 zeigt die Baugrundsituation und das Ergebnis der Probebelastung. Bei der maximalen Versuchslast von 15 MN ergab sich für den Megapfahl eine Setzung von nur 45 mm.

Zur Dimensionierung des erforderlichen Pfahlfußvolumens wurden die bekannten Fußbemessungskurven für nichtbindige Böden für die Grenzlast von 12 MN extrapoliert. Im Bild 10 sind die neuen Fußkurven für die oberen Bemessungswerte gemäß EA-Pfähle und die Ermittlung des Fußvolumens für das Probebelastungsbeispiel dargestellt. Aufgrund der guten Probebelastungsergebnisse konnte die Gebrauchslast der Megapfähle auf 6.3 MN und in einigen Fällen auf 6,9 MN gesteigert werden.

So konnte das Flugaschesilo mit einer Bauwerkslast von G_k = 680,4 MN mit nur 106 Megapfählen Ø 710 mm gegründet werden. Die Pfähle wurden auf 4 Pfahlkreisen angeordnet. Die

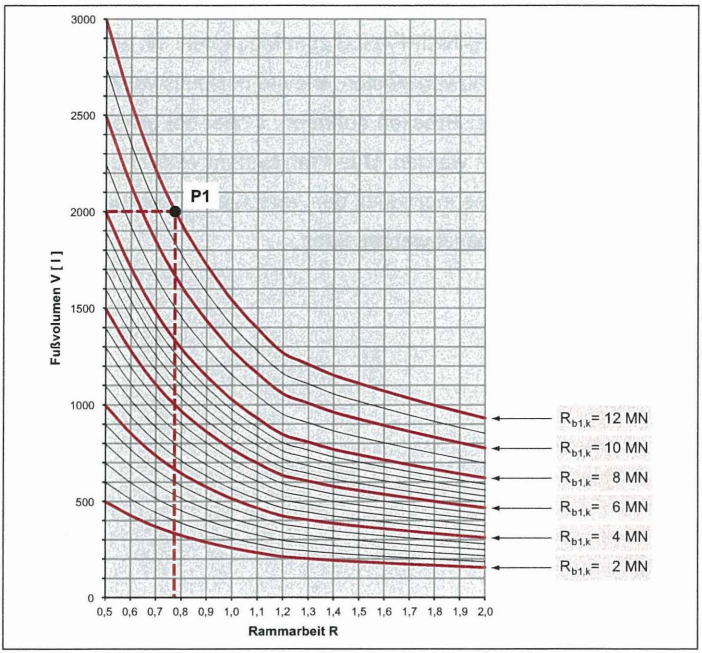


Bild 10: Extrapolierte obere Erfahrungswerte für Pfahlfußwiderstände von FRANKIPFÄHLEN bis 12 MN in nichtbindigen Böden

Fundamentplatte besaß einen Durchmesser von 29,6 m. Bild 11 gibt einen Überblick über die Gründungssituation der Silos. Zum Vergleich wären für die Gründung des Flugaschesilos 124 Großbohrpfähle Ø 1200 mm bei Anwendung der oberen Werte für Bohrpfähle gemäß EA-Pfähle verteilt auf 6 Pfahlkreise erforderlich gewesen, wobei die Fundamentplatte einen Durchmesser von ca. 45 m gehabt hätte. Außerdem hätten die Bohrpfähle noch 4 m tiefer als die Megapfähle abgesetzt werden müssen. Mit Hilfe des Megapfahls konnte die Gründung der Silobauwerke im Kohlekraftwerk Wilhelmshaven sowohl in technischer als auch in wirtschaftlicher Hinsicht optimiert werden.



Bild 11: Blick auf die Gründung der Silobauwerke

5 Ausblick

Mit der Weiterentwicklung des FRANKIPFAHLS zum Megapfahl mit einem Schaftdurchmesser von 710 mm können hohe Bauwerkslasten, wie sie beispielsweise bei Kraftwerken und anderen Industriebauwerken oder Brücken auftreten, sicher bei gleichzeitiger Optimierung der Fundamentplatten gegründet werden. Das Pfahlsystem verfügt über eine Vielzahl von Ausführungsvarianten, so dass es individuell den verschiedensten Baugrundverhältnissen und Baustellensituationen angepasst werden kann.

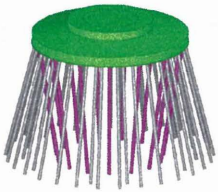
Autoren

Dipl.-Ing. Werner Brieke
FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG
Hittfelder Kirchweg 24–28
21220 Seevetal
WBrieke@franki.de
Tel. 04105 869-0
www.franki.de

Dipl.-Ing. Thomas Garbers
ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH
Hittfelder Kirchweg 24
21220 Seevetal
TGarbers@isg-seevetal.de
Tel. 04105 58057-0
www.ingenieurservice-grundbau.de



Gründungssysteme
Windenergieanlage in Hamburg-Dradenau für eine Nordex N 100.



Dynamische Probelastungen
Das neue Gewicht hat eine Masse von bis zu 20 t bei einer Fallhöhe von 2,50 m.



Beratung
Planung
Konstruktion
Qualitätssicherung

is
Ingenieurservice Grundbau GmbH



Die Planer für eine sichere Gründung

- Baugruben
- Baugrunderkundungen
- Bodenverbesserungen
- Geothermie
- Grundbau
- Integritätsmessung
- Pfahlgründungen
- Probebelastungen
- Tragwerksplanungen
- Vermessung

Ingenieurservice Grundbau GmbH

Hittfelder Kirchweg 24
21220 Seevetal
Tel.: +49 (0) 4105-580 57-0
Fax: +49 (0) 4105-580 57-29
info@isg-seevetal.de
www.ingenieurservice-grundbau.de

Vergleichende Untersuchungen zur Beeinflussung des Mantelreibungsabtrags bei Bohrpfählen am Beispiel der Gründung einer DESY-Experimentierhalle

Dr.-Ing. Wolf-Rüdiger Linder und Dr.-Ing. Christian Scholz

Kurzfassung

Auf dem Gelände der Deutschen Elektronen Synchrotron (DESY) in Hamburg wurde der bestehende 2,3 km lange Synchrotron-Speicherring „PETRA III" um eine Forschungseinrichtung für harte Röntgenstrahlung erweitert. Für die Experimentierhalle und die Versuchsstände wurden extreme technische Anforderungen gestellt, um Verschiebungen während der Versuche auf den µ-Meter-Bereich zu begrenzen. Die bautechnische Lösung sah eine konsequente Trennung des Experimentierbereiches vom Hallenbauwerk vor. Für die Halle war eine Pfahlgründung auszuführen, mit der im oberflächennahen Bereich Mantelreibungsübertragung soweit auszuschließen war, dass Setzungen selbst aus kurzzeitigen Beanspruchungen wie Kranbetrieb, Sonneneinstrahlung oder Windsog die Größenordnung von 5 µm und die Setzungsdifferenzen über 2 m Abstand 1 µm nicht überschritten. Die Gründungslasten der Halle waren dazu gezielt zwischen 15 m und 20 m Tiefe in den Baugrund einzuleiten.

Im vorliegenden Beitrag werden der Stand der Technik zur gezielten Beeinflussung des Lastabtragverhaltens von Pfählen sowie die gewählte Lösung für das Projekt vorgestellt.

1 Stand der Technik zur Beeinflussung des Lastabtragverhaltens von Pfählen

Auf Tunnelbauwerke, Gebäude mit mehreren Untergeschossen, tiefe Schächte o.ä. Bauwerke können bei Tiefgründung benachbarter neuer Gebäude unzulässige Beanspruchungen oder Mitnahmesetzungen entstehen. Vielfach ist daher bei Pfahlgründungen der Ausschluss oder die Reduzierung der Mantelreibung in oberen Schaftbereichen und die Konzentrierung des Lastabtrags auf tiefere Bodenzonen erforderlich (Abbildung 1a).

Die Reduzierung der Mantelreibung kann auch dann erforderlich sein, wenn durch Oberflächenlasten, weiche Bodenformationen oder Grundwasserabsenkungen negative Mantelreibung entstehen und dadurch die Tragfähigkeit der Pfähle reduziert und/oder deren Setzungen signifikant erhöht werden können (Abbildung 1b).

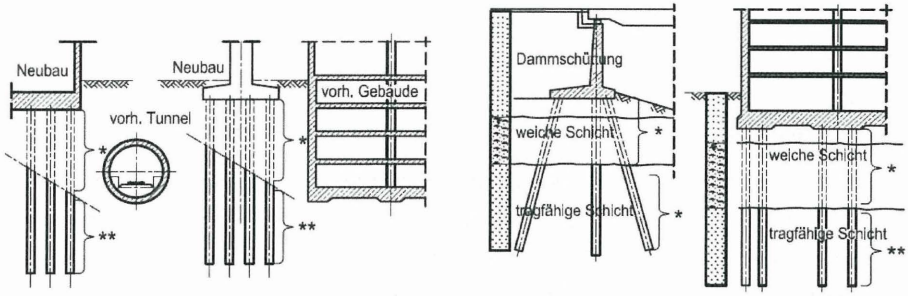


Abbildung 1: Bereiche zu reduzierender (*) bzw. erhöhender Mantelreibung (**):
a) Gründungen neben eingebetteten Bauwerken
b) Situationen negativer Mantelreibung

Erhöhungen der übertragbaren Mantelreibung oder des Spitzenwiderstandes gelingen i.d.R. zuverlässig durch gezielte Schaft- und Fußverpressungen und/oder Fußaufweitungen. Es können so erhebliche Steigerungen der Tragfähigkeit sowie bessere Ausnutzungen der Betonquerschnitte erzielt werden.

Der Ausschluss der Mantelreibung ist dagegen aufwendig, meist kann nur eine Reduzierung erzielt werden. Es werden zu diesem Zweck Hülsen, Gleitschichten oder freizuhaltende Ringräume vorgesehen. Bei Stahlbeton- oder Stahl-Fertigpfählen sind Beschichtungen auf Bitumen- oder Epoxydharzbasis mit oder ohne Hülsen gebräuchlich (Abbildung 2a). Diese Systeme sind mittlerweile so ausgereift und beständig, dass sie den Beanspruchungen beim Einbringen der Pfähle durch Rammung oder Einvibrieren standhalten.

Bei Bohrpfählen sind der Einbau von einfachen oder doppelten Hülsen mit oder ohne äußere Schmierung sowie das Absperren des Ringraumes um die Hülsen und dessen Füllen mit einem beständigen Material geringer Scherfestigkeit gebräuchlich (Abbildung 2b, c, d). Allerdings können der untere Abschluss und das Auffüllen des Ringraumes bei Verwendung einer temporären Verrohrung problematisch sein.

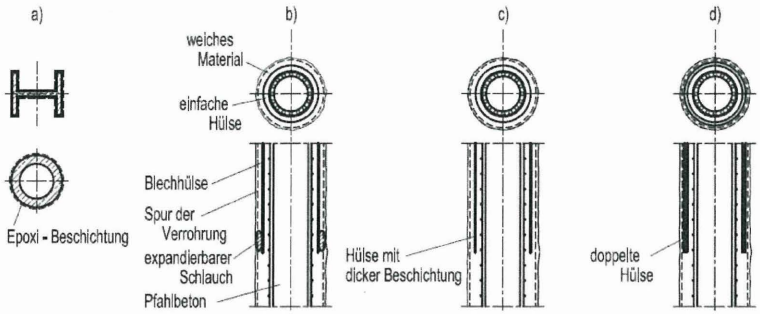


Abbildung 2: Beispiele für Maßnahmen zur Reduzierung der Mantelreibung:
a) Fertigpfähle; b, c, d) Bohrpfähle

2 Projekt Experimentierhalle PETRA III

2.1 Allgemeines

Auf dem Forschungsgelände der DESY in Hamburg wurde im Nordost-Bereich des 2,3 km langen Speicherringes PETRA III eine 300 m lange und 40 m breite Versuchshalle errichtet, die im Grundriss der kreisförmigen Längsachse folgt (Abbildung 3). Bei den Experimenten wird ein auf 1 µm fokussierter Röntgenstrahl erzeugt und über Messstrecken bis 80 m Länge geführt. Hieraus erwachsen außerordentlich hohe Anforderungen hinsichtlich Lagestabilität der Bodenplatte und der Experimentierhalle.

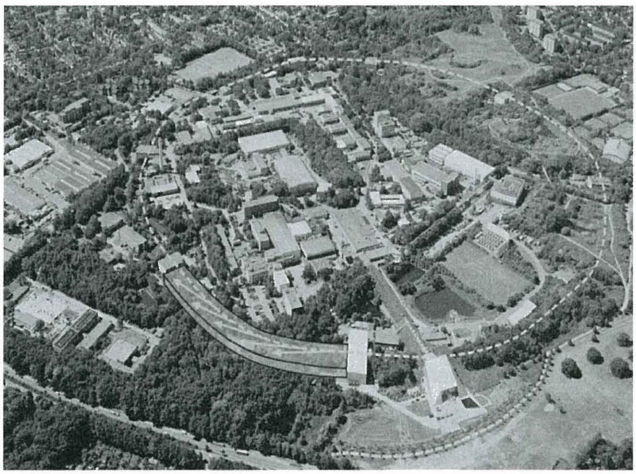


Abbildung 3:
Speicherring Petra III
des DESY, Hamburg

Zur bautechnischen Lösung wurden die Experimentierbereiche konsequent von der Hallengründung getrennt. Die Halle wurde als Rahmenkonstruktion aus Stahlbeton mit Seitenschiffen für Büros und technische Anlagen ausgeführt. Die Rahmen stehen im Abstand von 6 m und sind auf Einzelpfählen d = 1,00 m gegründet. Getrennt von der Hallenkonstruktion wurde die Experimentier-Bodenplatte errichtet, auf der auch der durch Schwerbeton strahlungstechnisch isolierte Beschleunigerring aufgesetzt ist (Abbildung 4).

Zur Optimierung des Tragverhaltens des Gesamtsystems wurden zunächst Variationsrechnungen nach der FEM durchgeführt. Zur Festlegung der Pfahlgründung wurden vier Probepfähle mit unterschiedlichen Systemen zur Reduzierung der Mantelreibung hergestellt und probebelastet.

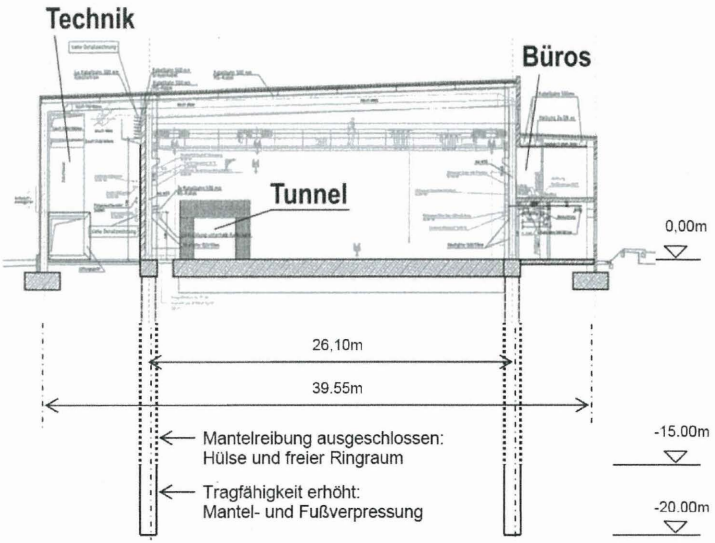


Abbildung 4: Versuchshalle PETRA III: Querschnitt

2.2 Baugrundverhältnisse

Die Baugrundverhältnisse sind durch die typischen glazialen Bodenformationen der norddeutschen Tiefebene geprägt. So stehen im Gebiet der Experimentierhalle unter oberflächennahen geringmächtigen Auffüllungen bereichsweise bis maximal 11 m mächtige Geschiebelehm- und Geschiebemergel-Formationen an, die von Fein- und

Mittelsanden unterlagert sind. Bereichsweise liegen durchgängig Sande vor (Abbildung 5). Das Grundwasser steht in 15,50 m Tiefe an.

Zur Ermittelung der Festigkeiten und der Steifigkeiten der anstehenden Böden wurden Druck- und Seitendrucksondierungen sowie Drucksetzungsversuche an ungestörten Bodenproben durchgeführt. Zur Feststellung der dynamischen Bodeneigenschaften wurden die Geschwindigkeiten der Scher- und der Kompressionswellen über Oberflächenseismik und Bohrlochmessungen im Geschiebemergelbereich und im durchgehenden Sandbereich bestimmt.

Um das Verformungsverhalten der Böden und dessen Zeitabhängigkeit detaillierter beurteilen zu können, wurden Belastungsversuche an Fundamenten bestehender Hallen durchgeführt und ausgewertet [Hanisch et.al. 2008].

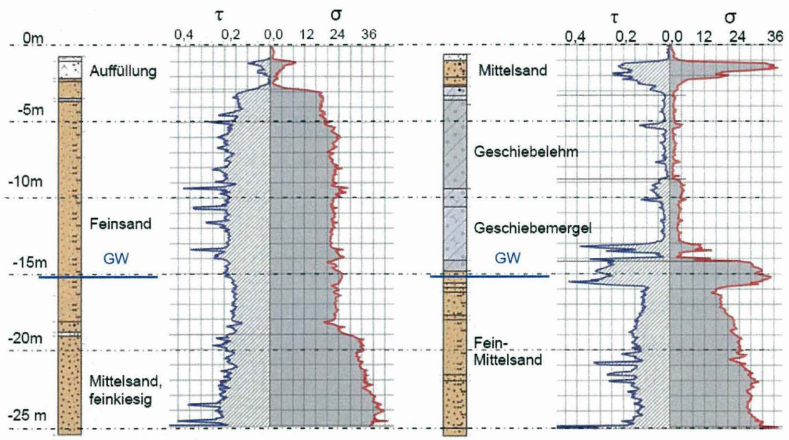


Abbildung 5: Baugrundprofile und Drucksondierungsergebnisse (τ und σ in N/mm^2)

2.3 Konzept und Ausführung der Pfähle und der Probepfähle

Allgemeines

Für die Hallengründung waren 99 Bohrpfähle d = 1,00 m herzustellen. In den Schaftbereichen war bis 15 m Tiefe der Mantelreibungsabtrag weitestgehend und dauerhaft auszuschalten. Hierzu wurden Hülsen D = 900 x 1,2 mm aus Wickelfalzrohr eingesetzt. Der äußere Ringraum wurde nach unten durch einen flexiblen Ringpacker verschlossen und nachträglich verfüllt.

Im Bereich von -15 m bis zur Endtiefe bei -20 m wurden zur Minimierung und Vergleichmäßigung von Setzungen Mantel- und Fußverpressungen vorgenommen. Hierzu wurden konventionelle Systeme mit Manschettenrohren und Verpressschläuchen benutzt.

Die Bohrpfähle wurden suspensionsgestützt gebohrt, bewehrt und betoniert (Abbildungen 6 und 7).

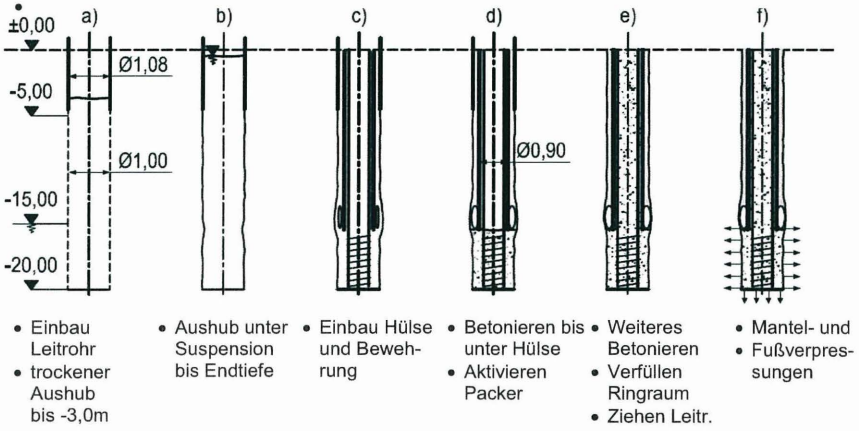


Abbildung 6: Verfahrensschritte der Pfahlherstellung



Abbildung 7: Suspensionsgestützte Bohrarbeiten

Zur Prüfung der Wirksamkeit und Beständigkeit von Maßnahmen zur Reibungsreduzierung wurden vier unterschiedliche Hülsensysteme ausgeführt und mit Probepfählen untersucht (Abbildung 8).

Probepfahl P 1

Die Hülsen wurden eingefettet und am unteren Ende mit einem expandierbaren Ringpacker ausgestattet. Dieser sorgt für die Abdichtung des Ringraumes und Verspannung der Hülse gegen die Bohrlochwandung und den aufsteigenden Beton. Die Betonierung wurde in Höhe UK Hülse kurz unterbrochen, um den Ringpacker durch Einpressen von Zementsuspension zu expandieren. Im Ringraum zwischen Boden und Hülse verbleibt die Bentonitsuspension aus der Pfahlherstellung (Abbildung 8a).

Probepfahl P 2

Die Hülse wurde wie bei P 1 eingefettet und am unteren Rand nach außen mit dem Ringpacker abgedichtet. Der Ringraum wurde nach dem Betonieren im Kontraktorverfahren mit einem weich eingestellten Dämmerbaustoff verfüllt (28 Tage Festigkeit: 0,03 N/mm²; Abbildungen 8b und 9).

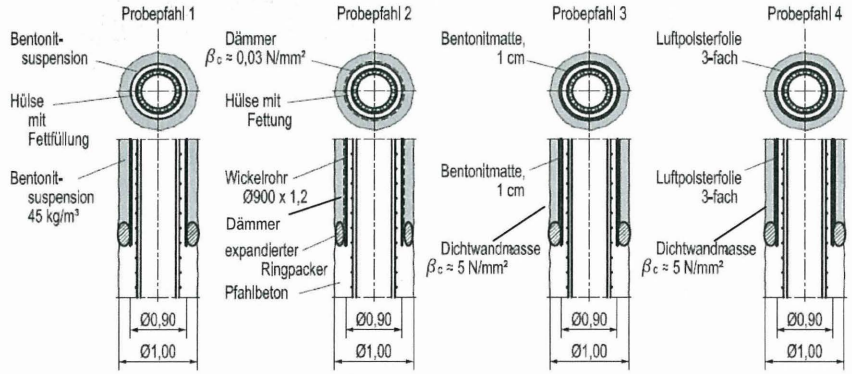


Abbildung 8: Untersuchte Systeme zur Reduzierung der Mantelreibung

Probepfahl P 3

Die Hülse wurde unten mit dem Ringpacker ausgestattet und vollflächig mit einer 1 cm dicken Geokunststoff-Ton-Dichtungsbahn mit Natriumbentonitfüllung umwickelt.

Der verbleibende Ringraum zwischen Bentonitmatte und Boden wurde nach dem Betonieren im Kontraktorverfahren mit einer feststoffreichen Einphasen-Dichtwandsuspension verfüllt (28 Tage Festigkeit: 5 N/mm²; Abbildung 8c).

Probepfahl P 4

Die Hülse wurde unten mit dem Packer ausgestattet und vollflächig mit einer dreilagigen Luftpolster-Noppenfolie umwickelt; der Ringraum wurde nach dem Betonieren ebenfalls mit der feststoffreichen Dichtwandsuspension verfüllt (Abbildungen 8d und 10).



Abbildung 9: Probepfahl P 2: Hülseneinbau



Abbildung 10: Probepfahl P 4, Hülsendetail

3 Probebelastungen

3.1 Herstellung und Instrumentierung der Pfähle, Belastungseinrichtung

Als Probepfähle wurden Bauwerkspfähle in einem Bereich am nördlichen Ende der Experimentierhalle gewählt, in dem weniger strenge Setzungskriterien anzuwenden waren. Die Pfähle wurden in gleicher Weise wie die übrigen Bauwerkspfähle hergestellt (Abbildung 6). Die Mantel- und die Fußverpressungen in den unteren 5 m der Pfahlschäfte wurden über Manschettenrohre und Verpressschläuche 24 Std. nach Betonierung der Pfähle ausgeführt. Die Verpressgutaufnahmen betrugen im

Mantelbereich für die ersten Verpressungen und die Nachverpressungen jeweils i.M. 18 l/m² und für die Fußverpressungen i.M. 150 l.

Als Widerlagersystem für die Belastungen wurde eine mit Einstab-Verpreßankern rückverankerte Traverse angeordnet. Die Belastungen wurden lastgesteuert mit einem Paar hydraulischer Pressen aufgebracht und mit Kraftmeßdosen kontrolliert (Abbildung 11). Die vertikalen und horizontalen Kopfverschiebungen wurden analog und mit induktiven Weggebern registriert. Alle elektronischen Messungen wurden mittels Datalogger aufgezeichnet. Die Belastung wurde, ausgehend von einer Vorlast von 200 kN, in zwei Zyklen bis 1000 kN (max. Gebrauchslast) bzw. 1500 kN aufgebracht, zwischen die zwei Lastwechselzyklen von 500 kN bis 600 kN eingeschaltet waren. Die Beobachtungszeiten wurden gemäß EA Pfähle (2007) gewählt (Abbildung 12).

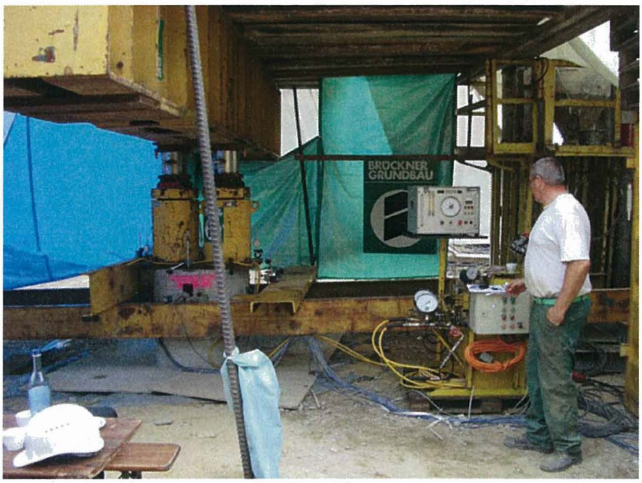


Abbildung 11:
Probebelastungs-aufbau



Abbildung 12:
Belastungsstufen Pfahl P 4;
mit Wechsel-lastbereich
500 – 600 kN

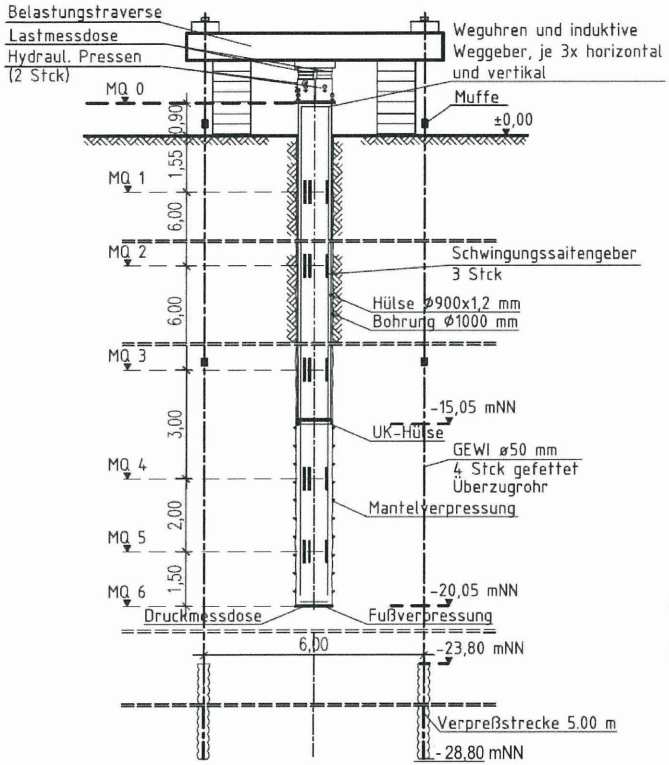


Abbildung 13:

Instrumentierung

Um den Längskraftverlauf im Pfahl und die mobilisierte Mantelreibung bei den jeweiligen Laststufen zu erfassen, wurden in sechs Tiefenlagen Messquerschnitte eingerichtet, und zwar drei im Bereich der Hülsen und drei im planmäßigen Lastabtragbereich zwischen -15 m und -20 m. Die Messquerschnitte MQ 1 bis MQ 5 wurden mit je drei integralen Schwingsaiten-Messgebern System GEOKON ausgestattet. Zur direkten Erfassung des Fußwiderstandes (MQ 6) wurden großflächige hydraulische Druckmessdosen System GEOKON verwandt (Abbildung 13).

Der Messquerschnitt MQ 1 wurde in relativ geringer Tiefe angeordnet, wo mögliche Einflüsse aus Mantelreibung vernachlässigt und gleichmäßige Spannungs- und Dehnungsverteilungen über den Pfahlquerschnitt angenommen werden konnten. Aus dem Spannungs-Dehnungs-Verhältnis wurde bei der späteren Versuchsauswertung der jeweils anzusetzende E-Modul bestimmt.

3.2 Ergebnisse der Probebelastungen

Die Probebelastungen wurden im Juli und August 2007 durchgeführt. Die Last-Verschiebungskurven der vier Probepfähle sind in Abbildung 14 aufgetragen.

Die Erstbelastungskurven verlaufen nahezu linear, im Anfangsbereich z.T. auch noch konkav (P 2, P 4), was vermutlich auf zu gering gewählte Vorbelastung und gewisse Anliegesetzungen hinweist. Die Kurvenverläufe zeigen weiterhin, dass die Grenzlast bei keinem der Pfähle auch nur annähernd erreicht wird. Die Pfahlkopfverschiebungen sind mit Werten zwischen 1,8 mm und 2,2 mm entsprechend gering. Im Wiederbelastungs- und Schwelllastbereich (500 kN bis 600 kN) verlaufen die Kurven bei allen vier Pfählen nahezu parallel; die Pfähle zeigen daher mit Federsteifigkeiten von 700 bis 900 MN/m ein äußerst steifes Last-Verformungsverhalten.

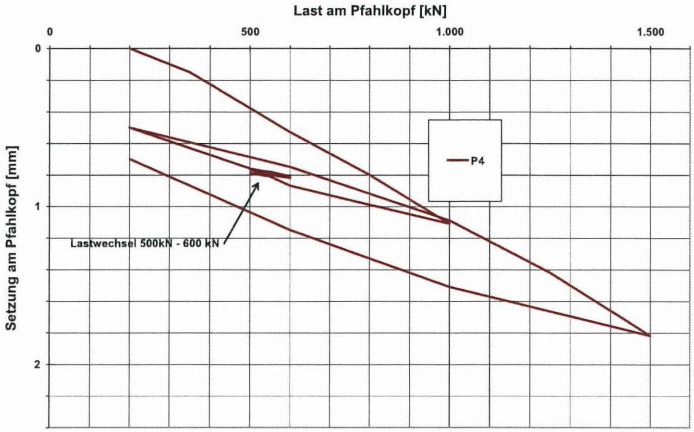


Abbildung 14a: Last-Verschiebungskurve: Probepfahl P 4

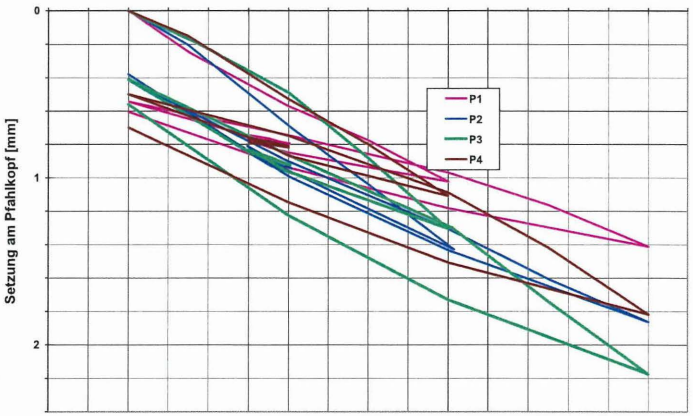


Abbildung 14b: Last-Verschiebungskurven, alle Probepfähle

In Bezug auf den Längskraftverlauf und die mobilisierte Mantelreibung zeigen die Probepfähle allerdings deutliche Unterschiede (Abbildungen 15 und 16). Die Abminderung der Mantelreibung im Hülsenbereich ist bei P 2 (Fettung und Verdämmung) offenbar nicht gegeben, bei P 1 (Bentonitschmierung), P 3 (Bentonitmatte) und bei P 4 (Luftpolsterfolie) ist sie dagegen deutlich erkennbar. Die Bentonitschmierung (P 1) wurde jedoch nicht als genügend dauerhaft angesehen. Die Ergebnisse beweisen den deutlichen Vorteil von offenen Ringspalten und relativ dicken und beständigen Trennschichten gegenüber nur weich eingestellten Verfüllungen außerhalb der Hülse. Die Bentonitmatte (P 3) erwies sich bei der Entlastung jedoch als relativ widerstehend, was auf einen „Teppich-Effekt" (mit oder gegen den Strich) zurückgeführt wurde.

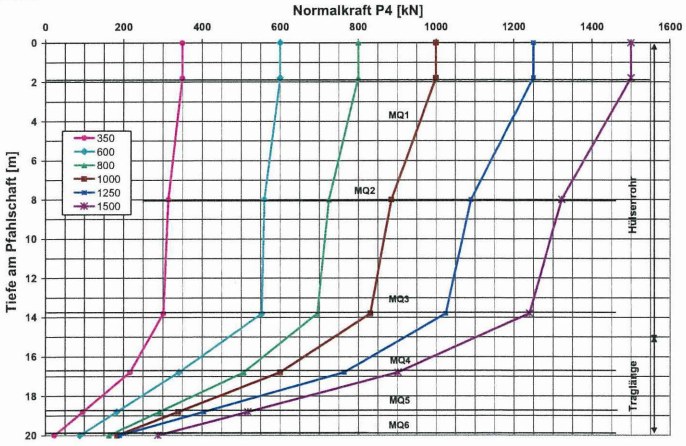


Abbildung 15a: Längskraftverlauf Probepfahl P 4

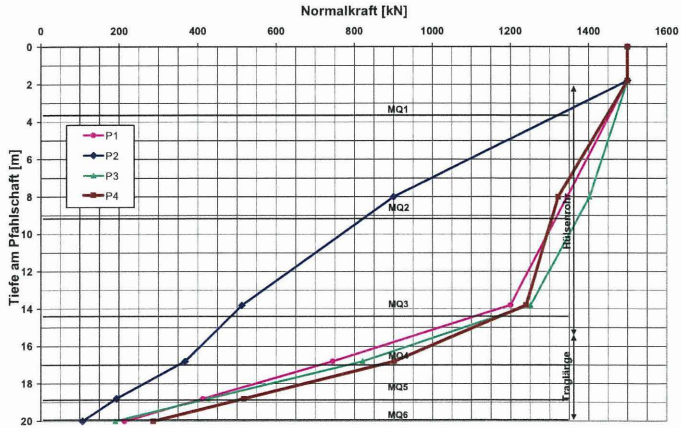


Abbildung 15b: Längskraftverlauf, alle Probepfähle

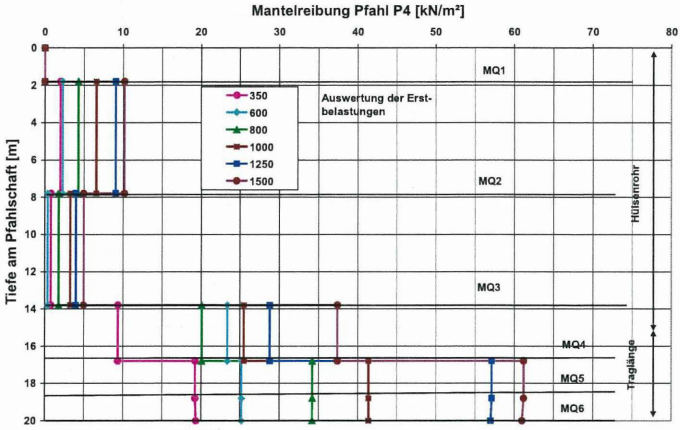


Abbildung 16a:

Mobilisierte Mantelreibung: Probepfahl P 4

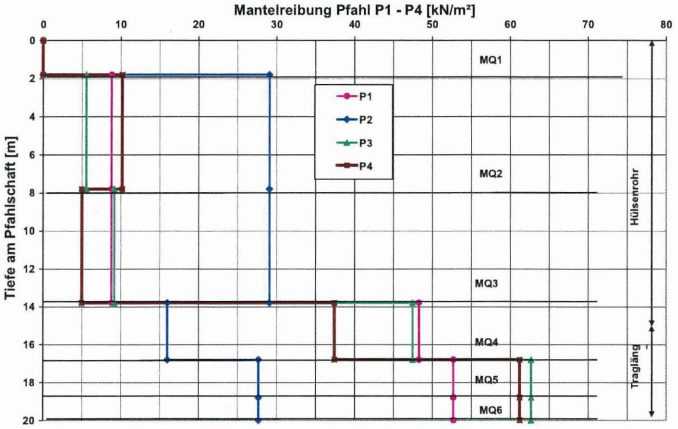


Abbildung 16b:

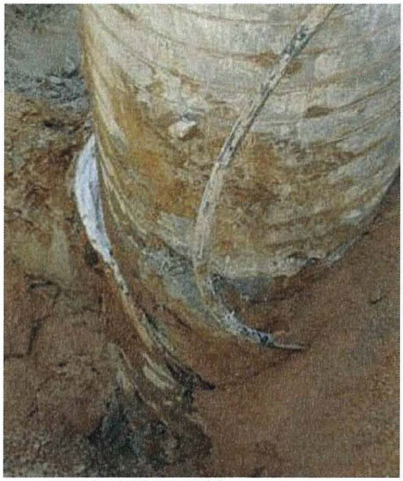
Mobilisierte Mantelreibung bei Maximallast (1500kN), alle Probepfähle

4 Visuelle Kontrolle der Systeme

Zur Überprüfung der unterschiedlichen Systeme hinsichtlich der Ausführungsqualität und Beständigkeit wurden die vier Probepfähle bis etwa 3,0 m Tiefe freigelegt (Abbildung 17). Alle Systeme waren vollständig und in der vorgesehenen Qualität vorhanden. Die Bentonitsuspension bei dem Probepfahl (P 1) zeigte sich jedoch bereits deutlich angedickt, was die geringe Beständigkeit dieser Ausführungsvariante belegt.



P 1: gefettete Blechhülse und Bentonitfüllung des Ringraumes



P 2: Blechhülse, Ringraum mit weichem Dämmer verfüllt



P 3: Blechhülse mit Umhüllung mittels Bentonitmatte und Verfüllung des Ringspaltes mit Dichtwandmasse



P 4: Blechhülse mit Umhüllung mittels Luftpolsterfolie und Verfüllung des Ringspaltes mit Dichtwandmasse

Abbildung 17: Freigelegte Köpfe der Probepfähle

5 Bewertung der untersuchten Systeme

Hinsichtlich der Reduzierung der Mantelreibung, der Zuverlässigkeit der Herstellung und der Dauerhaftigkeit erwies sich das am Probepfahl P 4 eingesetzte System aus Hülse und Luftpolsterfolie am besten geeignet. Die Polsterschicht hatte einen durchgehenden Spalt zwischen dem Pfahl und dem mit der festen Dichtwandmasse verfüllten Ringraum gebildet, der auch die Sicken des Wickelrohres sicher überbrückte. Durch die Umhüllung mit der erhärteten Dichtwandmasse und die Blasenstuktur der Luftpolsterfolie war der Ringraum ausreichend gegen nachträgliches Eindringen von Fremdmaterial abgeschirmt. Dieses System ermöglichte eine sehr ausgeprägte Reduzierung der Mantelreibung auf eine Größenordnung von 5 bis 10 kN/m^2 und wurde zur Ausführung bei den Bauwerkspfählen bestimmt. Vergleichbare Ergebnisse wären auch mit einer echten Doppelhülse zu erwarten gewesen (Abbildung 2d), die jedoch mit höheren Kosten verbunden und schwieriger zu handhaben gewesen wäre.

Die ebenfalls gute Wirkung der mit einer Bentonitmatte ummantelten Hülse (P 3) wurde wegen möglicher Langzeit-Effizienzminderung durch Austrocknung als weniger geeignet beurteilt. Die beiden anderen Systeme wurden wegen nicht ausreichender Wirkung (P 2) bzw. ungewisser Langzeitwirkung ebenfalls ausgeschlossen (P 1).

Die Gründungsarbeiten wurden im Herbst 2007 abgeschlossen und die Versuchshalle im Sommer 2008 fertig gestellt. Erste Prüfungen und Messergebnisse vor Beginn der Experimente belegen die Zuverlässigkeit der bautechnischen Maßnahmen [Hanisch et al., 2008].

6 Zusammenfassung

Die auf dem Forschungsgelände des DESY errichtete Experimentierhalle musste für die dort vorgesehenen Experimentierstände höchstmögliche Lagesicherung garantieren. Die sich hieraus ergebenden außerordentlichen technischen Anforderungen lagen für vorgegebene Lastkollektive und externe Anregungen im µ-Meter-Bereich. Die bautechnische Lösung sah deshalb die konsequente Trennung des Experimentierbereiches vom Hallenbauwerk vor.

Zur Dimensionierung der Gründung der Halle, der Hallenbodenkonstruktion und der Gründung der Versuchsstände wurden numerische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt, die die Notwendigkeit von Sonderpfahlkonstruktionen zum Abtrag der Hallenbelastungen ergaben. Für die Pfähle wurden die weitestgehende Ausschaltung der

Mantelreibung im oberen und mittleren und die Erhöhung der Mantelreibung und des Spitzenwiderstandes im unteren Schaftbereich verlangt. Vier unterschiedliche Hülsenkonstruktionen sowie Mantel- und Fußverpressungen wurden konzipiert und durch Pfahl-Probebelastungen und Abgrabungen untersucht. Eine Hülsenkonstruktion bestehend aus einer mit Luftpolsterfolie ummantelten Blechhülse und Auffüllung des äußeren Ringraumes mit einer relativ feststoffreichen Dichtwandmasse erwies sich hinsichtlich der dauerhaften Reduzierung der Mantelreibung als am besten geeignet und wurde deshalb für die Ausführung der Bauwerkspfähle gewählt. Messergebnisse am fertig gestellten Bauwerk belegen, dass die hohen Anforderungen zuverlässig erfüllt wurden.



Abbildung 18:

Ausführung der Bauwerkspfähle



Abbildung 19:

Innenansicht der fertiggestellten Experimentierhalle

Literatur

DGGT e.V.; Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" *(EA-Pfähle), Kapitel 9; Ernst & Sohn, Berlin, 2007*

Hanisch, L., Richter, Th., Linder, W.-R. und Pförtner, S.; Die Gründung der Experimentierhalle PETRA III DESY – eine geotechnische Herausforderung im µ-Meter Bereich; *Vorträge der Baugrundtagung 2008; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Essen, 2008*

Linder, W.-R., Richter, Th.; Die Gründung einer Experimentierhalle mit höchsten Setzungsanforderungen; *Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 42, Berlin, 2008*

Linder, W.-R., Richter, Th.; Die Gründung einer Experimentierhalle mit höchsten Anforderungen an die Setzungsbegrenzung; *Vorträge der 7. Österreichischen Geotechniktagung, Österreichische Gesellschaft für Geotechnik, Wien 2009*

Autoren

Dr.-Ing. Wolf-Rüdiger Linder — linder@brueckner-grundbau.de
Dr.-Ing. Christian Scholz — scholz@brueckner-grundbau.de

Brückner Grundbau GmbH — www.brueckner-grundbau.de
Am Lichtbogen 8, 45141 Essen — Tel.: 0201-3108.0

BRÜCKNER GRUNDBAU

BRÜCKNER GRUNDBAU GMBH
Am Lichtbogen 8, 45141 Essen
Tel.: 0201/3108-0
www.brueckner-grundbau.de



Schienenanbindung und Terminalgründung des neuen Großflughafens BBI: 120.000 m² Spundwandverbau, 75.000 m Verankerungen, 1.050 Bohrpfähle D = 1,50 m und 1,20 m, 1.100 Verpresspfähle, statische und dynamische Pfahlprobebelastungen

Wir führen aus:

- Schlitzwände, Dichtwände, Bohrpfahlwände, Spritzbetonwände, Berliner Verbau, Spundwände
- Bohrpfähle, Schraubbohrpfähle, Verdrängungsbohrpfähle, Verpresspfähle
- DSV-Sohlen mit oder ohne Auftriebssicherung, Unterwasserbetonsohlen, Weichgelsohlen
- Temporär- und Daueranker, rückbaubare Anker, Temporär- und Dauernägel
- Unterfangungen, Düsenstrahlverfahren, Mikropfähle
- Bodenverbesserung, Injektionen, Rüttelstopfverdichtung, dynamische Tiefenverdichtung
- Umwelttechnik, Einkapselungen, Austauschbohrungen
- Wasserhaltungen, Horizontaldränung, Grundwasserreinigung
- Eignungsprüfungen, Probebelastungen, Geotechnische Meßtechnik

Berlin, Dresden, Essen, Hamburg, München, Warschau, Wien

Wir schaffen die Basis.

Neue Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von verstärkten und unverstärkten Großrohrpfählen anhand von in-situ-Messungen

Sebastian Höhmann, Jan Fischer, Jörg Miemietz

1 Einleitung

Gründungen mittels gerammter Stahlrohrpfähle werden aufgrund Ihrer hohen Tragfähigkeit und Wirtschaftlichkeit vielfach eingesetzt. Jedoch ist das Tragverhalten dieses Pfahltyps trotz zahlreicher Forschungsarbeiten und langjährigen Erfahrungen noch nicht eindeutig geklärt. Einen Überblick zu den gängigen Berechnungsmodellen kann beispielsweise *Lammertz 2008* und *Lücking 2010* entnommen werden.

Insbesondere die Verteilung der Mantelreibung innen- und außenseitig, sowie die Abschätzung des Spitzendruckes in Abhängigkeit von der Querschnittsfläche werden aktuell unterschiedlich bewertet, sodass eine einheitliche Vorgehensweise bei der Vorbemessung des Tragverhaltens nicht gegeben ist. Besonders bei Großrohrpfählen mit einem Durchmesser von mehr als 1000 mm liegen wenige Erfahrungen vor.

Die aktuelle Ausgabe der *EA-Pfähle 2007* gibt beispielsweise Angaben zur Tragfähigkeit von Stahlrohrpfählen mit einem maximalen Durchmesser von 800 mm. Die Unklarheiten bei größeren Pfählen führen häufig dazu, dass die Abschätzung der Tragfähigkeit meist zu unrealistischen Ergebnissen führt.

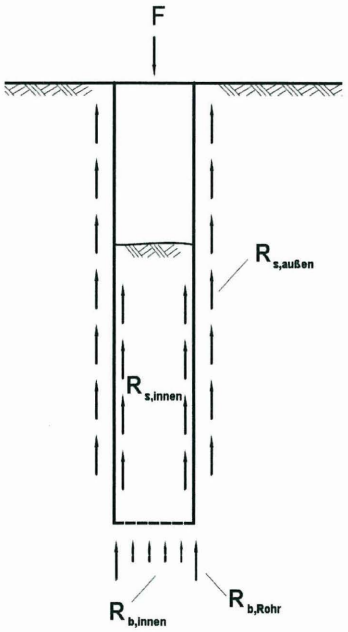


Abb. 1: Prinzipskizze zum Lastabtrag eines offenen Stahlrohrpfahls

Im Rahmen des Neubaus der Niedernfelder Brücken im Gebiet des Hamburger Hafens wurden an mehr als fünfzig gerammten Rohrpfählen umfangreiche Probebelastungen und Untersuchungen durchgeführt, deren Ergebnisse im Folgenden vorgestellt werden.

2 Projekthintergrund

Der Bereich der Niedernfelder Durchfahrt stellt einen wichtigen Verkehrsknotenpunkt im Hamburger Hafengebiet dar. Infolge der gestiegenen Verkehrs- und Lastanforderungen wurde seitens der Hamburg Port Authority (HPA) der Ersatzneubau der bestehenden zwei Hafenbahn- und zwei Straßenbrücken (Niedernfelder Brücken) ausgeschrieben. Dank eines Sondervorschlages konnte die Ausführung des Neubaus an die ARGE Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH / Eiffel Deutschland Stahltechnologie vergeben werden.

Neben den beengten Platzverhältnissen sowie dem Arbeiten unter Tideeinfluss musste als maßgebende Randbedingung der Straßen- und Schienenverkehr über die gesamte Bauzeit aufrechterhalten werden, was die Herstellung der Brücken in zwei Bauphasen zur Folge hatte. (vgl. Abb. 2).

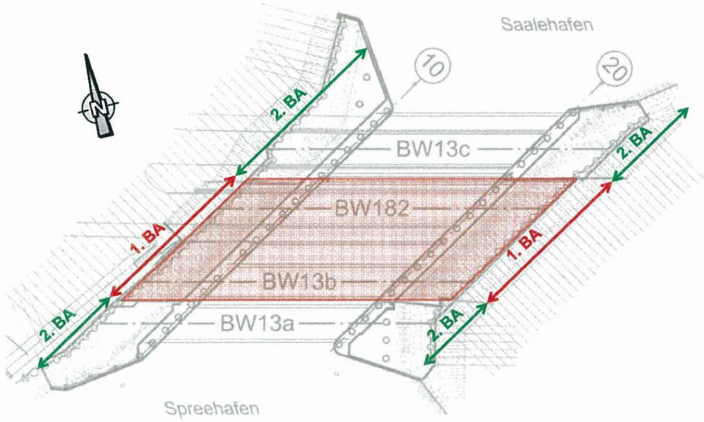


Abb. 2: Draufsicht auf die vier Brückenbauwerke mit Darstellung der zwei Bauabschnitte

In der ersten Bauphase wurden die inneren Brücken BW 13b und BW 182 abgebrochen und durch neue Stabbogenbrücken ersetzt. Die Herstellung der Stabbogenbrücken erfolgte an Land. Diese wurden nach Fertigstellung mittels einer Verschubeinrichtung und Unterstützungspontons eingeschoben.

Zur Gründung der Widerlager wurden wasserseitig Großrohrpfähle (ø1420 mm) vor dem bestehenden Widerlager eingebracht. Der Altbestand wurde teilabgebrochen, überbaut und landseitig mittels einer gemischten Rohrspundwand (ø1220 mm mit AZ 14-770 10/10) gegründet. Durch diese Lösung konnte ein komplizierter Komplettabbruch der bestehenden Widerlager und die Herstellung tiefer Baugruben vermieden werden. Die Abbildung 3 zeigt einen Querschnitt der geplanten Widerlagerkonstruktion gemäß Sondervorschlag.

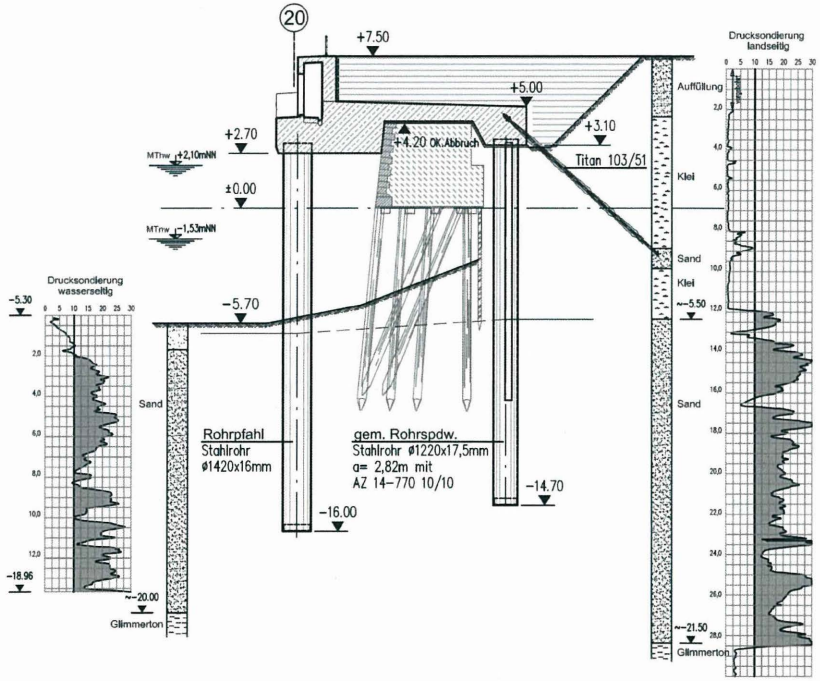


Abb. 3: Querschnitt der geplanten Widerlagerkonstruktion gemäß Sondervorschlag

2.1 Baugrundverhältnisse

Der Nachweis der Gründung der Brücke mittels gerammter Großrohrpfähle erwies sich als schwierig. Im Vorfeld der Baumaßnahme wurden Bodenaufschlussbohrungen und Drucksondierungen durchgeführt. Zusammen mit vorliegenden Altaufschlüssen konnte für jede Widerlagerseite ein Bodenbemessungsprofil entwickelt werden, dass der Ausschreibung beilag und die Grundlage der Ausführungsstatik darstellte.

Im Fahrwasserbereich unter der Brücke wurden aufgrund der starken Strömungen keine Schlickschichten angetroffen. Die Aufschlüsse zeigen ab der Hafensohle (ca. NN -5,0 m) zunächst Sande mit Bauschuttresten und teilweise Kleistreifen, die von Mittelsanden mit wechselnden Sandanteilen unterlagert werden. Die Drucksondierungen zeigen bei den Sanden einen starken Wechsel der Lagerungsdichte.

Landseitig beginnen die tragfähigen Sandschichten bei ca. NN -5,0 bis -6,0 m und werden von einer Kleischicht überlagert. Im oberen Bereich wurden Auffüllsande und Bauschuttreste angetroffen.

3 Gründungsproblematik

Bereits nach Herstellung der ersten wasserseitigen Bauwerkspfähle zeigte sich nach der Auswertung der durchgeführten dynamischen Probebelastungen, dass die geforderte Tragfähigkeit nur zu ca. 60% erreicht werden konnte. Bei der Auswertung der Probebelastungen fiel ebenfalls auf, dass trotz eines bei Rohrpfählen üblichen Fußverstärkungsringes (t = 30 mm) der Pfahlspitzenwiderstand sehr gering war und nur 20% der im Voraus kalkulierten Werte erreichte.

3.1 Pfahlverstärkungsmaßnahmen

Die Sanierung der bereits eingebrachten Pfähle stellte sich als schwierig heraus. Ein Verlängern und Nachrammen der Rohre musste aufgrund einer den Sandschichten unterlagerten Glimmertonschicht ab ca. NN -20,0 m verworfen werden. Daher wurden zusammen mit dem Bauherrn verschiedene Sanierungsmaßnahmen diskutiert und an mehreren Probepfählen getestet.

Im Rahmen dieser Untersuchung konnte eine deutliche Erhöhung der Pfahlwiderstände bei Pfählen realisiert werden, die mit Sand verfüllt und im Pfahlkopfbereich ausbetoniert wurden. Nach kurzem Nachrammen des Systems verspannte sich der Boden unterhalb der Betonplombe im Inneren des Rohres, welches somit quasi als Vollverdränger fungierte. Mithilfe dieser Sanierungsmaßnahme wurden Tragfähigkeiten >12.000 kN gemessen, sodass alle wasserseitigen Pfähle (Ø1420 mm) des ersten Bauabschnittes dementsprechend saniert werden konnten.

Die zu diesem Zeitpunkt noch nicht eingebrachten landseitigen Rohrpfähle (Ø1220 mm) wurden mittels vier Flügel (coup, PSp 1000) außenseitig verstärkt und zusätzlich um ca. 2,5 m verlängert (vgl. Abb. 4). Die charakteristische Tragfähigkeit dieser Pfähle lag mit >7.000 kN im geforderten Bereich. Durch das hohe Gewicht und die große Außenfläche erfolgte jedoch ein relativ hoher Energieeintrag bei der Rammung in den umgebenden Boden, wodurch ungewünschte Setzungen hervorgerufen wurden.

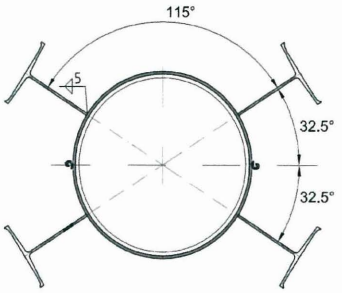


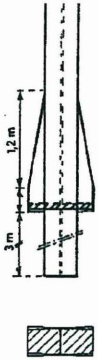
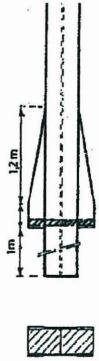
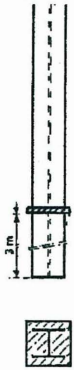
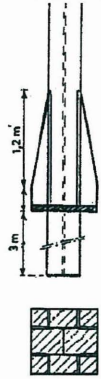
Abb. 4: Verstärkte landseitige Rohrpfähle des 1. Bauabschnittes

Die hohen Material- und Einbaukosten der genannten verstärkten Pfähle veranlassten die Beteiligten für den zweiten Bauabschnitt alternative Lösungen zur Erhöhung der Pfahltragfähigkeit zu entwickeln. Es galt demnach ein Verstärkungssystem zu finden, dass minimale Kosten mit einer ausreichenden Tragfähigkeitsentwicklung verbindet.

3.2 Bekannte Untersuchungen an verstärkten Stahlpfählen

Erfahrungen mit Pfahlverstärkungen von Rammpfählen sind insbesondere bei Peiner-Profilen bekannt. Tests an unterschiedlich bestückten Trägerprofilen sind z.B. von *De Beer 1986* veröffentlicht worden. Die Versuche zeigen insbesondere, dass das Anbringen überbreiter Platten im Fußbereich eine höhere Tragfähigkeit erzeugt als das Anbringen von reinen Flügeln. Teilweise zeigen sich aber auch negative Auswirkungen von Verstärkungselementen wie beispielsweise die verringerte Tragfähigkeit durch einfache Fußplatten, die vermutlich auf eine Reduzierung der Mantelreibung zurückzuführen ist. Es ist jedoch zu beachten, dass eine Erhöhung der Tragfähigkeit mit

Hilfe von Flügeln und Fußplatten neben dem Kostenfaktor auch mit einem höheren Aufwand beim Rammen und Führen der Pfähle verbunden ist.

Typ	Pfahl I	Pfahl II	Pfahl III	Pfahl IV	Pfahl V	Pfahl VI
						
Bruchlast	3225 kN	6860 kN	4920 kN	4470 kN	4440 kN	7140 kN
Vergleichsfaktor	1,0	2,13	1,52	1,38	1,37	2,21

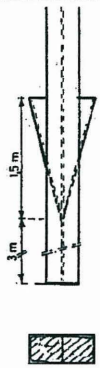
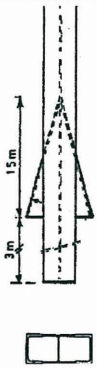
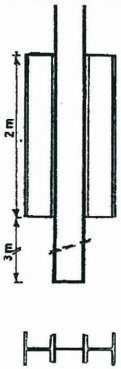
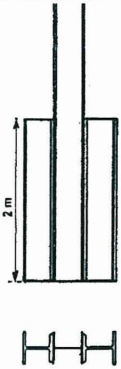
Typ	Pfahl VII	Pfahl VIII	Pfahl IX	Pfahl X	Pfahl XI	Pfahl XII
						
Bruchlast	5690kN	5450kN	2760kN	2760kN	4265kN	4260kN
Vergleichsfaktor	1,76	1,69	0,86	0,86	1,32	1,32

Abb. 5: Ergebnisse an verstärkten Trägerprofilen nach De Beer (1986)

Bei offenen Stahlrohrpfählen ist in der Vergangenheit oft mit Fußauskreuzungen gearbeitet worden, um innerhalb der aufgeteilten Flächen im Kreuz eine Pfropfenbildung erzeugen zu können (*z.B. Franke 1992*). Auch im Rahmen des Neubaus der Niedernfelder Brücken wurden Versuche an Rohrpfählen mit Fußauskreuzungen durchgeführt. Die Darstellung der Mantelreibung nach Abbildung 6 macht deutlich, dass sich im Vergleich mit einem unverstärkten Pfahl die innere Mantelreibung oberhalb der Fußauskreuzung verringert und die gewollte Erhöhung der Gesamttragfähigkeit damit wieder aufgezehrt wird.

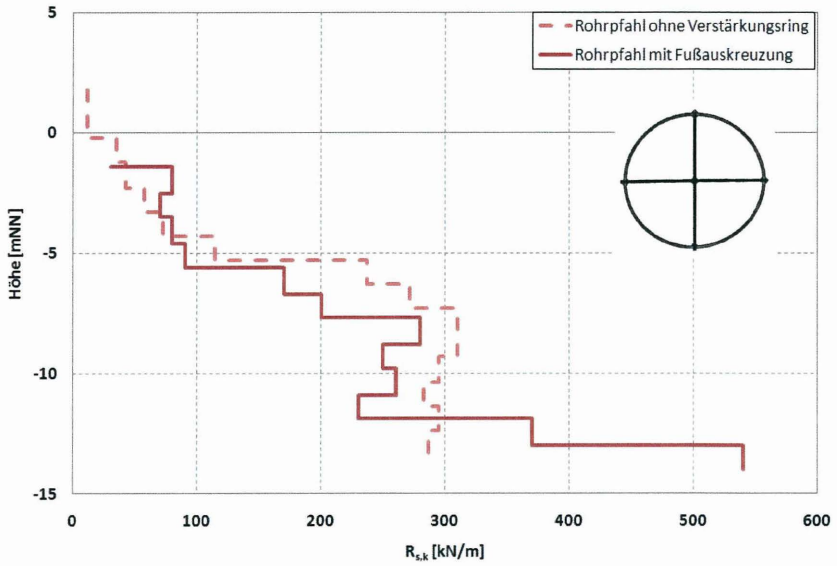


Abb. 6: Verteilung der Mantelreibung an den getesteten Fußverstärkungen im Rahmen des Neubaus der Niedernfelder Brücken

Auch die Erfahrungen bei anderen Projekten zeigen, dass kostenintensive Pfahlverstärkungen, insbesondere durch Fußauskreuzungen, nicht immer zu dem gewünschten Effekt einer deutlichen Tragkraftsteigerung führen.

3.3 Neuentwicklung einer innovativen Pfahlverstärkung

Die Erfahrungen an fußverstärkten Rohrpfählen führen zu der Erkenntnis, dass diese Maßnahmen oft keine nennenswerte Steigerung der Gesamttragfähigkeit mit sich bringen. Gerammte Großrohrpfähle weisen einen hohen Anteil der Mantelreibung an der Gesamttragfähigkeit auf. Der Fußwiderstand ist aufgrund der schmalen Aufstandsfläche und der geringeren Tendenz zur sogenannten Pfropfenbildung (erhöhte innere Horizontalverspannung im Pfahlfußbereich) bei großen Rohrdurchmessern nicht besonders ausgeprägt.

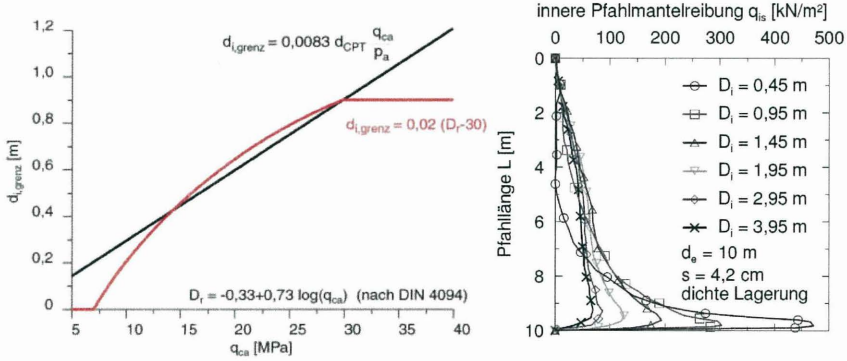


Abb.7: Beispielhafte Verteilung der inneren Pfahlmantelreibung über die Pfahllänge L unter Variation des inneren Pfahldurchmessers Di nach Jardine (2005) und Lücking (2010)

Die Berechnungen von *Lücking (2010)* zeigen, dass sich mit größerem Pfahldurchmesser die Verteilung der inneren Mantelreibung der Äußeren nahezu angleicht. Dies widerspricht der häufig vertretenen Meinung, dass die innere Mantelreibung rechnerisch nur im unteren Pfahlbereich anzusetzen sei. Infolge der Pfahlverschiebung unter Last kann demnach die innere Mantelreibung $R_{s,innen,k}$ über die gesamte Pfahllänge aufsummiert und über die innere Aufstandsfläche am Pfahlfuß $R_{b,innen,k}$ in den Baugrund abgegeben werden (vgl. Abbildung 1). Diese Erkenntnis deckt sich qualitativ mit den Angaben von *Jardine et. al (2005)*, bei dem die Tendenz zur Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden neben dem Pfahldurchmesser auch von der Festigkeit des Bodens beeinflusst wird.

Erste Versuche der *F+Z Baugesellschaft mbH* mit einem ca. 3,0 m oberhalb des Pfahlfußes angebrachten inneren Verstärkungsring (t = 100 mm) zeigten eine deutliche

Erhöhung der inneren Mantelreibung unterhalb des Rings (Abb. 8). Während des Rammvorgangs wird der Boden unterhalb des Ringes höher verdichtet und führt somit zu höheren Mantelreibungswerten. Jedoch zeigt sich beim Vergleich mit unverstärkten Pfählen, dass sich die innere Mantelreibung über dem Ring verringert. Die gewollte Erhöhung der Gesamttragfähigkeit wird somit wieder aufgezehrt.

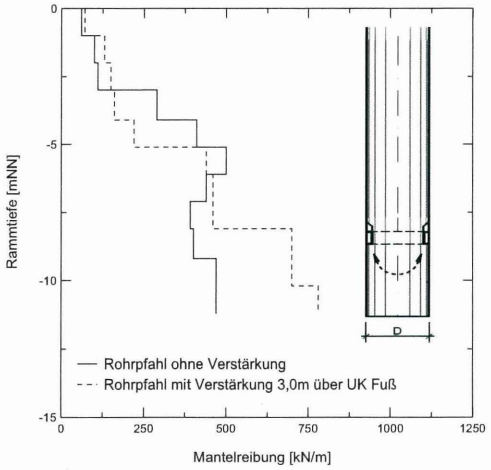


Abb. 8: Vergleich der Mantelreibungsverteilung aus dynamischen Probebelastungen von Rohrpfählen ∅ 1420 x 16 [mm] mit und ohne Verstärkungsring

Im Zuge des Neubaus der Niedernfelder Brücken führte eine genaue Auswertung der bekannten Untersuchungen zu einer innovativen Entwicklung eines einfachen und robusten Systems zur Verstärkung von Großrohrpfählen. Durch eine erzwungene Pfropfenbildung konnte dabei die innere Mantelreibung derart erhöht werden, dass auf eine Verlängerung der Pfähle oder auf kostenintensive Verstärkungsmaßnahmen - wie in Abbildung 4 gezeigt - verzichtet werden konnte.

Die patentierte Erfindung des Verstärkungsringes Typ *SEVERI* zeichnet sich dadurch aus, dass eine im Rohr liegende Querschnittsverengung so angebracht wird, dass sie auf Endtiefe des Rohrs leicht in den tragfähigen Baugrund einbindet. Durch die Verjüngung in Höhe des Verstärkungsringes wird der Boden im Endstadium des Einbringens stark verspannt, sodass sich ein Druckgewölbe ausbilden kann. Dieses Druckgewölbe führt zu

einer Verdichtung der darunter liegenden Bodenschichten im Pfahl, was eine Erhöhung der inneren Mantelreibung zur Folge hat.

Die Pfahllängen fallen deutlich geringer aus, was infolgedessen zu Einsparungen von Stahl, Transport, Ramm- und Hebetechnik führt. Insbesondere bei tiefliegenden nichttragfähigen Bodenschichten ergibt sich durch die geringe Einbindetiefe ein Vorteil mithilfe dieser Gründungslösung.

Die konisch geformten 30 cm breiten Ringe ergaben sich aus der Vorgabe, dass der Verstärkungsring während der Rammung obere Weichschichten durchörtern musste und diese im Endzustand möglichst nicht unter der Ringfläche liegen sollten. Nach Abschluss der Rammarbeiten konnte dies durch Bohrungen und Drucksondierungen im Pfahlinneren bestätigt werden. Die Auswertungen der dynamischen Probebelastungen zeigten, dass der Pfahl seine Last nicht unbedingt über den Verstärkungsring in den inneren Boden abgibt, sondern vielmehr, dass die enorm erhöhte Mantelreibung unterhalb des Ringes die maßgebliche Traglaststeigerung erzeugt. Erste Berechnungen ergaben eine Erhöhung der inneren Mantelreibung um den Faktor 4 bis 5.

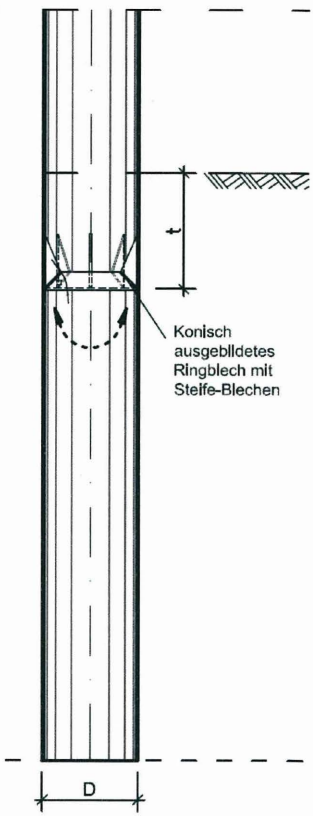


Abb. 9: Querschnitt und Wirkungsweise eines mit Ringblech Typ SEVERI verstärkten Rohrpfahls

In Hinblick auf die Rammarbeiten hat die im oberen Bereich der tragfähigen Bodenschichten liegende Lage der Pfahlverstärkung den Vorteil geringerer Verrammungen, da nur in den letzten Rammmetern die Wirkung der Verstärkung aktiviert wird.

Das Tragverhalten des Systems ist insbesondere bei der Betrachtung der Mantelreibungsverteilung aus den dynamischen Probebelastungen zu erkennen (Abbildung 10).

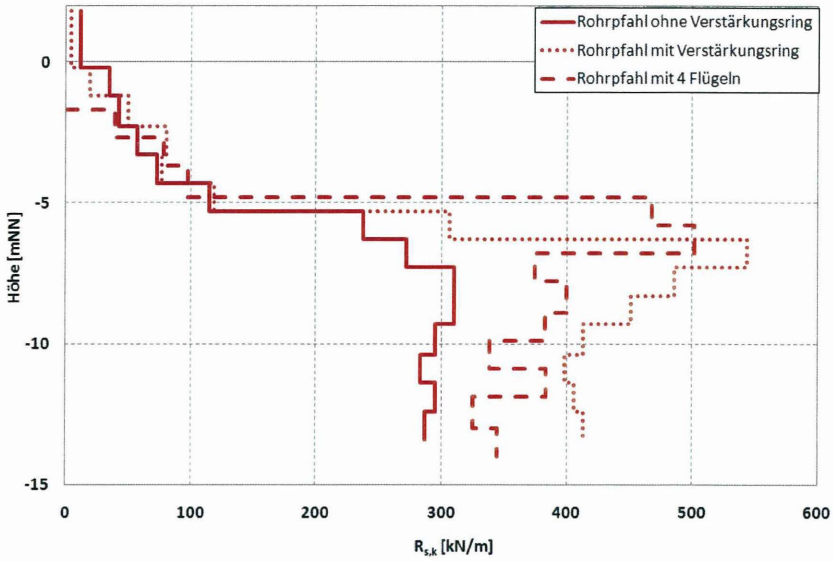


Abb. 10: Vergleich der Mantelreibungsverteilung aus dynamischen Probebelastungen von Rohrpfählen ∅1220 x 16 [mm] mit und ohne Verstärkungsmaßnahmen

Auffallend ist die deutliche Erhöhung der Mantelreibung infolge der Bodenverdichtung im Pfahlinneren bei dem Rohrpfahl mit Verstärkungsring. Die Gesamtmantelreibung liegt in diesem Beispiel sogar höher als die eines mit vier coup. PSp 1000 – Trägern (gemäß Abb. 4) verstärkten Rohres.

Dieses Phänomen macht auch die folgende Darstellung aus den Messergebnissen der Mitnahmesetzungen des Bodens im Pfahlinneren deutlich. Der vorhandene Boden wird während der Rammung über ca. 2 Meter mitgenommen und verdichtet somit den darunter liegenden Boden (Abb. 11).

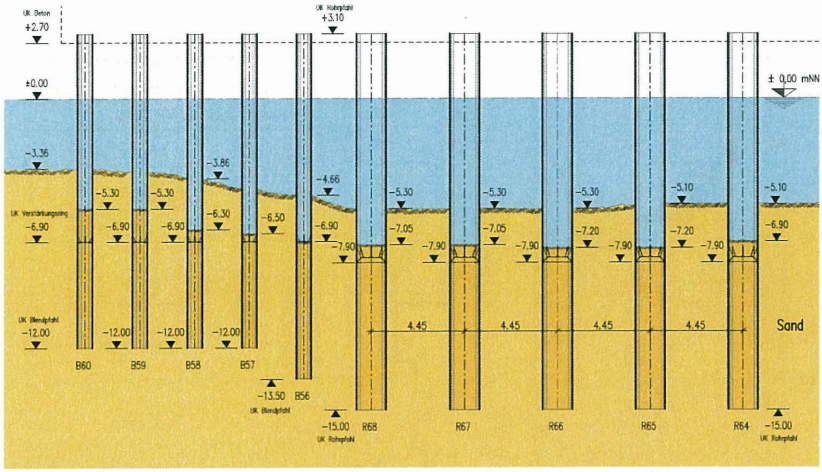


Abb. 11: Darstellung der gemessenen Mitnahmesetzung in den verstärkten, wasserseitigen Rohrpfählen des 2. Bauabschnittes

Interessant ist auch die Betrachtung des Pfahlfußbereiches, bei der die bodenverdichtenden Verstärkungsringe teilweise eine enorme Steigerung der gemessenen Spitzendruckspannung hervorgerufen haben.

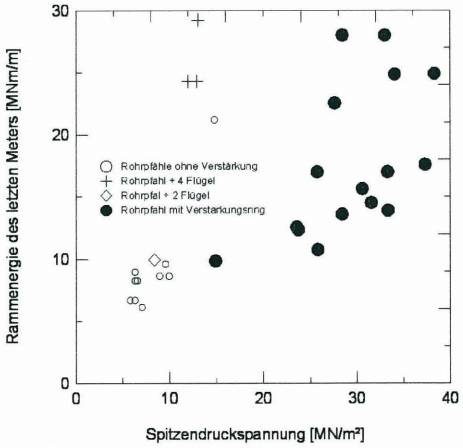


Abb. 12: Spitzendruckspannungen aus CAPWAP – Analyse verschiedener Rohrpfahltypen beim Projekt Niedernfelder Brücken

4 Begleitendes Messkonzept

Wie bereits erwähnt, gehen aktuelle Forschungsergebnisse davon aus, dass sich der Boden in offenen Stahlrohrpfählen mit einem Durchmesser von mehr als einem Meter nicht mehr verspannt. Da der Effekt der inneren Verspannung zur Erhöhung der Pfahlwiderstände in diesem Fall ausdrücklich erwünscht war, kam erstmals das im vorangegangenen Kapitel beschriebene patentierte System der Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH mit einem konisch ausgebildeten innen liegenden Ringblech zur Ausführung.

Um die Wirkungsweise dieses Systems beurteilen zu können, wurde das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) beauftragt, geotechnische Messungen an einem Stahlrohrpfahl mit und einem ohne Ringblech vorzunehmen. Die Versuchspfähle wurden am Rand des Widerlagers West-Nord nebeneinander eingebracht. Das geotechnische Messkonzept bestand aus einer vereinfachten Version des bereits am Offshore-Monopile der Forschungsplattform FINO[3] installierten 'GEMSOGS' (Geotechnische Mess-Station für Offshore-Gründungs-Strukturen). Im Fall der Niedernfelder Brücken wurden in dem modifizierten und kleineren GEMSOGS Totalspannungs-, Porenwasserdruck- und Temperatursensoren installiert. Je Rohrpfahl wurden zwei GEMSOGS auf gegenüberliegenden Seiten im Inneren des Rohres einen Meter oberhalb des Pfahlfußes installiert (siehe Abbildung 14).

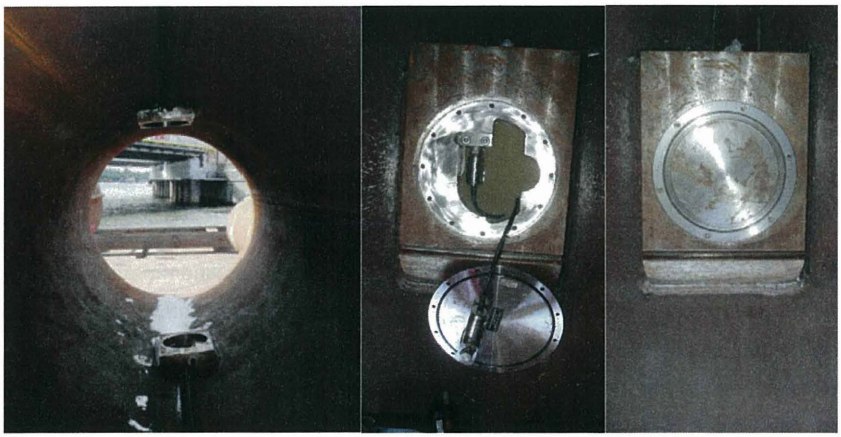


Abb. 14: Installation der GEMSOGS (beidseitig) im Inneren des Rohrpfahles

Um die Entwicklung der Pfahlwiderstände während der Rammung beider Rohre beurteilen zu können, wurden dynamische Probebelastungen als sogenannte 'rammbegleitende Messungen' ausgeführt. Hierdurch kann zum einen die Entwicklung der Tragfähigkeit über die Einbindetiefe analysiert werden, zum anderen könnte für jeden beliebigen Rammschlag die aktuelle Verteilung von Mantelreibung und Spitzendruck nach dem erweiterten CAPWAP-Verfahren berechnet werden. An einem zusätzlichen Großrohrpfahl mit Ringblech wurde die inkrementelle Setzung des Bodens im Pfahlinneren mittels Lotung gemessen.

Die Ergebnisse der durchgeführten Messungen ließen erwarten, dass die Pfahlwiderstände und die Radialspannungen im Inneren des Stahlrohrpfahles mit Ringblech höher sind als im Stahlrohrpfahl ohne Verspannungselement. Abbildung 15 zeigt ein Ergebnis der Messungen.

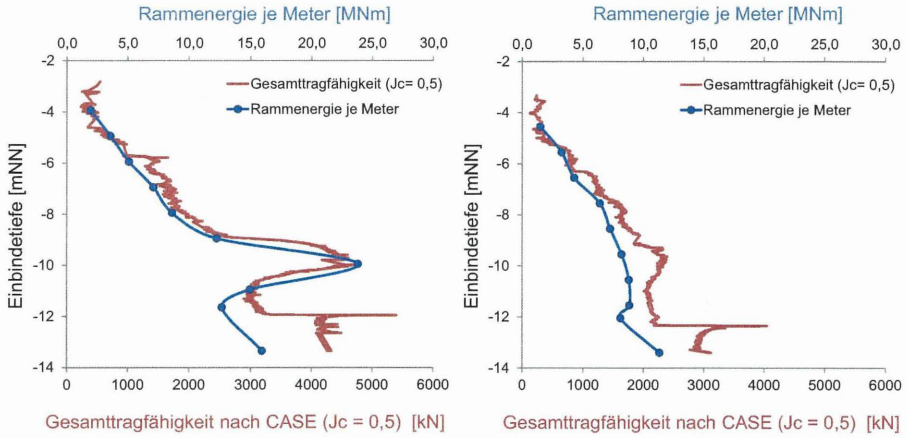


Abb. 15: Gesamttragfähigkeit und Rammenergie über die Einbindetiefe für einen Rohrpfahl mit Verspannungselement (links) und einen Rohrpfahl ohne Verspannungselement (rechts)

Die blaue Linie zeigt die verwendete Rammenergie des Hydraulikhammers um den Pfahl einen Meter in den Boden einzubringen. Der Verlauf der roten Linie zeigt die Gesamttragfähigkeit des Pfahles in Abhängigkeit der Einbindetiefe. Die Gesamttragfähigkeit wurde für einen im Voraus ermittelten typischen Dämpfungsfaktor (sog. Case-Faktor) aus dem Bereich der Niedernfelder Brücken von 0,5 berechnet. Ein deutlicher Zusammenhang zwischen der Rammenergie und dem Pfahlwiderstand ist zu

erkennen. Die gemessenen Ergebnisse konnten die Erwartungen bestätigen. Sowohl die Rammenergie wie auch die Gesamttragfähigkeit ist bei dem Stahlrohrpfahl mit Ringblech deutlich größer (Abbildung 15, links).

Bei näherer Betrachtung der Messdaten fällt die kurzfristige, deutliche Zunahme der Gesamttragfähigkeit im Bereich von -12,0 mNN in beiden Abbildungen auf (Position Pfahlfuß). Da beide Rohre mit Rammführung eingebracht wurden, musste diese im Verlauf der Rammung entfernt werden. Beide Rohre wurden erst nach einer Standzeit von fünf Tagen um weitere ca. 1,5 m auf Endtiefe gerammt. Der kurzfristige aber deutliche Tragfähigkeitszuwachs kann als sogenannter Anwachseffekt erklärt werden. Durch Umlagerungen im Boden und der Standzeit von fünf Tagen konnten rd. 60% höhere Pfahlwiderstände gemessen werden. Ähnliche - zum Teil sogar noch höhere Zuwächse - konnten bei weiteren dynamischen Probebelastungen an Großrohrpfählen desselben Bauvorhabens gemessen werden. Durch die erneute Aufnahme der Rammarbeiten und die damit zusammenhängende Auflockerung des Kontaktgefüges Pfahl-Boden kommt es nach einigen Zentimetern Rammfortschritt zu einer Abnahme der Tragfähigkeit, die aber nicht mehr den Ausgangszustand (Ende erster Rammtag) erreichen konnte. Ähnliche Phänomene wurden z.B. auch in *Fischer et al. 2009* beschrieben.

Ebenfalls fällt bei der Betrachtung der Messergebnisse bei dem Rohrpfahl mit Ringblech auf, dass sowohl die Rammenergie wie auch die Gesamttragfähigkeit zwischen ca. -9,0 und ca. -11,0mNN (bezogen auf die Position des Pfahlfußes) erheblich ansteigen, um in der Folge wieder abzufallen. Hierzu soll in der Folge die Lage des Ringbleches mit dem Baugrund und den Messergebnissen verglichen werden. Abbildung 16 zeigt die gemessene Gesamttragfähigkeit nach Case verglichen mit dem Baugrundaufbau und der Position des Verstärkungsringes zu unterschiedlichen Rammzeitpunkten. Es wird deutlich, dass sich das Ringblech zum Zeitpunkt der Zunahme von Tragfähigkeit und Rammenergie direkt oberhalb der ca. 1,5 m mächtigen Sandschicht befand. Es wird angenommen, dass das Einrammen des Ringbleches in die obere Sandschicht zu einer Verdichtung des Bodens unter dem Versteifungselement führte.

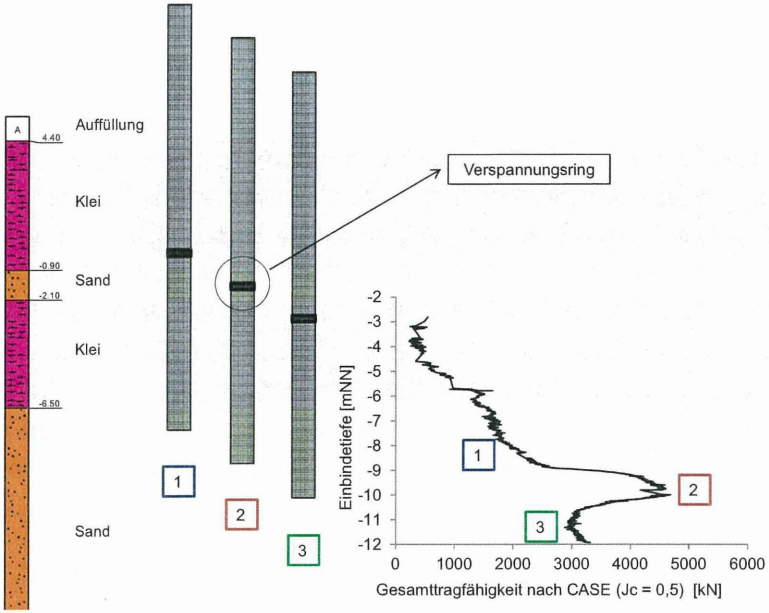


Abb. 16: Ort des Ringbleches bezogen auf den Baugrund und den Ort des Pfahlfußes

Der ersten Sandschicht ist eine ca. 4,5 m mächtige Kleischicht unterlagert, auf die ab ca. -6,5 mNN eine mehrere Meter tiefe Sandschicht dichter Lagerung folgt. Durch die Form des Versteifungselementes kann angenommen werden, dass sich die verspannte Sandschicht im weiteren Rammfortschritt nach und nach durch die sich verjüngende Öffnung des Ringbleches geschoben hat. Sobald das Ringblech in die untere Kleischicht einbindet (gegebenenfalls leicht zeitverzögert), konnte eine deutliche Abnahme der Verspannung im Rohrpfahl und eine damit einhergehende Abnahme der Pfahlwiderstände festgestellt werden.

Ein zusätzlicher Beleg für diese Annahme zeigt das Ergebnis der inkrementellen Lotung an einem zusätzlichen Stahlrohrpfahl mit Ringblech. Hierbei wurde nach dem Ansatz von *Paikowsky et al. 1989* die Bewegung des Bodens im Rohr während des Einrammens mit der Geländeoberfläche verglichen. Prinzipiell spricht man von einer ausbleibenden Verspannung, wenn das Niveau zwischen dem Boden innerhalb und außerhalb des Rohres zwischen zwei Messungen gleich bleibt. Wird der Boden im Rohr zwischen den zwei Messungen mit nach unten gezogen, geht man von einer zu mindestens teilweisen

Verspannung aus. Tatsächlich können aber z.B. dynamische Effekte aus Vibration oder Rammung zu Kornumlagerungen im Boden führen, welche wiederum zu einer verfälschten Annahme des Bewertungskriteriums nach *Paikowsky et al.* führen kann. Detaillierte Untersuchungen hierzu wurden beispielsweise von *Kalisch, 2010* durchgeführt.

Das Ergebnis der inkrementellen Lotung, bei dem die relative Setzung des Bodens im Rohr für jeden Meter Rammfortschritt gemessen wurde, zeigt, dass es erst beim Auftreffen des Ringbleches auf die obere Sandschicht zu Mitnahmesetzungen von bis zu 25% gekommen ist. Die Mitnahmesetzungen im Rohr korrelieren direkt mit dem gemessenen Anstieg der Rammwiderstände (vgl. z.B. Abbildung 15, links). In der Folge der Rammung, zum Zeitpunkt der erneuten Abnahme der Rammwiderstände, konnten keine Mitnahmesetzungen mehr festgestellt werden. Die Lotung ergab sogar eine leichte Hebung des Bodens im Rohr von einigen Zentimetern. Eine mögliche Erklärung wäre, dass sich der komprimierte Boden nach dem Durchrammen des Ringbleches durch die obere Sandschicht wieder entspannte, was einen leichten Anstieg des Bodens im Rohr zur Folge hätte. Abbildung 17 zeigt das Ergebnis der inkrementellen Lotungen.

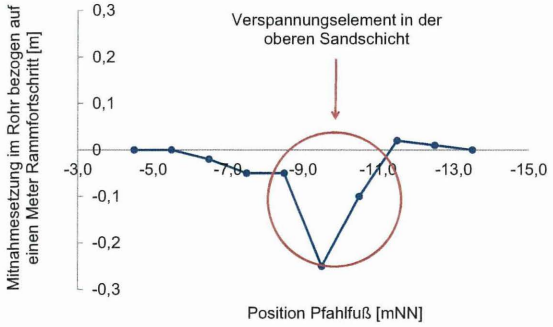


Abb. 17: gemessener, inkrementeller Verspannungsgrad des Bodens im Rohrpfahl

Zum Abschluss des Kapitels sollen die Messergebnisse der modifizierten GEMSOGS dargestellt und mit den bereits diskutierten Annahmen verglichen werden. Abbildung 18 zeigt die Entwicklung der effektiven Spannung im Inneren des Rohrpfahles ($\sigma' = \sigma - u$) am ersten Rammtag. Zum besseren Vergleich mit den vorhergegangenen Abbildungen sind die Ergebnisse auf die Position des Pfahlfußes bezogen. Tatsächlich befinden sich die

GEMSOGS aber einen Meter oberhalb des Pfahlfußes (vgl. Abbildung 14). Der dargestellte Verlauf der effektiven Radialspannungen (Horizontalspannungen) zeigt den Mittelwert der Ergebnisse der gegenüberliegenden Sensoren des jeweiligen Rohrpfahles.

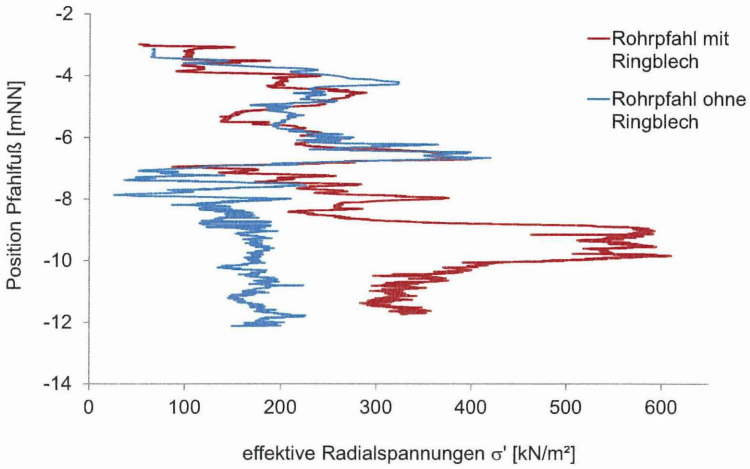


Abb. 18: gemessene effektive Radialspannungen im GEMSOGS bezogen auf den Ort des Pfahlfußes

Die blaue Linie zeigt die effektiven Radialspannungen des Rohres ohne, die rote Linie die effektiven Radialspannungen des Rohres mit Ringblech. Bis zum Auftreffen des Ringbleches auf die beschriebene obere Sandschicht sind die gemessenen Spannungen in beiden Großrohrpfählen ähnlich. Im weiteren Rammverlauf kommt es bei dem Rohrpfahl mit Ringblech zu einem erheblichen Zuwachs der effektiven Spannungen. Der Zeitpunkt des deutlichen Anstieges deckt sich mit dem Zuwachs der Rammenergie und der Gesamttragfähigkeit. Aufgrund der im Vorfeld diskutierten Annahmen konnte dieses Ergebnis erwartet werden. Es wird davon ausgegangen, dass sich das gesamte Bodenpaket unterhalb des Ringbleches beim Auftreffen auf die obere Sandschicht verspannt hat. Diese Verspannung wurde somit auch als Radialspannung an der Position der installierten GEMSOGS erfasst. Der Vergleich mit den Radialspannungen im Pfahl ohne Ringblech macht den Unterschied der beiden Rohrsysteme deutlich. Im weiteren Verlauf der Rammarbeiten reduzierten sich die effektiven Spannungen wieder erheblich.

5 Zusammenfassung

Im Rahmen des Neubaus der Niedernfelder Brücken im Hamburger Hafen wurde von der Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH ein neuartiges Verspannungselement für offene Großrohrpfähle entwickelt. Die patentierte Erfindung zeichnet sich dadurch aus, dass ein im Rohr angeschweißtes Verspannungselement so platziert wird, dass es kurz vor Erreichen der Endtiefe in den tragfähigen Baugrund einbindet. Durch dieses Element wird der Boden im Endstadium des Einbringens derart verspannt, dass sich ein Druckgewölbe ausbilden kann. Dieses Druckgewölbe führt zu einer Verdichtung der darunter liegenden Bodenschichten im Pfahl, wodurch sich die innere Mantelreibung stark erhöht.

Durch die Modifikation der Rohre war es möglich die geforderte Gesamttragfähigkeit aller Gründungspfähle im zweiten Bauabschnitt des dargestellten Projektes zu erreichen. Zusätzlich konnten die Kosten der Verstärkungsmaßnahmen im Vergleich zu den im ersten Bauabschnitt eingesetzten Maßnahmen deutlich verringert werden.

Im Zuge der Baumaßnahme wurden vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) zahlreiche geotechnische Messungen durchgeführt. Unter anderem wurden zwei Großrohrpfähle im Pfahlfußbereich mit einer geotechnischen Messstation (GEMSOGS) ausgestattet um während des Einbringvorganges Informationen über die Spannungsentwicklung im Inneren des Pfahlfußes zu erlangen. Die Messergebnisse zeigen erste Erkenntnisse über die Wirkungsweise des Ringbleches im Vergleich zu einem unverstärkten Großrohrpfahl. Zukünftig sollen weitere Untersuchungen und Modellversuche helfen die Form des innen liegenden Verspannungselementes bodenspezifisch zu optimieren, um die Tragfähigkeit eines offenen Stahlrohrpfahles weiter steigern zu können.

Die Möglichkeit zu umfangreichen Untersuchungen und zur Weiterentwicklung von Pfahlsystemen im Rahmen von Bauprojekten ist ohne die Bereitschaft eines interessierten und offenen Bauherrn nicht möglich. Daher soll an dieser Stelle der Hamburg Port Authority herzlich gedankt sein.

Literatur

EA-Pfähle [2007] „*Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" – EA Pfähle*", Ernst und Sohn, Berlin 2007

De Beer [1986] „*Verstärkung von Stahlpfählen*", Beiträge zum Pfahlsymposium 1986, Institut für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TU Darmstadt, 1986

Fischer et al. [2009] *Geotechnisches Messkonzept am JadeWeserPort*, Pfahl-Symposium 2009, Fachseminar am 19./20.02.09 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 88 S. 83-106, 2009

Franke [1992] *Abschnitt 3.3 "Pfähle"* in: Grundbautaschenbuch 4. Auflage, Teil 3, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1992

Jardine et al. [2005] "*ICP designmethods for driven piles in sand and clays*", London: Thomas Telford, 2005

Kalisch [2010] *Untersuchungen zur Pfropfenbildung bei der Einbringung der Pierplattenpfähle am JadeWeserPort*, Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, 2010

Kempfert [2009] „*Pfahlgründungen*", in Grundbautaschenbuch Teil 3, Ernst und Sohn, Berlin, 2009

Lammertz [2008] „*Ermittlung der Tragfähigkeit vibrierter Stahlrohrpfähle in nichtbindigem Boden*", Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität Duisburg-Essen, 2008

Lücking [2010] „*Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden*", Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 23, 2010

Paikowsky et al. [1989] *A New Look at the Phenomenon of Offshore Pile Plugging.* Marine Geotechnology, Vol. 8, S. 213-230,1989

Autoren

Sebastian Höhmann — sebastian.hoehmann@civil.bilfinger.com
Jörg Miemietz — joerg.miemietz@civil.bilfinger.com

Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH/
F+Z Baugesellschaft mbH — www.fz-bau.de
Kanalstr. 44, 22085 Hamburg — Tel.: 040 229 23 400

Jan Fischer — j.fischer@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig — www.IGB-TUBS.de
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig — Tel.: 0531 391-62000







F+Z
BAUGESELLSCHAFT

bestechend gut

F+Z BAUGESELLSCHAFT MBH
Kanalstrasse 44
22085 Hamburg
Tel.: (040) 22 72 47 - 0
Fax: (040) 22 72 47 - 240
www.fz-bau.de

Einfluss der Verformung auf die messtechnisch erfassbare Lastabtragung von Schrägankern

Benedikt Bruns, Jörg Gattermann, Joachim Stahlmann

1 Einleitung

Der wachsende Welthandel führte in den letzten Jahren zu einer starken Zunahme des Containerverkehrs, infolge dessen immer mehr Güter effizienter transportiert und umgeschlagen werden müssen. Vor allem der Güterverkehr über den Seeweg ist stark angestiegen. Das verlangt eine hohe Leistungsfähigkeit der Seehäfen. Da neben Hochwasserschutzgründen die stetig größer werdenden Containerschiffe große Geländesprünge mit sich bringen, haben auch die Anforderungen an die Kajenkonstruktion deutlich zugenommen.

Die für solche Bauwerke üblichen Lastannahmen und Berechnungsmethoden beruhen auf Erfahrungen und einfachen Berechnungsansätzen. Es ist jedoch fraglich, ob die Annahmen und Berechnungsverfahren auf die wachsende Größe dieser Bauwerke übertragbar sind, da Studien der letzten Jahre gezeigt haben, dass das Lastabtragsverhalten moderner Kajenkonstruktionen bis heute nicht vollständig erklärt werden kann. Maßgebend dafür ist das Trag- und Verformungsverhalten der Kajenkonstruktion und der Rückverankerung mittels Schrägpfählen.

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB TUBS) wurde aufgrund seiner langjährigen Erfahrung bei der geotechnischen Überwachung von Hafenbauwerken im norddeutschen Raum damit beauftragt, baubegleitende Untersuchungen zur Verformungs- und Spannungsentwicklung der Kajenkonstruktion durchzuführen. So können die getroffenen Lastannahmen für die statischen Berechnungen überprüft, Modelle gegebenenfalls angepasst und eine Aussage über die zu erwartende Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks getroffen werden.

2 Projektbeschreibung und Geologie

Der JadeWeserPort stellt eines der größten norddeutschen Infrastrukturvorhaben der vergangenen 50 Jahre dar. So sollen in Wilhelmshaven die weltweit größten Containerschiffe der Emma-Maersk-Klasse mit einer Ladekapazität von 12.000 TEU tideunabhängig voll beladen und abgefertigt werden können. Der Containerterminal wird eine Größe von 120 ha haben, dahinter stehen 170 ha als Logistikzone im Bereich des Hafengrodens zur Verfügung (vgl. Abbildung 1). Geplant ist eine Umschlagskapazität von 2,7 Mio. TEU p.a. in der ersten Ausbaustufe, die in einer zweiten Ausbaustufe bis 2020 auf 4,2 Mio. TEU p.a. gesteigert werden kann (Wienholz, 2009).

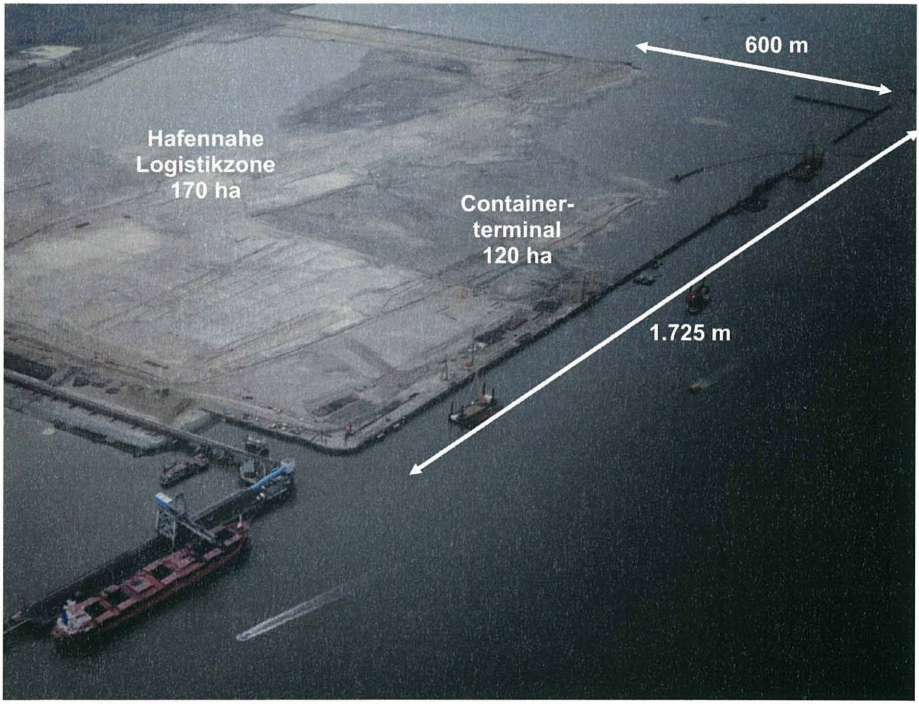


Abbildung 1: Simulation JadeWeserPort (JadeWeserPort, 2011)

Für den Bau des Containerhafens wird eine rd. 300 ha große Fläche im Süden des Voslapper Grodens vom Hauptdeich beginnend nach Osten in die Jade aufgespült. Die

Nordflanke erstreckt sich über eine Länge von 1.900 m. Die 1.250 m lange südliche Begrenzung verläuft parallel zur Niedersachsenbrücke.
Aus Hochwasserschutzgründen und bedingt durch den Tiefgang der Containerschiffe von bis zu 16,5 m muss eine Wassertiefe von 18,0 m unter SKN gewährleistet werden. Dadurch muss die Kajenkonstruktion einen Geländesprung von ca. 28,0 m in dem größtenteils eiszeitlich geprägten Baugrund abfangen können.

3 Baugrundverhältnisse

Die nachfolgenden Ergebnisse beziehen sich auf das Baugrundgutachten, welches vom Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner, Hannover erstellt wurde. Im Bereich der 1.725 m langen Kaje werden in größeren Tiefen tragfähige, pleistozäne Sande angetroffen. Durchgeführte Drucksondierungen in diesem Bereich zeigten Spitzendruckwerte um 30 MN/m² sowie Mantelreibungswerte von bis zu 0,3 MN/m² (CPT). Die Lagerungsdichte wird als dicht bis sehr dicht beschrieben. Oberhalb der tragfähigen Sande befindet sich ein ca. 10 m mächtiges Schichtpaket aus Lauenburger Ton mit einer steifen bis halbfesten Konsistenz. Dem überlagert sind gering tragfähige, marine Sedimente aus Sand-, Schluff und Schlickschichten anzutreffen. Ein Längsschnitt mit dem Verlauf des Baugrundes im Bereich der Kaje zeigt Abbildung 2.

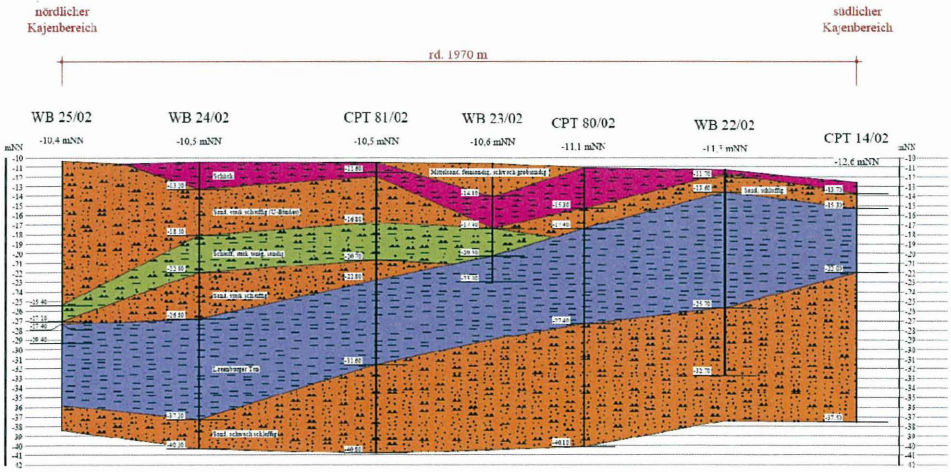


Abbildung 2: Baugrundschnitt über 1.970 m im Bereich der Kaje

Die Besonderheit im Bodenaufbau am JadeWeserPort ist das Schichtenpaket aus Lauenburger Ton (in Abbildung 2, lila dargestellt), welches von Norden nach Süden, in Richtung Niedersachsenbrücke ansteigt. Die tragfähigen Sande beginnen im nördlichen Bereich des Kajenbauwerkes in einer Tiefe von ca. -37,0 mNN. Am südlichen Ende der Kaje sind die tragfähigen Sandschichten bereits in einer Tiefe von ca. -24,0 mNN anzutreffen (Fischer et al., 2009).

4 Geotechnisches Messkonzept

Der Regelquerschnitt der Kajenkonstruktion am JadeWeserPort mit Angabe der verschiedenen Messverfahren und -positionen ist in Abbildung 3 dargestellt. Die wichtigsten Einflussfaktoren auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten bei diesem Bauwerk sind die auf die Wand wirkenden Erd- und Wasserdrücke, der Erdwiderstand vor der Wand, die Wandverformung, der Normalkraftverlauf und die Durchbiegung der Schräganker.

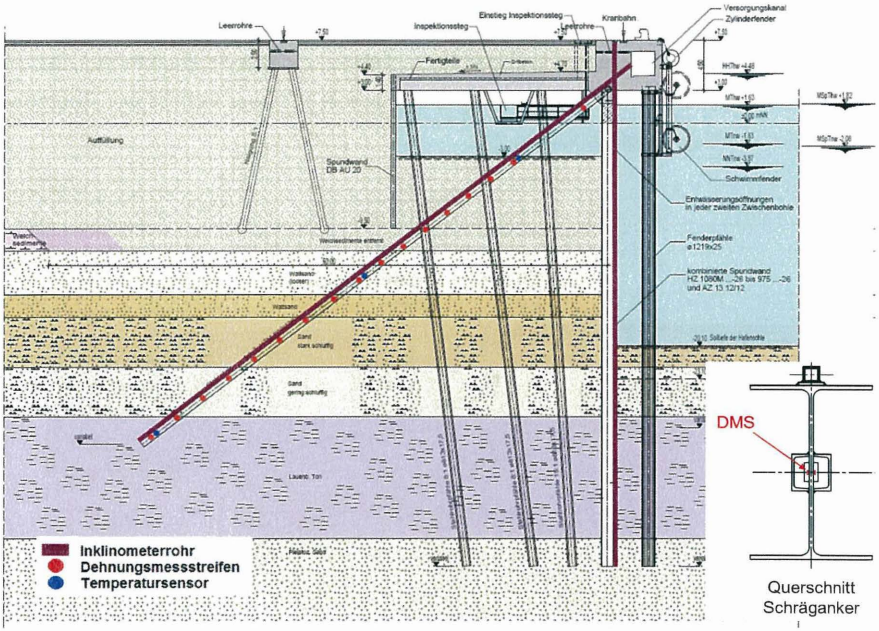


Abbildung 3: Regelquerschnitt Kajenkonstruktion mit geotechnischem Messprogramm

Zur Rückverankerung der Spundwand und zur Aufnahme der horizontalen Lasten werden Schräganker eingebracht und an die Wand angeschlossen. Aufgrund der Ausbildung der Anschlussstelle ist deren Anbindung gelenkig und wird momentenfrei gerechnet. Im Allgemeinen treten rechnerisch die maximalen Normalkräfte am Anschlusspunkt auf und werden sukzessive über die Mantelfläche entlang der Pfahlachse reduziert.

Das IGB TUBS wurde neben der Überprüfung der Tragfähigkeit ausgewählter Konstruktionselemente durch dynamische Probebelastungen damit beauftragt, im Rahmen des geotechnischen Messprogramms Verformungsmessungen an 11 über die Kajenlänge verteilten Messquerschnitten (MQ, jeweils Tragbohle mit benachbartem Schräganker) durchzuführen. Die Positionen der MQ wurden entsprechend der aus dem Baugrundgutachten hervorgehenden Bemessungsprofile festgelegt.

An 10 dieser 11 MQ sollte zusätzlich der Normalkraftverlauf über die Länge des Schrägankers ermittelt werden, um die Auslastung der Elemente während des Betriebes feststellen zu können. Für diese Normalkraftermittlung wurden Dehnungsmessstreifen (DMS) an den Schrägankern appliziert. Durch die schwere Rammung der Schräganker bis in den Lauenburger Ton sowie die angestrebte Messdauer über mehrere Jahre sind an die Applizierung der DMS höchste Anforderungen gestellt. Aus diesem Grund sind sowohl die DMS als auch der Schutz vor Wasser langzeitstabil und gesichert anzubringen. Auf einer Metallfolie vorkonfektionierte DMS werden vor der Einbringung des Ankers am Tragprofil angebracht. Zur gesicherten wasserdichten Einkapselung wurden im IGB TUBS Deckel aus Stahl entworfen und gefertigt, die mit dem Tragprofil fest verschraubt werden. Für die Befestigung der Deckel sind 4 Bohrungen notwendig. Jeweils zwei am Steg gegenüberliegende Deckel werden miteinander verschraubt. U-Stahlprofile, die im Pfahlfußbereich durch einen Rammschuh geschlossen werden, schützen die Messgeber sowie die Kabelverbindungen beim Rammen der Tragprofile. Zwischen den Messstellen angeordnete Ösen stabilisieren die Kabel und dienen als Zugentlastung. Jeder der 10 Schräganker wird mit insgesamt 34 DMS (17 auf jeder Stegseite) bestückt. Durch Temperaturänderungen auftretende Dehnungen werden durch zusätzlich installierte Temperatursensoren PT100 kompensiert. In der folgenden Abbildung sind ein applizierter DMS sowie die wasserdichte Einkapselung durch den Deckel zu sehen.



Abbildung 4 : applizierter DMS und wasserdichter Verschluss

Die Normalkraft wird aus den ermittelten Dehnungen mit Hilfe des Hook´schen Gesetzes ermittelt ($F = E \cdot A \cdot \varepsilon$). Die Materialeigenschaften und Querschnittswerte werden dabei über die Ankerlänge als konstant angenommen. Der Vorteil der DMS liegt in der Möglichkeit der kontinuierlichen Messung. Damit ist es möglich, jede Änderung im Spannungs-Verformungsverhalten der Kaje eindeutig dem jeweiligen Baufortschritt zuzuordnen.

5 Ergebnisse des geotechnischen Messprogramms

5.1 Nachweis der Funktionsfähigkeit der DMS während der Rammung

Ein erster Nachweis der Funktionsfähigkeit des installierten Systems wurde während des Rammvorgangs des ersten mit DMS bestückten Schrägankers erbracht. Neben der Messung sämtlicher DMS wurde an der obersten Messebene zusätzlich die Stahldehnung, ausgelöst durch dem Rammschlag des Hammers, mit dem Pile Driving Analyzer (PDA) aufgezeichnet. Der PDA wird seit Jahren erfolgreich zur Tragfähigkeitsbestimmung von Pfählen eingesetzt und kann in diesem Zusammenhang als Kontrollmesssystem angesehen werden. Abbildung 5 zeigt den Verlauf der aus der gemessenen Dehnung umgerechneten Kraft über die Zeit am Beispiel eines Rammschlages. Vergleicht man die mit beiden Messsystemen aufgezeichneten Ergebnisse, so ist eine sehr gute Übereinstimmung festzustellen.

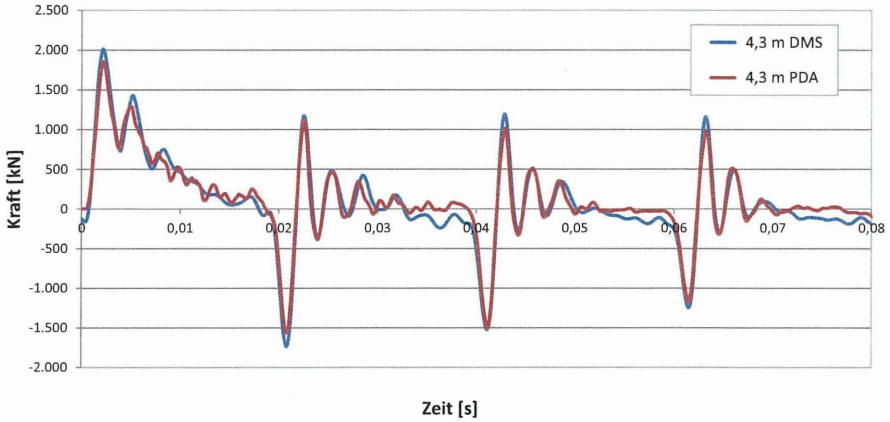


Abbildung 5: Vergleich der errechneten Kräfte der beiden Messsysteme

Abbildung 6 zeigt die aus den ermittelten Dehnungen errechneten Kräfte in allen Messebenen. Die dargestellten Kraftverläufe resultieren aus einem der ersten Rammschläge, bei dem der Anker nur wenige Meter in den Baugrund einbindet.

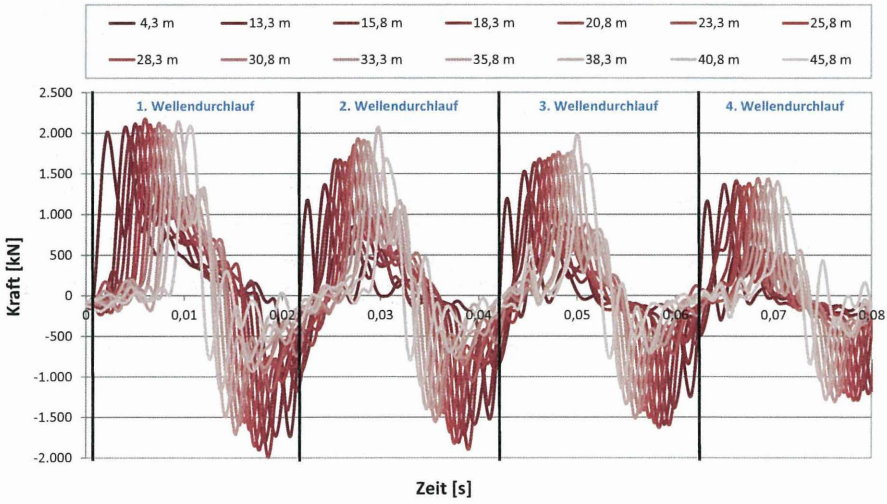


Abbildung 6: Kraftverlauf an allen Messebenen - Rammschlag 11

Dies wird insbesondere an der konstanten Kraftamplitude der im 1. Wellendurchlauf den Pfahl durchlaufenden Druckwelle bis zum Ankerfuß deutlich. Dämpfungseinflüsse des Baugrundes, die zu einer Amplitudenabnahme führen, wurden kaum gemessen.

5.2 Ermittlung der Tragfähigkeit aus statischen Zugversuchen

Der JadeWeserPort wird als Wasserbaustelle hergestellt. Das bedeutet, dass zunächst die Tragbohlen und Schräganker in den Baugrund eingebracht werden. Erst nach dem Schließen der Hauptwand mittels Füllbohlen und dem Anschluss der Schräganker an die Tragbohlen wird mit dem Einspülen des Hinterfüllsandes begonnen. Um die erforderliche äußere Tragfähigkeit nachzuweisen, wurde einige Wochen nach Einbringung an jedem der 10 mit DMS bestückten Schräganker ein statischer Zugversuch durchgeführt. Die technische Durchführung der Probebelastung oblag dabei der IPM Impuls - Pfahlmessung GmbH, Gotha. Der Aufbau eines solchen Zugversuches ist in Abbildung 7 dargestellt.

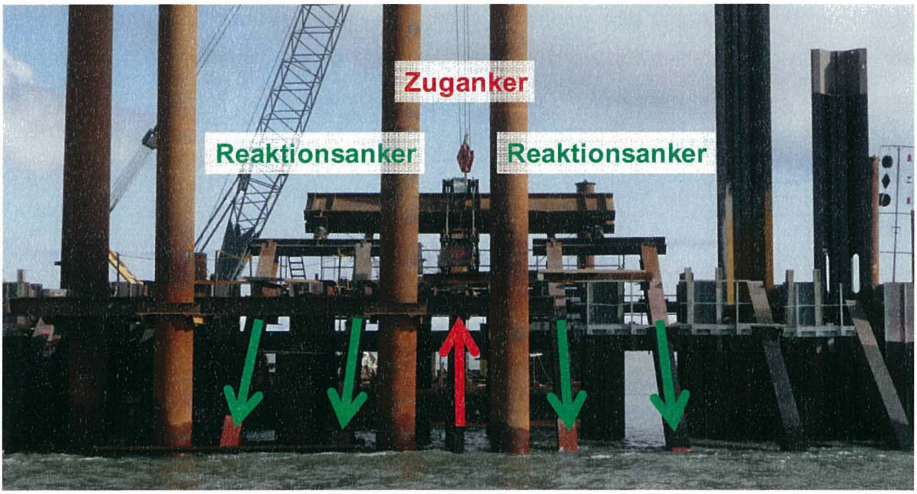


Abbildung 7: Aufbau statischer Zugversuch an einem Schräganker

Der zu testende Anker befindet sich darin in Bildmitte (roter Pfeil). Er ist starr mit der horizontalen Traverse verbunden. Die jeweils zwei benachbarten Anker dienen als Reaktions-

anker. Die definierte Zugkraft wird mittels 2er Hydraulikzylinder erzeugt, die mittig über jedem Reaktionsankerpaar angeordnet sind.

Während der Probebelastungen wurden die jeweiligen Prüflasten stufenweise in zwei Belastungsintervallen mit zwischenzeitlichen Entlastungen erzeugt. Es konnte bei allen Pfählen die statisch erforderliche äußere Tragfähigkeit nachgewiesen werden.

Während der Durchführung der Zugversuche wurden sämtliche DMS kontinuierlich gemessen. Dadurch war es zum einen möglich, die Funktionsfähigkeit der DMS nach der Ankereinbringung und Standzeit nachzuweisen. Zum anderen bot sich durch diese rein axiale und definierte Belastung am Pfahlkopf die Gelegenheit, die Kraftabnahme zwischen den einzelnen Messpositionen mit fortschreitender Einbindung messtechnisch zu erfassen und daraus die erzeugte Mantelreibung im System Pfahl-Boden in definierten Tiefenlagen bzw. Bodenschichten zu bestimmen.

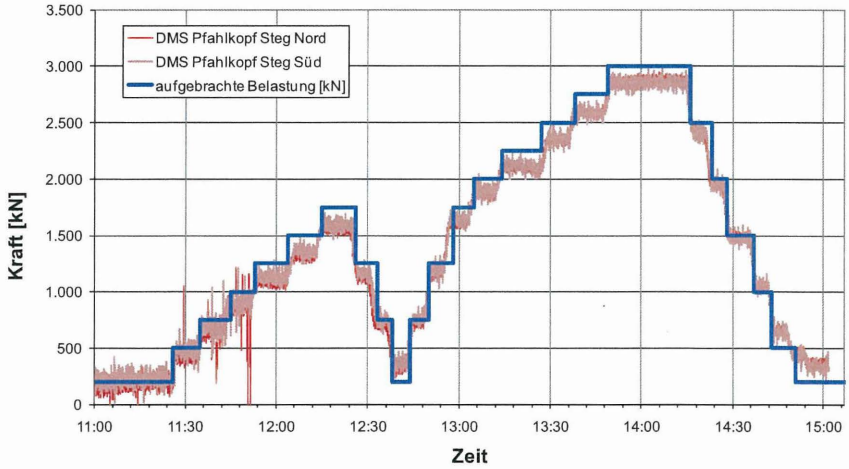


Abbildung 8: ermittelter Kraftverlauf zweier gegenüberliegender DMS am Pfahlkopf

Exemplarisch für die DMS-Messungen ist in Abbildung 8 der aus der gemessenen Dehnung ermittelte Kraftverlauf am Pfahlkopf in Abhängigkeit der aufgebrachten Belastung dargestellt. Daraus gehen sowohl die 1. und 2. Belastung mit zwischenzeitlicher Entlastung sowie die einzelnen Laststufen deutlich hervor. Die Kraftverläufe der getrennt voneinander gemessenen DMS an den Stegseiten sind nahezu identisch. Die Maximallasten

der 1. und 2. Belastungsstufe werden im Vergleich zur aufgebrachten Kraft geringfügig kleiner erfasst. Diese Differenz ist bei sämtlichen Messkurven zu beobachten und ist möglicherweise durch eine nicht zu vermeidende Streubreite der Materialeigenschaften (Stahlquerschnittfläche, E-Modul) zu erklären.

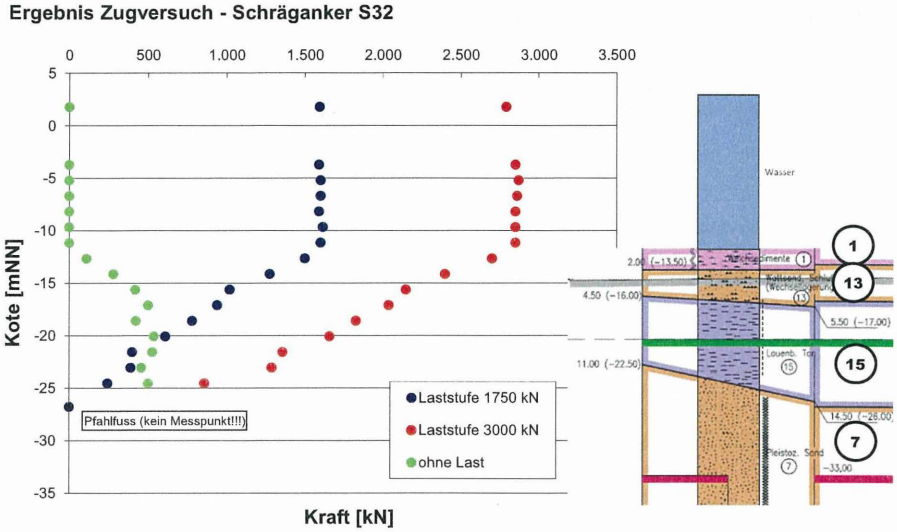


Abbildung 9: Ergebnisse der DMS-Messungen beim Zugversuch am Schräganker S32

Eine Auswertung der Kraftverteilung über die Ankerlänge beim Zugversuch am Schräganker S32 für die 1. (blaue Punkte) und 2. Belastungsstufe (rote Punkte) ist in Abbildung 9 zu sehen. Der Anker hatte zum Zeitpunkt des Zugversuches eine Standzeit von 13 Tagen. Unten rechts in der Abbildung ist zusätzlich maßstäblich der im Bereich des Ankers erkundete Baugrund dargestellt. Da beim Zugversuch noch kein Hinterfüllsand eingespült ist, verläuft die am Kopf aufgebrachte Belastung bis zur 7. Messebene im Wasser nahezu konstant. Ab der 8. Messebene bindet der Anker in den Boden ein. Diese Pfahl-Boden-Interaktion bewirkt, dass die ermittelte Kraft sukzessive durch die erzeugte Mantelreibung bis zum Pfahlfuß auf null abnimmt. Die Abstände zwischen der 2. bis zur letzten Messebene sind konstant. Bei Betrachtung der Kraftabnahme zwischen zwei Messebenen wird deutlich, dass es im Bereich der Sande (13, 7) zu einer größeren Reduktion kommt als im Bereich der Weichsedimente (1) und des Lauenburger Tones (15).

Zusätzlich zu den ermittelten Kräften während der Belastungsstufen sind in dem Diagramm die Kräfte (grüne Punkte) aufgetragen, die am Ende des Zugversuches, d.h. nach Rücknahme der Belastung, messtechnisch erfasst wurden. Dabei wird deutlich, dass sich der Anker nicht sofort wieder in seinen Ursprungszustand zurückverformt, sondern durch die Einspannung im Boden zurückgehalten wird. Es verbleiben demnach Druckkräfte im Stahl. Wie lange diese anhalten wurde messtechnisch nicht erfasst.

Tabelle 1: Gegenüberstellung Mantelreibungsbeiwerte Baugrundgutachten - Zugversuche

Bodenart	**Baugrundgutachten [kN/m²]**	**DMS - Messung bei Zugversuchen [kN/m²]**
1 Weichsediment	keine Angabe	keine Angabe
2 Wattsand	keine Angabe	keine Angabe
3 Wattsand Sand	40	37
4 Sand stark schluffig	30	23
5 Sand gering schluffig	40	24
6 Lauenburger Ton	50	45
7 pleistozäne Sande	80	87
8 Sand schluffig	keine Angabe	keine Angabe
9 Sand schluffig	20	32
10 Schluff	keine Angabe	keine Angabe
11 Lauenburger Ton	45	48
12 Wattsand, Klei, Schluff	keine Angabe	keine Angabe
13 Sand, Schluff, Klei	keine Angabe	keine Angabe
14 Lauenburger Ton	40	51
15 Lauenburger Ton	40	37

Aus der Differenz zwischen zwei Messebenen lässt sich unter Berücksichtigung der Mantelfläche der Reibungsbeiwert auf den anstehenden Baugrund übertragen. Da diese Durchführung und Auswertung bei allen 10 Zugversuchen vorgenommen wurde ist es möglich, aus den Kraftdifferenzen die Mantelreibungsbeiwerte für alle anstehenden Bodenschichten aus den 8 Bemessungsprofilen zu ermitteln und diese den Werten aus dem Baugrundgutachten gegenüberzustellen (Tabelle 1). Daraus gehen gute Übereinstimmungen hervor.

5.3 Verformungs- und Kraftentwicklung während der Bauphasen

Nach dem Anschluss des Ankerkopfes an die Hauptwand wurde mit der kontinuierlichen Langzeitmessung begonnen. Die einzelnen Bauphasen sehen nach dem Abbaggern der Weichschicht zur Eliminierung einer künstlichen Gleitfuge und daraus resultierenden erhöhten Belastung zunächst das Hinterfüllen der Wand vor. Begonnen wurde mit der Hinterfüllung im Süden mit dem zur Hauptwand senkrechten Einspülen des Hinterfüllsandes. Der restliche Teil der Kaje wurde sukzessive von Süden nach Norden hinterfüllt (Abbildung 1). Im bereits hinterfüllten Teil der Kaje wurde dann mit dem Einbringen der Pierplattenpfähle und Reiberohre der Achsen A bis E begonnen. Als nächstes wird der Kajenkopf betoniert und die Entlastungskammer zur Reduzierung des auf die Wand wirkenden Erdruckes ausgehoben. Diese wird mit Stahlbetonfertigteilen abgedeckt und mit Sand bis zur OK Kajenkopf überschüttet. Aktuell sind die südlichen 1000 m der Kaje in diesem Zustand übergeben. Der hintere Kranbahnbalken sowie die Herstellung der Asphaltfläche obliegt dem Betreiber.

Die kontinuierliche Messung hat gegenüber einer punktuellen Messung den großen Vorteil, Veränderungen der erfassten Kräfte eindeutig einer bestimmten Bauphase zuordnen zu können. Die maßgeblichen Belastungen auf die Hauptwand und die Schräganker ergeben sich aus dem Einspülen des Hinterfüllsandes, den Konsolidierungssetzungen und den Verdichtungssetzungen aus Tide sowie dem Einbringen der Pierplattenpfähle.

Die mit dem Inklinometer ermittelten Verformungen während des Baufortschritts von Hauptwand und Schräganker am MQ 1 (Tragbohle T36, Schräganker S32) sind der Abbildung 10 zu entnehmen. Die maximale Durchbiegung des Schrägankers ergibt sich dem-

nach im Bereich der Pierplattenpfähle der Achsen C bis E in ca. 10 bis 25 m Entfernung zum Ankerkopf, die der Tragbohle bei ca. -10mNN.

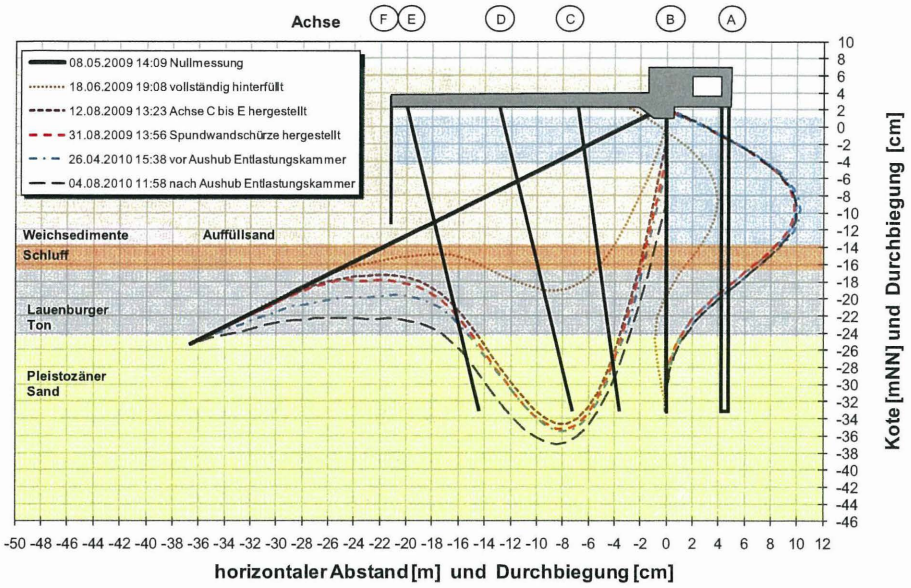


Abbildung 10: Ergebnisse der Verformungsmessungen (MQ 1)

Die maximale Durchbiegung u sowie die daraus ermittelte Verformungsgeschwindigkeit v_u in Abhängigkeit der Zeit sind getrennt nach Schräganker und Tragbohle in Abbildung 11 aufgetragen. Es zeigt sich, dass die maßgeblichen Durchbiegungen zum einen auf den Hinterfüllvorgang zum anderen auf das Einrammen der Pierplattenpfähle der Achsen C bis E (eingerammt werden offene Stahlrohre ∅ 800 mm) zurückzuführen sind. In den folgenden Bauphasen bleiben die Verformungen annähernd konstant. Bei der Tragbohle resultiert aus dem Aushub der Entlastungskammer eine leichte Rückverformung.

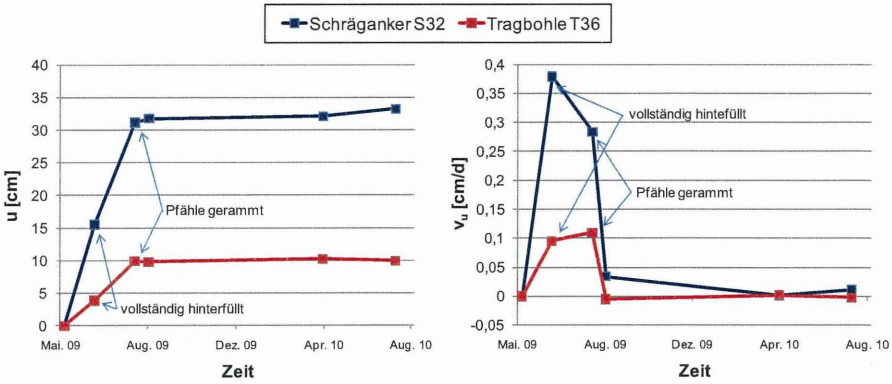


Abbildung 11: Entwicklung der Durchbiegung u bzw. der Verformungsgeschwindigkeit v_u

In Abbildung 12 sind die aus den gemessenen Dehnungen umgerechneten Kräfte während des Baufortschrittes über die Pfahllänge ausgehend vom Kopf zu sehen. Die erfassten Messwerte sind darin als Quadrat gekennzeichnet, die Zwischenbereiche wurden linear interpoliert.

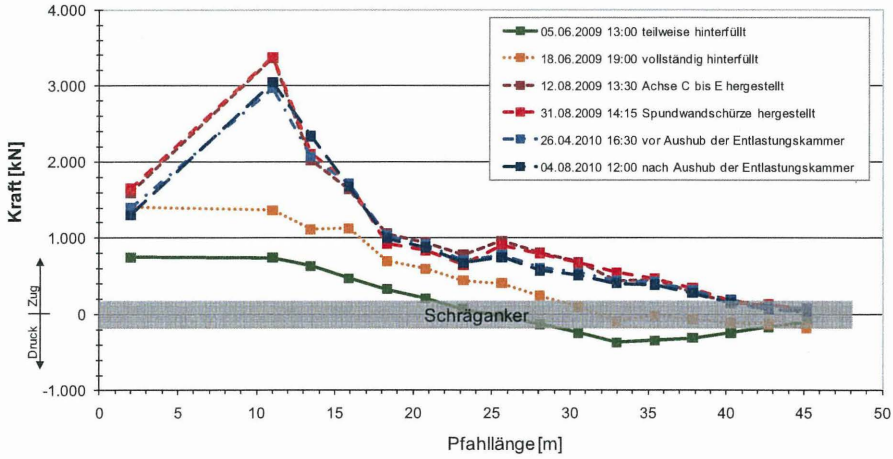


Abbildung 12: Ankerkraftentwicklung während des Baufortschrittes

Die grüne Linie beschreibt den Kraftverlauf zum Zeitpunkt der teilweisen Hinterfüllung. Zu erkennen ist, dass sich in der unteren Ankerhälfte eine Druckzone ausbildet. Diese wurde bei mehreren Pfählen beobachtet und könnte aus den Konsolidierungssetzungen des gewachsenen Baugrundes resultieren. Zum Zeitpunkt der vollständigen Hinterfüllung sind die Zugbeanspruchungen am Kopf bis auf einen Wert von ca. 1.400 kN angestiegen. Ab ca. 2/3 der Pfahllänge sind die Zugkräfte annähernd null. Durch die Rammung der Pierplattenpfähle verdoppelt sich die Zugkraft zwischen 11 und 17 m, während am Kopf nur eine geringe Zunahme erkennbar ist. Ähnliche Ergebnisse wurden bereits von Bergs (2005) vorgestellt. Dieser Kraftanstieg könnte auf die Durchbiegungszunahme zurückzuführen sein, die in diesem Bereich ebenfalls ihr Maximum erreicht (Abbildung 10). Während der folgenden Bauphasen ändert sich der Kraftverlauf nur geringfügig.

5.4 Ermittlung des Einspannmomentes am Ankerkopf

Zeitgleich zu den DMS-Messungen am JadeWeserPort wurden vom IGB TUBS Ankerkraftmessungen beim Neubau des Europakai LP5 in Hamburg (Höhmann et al., 2009) durchgeführt, bei denen DMS an 12 Messpositionen nicht am Steg sondern diagonal gegenüberliegend an den Flanschinnenseiten des Schrägankers appliziert wurden (Abbildung 13, links).

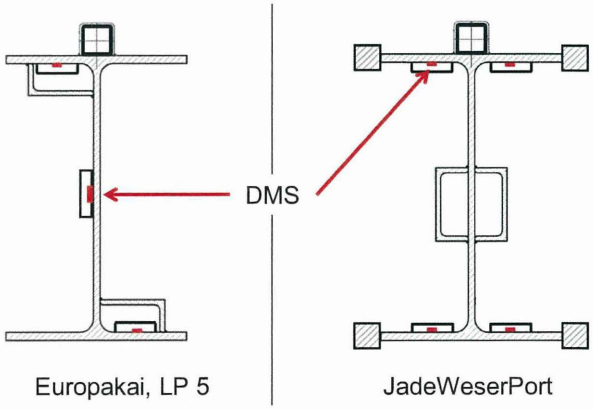


Abbildung 13: Anordnung der Messpositionen am Ankerkopf

Aus der Spannungsdifferenz zwischen oberem und unterem Flansch ist es unter Zugrundelegung der Bernoulli-Theorie möglich, die Normalkraft sowie das Moment zu bestimmen. Voraussetzung dafür ist eine konstante Spannungsverteilung an den Flanschen. Zusätzlich dazu wurde ein DMS am Steg appliziert, um die Normalkraft unabhängig ermitteln zu können.

Die Messungen ergaben aus der Spannungsdifferenz zwischen oberem und unterem Flansch ermittelte Normalkräfte am Ankerkopf, die durch die Messungen am Steg nicht bestätigt wurden. Als Ursache dafür wurde eine Querbiegung des Ankers vermutet, die aus dem zur Hauptwand parallelen Einspülen des Hinterfüllsandes resultierte. Diese Hypothese konnte aufgrund der bereits fortgeschrittenen Bauphasen am Europakai nicht aufgelöst werden.

Aus diesem Grund wurde der Schräganker S560 am JadeWeserPort nachträglich vor dem Hinterfüllen am Kopf mit zusätzlichen DMS ausgestattet (Abbildung 13, rechts). Bei diesem Anker wurde der Hinterfüllsand unter ähnlichen Randbedingungen wie am Europakai von der Seite eingespült. Das qualitative Ergebnis dieser Messungen ist in Abbildung 14 zu sehen.

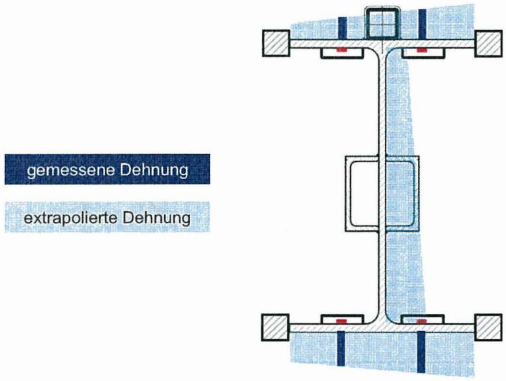


Abbildung 14: qualitative Spannungsverteilung am Ankerkopf

Deutlich wird, dass es sowohl lotrecht als auch horizontal zu Einspannungen am Ankerkopf gekommen sein muss, da die Messergebnisse keine gleiche Spannung an den vier Messpositionen am Ankerkopf ergaben. Das bestätigt zum einen die Messungen am

Europakai, zum anderen bestätigt die Querbiegung in der Horizontalen die Hypothese, dass das hauptwandparallele Einspülen des Hinterfüllsandes zu zusätzlichen Belastungen am Ankerkopf führt, die bei der Interpretation der Messergebnisse berücksichtigt werden müssen.

5.4 Bestimmung der 3D-Verformungsfigur von Schrägankern

Um die zuvor beschriebene schiefe Biegung des Schrägankers am Kopf zu ermitteln, wurde die 3-dimensionale Verformungsfigur sowie die Verdrehung des Schrägankers mit dem Inklinometer erfasst. Notwendig dafür ist eine doppelte Messung der Messstrecke zum einen mit einer Horizontalinklinometersonde, zum anderen mit einer Vertikalinklinometersonde. Standardmäßig wird als Messrohr bei gerammten Stahlprofilen ein Vierkantquadratprofil aus Stahl verwendet. Dieses ist mittig über dem Steg mit dem oberen Flansch verschweißt. Beide Sonden durchfahren die Messstrecke (Abbildung 15, links) mit den Führungsrollen in den Eckpunkten, also diagonal.

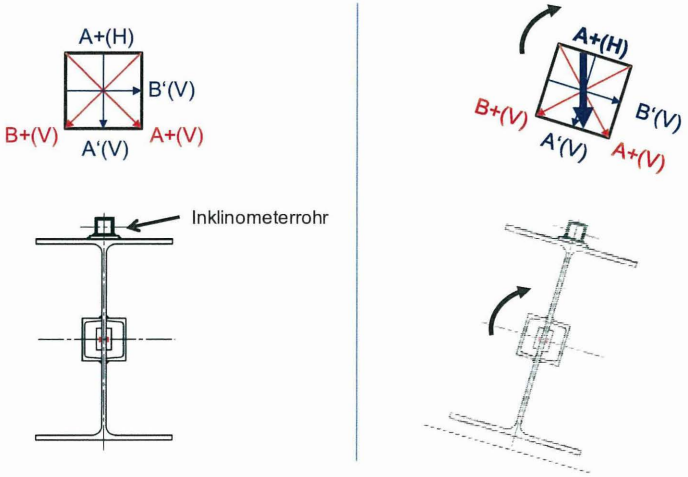


Abbildung 15: Messrichtungen der Horizontal- (H) und Vertikalsonde (V) bei unverdrehtem und verdrehtem Schräganker

Der Unterschied der Messverfahren der beiden Sonden liegt in der Messrichtung der Sensorik (Glötzl, 1994). Der Sensor der Horizontalsonde (A+(H)) richtet sich ausschließlich entsprechend der Gravitation aus und erfasst die Winkelveränderung zur Horizontalen. Diese Sonde wird seit Jahren erfolgreich vom IGB TUBS zur Ermittlung der Durchbiegung von Schrägelementen eingesetzt. Die Vertikalsonde (V) erfasst die Neigungen mit zwei um 90° zueinander versetzten Sensoren (A+(V) und B+(V)) in der Vertikalen. Diese können dann nach Gattermann (1998) in beliebige Koordinaten (A'(V) und B'(V)) transformiert werden. Voraussetzung dafür ist die exakte Kenntnis der Winkelverdrehung des Systems.

Da es aus baubetrieblichen Randbedingungen jedoch zu Querbelastungen auf die Schrägelemente kommen kann, ist eine Torsion des Ankers und damit auch der Messstrecke nicht auszuschließen. Die Querbiegung sowie die Torsion können mit der Horizontalsonde aus zuvor genannten Gründen nicht nachgewiesen werden. Auch eine Messung alleine mit der Vertikalsonde in zwei Richtungen ist nicht zielführend, da dort von einem unverdrehten System ausgegangen werden muss. Denn durch die mögliche Verdrehung verändert sich die Messrichtung der Vertikalsonde. Die der Horizontalsonde bleibt dagegen unverändert (Abbildung 15, rechts).

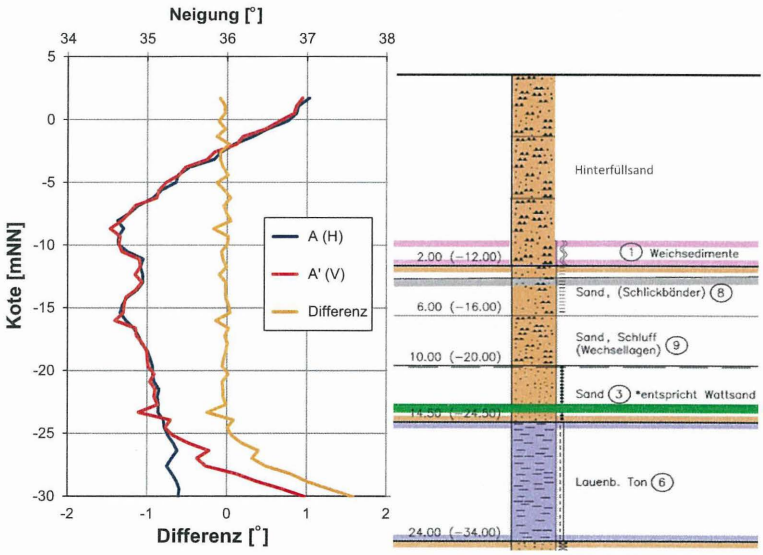


Abbildung 16: ermittelte Neigungen von Horizontal- (H) und Vertikalinklinometer (V)

Führt man folglich eine doppelte Messung des Schrägankers mit der Horizontal- und Vertikalsonde durch, so lassen sich die gewünschten Informationen ermitteln. Das Resultat einer solchen Messung am Schräganker S560 ist in Abbildung 16 dargestellt. Darin sind die erfassten Neigungen zur Horizontalen mit der Horizontal- und Vertikalsonde (aus A und B-Richtung transformiert) über die Tiefe aufgetragen. Der Schräganker war zum Zeitpunkt der Messung bereits vollständig hinterfüllt und sämtliche Pierplattenpfähle eingebracht.

Die Messergebnisse sind bis zur Tiefe von etwa -25 mNN annähernd deckungsgleich. Das bedeutet, dass der Anker in diesem Bereich nicht tordiert ist. In den darunter folgenden 5 m dagegen driften die Messergebnisse auf einen Betrag von ca. 1,5° auseinander. Diese Differenz lässt auf eine Verdrehung des Ankers im Bereich des Lauenburger Tons schließen. Da zur Messung mit dem Vertikalinklinometer keine Nullmessung existiert, lässt sich die Ursache der Verdrehung keinem Bauzustand zuordnen. Es ist jedoch anzunehmen, dass sie aus dem Rammvorgang resultiert, da sie sich im gewachsenen Boden befindet.

Unter Berücksichtigung dieser Verdrehung lässt sich die Verformungsfigur des Schrägankers parallel (B'(V)) zur Hauptwand ermitteln. Das Ergebnis ist in Abbildung 17 zu sehen. Es ergibt sich eine relative Differenz zwischen Ankerfuß und –kopf von ca. 2 cm.

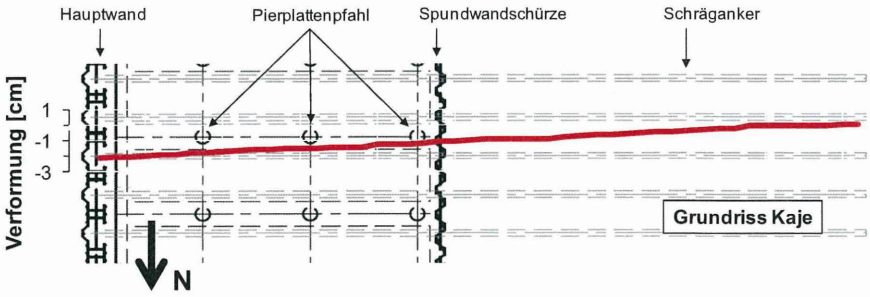


Abbildung 17: Verformungsfigur des Schrägankers S560 im Grundriss
(Verformung stark überhöht dargestellt)

6 Schlussfolgerung

Im vorliegenden Beitrag wird das vom IGB TUBS am JadeWeserPort durchgeführte geotechnische Messkonzept beschrieben. Es werden die Ergebnisse von DMS-Messungen an Schrägankern während der Rammung und der Durchführung von Zugversuchen vorgestellt. Während des Baufortschritts werden sie durch die Verformungsmessungen an Schrägankern und Tragbohlen ergänzt. Im letzten Teil des Beitrages werden Messungen zur Bestimmung des Einspannmomentes am Ankerkopf beschrieben, die durch die Ermittlung der 3-dimensionalen Verformungsfigur bestätigt werden.

Aus dem geotechnische Messkonzept soll ein Verständnis des noch nicht vollständig bekannten Tragverhaltens der Kajenkonstruktion resultieren. Die rammbegleitende Messung der DMS sowie die messtechnische Begleitung der Zugversuche belegen die Funktionsfähigkeit des Systems unter diesen überaus komplexen Randbedingungen (schwere Rammung, Feuchtigkeit). Es ergeben sich sehr gute Übereinstimmungen zu Referenzsystemen. Auch die Korrelation der aus den Zugversuchen ermittelten Mantelreibungswerte zu denen des Baugrundgutachtens bestätigt die Plausibilität des Messsystems. Aus den Langzeitmessungen ergeben sich bis dato als maßgebliche Beanspruchungen auf die Schräganker und Tragbohlen der Hinterfüllvorgang sowie das Einrammen der Pierplattenpfähle. Die maximale Zugkraft im Schräganker wurde nicht am Kopf ermittelt, sondern im Bereich der maximalen Durchbiegung.

Ebenfalls konnte ein Einfluss der Hinterfüllungsrichtung auf die Kopfeinspannung eines Schrägankers nachgewiesen werden. Demnach kann es im Bereich des Ankeranschlusses zu einer schiefen Biegung infolge Querbeanspruchung kommen, die bei der Dimensionierung der Ankerlaschen berücksichtigt werden muss. Diese wurde durch zusätzlich durchgeführte Verformungsmessungen bestätigt, aus denen zudem eine Verdrehung des Schrägankers im Fußbereich hervorgeht.

Literatur

JadeWeserPort Realisierungs GmbH & Co. KG, www.jadeweserport.de, 2011

Bergs, T.: Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion, Dissertation, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 78*

Fischer, J., Bruns, B., Gattermann, J., Stahlmann, J.: Geotechnisches Messkonzept am JadeWeserPort, *Pfahlsymposium 2009, 19.-20.02.2009 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 88, S. 83-103, 2009*

Gattermann, J.: Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, Dissertation, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 59*

Glötzl, F.: Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik, Fachseminar: 26./27. Februar 1994, 44, S. 47-64*

Höhmann, S., Wolf, C., Lehmann, G.: Ausführung des Neubaus 'Europakai LP 5' in Hamburg mit baubegleitendem Messprogramm, *Pfahlsymposium 2009, 19.-20.02.2009 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 88, 2009*

Wienholz, B.: JadeWeserPort Containerterminal am Tiefwasserhafen, *Stahl im Wasserbau, 15.-16.10.2009 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 90, S. 9-22, 2009*

Dipl.-Ing. Benedikt Bruns b.bruns@tu-bs.de
Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann j.gattermann@tu-bs.de
Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann j.stahlmann@tu-bs.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig www.IGB-TUBS.de
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig Tel.: 0531 391-62000

KED INGENIEURE

Knabe Enders Dührkop Ingenieure GmbH

Kompetenz und Erfahrung im Dialog

Wasserbau
Geotechnik
Umwelttechnik

Baumanagement
Infrastruktur
Ingenieurbau

Erdbaulaboratorium
Geothermie
Offshore



Tel: +49 (40) 800 803 - 0
Fax: +49 (40) 800 803 - 111

Mail: info@ked-ingenieure.de
Web: www.ked-ingenieure.de

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

Zugpfähle mit aufgeweitetem Fuß
Herstellung und Tragverhalten

Steffen Kinzler, Ulrich Jäppelt

1 Einleitung

Verankerungselemente dienen zur Übertragung von Zugkräften auf den Baugrund. Mittels Rückverankerungen können Lasten kurzzeitig oder dauerhaft in entsprechend tragfähigen Baugrund eingeleitet werden. Verankerungen kommen u.a. bei der Stützung von Wänden oder zur Sicherung unter Auftrieb stehender Sohlplatten zum Einsatz.

Mit Ausnahme oberflächennaher Verankerungen und der so genannten Klappanker, die die Ankerkraft konzentriert am Ende der Verankerung über eine Rückhaltekonstruktion wie eine Ankertafel oder Ankerwand übertragen (Totmannkonstruktionen), werden die Ankerkräfte durch Reibung auf den Boden übertragen. Der Lastübertrag zwischen Tragglied und Boden erfolgt für gerammte Elemente direkt über die Mantelfläche des Querschnitts, für verpresste Zugglieder über das Verpressgut. Entscheidend sind bei Ausführung von Verpresskörpern die in situ herrschenden Verbundbedingungen. Das Langzeitverbundverhalten von Verpressankern und -pfählen kann durch den Einfluss aggressiver Wässer und Böden stark beeinträchtigt sein. Ausführliche Grundsatzuntersuchungen zu den Einflüssen wurden von MANNS UND LANGE (1993), HOF ET AL. (2004) sowie SCHÄFER ET AL. (2007) dargestellt.

Im vorliegenden Beitrag wird eine Übersicht über mögliche Schadensmechanismen dargestellt. Ein alternatives Verankerungskonzept basierend auf einem nicht-schlagenden Verfahren sowie ein mögliches Bemessungskonzept werden vorgestellt. Die Validierung der Annahmen durch eine FE-Analyse wird dargestellt und ergänzend ein betontechnologisches Konzept in Grundzügen aufgezeigt.

2 Verankerungen bei aggressiven Milieubedingungen

2.1 Grundlagen

Als aggressives Milieu wird eine chemische Stoffumgebung bezeichnet, die aufgrund ihrer Inhaltsstoffe enthaltene Feststoffe auflösen oder zersetzen kann. Für baupraktische Zwecke ist eine Spezifizierung in Stahl- und Betonaggressivität für die folgenden Betrachtungen zweckmäßig. Die Grenzwerte der Expositionsklassen bei chemischem Betonangriff durch natürliche Böden und Grundwässer nach DIN 4030 sind in Tabelle 1 dargestellt. Es wird zwischen lösendem und/oder treibendem Angriff unterschieden.

	Chemisches Merkmal	Referenzprüfverfahren nach	XA1	XA2	XA3
		Grundwasser			
1	SO_4^{2-} mg/l	DIN EN 196-2	≥ 200 und ≤ 600	> 600 und ≤ 3.000	> 3.000 und ≤ 6.000
2	pH-Wert	ISO 4316	≤ 6,5 und ≥ 5,5	< 5,5 und ≥ 4,5	< 4,5 und ≥ 4,0
3	CO_2 mg/l angreifend	DIN EN 13577:2007	≥ 15 und ≤ 40	> 40 und ≤ 100	> 100 bis zur Sättigung
4	NH_4^+ mg/l	ISO 7150-1:1984	≥ 15 und ≤ 30	> 30 und ≤ 60	> 60 und ≤ 100
5	Mg^{2+} mg/l	DIN EN ISO 7980	≥ 300 und ≤ 1.000	> 1.000 und ≤ 3.000	> 3.000 bis zur Sättigung
		Boden			
6	SO_4^{2-} mg/kg[a] insgesamt	DIN EN 196-2[b]	≥ 2.000 und ≤ 3.000[c]	> 3.000[c] und ≤ 12.000	> 12.000 und ≤ 24.000
7	Säuregrad	DIN 4030-2	> 200 Baumann-Gully	in der Praxis nicht anzutreffen	

[a] Tonböden mit einer Durchlässigkeit von weniger als 10^{-5} m/s dürfen in eine niedrigere Klasse eingestuft werden.

[b] Das Prüfverfahren beschreibt die Auslaugung von SO_4^{2-} durch Salzsäure; Wasserauslaugung darf statt dessen angewandt werden, wenn am Ort der Verwendung des Betons Erfahrung hierfür vorhanden ist.

[c] Falls die Gefahr der Anhäufung von Sulfationen im Beton – zurückzuführen auf wechselndes Trocknen und Durchfeuchten oder kapillares Saugen – besteht, ist der Grenzwert von 3.000 mg/kg auf 2.000 mg/kg zu vermindern.

Tabelle 1: Grenzwerte der Expositionsklassen bei chemischem Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser nach DIN 4030, 2008

Bei Rückverankerungen in Seewasserzonen oder bei belastetem Grundwasser liegt häufig die Expositionsklasse XA2 vor. An die Verankerung mit Verpresselementen werden in diesem Fall spezielle Anforderungen gestellt.

2.2 Auswirkungen auf die Verankerungselemente

Bei vorliegender Stahlaggressivität kann durch entsprechende konstruktive Ausbildung des Ankerzuggliedes (Hüllrohr, Schrumpfschlauch, Beschichtung, kathodischer Korrosionsschutz) ein ausreichender Schutz erzielt werden. Die Herstellung von Zuggliedern unter Beachtung der konstruktiven Details sowie unter Einbeziehung einer Qualitätskontrolle ist auf diese Weise realisierbar und wird im Folgenden nicht weiter betrachtet.

Bei Vorhandensein betonangreifender Wässer und/oder Böden kann ein konstruktiver Schutz des Verpresskörpers i.d.R. nicht realisiert werden. Der abgebundene Zementstein gewährleistet bei Verpresselementen den Verbund zwischen Tragglied und Baugrund. Aufgrund der Herstellung verpresster Verankerungen ist eine Behandlung der mit dem aggressiven Medium in Kontakt stehenden Oberfläche nicht möglich.

Das Dauertragverhalten üblicher Verpresskörper ohne zeitliche Verminderung der Mantelreibung oder der Festigkeit ist unter den genannten Randbedingungen nur schwierig nachzuweisen. Die mögliche Schädigung reicht von einer Verringerung der Festigkeit der Zementsteinmatrix bis zur Ausbildung einer gelartigen Schicht am Übergang Verpresskörper Boden (SCHÄFER, 2007).

2.3 Alternatives Tragkonzept

Alternativ zu einer Abtragung der Pfahllasten über Mantelreibung besteht die Möglichkeit, die auftretenden Zugkräfte über die Stirnfläche eines mittels Hochdruckinjektion hergestellten Verpresskörpers abzutragen, s. Abbildung 1.

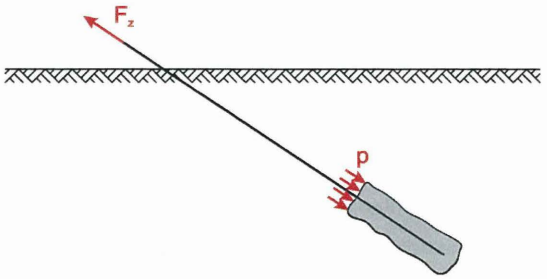


Abbildung 1: Schematische Darstellung des Abtrags von Zugkräften über die Stirnfläche eines tiefliegenden Verpresskörpers

Ein solches Pfahlsystem entspricht dem in der EAU 2004 erwähnten Düsenstrahlpfahl. Bisherige Anwendungen (KÖSTER ET AL., 2003; KÖSTER ET AL., 2006) zeichnen sich durch hohe Tragfähigkeit bei gleichzeitig geringer Kopfverschiebung aus. Die Eignung zum Abtrag von Zug- und Druckkräften in den tragfähigen Baugrund ohne Ansatz einer Mantelreibung bedingt maßgeblich die Eignung des Systems bei aggressiven Milieubedingungen. Der Lastabtrag auf Zug erfolgt statt dessen über die Pfropfenbildung im Boden.

3 Tragmodell

3.1 Grundlagen

Bei einer Verankerung mit Verpresskörperpfählen sind folgende Nachweise zu führen:

1. Nachweis der inneren Tragfähigkeit
   a. Nachweis des Stahlzuggliedes
   b. Lastübertragung Stahlzugglied / Düskörper
2. Nachweis der äußeren Tragfähigkeit
   a. Lastübertragung Düskörper / Baugrund
   b. Globale Standsicherheit
   c. Nachweis gegen Durchstanzen

Die Nachweise der inneren Tragfähigkeit erfolgen nach der jeweiligen Bauartnorm, die Nachweise der äußeren Tragfähigkeit werden gemäß DIN 1054:2005 geführt.

3.2 Bemessungskonzept

Der **Nachweis der Stahlzuggliedes** erfolgt gemäß DIN 18800-1. Besonderheiten sind bei dem betrachteten Pfahltyp nicht zu beachten.

Die **Lastübertragung vom Stahlzugglied in den Düskörper** ist vom gewählten Querschnitt abhängig. Bei Wahl eines Walzprofils kann diese über die Anordnung von Knaggen, bei Wahl eines Kreisquerschnittes durch Anordnung einer Wendel sichergestellt werden. Maßgeblich für den Lastübertrag ist eine ausreichende Übertragungsfläche, die durch die maximal aufnehmbare Betondruckspannung bestimmt wird. Die auftretenden

Querzugspannungen Q können durch die Radialspannung σ_r des Bodens aufgenommen werden, s. Abbildung 2.

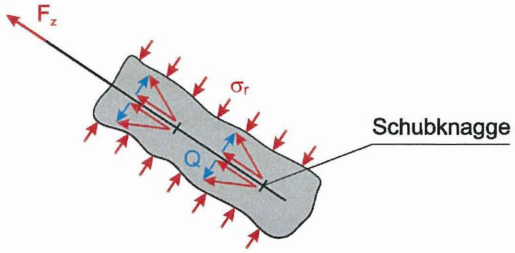


Abbildung 2: Schematische Darstellung der Lastübertragung Stahlzugglied/Düskörper

Der **Nachweis der Lastübertragung vom Düskörper in den Baugrund** kann über den Ansatz zulässiger Spitzendruckwerte auf die Stirnfläche erfolgen, s. Abbildung 3 a). Bei entsprechender Abmessung des Verpresskörpers kann alternativ ein Nachweis analog zu Klappankerpfählen gemäß EAU 2004 durch vektorielle Addition von vertikalem Bodeneigengewicht und horizontalem Erdwiderstand auf die Stirnfläche erfolgen, s. Abbildung 3 b). Für die Berechnung des Bodeneigengewichtes wird eine rechnerische Lastausbreitung unter φ angesetzt. Durch Ansatz einer Ersatzwand bei regelmäßigen Systemen können zusätzliche Reserven mobilisiert werden.

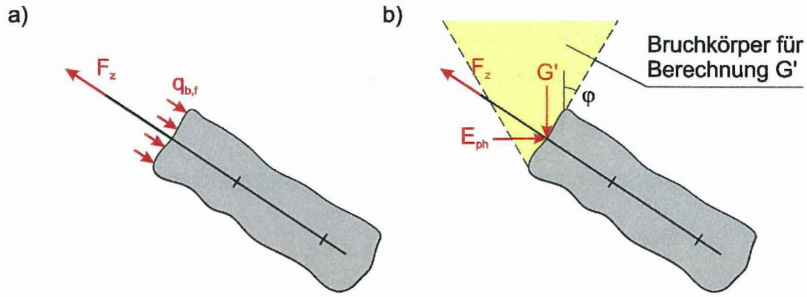


Abbildung 3: Schematische Darstellung der Lastübertragung Düskörper/Baugrund; a) über Spitzendruck, b) durch vektorielle Addition von Bodeneigengewicht und Erdwiderstand auf die Stirnfläche

Der **Nachweis der globalen Standsicherheit** erfolgt über das mobilisierte Bodeneigengewicht. Bei Wandverankerungen wird bei der Berechnung der Boden innerhalb des aktiven Gleitkeils auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt, s. Abbildung 4. Der Nachweis erfolgt damit analog zum Nachweis gegen Aufbruch **des** Verankerungsbodens. Bei zusätzlichem Ansatz der Reaktionskraft R aus aktivem Gleitkeil ist dieser Nachweis identisch mit dem Nachweis der Tragfähigkeit in der tiefen Gleitfuge.

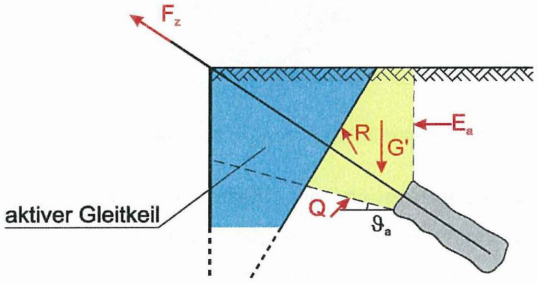


Abbildung 4: Schematische Darstellung der Annahmen beim Nachweis der globalen Standsicherheit

Der **Nachweis gegen Durchstanzen** ist bei Überlagerung der tragfähigen Schicht durch eine gering tragfähige Schicht zu führen. Dieser kann durch Einhaltung einer zu definierenden Überdeckung konstruktiv erfolgen. Alternativ wird eine Lastausbreitung in der tragfähigen Schicht unter φ angesetzt und die resultierenden Spannungen an der Schichtgrenze der dort wirkenden effektiven Vertikalspannung gegenübergestellt, s. Abbildung 5.

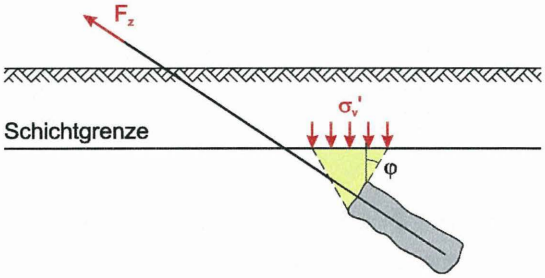


Abbildung 5: Schematische Darstellung der Annahmen beim Nachweis gegen Durchstanzen

3.3 Validierung des Bemessungskonzeptes

Das in Abschnitt 3.2 dargestellte Bemessungskonzept beruht in Teilen auf der Annahme von Bruchmechanismen. Diese sind auf Grundlage der Coulomb'schen Theorie gewählt. Eine Validierung der angenommenen Bruchkörper erfolgt durch Vergleichsberechnungen mit der Methode der Finiten Elemente.

3.3.1 Gegenstand der Untersuchungen

Die Berechnung erfolgt an einem ebenen zweidimensionalen Modell. Betrachtet wird ein geschichteter Baugrund, bei dem die tragfähige Bodenschicht 21 m unter GOK durch eine gering tragfähige Schicht überlagert wird. Das Grundwasser wird 3 m unter GOK angesetzt. Die Bauteilabmessungen für den Verpresskörper werden mit einer Länge von 5,5 m und einem Durchmesser von 1 m gewählt.

Hinsichtlich der Tiefenlage des Verpresskörpers im Boden wird eine Überdeckung von 5 m zur gering tragfähigen Schicht gewählt. Untersucht werden ein vertikal ausgerichteter und ein geneigter Verankerungskörper.

Mit Hilfe der FE-Analyse wird der sich einstellende Bruchkörper prognostiziert und anhand der erzielten Ergebnisse der gewählte Berechnungsansatz validiert.

3.3.2 Numerische Berechnung des vertikalen Verankerungskörpers

Untergrundausschnitt und Randbedingungen

Der Untergrundausschnitt wird gemäß den Empfehlungen des AK 1.6 (MEISSNER, 1991) mit 90 x 50 m gewählt. Folgende Randbedingungen werden vorgegeben:

- Am unteren sowie an den seitlichen Modellrändern werden Verschiebungsrandbedingungen vorgegeben. Die Horizontal- und Vertikalverschiebung u_x und u_y am unteren Rand sowie die Horizontalverschiebungen u_x an den Seitenrändern des Systems werden zu Null gesetzt.
- Die Geländeoberkante ist spannungsfrei.
- Auf Höhe des Grundwasserspiegels und darüber ist der Porenwasserdruck u gleich Null, am unteren Rand sowie an den Seitenrändern ist die Potentialhöhe vorgegeben.

Modellierung des Bodenkörpers

Der Bodenkörper wird mit 6-Knoten-Kontinuumselementen mit quadratischem Verschiebungsansatz und linearem Porenwasserdruckansatz diskretisiert. Das mechanische Verhalten wird mit dem *Hardening Soil Model* idealisiert. Dadurch wird die isotrope Verfestigung des Bodens infolge der lokal begrenzten Lasteinleitung an der Oberkante des Verpresskörpers berücksichtigt. Die Analyse erfolgt drainiert.

Die zugrunde gelegten Stoffparameter sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Hardening Soil Model		Material 1	Material 2
Typ		drained	drained
γ_{unsat}	[kN/m^3]	17,0	18,5
γ_{sat}	[kN/m^3]	17,0	20,5
$E_{50,ref}$	[kN/m^2]	6.500	50.000
$E_{oed,ref}$	[kN/m^2]	4.000	50.000
$E_{ur,ref}$	[kN/m^2]	13.000	150.000
ν_{ur}	[–]	0,20	0,20
c_{ref}	[kN/m^2]	5,0	0,0
φ	[°]	30,0	35,0
ψ	[°]	0,0	5,0
p_{ref}	[kN/m^2]	100	100
m	[–]	0,90	0,50
$K_{0,nc}$	[–]	0,577	0,426

Tabelle 2: Gewählte Bodenparameter für das *Hardening Soil Model* in PLAXIS

Modellierung des Verpresskörpers

Der Verpresskörper wird im ebenen Modell als Rechteck abgebildet. Analog zum umgebenden Boden wird der Verpresskörper mit 6-Knoten-Kontinuumselementen mit quadratischem Verschiebungsansatz diskretisiert. Aufgrund der gegenüber dem Boden signifikant höheren Steifigkeit wird ein linear elastisches Materialmodell gewählt. Die Materialparameter für den HDI-Körper sind in Tabelle 3 dargestellt.

Die Grenzfläche Verpresskörper/Boden wird am unteren Rand sowie an den seitlichen Rändern mit Interfaceelementen diskretisiert. Der Wandreibungswinkel für die Grenzfläche

HDI/Boden wird unter Berücksichtigung der in Abschnitt 2 dargestellten Aspekte zu $\delta = 0{,}10\ \varphi$ gewählt.

An der Stirnfläche des HDI-Körpers erfolgt der Kontakt zwischen Düskörper und Boden durch direkte Kopplung der entsprechenden Knoten.

HDI-Körper		Material 3
		Beton
γ_{unsat}	[kN/m^3]	25,0
γ_{sat}	[kN/m^3]	25,0
e_{init}	[–]	0,50
E_{ref}	[kN/m^2]	25.000.000
ν	[–]	0,15

Tabelle 3: Gewählte Materialparameter für den Verpresskörper unter Zugrundelegung linear elastischen Materialverhaltens

Modellbildung

Der Diskretisierungsgrad wird in Kombination mit der Abbruchtoleranz für die Gleichgewichtsiteration in Anlehnung an HÜGEL (2004) gewählt. Die gewählte Diskretisierung des Modells ist in Abbildung 6 dargestellt.

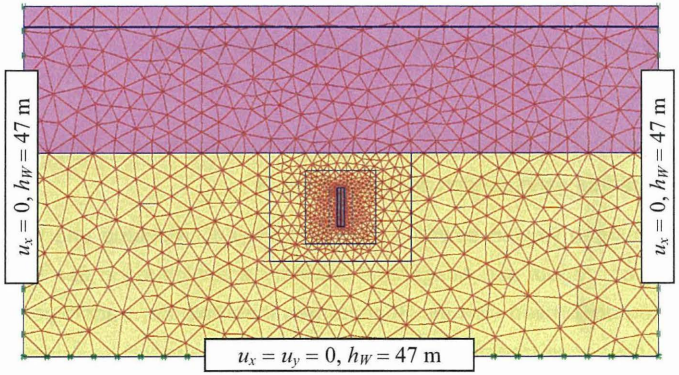


Abbildung 6: Diskretisierungsgrad und Randbedingungen des Gesamtmodells

Eine hinreichende Genauigkeit der Elementierung wird durch Vergleichsanalysen mit abweichender Diskretisierung nachgewiesen. Die Abbruchtoleranz der Gleichgewichtsiteration wird mit $F_u/F_e = 0{,}01$ festgelegt (F_u: Ungleichgewichtskraft, F_e: äußere Kraft). Das gewählte Gesamtmodell besteht aus 2692 Elementen.

Die Lastaufbringung erfolgt in Form einer über die Länge konstant verteilten Last in der Schwerachse des Verpresskörpers. Aufgrund der gegenüber dem umgebenden Boden hohen Steifigkeit des Materials des HDI-Körpers ist die Art der Lasteinleitung von untergeordneter Bedeutung. Die Resultierende der Belastung wird mit 2.000 kN in einer realistischen Größenordnung gewählt.

Lastgeschichte

Es werden folgende Zustände betrachtet:

1. Ausgangszustand: Da Schichtgrenzen, Geländeoberkante und Grundwasserspiegel horizontal verlaufen, kann im Initialzustand vom Erdruhedruckzustand mit $K_0 = 1 - \sin\varphi$ ausgegangen werden. Alle Strukturen und Lasten sind deaktiviert.
2. Aktivierung des HDI-Körpers („wished in place") sowie der Interfaceelemente
3. Aktivierung der Last und Laststeigerung auf 2.000 kN

Ergebnisse

Die Ergebnisse der FE-Analyse sind in im Folgenden dargestellt.

Hauptspannungen

Die resultierenden effektiven Hauptspannungen sind in Abbildung 7 dargestellt. Die zugehörigen Hauptspannungsrichtungen zeigt Abbildung 8.

Die Hauptspannungen weisen sowohl hinsichtlich Verlauf, Richtung und Größenordnung einen realistischen Verlauf auf. Ausgehend von der Lasteinleitung in den Boden am Kopf des Verpresskörpers breiten sich die Spannungen innerhalb der tragfähigen Schicht aus. Bei Übertritt in die gering tragfähige Schicht findet keine maßgebliche Änderung der Richtung der Hauptspannungen statt.

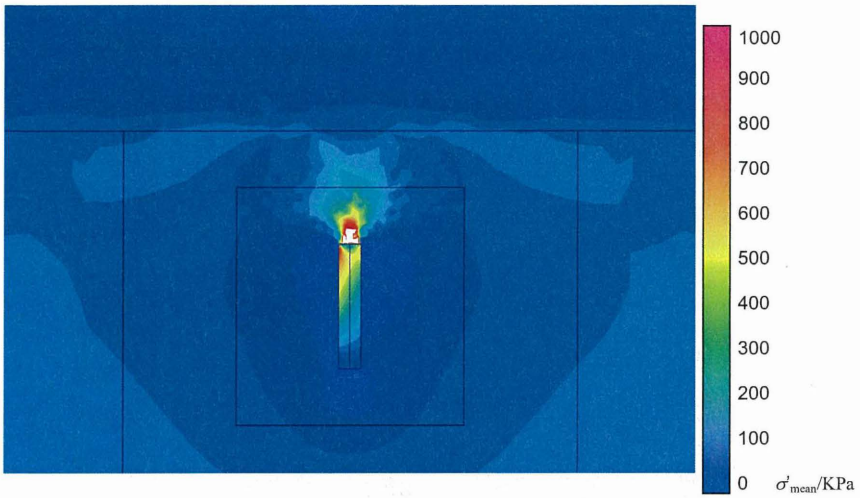


Abbildung 7: Verlauf der effektiven Hauptspannungen nach Aufbringung der Gesamtlast von 2000 kN (Ausschnitt aus dem Gesamtmodell)

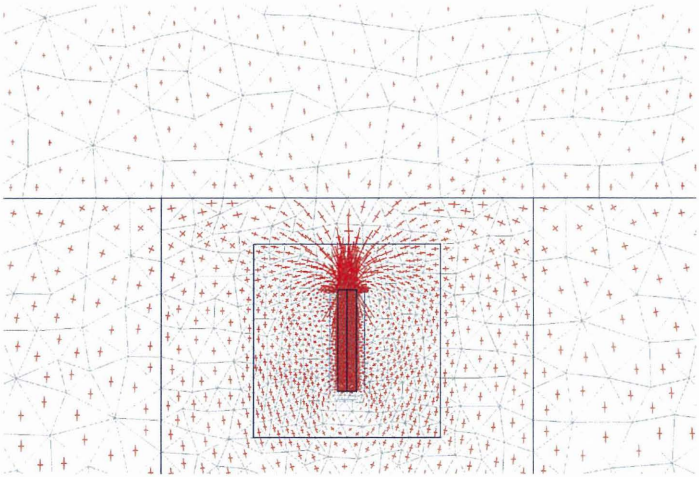


Abbildung 8: Richtung der effektiven Hauptspannungen nach Aufbringung der Gesamtlast von 2000 kN (Ausschnitt aus dem Gesamtmodell)

Verschiebungen

Die resultierenden Gesamtverschiebungen sind in Abbildung 9 dargestellt.

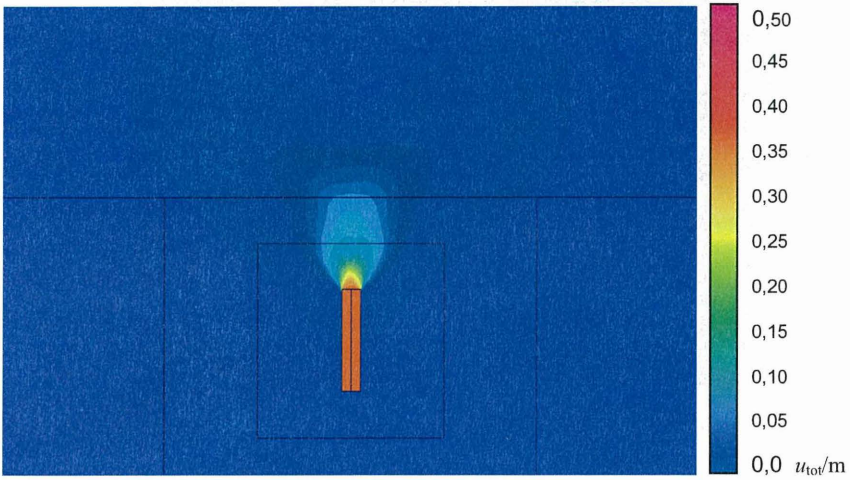


Abbildung 9: Gesamtverschiebung nach Aufbringung der Gesamtlast von 2000 kN, $u_{tot,max}$ = 420 mm (Ausschnitt aus dem Gesamtmodell)

Ableitung der Geometrie des Bruchkörpers

Auf Grundlage der durchgeführten Finite-Elemente Analysen werden für die Ableitung eines möglichen Bruchkörpers zwei Ansätze gegenübergestellt. Beiden Ansätzen ist gemein, dass für die Festlegung der jeweiligen Ordinate des Bruchkörpers in einer bestimmten Tiefe horizontale Schnitte über die gesamte Breite des Modells geführt werden. Die Geometrie der Bruchkörper wird aus den innerhalb dieser Schnitte berechneten Vertikalverschiebungen abgeleitet. Die jeweilige Ordinate wird nach zwei unterschiedlichen Kriterien ermittelt:

1. Vertikalverschiebung an der betreffenden Ordinate beträgt 50% der maximalen Vertikalverschiebung in der gewählten Tiefe;
2. Gradient der Vertikalverschiebung an der betreffenden Ordinate maximal.

Die resultierenden Bruchkörper sind in Abbildung 10 dargestellt. Zusätzlich zu den wie vor beschrieben ermittelten Bruchkörpern ist die in der statischen Berechnung zugrunde gelegte unter φ geneigte Gleitfuge in den Darstellungen enthalten.

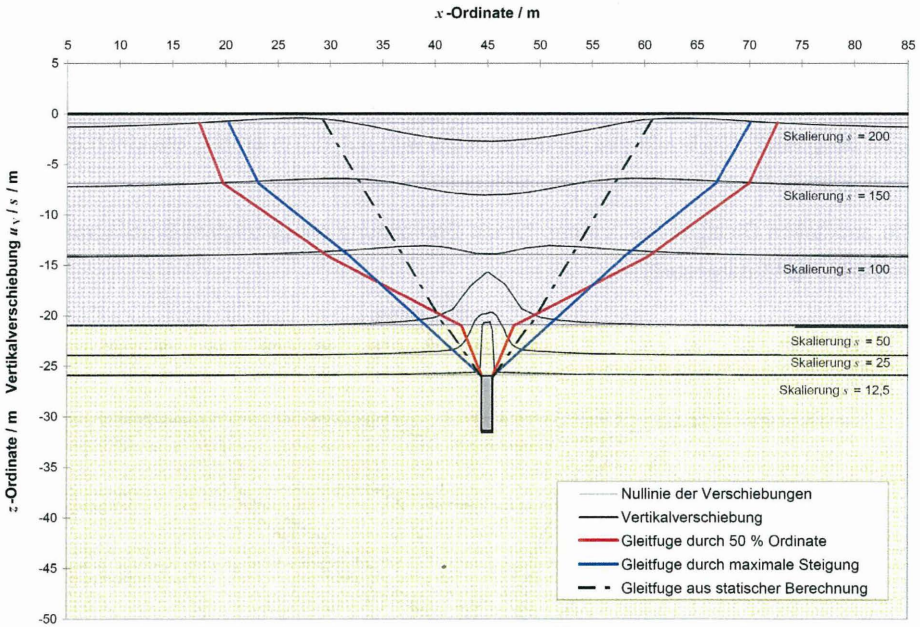


Abbildung 10: Abgeleitete Gleitfugengeometrien nach Aufbringung der Gesamtlast von 2000 kN

Aus den gezeigten Darstellungen ist zu erkennen, dass die auf Grundlage der FE-Analyse ermittelten Gleitfugengeometrien große Ähnlichkeit zu dem in der statischen Berechnung angesetzten Bruchmechanismus aufweisen. Die auf der dargestellten Grundlage ermittelten Gleitkörper sind deutlich größer als die durch Ausbreitung unter φ erhaltenen. Es ist demnach davon auszugehen, dass die Annahmen des Bemessungskonzeptes auf der sicheren Seite liegen.

Das dargestellte zweidimensionale Modell kann durch analoge Ansätze quer zur Pfahlachse auf dreidimensionale Fragestellungen erweitert werden. Ein Ansatz eines unter φ geneigten Bruchkörpers in Querrichtung ist analog zu den dargestellten Ergebnissen als auf der sicheren Seite liegend zu bewerten.

3.3.3 Berechnung mit geneigtem HDI-Körper

Analog zur Berechnung vertikaler Gleitkörper erfolgt eine FE-Berechnung eines um 45° gegen die Vertikale geneigten Verpresskörpers. Die Modellbildung erfolgt wie in Abschnitt 3.3.2 dargestellt. Die Breite des Gesamtmodells wird auf 150 m erhöht, um einen Einfluss der Modellränder auf die Berechnung weitgehend auszuschließen.

Die ermittelten Gleitfugengeometrien für die Berechnung mit geneigtem Bruchkörper sind in Abbildung 11 dargestellt.

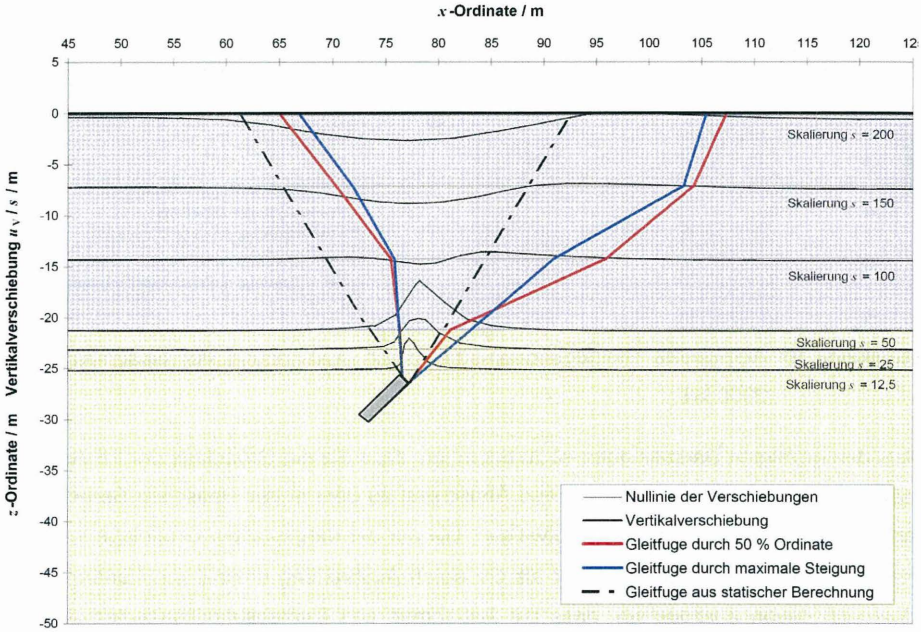


Abbildung 11: Abgeleitete Gleitfugengeometrien nach Aufbringung der Gesamtlast

Aus den Darstellungen in Abbildung 11 ist ein gegenüber den Annahmen des Bemessungskonzeptes in Richtung der angreifenden Kraft verzerrter Bruchmechanismus zu erkennen. Dieser ist gegenüber dem vertikalen Lastangriff linksseitig in der Fläche reduziert, jedoch immer noch größer als der angenommene Gleitkeil.

Darüber hinaus lässt sich aus der aus der FEM Berechnung resultierenden Gesamtverschiebung von 402 mm bei 2000 kN Belastung in Zusammenschau mit den Ergebnissen

des vertikalen HDI-Körpers ableiten, dass die Widerstände für beide Fälle in ähnlicher Größenordnung liegen müssen, da auch die resultierenden Gesamtverschiebungen vergleichbar sind. Der geneigte Düskörper weist eine um ca. 5% geringere Gesamtverschiebung auf, was impliziert, dass der Widerstand gegenüber dem des vertikalen Gleitkörpers leicht erhöht ist. Die in Abbildung 11 dargestellten Gleitkörper können in ihrer Tendenz als richtig bewertet werden.

Gleiches gilt bei Vergleich der effektiven Totalspannung hinsichtlich Betrag und Größe.

Infolge dessen ist davon auszugehen, dass der Widerstand vergleichbar zu dem des vertikalen HDI-Körpers ist. Das gewählte Berechnungsmodell ist somit auch für geneigte Verpresskörper validiert.

4 Betontechnologie

Die vorgesehenen Düsenstrahlpfähle sind keine Stahlbetonbauteile. Aufgrund fehlender normativer Regelungen für die speziellen Randbedingungen sind die Expositionsklassen dennoch in Anlehnung an DIN 1045 festzulegen.

Für XA1 und XA2 kann der Betonentwurf über die Rezeptur erfolgen, bei XA3 ist ein Schutz des Betons oder alternativ eine gutachterliche Sonderlösung erforderlich. Bei XA1 und XA2 sind für die Verpressmasse folgende Anforderungen festzulegen:

- Eigenschaften und Zusammensetzung nach DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1;
- Berücksichtigung der jeweiligen Expositionsklasse(n), Festlegung der Obergrenze für den w/z-Wert;
- Auswahl eines geeigneten Zementes;
- Festlegung durchzuführender Eignungsprüfungen.

Durch geeignete Festlegung der dargestellten Anforderungen wird ein ausreichender Korrosionsschutz des Stahlzuggliedes innerhalb des Verpresskörpers sichergestellt. Für die Kraftübertragung vom Stahlzugglied in den Verankerungskörper ist darüber hinaus eine Mindestfestigkeit in Abhängigkeit der in der statischen Berechnung zugrunde gelegten Festigkeit des Verpressmaterials erforderlich.

5 Zusammenfassung

Der Übertrag von Zugkräften in den Baugrund unter aggressiven Milieubedingungen für verpresste Bauelemente ist dauerhaft über Mantelreibung nur schwer zu realisieren. Alternativ wird ein Pfahltyp vorgestellt, bei dem die Lastübertragung über Pfropfenwirkung erfolgt.

Für diesen wird ein Bemessungsmodell entwickelt und der zugrunde gelegte Bruchmechanismus durch numerische Analysen validiert.

Mit der Ergänzung durch ein spezifisches Betonkonzept liegt so eine verlässliche Bemessungs- und Ausführungsgrundlage für Zugpfähle mit aufgeweitetem Fuß unter aggressiven Milieubedingungen vor.

Literatur

DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. *Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe: 2008-08*

DIN 1054: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. *Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe: 2005-01*

DIN 4030: Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase - Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte. *Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe: 2008-06*

EAU 2004: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen", Häfen und Wasserstraßen EAU 2004. *Hafenbautechnische Gesellschaft e.V. und Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2004*

C. Hof, T. Triantafyllidis, F. Schmidt-Döhl: Über die Abnahme der Tragfähigkeit von Verpressankern unter Angriff von kalklösender Kohlensäure. *Bautechnik 81, S. 357-363, 2004*

H. M. Hügel: Qualitätssicherung bei der Anwendung der Finite-Elemente Methode in der Geotechnik. *Kaimauern – Messung und Numerik – Gemeinsamer Sprechtag der HTG und der TUHH, 01.06.2004 in Hamburg, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Heft 7, S. 51-96*

H. Köster, P. Nachtigall, K. Dietz: Sandtorkai Kiel – Herstellung von Hochlastpfählen in sensiblem Baugrund. *14. Tagung für Ingenieurgeologie 2003, 26.-29.03.2003 in Kiel, S. 346-349, 2003*

H. Köster, K. Dietz: Herstellung von Zuggliedern in aggressivem Grundwasser. *29. Baugrundtagung 2006, 27.-30.09.2006 in Bremen, S. 93-96, 2006*

W. Manns, H. D. Lange: Einfluss aggressiver Wässer und Böden auf das Langzeitverhalten von Verpressankern und Verpresspfählen. *Abschlussbericht, Forschungs- und Materialprüfanstalt Baden-Württemberg, 1993.*

H. Meißner: Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.. *Geotechnik 14, S. 1-10, 1991*

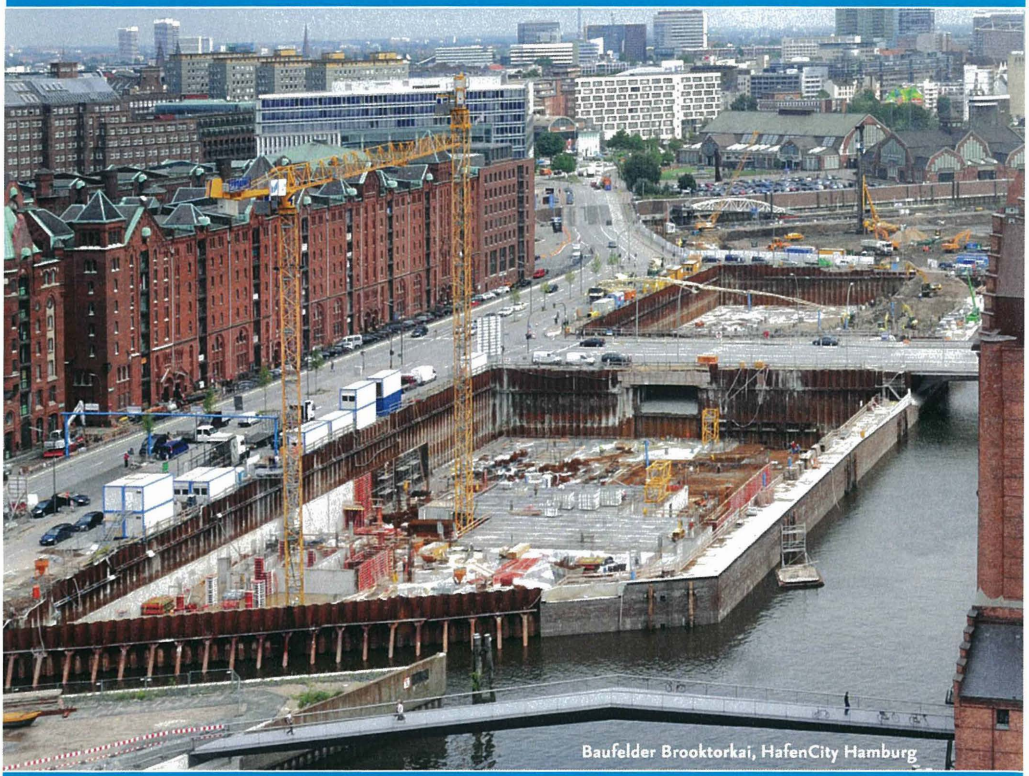
R. Schäfer, U. Höfer, T. Triantafyllidis: Herstellung von Verpresspfählen unter Einfluss kalklösender Kohlensäure. *Bautechnik 84, S. 8-14, 2007*

Autoren

Dipl.-Ing. Steffen Kinzler — s.kinzler@wtm-hh.de
Dr.-Ing. Ulrich Jäppelt — u.jaeppelt@wtm-hh.de
WTM Engineers GmbH — www.wtm-engineers.de
Ballindamm 17, 20095 Hamburg — Tel.: 040 35009 0

WTM
ENGINEERS

Kühne Ideen sind Erfahrungssache.



Baufelder Brooktorkai, HafenCity Hamburg

ARBEITSGEBIETE

- Beratung
- Objektplanung
- Tragwerksplanung
- Prüfung
- Überwachung
- Forschung & Entwicklung

SPEZIALTIEFBAU

- Tiefe Baugruben
- Pfahlgründungen
- Bohrpfahlwände
- Verankerungen
- Konstruktiver Wasserbau
- Uferwände / Spundwände

WTM ENGINEERS GMBH Hamburg · Berlin · München www.wtm-engineers.de

Untersuchung des Pfahltragverhaltens infolge zyklisch axialer Einwirkungen in einer Spannungszelle

Sebastian Thomas, Hans-Georg Kempfert

1 Einleitung

Zyklisch axiale Einwirkungen auf Pfahlgründungen liegen z. B. bei hohen Türmen, Schleusen, Offshore-Windenergieanlagen oder im Verkehrswegebau vor. Die zyklische Belastung kann bei diesen Bauwerken gegenüber statischer Belastung zu einem stark veränderten Pfahltragverhalten führen, das sich meist durch zwei Phänomene auszeichnet: Zum einen akkumuliert sich die plastische Verschiebung des Pfahls während der zyklischen Belastung und kann somit die Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) der Pfahlgründung gefährden, zum anderen ändern sich i. d. R. die post-zyklische Steifigkeit und Pfahltragfähigkeit, womit auch der Nachweis der Tragfähigkeit (GZ 1) nachteilig beeinflusst sein kann.

Das veränderte Pfahltragverhalten wirft daher in Wissenschaft und Praxis zahlreiche Fragen auf. Die vorliegenden nationalen Normen und Regelwerke enthalten jedoch nur wenige Hinweise zum Umgang mit zyklisch axialen Einwirkungen auf Pfahlgründungen und können die offenen Fragen nicht ausreichend beantworten. Dies ist insbesondere darin begründet, dass zum zyklischen Pfahltragverhalten derzeit erhebliche Kenntnislücken bestehen, insbesondere hinsichtlich der maßgebenden Einflussfaktoren. Zudem liegen bodenmechanische Erklärungen für die veränderte Pfahl-Boden-Wechselwirkung bisher nur ansatzweise vor.

Im Rahmen eines DFG-Forschungsprojekts soll daher der Kenntnisstand zur Thematik durch eine systematische Untersuchung des zyklisch axialen Pfahltragverhaltens erweitert werden. Dabei gilt es auch, bodenmechanische Vorgänge zu identifizieren, um so ein Konzept für praxisgerechte Standsicherheitsnachweise zu entwickeln. Dazu wurden schwerpunktmäßig drei experimentelle Versuchsprogramme durchgeführt. Von den ersten beiden Versuchsprogrammen zum zyklischen Pfahltrag- und Bodenverhalten berichten [KEMPFERT/THOMAS, 2010] bzw. [KEMPFERT et al., 2010].

Im Rahmen des dritten Versuchsprogramms wurde eigens eine Pfahlelement-Triaxialanlage entwickelt, die nachfolgend als *Spannungszelle* bezeichnet wird. Dieser Beitrag stellt die Spannungszelle vor und diskutiert die Versuchsergebnisse.

2 Beschreibung der Versuchsanlage

Die Versuchsanlage wurde in Anlehnung an eine herkömmliche Triaxialanlage konstruiert.[1] Die wesentlichen Komponenten der Anlage sind die Spannungszelle einschließlich einer Unterkonstruktion auf Schienen, die Druckluftanlage, die hydraulische Presse sowie die Regelungs- und Messtechnik.

In der Mittelachse der Spannungszelle (Abb.1) befindet sich ein *Pfahlelement* mit einem Durchmesser von 5 cm, das vom Boden umgeben ist. Eine Gummimembran mit einem Durchmesser von 50 cm umfasst in radialer Richtung die Bodenprobe. Zwischen Membran und Zylinderwandung der Spannungszelle befindet sich Zellwasser, das über eine Luftdruckanlage mit bis zu 5 bar Luftdruck belastet werden kann und so einen Seitendruck σ_3 auf die Bodenprobe erzeugt.

In axialer Richtung wird der Boden von einer Kopf- und Fußplatte begrenzt. Das Pfahlelement ist über eine Länge von 80-100 cm vom Boden umgeben. Unter dem Pfahl befindet sich ein Hohlraum, so dass kein Spitzendruck mobilisiert werden kann. Der Boden kann über die Kopfplatte axial belastet werden, sodass auch anisotrope Spannungszustände im Boden möglich sind. Im Rahmen der hier vorgestellten Versuche wurde die Bodenprobe isotrop mit einem Seitendruck $\sigma_1 = \sigma_3$ beansprucht. Am Pfahlkopf wird das Pfahlelement in axialer Richtung über eine hydraulische Presse auf Druck und Zug statisch und zyklisch belastet.

Das aus mehreren verschraubten Stahlrohrstücken bestehende Pfahlelement ist mit vier Messquerschnitten instrumentiert. Ein Messquerschnitt besteht aus einem Vierkantstahl, auf dessen Oberfläche ein Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert ist (Abb. 2). Dadurch kann der Kraftverlauf über die Pfahllänge an mehreren Punkten gemessen werden, so dass auch die mittlere Mantelreibung zwischen zwei Messquerschnitten berechnet werden kann.

---

[1] Ausführliche Beschreibung der Versuchsanlage in [THOMAS, 2011]

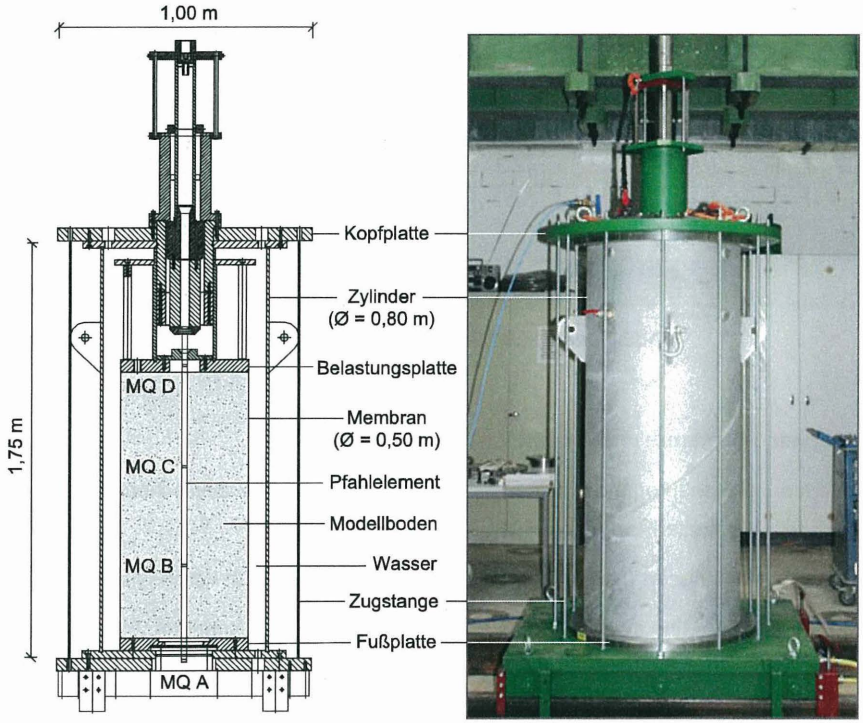


Abbildung 1: Schematische Darstellung und Ansicht der Spannungszelle

Die Belastung des Pfahlelements erfolgte über eine hydraulische Presse der Firma MFL. Das Hydraulikaggregat wurde über einen Servoregler der Firma MTS betrieben, der die Signalaufbereitung von Weg- und Kraftaufnehmern, die Erzeugung der Sollwertfunktion und die Hydrauliksteuerung übernahm. Der Arbeitszylinder der Presse konnte Druck- und Zugkräfte bis etwa 50 kN aufbringen. Die Verschiebung des Pfahls wurde über einen linear variablen Differential-Transformator (LVDT) gemessen, der sich am Arbeitskolben der Presse befand. Die Messsignale konnten mit dem Messsystem SPIDER8 der Firma HBM über die Software Catman Express V4.2 erfasst werden. Neben den Pfahlkräften wurden in den Versuchen auch Erddruckspannungen und Porenwasserdrücke gemessen. Zur Aufzeichnung der Erddruckspannungen in radialer, tangentialer und vertikaler Richtung dienten dynamische Erddruckgeber der Firma TML. Porenwasserdrucksensoren der Firma Bourdon-Haenni ermöglichten die Messung des Porenwasserdrucks.

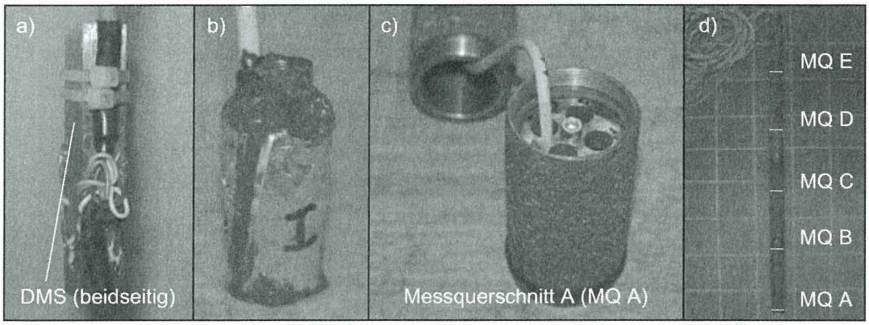


Abbildung 2: Aufbau des Pfahlelements

3 Einbau, Programm und Durchführung der Versuche

Das gesamte Versuchsprogramm bestand aus 9 statischen und 27 zyklischen Versuchen. In einer Parameterstudie wurden folgende Einflussfaktoren variiert:

- Belastungsart (Druckversuch, Zugversuch, Schwelllast, Wechsellast),
- Mittleres und zyklisches Lastniveau X_{mitt} bzw. X_{zyk} (Abschnitt 4.2),
- Belastungsfrequenz f,
- Bodenart (nichtbindig, gemischtkörnig, bindig),
- Spannungsniveau σ_3 (isotrop $\sigma_1 = \sigma_3$),
- Sättigungsgrad S_R,
- Lagerungsdichte D.

Bei den einzelnen Versuchen musste sichergestellt werden, dass der Boden möglichst homogen eingebaut werden kann und sich die gewünschten Randbedingungen von Versuch zu Versuch reproduzieren lassen. Dazu wurden vorab verschiedene Einbautechniken gestestet.[2]

Alle Bodenarten wurden lagenweise, aber mit verschiedenen Methoden eingebaut. Der nichtbindige Boden wurde jeweils in Segmenten von 4 kg mit einem flächigen Sandregen eingerieselt. Der gemischtkörnige Boden wurde zu haselnussgroßen Stücken aufbereitet und anschließend mit einem Proctorhammer verdichtet (Abb. 3a). Der bindige Boden

[2] Weitere Hinweise dazu in [THOMAS, 2011]

wurde zunächst homogenisiert, indem er zu etwa 10 cm langen Röllchen mit einem Durchmesser von 5 mm durch eine hydraulische Auspressvorrichtung gepresst wurde. Der Einbau des Tons erfolgte dann ebenfalls durch Verdichtung mit einem Proctorhammer (Abb. 3b). Die Körnungsbänder und bodenmechanischen Kenngrößen der verwendeten Bodenarten enthalten Abb. 4 bzw. Tab. 1.

a) b)



Abbildung 3: Lagenweiser Einbau des Geschiebemergels (a) und des Tons (b) mit einem Proctorhammer

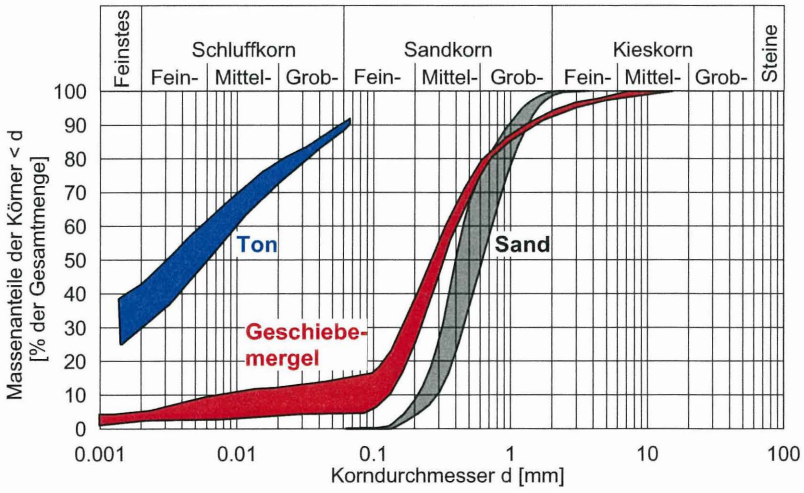


Abbildung 4: Körnungsbänder der verwendeten Bodenarten

Tabelle 1: Übersicht über Bodenkennwerte der verwendeten Bodenarten

Kenngröße	Formelzeichen und Einheit	Kennwert		
		Sand	Mergel	Ton
DIN 18196	-	SE	ST*	TA
Korndurchmesser	d_{50} [mm]	0,400	0,030	0,005
Reibungswinkel	φ [°]	39	20	17
Kohäsion	c' [kN/m^2]	0	7	23
Plastizitätszahl	I_P [%]	-	30	32
Konsistenzzahl	I_c [-]	-	1,15	1,34

Das statische Versuchsprogramm bestand aus sechs Druck- und drei Zugversuchen (Tab. 2). Die Belastung des Pfahlelements erfolgte in Anlehnung an [EA-PFÄHLE, 2007] in mehreren Laststufen bis zum Versagen des Pfahlelements, wobei jedoch keine Entlastung durchgeführt wurde. Die nächste Laststufe wurde aufgebracht, sobald die Verschiebung des Pfahlelements auf etwa 0,01 mm/min abgesunken war. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug bei allen statischen Versuchen 0,5 kN/min.

Das zyklische Versuchsprogramm umfasste 27 zyklische Versuche, von denen 12 exemplarisch vorgestellt werden (Tab. 3). Die Belastung des Pfahlelements erfolgte als harmonische, sinusförmige Belastung bei Frequenzen zwischen 0,1 bis 2,0 Hz. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug bei allen post-zyklischen Pfahlprobebelastungen 0,5 kN/min.

Tabelle 2: Übersicht über Randbedingungen der statischen Modellversuche

Versuch	Belastungsart	Bodenart	σ_3 [kN/m^2]	D [-]
PET01	Druckversuch	nichtbindig	100	0,6
PET02	Druckversuch	nichtbindig	100	0,8
PET03	Druckversuch	nichtbindig	50	0,6
PET04*)	Druckversuch	nichtbindig	100	0,6
PET05	Druckversuch	bindig	100	-
PET06	Druckversuch	gemischtkörnig	100	-
PET07	Zugversuch	nichtbindig	100	0,6
PET08	Zugversuch	nichtbindig	50	0,6
PET09	Zugversuch	nichtbindig	50	0,8

*) S_R = 100 %, sonst S_R = 0 %

Tabelle 3: Übersicht über Randbedingungen ausgewählter zyklischer Modellversuche

Versuch	Belas-tungsart	F_{mitt} *) [kN]	F_{zyk} *) [kN]	X_{mitt} *) [-]	X_{zyk} *) [-]	f [Hz]	σ_3 [kN/m²]
PET11	DS*)	3,8	3,0	0,18	0,14	1,0	100
PET12	DS	5,7	3,8	0,27	0,18	1,0	100
PET13	DS	7,0	4,0	0,33	0,19	1,0	100
PET14	DS	3,4	1,6	0,33	0,15	1,0	100
PET16	DS	1,4	1,4	0,15	0,15	1,0	100
PET21	WL*)	0	1,9	0	0,15	1,0	50
PET22	WL	0,3	2,3	0,02	0,18	1,0	50
PET26	WL	0	1,0	0	0,11	1,0	100
PET28	DS	4,5	1,0	0,30	0,20	1,0	100
PET29	DS	3,5	1,2	0,32	0,26	1,0	100
PET31	WL	0,9	1,8	0,13	0,26	1,0	100
PET35	WL	0	2,3	0	0,20	1,0	100

*) Erläuterung siehe 4.2, DS: Druckschwellllast, WL: Wechsellast

4 Versuchsergebnisse

4.1 Allgemeines

Nachfolgend werden ausgewählte Ergebnisse und die wesentlichen Erkenntnisse aus den Versuchen in der Spannungszelle vorgestellt.[3] Da es in Normen oder der Literatur keine Konvention über die Benennung einzelner Parameter im Zusammenhang mit zyklisch axial belasteten Pfählen gibt, werden zunächst häufig verwendete Begriffe erläutert.

4.2 Begriffe

Bei den Einwirkungen auf einen zyklisch axial belasteten Pfahl werden gemäß DIN 1054:2010-12 ständige Einwirkungen F_G und übliche repräsentative, veränderliche Einwirkungen $F_{Q,rep}$ unterschieden. Dabei können die veränderlichen Einwirkungen um den Begriff der zyklischen Einwirkungen ergänzt werden, die durch die *zyklische Lastamplitude* F'_{zyk} beschrieben werden. Die Summe aus ständigen und üblichen repräsentativen,

[3] Alle Ergebnisse des Versuchsprogramms in [THOMAS, 2011]

veränderlichen Einwirkungen wird als *mittlere Einwirkung* F_{mitt} bezeichnet. Das zyklische und mittlere Lastniveau X_{zyk} bzw. X_{mitt} ergeben sich, indem die zyklische Lastamplitude bzw. mittlere Einwirkung durch den Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit R_{ult} geteilt werden. Je nach Größe des zyklischen und mittleren Lastniveaus werden *Schwelllasten* und *Wechsellasten* differenziert. Bei Schwellasten wirken am Pfahlkopf entweder Druck- oder Zugkräfte, bei Wechsellasten wirken Druck- und Zugkräfte.

Bei ständigen und üblichen veränderlichen Einwirkungen entsteht eine mittlere Verschiebung s_{mitt} des Pfahls. Infolge einer zyklischen Einwirkung erfährt der Pfahl mit steigender Anzahl der Lastzyklen N eine *zyklische Verschiebung* s_{zyk}. Die *plastische Verschiebung* s_{pl} ist die Summe aus mittlerer und zyklischer Verschiebung.

4.3 Statisches Tragverhalten

Die statischen Versuche wurden durchgeführt, um Unterschiede zum zyklischen und postzyklischen Tragverhalten identifizieren zu können sowie die Grenztragfähigkeit R_{ult} und die Grenzsetzung s_{ult} zu bestimmen. Sofern folgende Ungleichung erfüllt ist, gilt ein zyklischer Versuch als versagt:

$$s_{pl}\,(\text{zyklisch}) > s_{ult}\,(\text{statisch}) \qquad (1)$$

Die Erkenntnisse aus den statischen Versuchen werden wie folgt zusammengefasst (Abb. 5; Tab. 2):

- Eine Erhöhung des Spannungsniveaus bewirkt in Druck- und Zugversuchen erwartungsgemäß eine Erhöhung der mobilisierbaren Mantelreibung.
- In Zugversuchen wird im Vergleich zu Druckversuchen unter sonst gleichen Randbedingungen eine geringere Mantelreibung im Bruchzustand mobilisiert.
- Eine sehr dichte Lagerung des Bodens führt erwartungsgemäß zu einer größeren Mantelreibung im Bruchzustand als ein dicht gelagerter Boden.
- Im gesättigten Versuch beträgt die im Bruchzustand mobilisierte Mantelreibung nur 40% der Mantelreibung in trockenem Sand.
- Im nichtbindigen Boden wird die größte, im bindigen Boden die geringste Mantelreibung mobilisiert. Im gemischtkörnigen Boden wurden geringere Werte als im Sand, aber größere als im Ton gemessen.

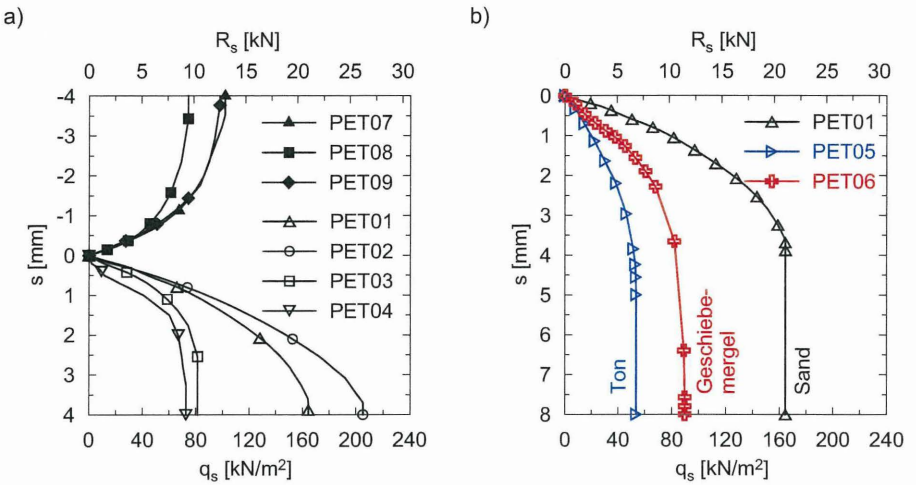


Abbildung 5: Mantelwiderstands-Setzungs-Linien und Mantelwiderstands-Hebungs-Linien statischer Druck- und Zugversuche im nichtbindigen Boden (a) und Mantelwiderstands-Setzungs-Linien statischer Druckversuche in verschiedenen Bodenarten (b)

4.4 Einfluss der Belastungsparameter

Um den Einfluss der Belastungsparameter ermitteln zu können, wurden Versuche unter Schwell- und Wechsellasten bei verschiedenen mittleren und zyklischen Lastniveaus mit Frequenzen zwischen 0,1 und 2,0 Hz durchgeführt.

Das Verschiebungsverhalten eines Pfahlelements unter zyklischer Belastung zeichnet sich durch die Akkumulation der plastischen Verschiebung mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen aus.

Abb. 6a zeigt das Verschiebungsverhalten der Versuche PET14 und PET21, die unter Druckschwell- bzw. Wechsellasten ausgeführt wurden. Im Versuch unter Druckschwelllasten akkumuliert sich die plastische Verschiebung in den ersten Lastzyklen stärker als unter Wechsellasten. Die Verschiebungsrate nimmt ab und kann in doppelt-logarithmischer Darstellung sehr gut über die Anzahl der Lastzyklen durch eine Gerade korreliert werden (Abb. 6b). Im Versuch unter Wechsellasten bleibt die plastische Verschiebung hingegen während der ersten 100 Lastzyklen annähernd Null. Die Verschiebungsrate nimmt ab und kann etwa bis zum 100. Lastzyklus gut mit der Anzahl der Lastzyklen korreliert werden

(Abb. 6b). Danach kommt es jedoch zur Zunahme der Verschiebungsrate, wodurch die zyklischen Verschiebungen progressiv größer werden und zum Versagen des Pfahlelements führen. Qualitativ wurde dieses grundlegend unterschiedliche Verschiebungsverhalten in allen Versuchen unter Schwell- und Wechsellasten beobachtet. Ein ähnliches Verschiebungsverhalten zeigten auch Versuche an Mikropfählen von [SCHWARZ, 2002].

Das zyklische Lastniveau war in den o. g. Versuchen PET14 und PET21 gleich groß. Bei weiteren Versuchen, bei denen das zyklische und mittlere Lastniveau variiert wurde, konnte folgendes festgestellt werden:

- Bei Versuchen unterhalb eines zyklischen Lastniveaus von 0,15 versagte das Pfahlelement nie.
- Bei Versuchen unter Schwelllasten ist die Anzahl der Lastzyklen beim Versagen des Pfahlelements vom mittleren und zyklischen Lastniveau abhängig. Ein größeres zyklisches Lastniveau wirkt ungünstig, d. h. die Anzahl der Lastzyklen beim Versagen ist kleiner. Ein größeres mittleres Lastniveau kann hingegen günstig wirken, d. h. die Anzahl der Lastzyklen beim Versagen ist größer.
- Bei Versuchen unter symmetrischen Wechsellasten versagt das Pfahlelement nach weniger Lastzyklen, wenn das zyklische Lastniveau größer ist.

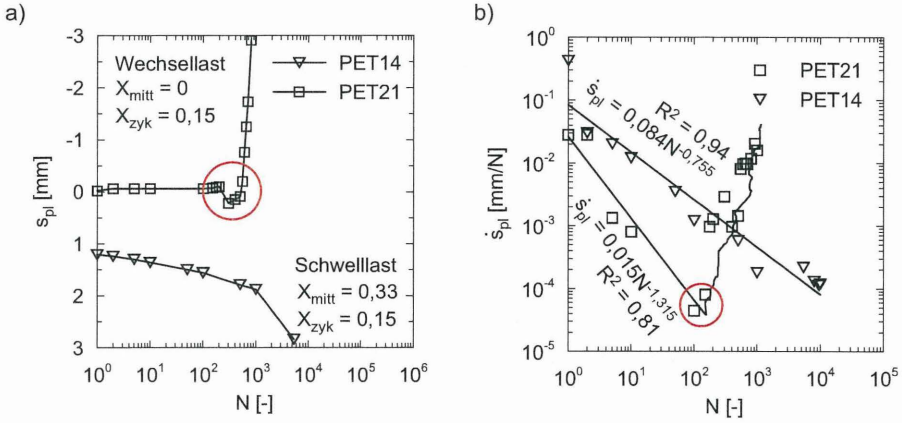


Abbildung 6: Typisches Verschiebungsverhalten in Versuchen unter Druckschwell- und Wechsellasten, a) plastische Verschiebung, b) plastische Verschiebungsrate

Der Einfluss der Belastungsfrequenz zwischen 0,1 und 2,0 Hz auf das Pfahltragverhalten wurde in mehreren Versuchen unter Schwell- und Wechsellasten untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass die Variation der Belastungsfrequenz keinen signifikanten Einfluss auf das Verschiebungsverhalten des Pfahlelements hat.[4]

Neben den zuvor beschriebenen Auswirkungen auf das Verschiebungsverhalten wird auch die post-zyklische Tragfähigkeit von diesen Parametern beeinflusst (Abschnitt 4.8).

4.5 Einfluss der Bodenparameter

Um den Einfluss der Bodenparameter auf das Tragverhalten zu identifizieren, wurden Versuche in nichtbindigem, bindigem und gemischtkörnigem Boden bei verschiedenen Lagerungsdichten bzw. Plastizitätszahlen unter Variation der Belastungsparameter durchgeführt.

Das Verschiebungsverhalten des Pfahlelements bei Versuchen in verschiedenen Bodenarten, die bei annähernd gleichen mittleren und zyklischen Lastniveaus unter ebenfalls gleichen Spannungsniveaus durchgeführt wurden, weicht stark voneinander ab (Abb. 7). Der Einfluss der Bodenart auf das Pfahlelement kann wie folgt zusammengefasst werden:

- Die plastische Verschiebung ist bei gleichen Lastniveaus im Ton geringer als im Geschiebemergel und dort wiederum geringer als im Sand, wie sowohl in Versuchen unter Schwell- als auch Wechsellasten beobachtet wurde.
- Im Ton und Geschiebemergel können im Vergleich zu Versuchen im Sand erheblich größere Lastniveaus aufgebracht werden, bevor das Pfahlelement versagt.
- Unter zyklischen Schwell- und Wechsellasten verhält sich das Pfahlelement grundsätzlich entgegengesetzt zu Versuchen unter statischer Belastung (Abschnitt 4.3), bei denen das Tragverhalten im nichtbindigen Boden am Besten war.

Die Literaturauswertung in [KEMPFERT, 2009] von zyklisch belasteten Pfählen unter Schwell- und Wechsellasten zeigt ebenfalls ein günstigeres zyklisches Tragverhalten von Pfählen in bindigen Böden im Vergleich zu nichtbindigen Böden.

---

[4] Versuchsergebnisse in [THOMAS, 2011]

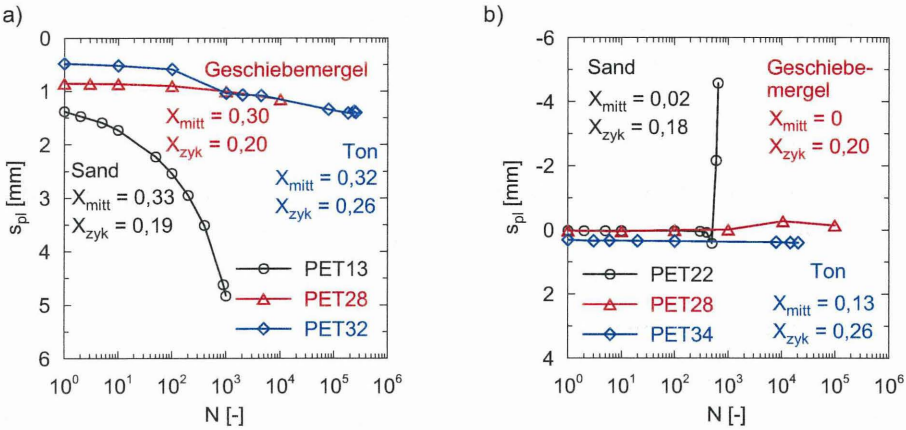


Abbildung 7: Verschiebungsverhalten des Pfahlelements bei Versuchen in verschiedenen Bodenarten unter Druckschwelllasten (a) und Wechsellasten (b)

4.6 Akkumulation von Porenwasserüberdrücken

Da Pfähle i. d. R. ins Grundwasser einbinden, wurde der Einfluss des Sättigungsgrads in Versuchen unter Schwell- und Wechsellasten untersucht. Dabei wurde zusätzlich der Porenwasserdruck mit Hilfe von Porenwasserdrucksensoren, die in einem Abstand von etwa 1 cm zum Pfahlmantel platziert waren, während der zyklischen Belastung gemessen. Alle gesättigten Versuche liefen unter undränierten Bedingungen bei einem Spannungsniveau von 100 kN/m^2.

Der gesättigte Versuch PET16 wurde unter Schwelllasten mit einem mittleren und zyklischen Lastniveau von 0,15 durchgeführt und versagte nach 1.800 Lastzyklen. Bei Versuch PET11 in trockenem Sand bei annähernd gleichen Lastniveaus betrug die zyklische Verschiebung nach 10.000 Lastzyklen etwa 0,1 mm, d. h. in gesättigtem Sand ist das Verschiebungsverhalten erheblich ungünstiger.

Während der zyklischen Belastung des Pfahlelements akkumulierte sich mit steigender Anzahl der Lastzyklen ein Porenwasserüberdruck, der beim Versagen des Pfahlelements etwa 1 kN/m^2 betrug (Abb. 8a). Dabei ist eine Analogie zwischen der Entwicklung des Porenwasserüberdrucks und der plastischen Verschiebung zu erkennen.

Der Versuch PET26 wurde im gesättigten Sand unter symmetrischer Wechsellast mit einem zyklischen Lastniveau von 0,11 durchgeführt und versagte nach etwa 7.400 Lastzyklen. Hingegen kam es bei Versuch PET20 im trockenen Sand, der zudem bei einem höheren zyklischen Lastniveau von 0,15 durchgeführt wurde, nach 10.000 Lastzyklen noch nicht zum Versagen. Demnach verhielt sich auch unter Wechsellasten das Pfahlelement im gesättigten Sand ungünstiger als im trockenen Sand.

Der Porenwasserüberdruck beim Versagen des Pfahlelements ist unter Wechsellasten etwa 30fach größer als unter Schwelllasten (Abb. 8b).

Ursache für das ungünstige Verhalten im gesättigten Boden ist die Akkumulation des Porenwasserüberdrucks. Im gesättigten Boden setzen sich die totalen Spannungen σ aus den effektiven Spannungen σ' und den neutralen Spannungen u zusammen. Aufgrund der vorliegenden undränierten Verhältnisse wird die Belastung des Bodens am Pfahlmantel zunächst vom Porenwasser aufgenommen, so dass Porenwasserüberdruck Δu entsteht, der sich infolge der andauernden zyklischen Belastung akkumuliert. Da sich die totalen Spannungen nicht ändern, verursacht die Zunahme des Porenwasserüberdrucks eine Abnahme der effektiven Spannungen, die wiederum zur Abnahme der Scherfestigkeit des Bodens und damit zur Zunahme der plastischen Verschiebung des Pfahlelements führt. Unter Wechsellasten können große Porenwasserüberdrücke sogar zur Verflüssigung des Bodens im Pfahlnahbereich führen.

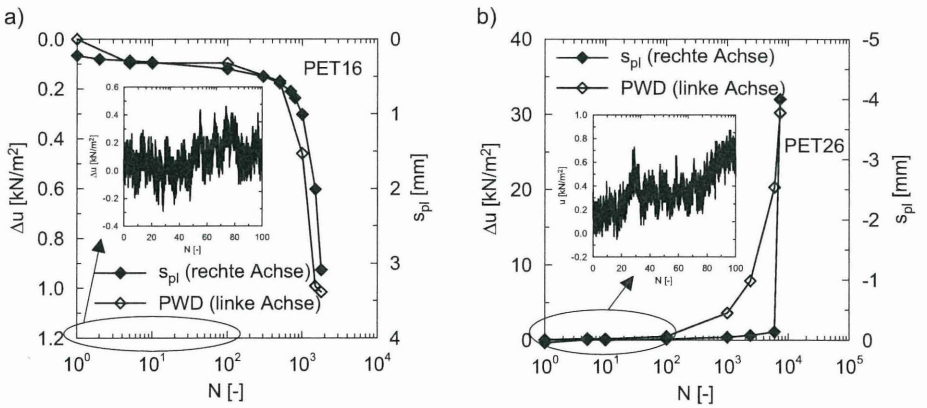


Abbildung 8: Porenwasserüberdruck (linke Achse) und plastische Verschiebung (rechte Achse) in einem gesättigten Versuch unter Schwelllasten (a) und Wechsellasten (b)

Das ungünstige Pfahltragverhalten im gesättigten Boden bestätigen auch die Versuche von [SCHWARZ, 2002], bei denen Mikropfähle unter Wechsellasten innerhalb weniger Lastzyklen versagten, nachdem sie zuvor in trockenem Boden über 200.000 Lastzyklen belastet wurden und dabei nur geringe plastische Verschiebungen aufwiesen.

4.7 Entwicklung von Erddruckspannungen

Mittels Erddrucksensoren wurden in einigen Versuchen die radialen, tangentialen und vertikalen Spannungen im Boden gemessen. Die Sensoren waren jeweils im Abstand von etwa 3-5 cm vom Pfahlelement in verschiedenen Höhenlagen entlang des Pfahlmantels eingebaut.

Im bindigen Boden wurde von den Erddruckgebern weder bei Versuchen unter Schwell- noch Wechsellasten eine Änderung der Spannungen im Boden infolge der zyklischen Belastung gemessen. Auch nach einer Reduzierung des Abstands zum Pfahlelement auf 3 cm wurde keine Spannungsänderung registriert. Die nachfolgend beschriebenen Ergebnisse resultieren daher aus Versuchen im nichtbindigen und gemischtkörnigen Boden. Das prinzipiell unterschiedliche Verschiebungsverhalten unter Schwell- und Wechsellasten (Abschnitt 4.4) lässt sich anhand der Spannungsmessungen wie folgt erklären.

Unter Druck- und Zugschwelllasten nehmen die Radialspannungen σ'_r auf den Pfahlmantel zu (Abb. 9a). Die Scherspannung an der Pfahl-Boden-Schnittstelle wird daher größer, weshalb die Verschiebungsrate, d. h. der Zuwachs an plastischer Verschiebung, kleiner wird. Die im Vergleich zum Ausgangsspannungszustand erhöhten Radialspannungen bewirken in einer post-zyklischen Pfahlprobebelastung ein steiferes Tragverhalten und eine um ΔR_{zyk} vergrößerte Tragfähigkeit (Abschnitt 4.8; Abb. 11). Andererseits wurde aber auch bei einigen Versuchen unter Schwelllasten, insbesondere bei Versuchen mit großen zyklischen Verschiebungen, eine Abnahme der Tragfähigkeit festgestellt, obwohl die Radialspannungen zugenommen haben.

Unter Wechsellasten nehmen die Radialspannungen hingegen auf den Pfahlmantel ab (Abb. 9b). Dies resultiert aus der in [KEMPFERT et al., 2010] beschriebenen zyklischen Verdichtung im Pfahlnahbereich. Vergleichbar mit der Gewölbebildung beim so genannten „Falltüreffekt" bildet sich ein Tangentialspannungsring um den Pfahl, der die Radialspannungen σ'_{ri} auf den Pfahlmantel abschirmt (Abb. 10). Die Radialspannungen im Inneren

des Tangentialspannungsrings nehmen ebenso wie die Vertikalspannungen ab, während die Radialspannungen σ'_{ra} von außen auf den Ring annähernd konstant bleiben. Durch den Abfall der Radialspannungen sinkt die Scherfestigkeit des Bodens im Inneren des Spannungsrings, wodurch die Verschiebungen des Pfahls größer werden können und zum Versagen des Pfahls führen.

Die Phänomene des Anstiegs von Tangentialspannungen und des Abfalls von Radialspannungen hat z. B. auch [KÖNIG, 2008] bei numerischen Untersuchungen festgestellt, in denen der zyklische Eindringvorgang eines Verdrängungspfahls modelliert wurde.

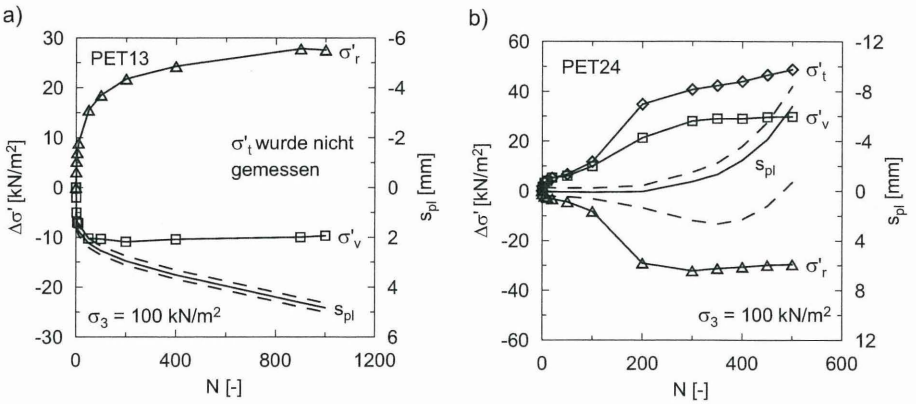


Abbildung 9: Entwicklung der radialen, tangentialen und vertikalen Erddruckspannungen σ'_r, σ'_t bzw. σ'_v in Versuchen unter Druckschwelllasten (a) und Wechsellasten (b)

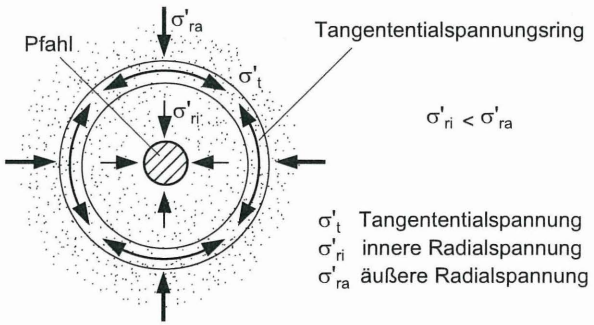


Abbildung 10: Ausbildung eines Tangentialspannungsrings um den Pfahlmantel

Die in Abb. 9 exemplarisch dargestellte Spannungsentwicklung wurde derart qualitativ bei allen Versuchen unter Schwell- und Wechsellasten beobachtet (Tab. 4). Demnach sind im Vergleich zu einem statisch belasteten Pfahl (Tab. 5) gegenläufige Entwicklungen zu beobachten, die folglich eine Ursache für das veränderte Tragverhalten sind.

Tabelle 4: Qualitative Entwicklung der Spannungen bei Messungen in Pfahlmitte mit zunehmenden Lastzyklen unter zyklischer Belastung im nichtbindigen und gemischtkörnigen Boden

Belastungsart	Radialspannung	Tangentialspannung	Vertikalspannung
Druckschwellllast	↑	↑	↓
Zugschwellllast	↑	↓	↑
Wechsellast	↓	↑	↑

Spannungen werden mit steigenden Lastzyklen größer (↑) oder kleiner (↓)

Tabelle 5: Qualitative Entwicklung der Spannungen bei Messungen in Pfahlmitte mit zunehmender Verschiebung unter statischer Belastung im nichtbindigen und gemischtkörnigen Boden

Belastungsart	Radialspannung	Tangentialspannung	Vertikalspannung
Druckversuch	↑	↓	↑
Zugversuch	↑	↓	↓

Spannungen werden mit steigender Verschiebung größer (↑) oder kleiner (↓)

4.8 Post-zyklische Pfahltragfähigkeit

Um die Auswirkung der zyklischen Belastung auf das statische Tragverhalten zu bestimmen, wurden mehrere Versuche post-zyklisch probebelastet.

Abb. 11 zeigt exemplarisch das Ergebnis einer post-zyklischen Druckbelastung von Versuch PET12 unter Druckschwellllasten. Der Versuch wurde nach 233.750 Lastzyklen und einer plastischen Verschiebung von 2,9 mm beendet und anschließend probebelastet. Im Vergleich zum statischen Versuch PET01, der unter gleichen Randbedingungen durchgeführt wurde, zeigt Versuch PET12 post-zyklisch ein steiferes Last-Setzungs-Verhalten und eine um 3,5 kN höhere Bruchmantelreibung.

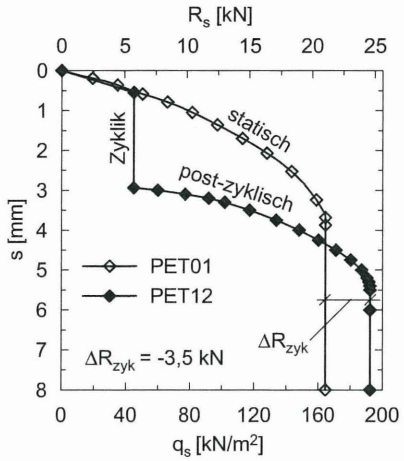


Abbildung 11: Mantelwiderstands-Setzungs-Linien eines statischen Versuchs und eines post-zyklisch probebelasteten Versuchs unter Druckschwelllasten

Prinzipiell wurde bei Versuchen unter Schwelllasten abhängig von der Größe des zyklischen Lastniveaus sowohl eine Zu- als auch Abnahme der post-zyklischen Tragfähigkeit festgestellt. Bei kleinen zyklischen Lastniveaus verhielt sich das Pfahlelement steifer und hatte eine höhere post-zyklische Tragfähigkeit. Bei größeren zyklischen Lastniveaus unter Schwelllasten nahm die post-zyklische Tragfähigkeit i. d. R. ab. Bei Versuchen unter Wechsellasten wurden stets ein weicheres Tragverhalten und eine Abnahme der post-zyklischen Tragfähigkeit festgestellt, die im Vergleich zu Versuchen unter Schwelllasten mit großen zyklischen Lastniveaus erheblich stärker ausgeprägt war.

6 Zusammenfassung

Unter statischer Belastung ist das Tragverhalten eines Pfahls bekanntermaßen von einer Vielzahl an Einflussfaktoren abhängig, wie z. B. den Bodenparametern und dem Pfahlsystem. In diesem Beitrag wurde gezeigt, dass unter zyklisch axialer Belastung die Bodenart, der Sättigungsgrad, der zur Akkumulation von Porenwasserüberdruck unter zyklischer Belastung führen kann, und insbesondere auch die Belastungsparameter maßgebenden Einfluss auf das Tragverhalten eines Pfahlelements haben. Bei den Versuchen wurde weiterhin festgestellt, dass sich das Tragverhalten unter Schwell- und Wechsellasten grundlegend voneinander unterscheidet. Kennzeichnende Unterschiede unter Wechsellas-

ten sind das ungünstigere Verschiebungsverhalten, insbesondere die plötzliche Änderung der Verschiebungsrate während der zyklischen Belastung, und die geringere post-zyklische Tragfähigkeit. Auf Grundlage von Erddruckmessungen im Pfahlnahbereich wurden Hypothesen zum veränderten Tragverhalten unter zyklisch axialen Belastungen aufgestellt.

Danksagung

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung.

Literatur

EA-Pfähle; Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle" EA Pfähle; *Hrsg.: Arbeitskreis „Pfähle" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.; Ernst & Sohn, Berlin, 1. Auflage, 2007*

H.-G. Kempfert; Pfahlgründungen; *Grundbau-Taschenbuch - Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke; Ernst & Sohn, Berlin, 7. Auflage, 2009*

H.-G. Kempfert; S. Thomas; Pfahltragverhalten infolge zyklisch axialer Belastung - Versuchsergebnisse und Modellbildung; *Tagungsband zur Baugrundtagung 2010; München, S. 255-261, 2010*

H.-G. Kempfert; S. Thomas; B. Gebreselassie; Observation of Pile-Soil-Interaction during Cyclic Axial Loading using Particle Image Velocimetry; *Proceedings of GeoShanghai 2010 International Conference; GSP 205, Shanghai, pp. 67-72, 2010*

F. König; Zur zeitlichen Traglastentwicklung von Pfählen und der nachträglichen Erweiterung bestehender Pfahlgründungen; *Technische Universität Hamburg-Harburg; Dissertation, 2008*

P. Schwarz; Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung; *Technische Universität München; Dissertation, 2002*

S. Thomas; Zum Tragverhalten zyklisch axial belasteter Pfähle (Arbeitstitel); *Universität Kassel; Dissertation, 2011 (in Vorbereitung)*

Autoren

Dipl.-Ing. S. Thomas sebastian.thomas@uni-kassel.de
Univ.-Prof. (em.) Dr.-Ing. H.-G. Kempfert kempfert@kup-geotechnik.de

Institut für Geotechnik und Geohydraulik
Universität Kassel www.uni-kassel.de/fb14/geotechnik
Mönchebergstr. 7, 34125 Kassel Tel.: 0561 804-2630

bsp ingenieure

Geotechnik Umweltschutz

Geotechnik
Umweltschutz
Baugrunderkundung
Deponien
Altlasten
Bauwerke
Labor
Erdbaukontrollen





bsp ingenieure
bergs siegert partnerschaft

38106 Braunschweig
Bültenweg 67
Tel: 0531 - 69 88 13 20
Fax: 0531 - 69 88 13 99

38518 Gifhorn
Gladiolenweg 20
Tel. 05371 - 58 96 59
Fax: 05371 - 58 96 61

www.bsp-ingenieure.de
info@bsp-ingenieure.de



Simulationsbasierte Prognose des axialen Tragverhaltens von Bohrpfählen in den V.A.E. auf der Grundlage von in-situ Messungen

Dr.-Ing. Thomas Wolff, Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt

1 Einleitung und Motivation

Nahezu alle Hochhäuser und der überwiegende Teil der Ingenieurbauwerke der Infrastruktur werden heute auf Pfählen gegründet. Das Modell des axialen Tragverhaltens ist einleuchtend, einfach zu handhaben, aber auch sehr grob. Eine zutreffende Prognose und Beurteilung des Last-Setzungsverhaltens ist wegen der in der Realität vorkommenden komplexen Randbedingungen bis heute unbefriedigend. Die am Pfahlmantel und -fuß mobilisierbaren Widerstände lassen sich auf empirischer Grundlage abschätzen, jedoch nicht aus boden- bzw. felsmechanischen Kennwerten auf theoretischer Grundlage berechnen. Das Ergebnis sind konservative Bemessungen mit nicht quantifizierbaren Sicherheitsreserven oder Probebelastungen, die bei großen Pfahltragfähigkeiten bzw. umfangreichen Baumaßnahmen mit einem hohen monetären und zeitlichen Aufwand verbunden sind. Am Beispiele eines axial belasteten Bohrpfahls in den weichen Sedimentgestein der Vereinten Arabischen Emirate wird eine methodische Vorgehensweise vorgestellt, mit der das Last-Setzungsverhalten, die mobilisierten Einzelwiderstände und das zugehörige Sicherheitsniveau auf der Grundlage von Messergebnissen fallbezogen prognostiziert werden kann. Grundsätzlich ist das Last-Setzungsverhalten von Bohrpfählen durch sie Charakteristik des Lastabtrages in der Kontaktzone zwischen Pfahl und Fels geprägt. Abhängig von den Festigkeits- und Steifigkeitsverhältnissen von Fels und Pfahlbeton, dem Grad der Rauigkeit der Kontaktzone, der Pfahlgeometrie und der Herstellungsmethode u.a.m. resultieren, selbst bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen unterschiedliche Last-Setzungs- u. Bruchverhalten. Bei praktischen Bemessungsaufgaben von Pfahlgründungen bilden wegen fehlender, anerkannter mechanischer Modelle, mit denen das Tragverhalten theoretisch berechnet werden kann, entweder lokale Erfahrungen oder Ergebnisse aus Probebelastungen häufig jedoch empirische Verfahren die Grundlage zur Abschätzung des Tragverhaltens. Basis der empirischen Verfahren sind Korrelationen zwischen Ergebnissen aus Probebelastungen und Labor- bzw. Feldversuchen. Für Pfähle in weichen bzw. zerklüfteten Fels bspw. werden die charakteristischen Größen der Mantelreibung q_s (1)

und des Spitzendruckes q_b (2) über empirische Korrelationen zu an Bohrkernen bestimmten einaxialen Druckfestigkeiten q_u und Ergebnissen von Probebelastungen abgeschätzt (Abbildung 1).

(1) $q_s = \alpha \cdot q_u^{\beta}$ mit $0{,}15 \leq \alpha \leq 0{,}6$ und $0{,}15 \leq \beta \leq 0{,}6$ häufig $\beta = 0{,}5$

(2) $q_b = n \cdot q_u$ mit $5 \leq n \leq 12$

Die Faktoren α, β *und* n werden meist auf Grund lokaler Erfahrungen festgelegt, was bei der Berechnung zu unterschiedlichen Wichtungen der Einfluss- und stark variierenden Bemessungsgrößen führt. Analysen der Ergebnisse aus Pfahlprobebelastungen zeigen für die meisten Fälle, dass die nach den international gültigen Normen und Empfehlungen für die Grenztragfähigkeit bemessenen und teilweise bis zur 2,5fachen Gebrauchslast geprüften Pfähle lediglich Setzungen in der Größenordnung von 1,0 bis 3,0 cm aufweisen. Aus diesem Grund und weil die Grenztragfähigkeit von Pfahlgründungen i.d.R. unbekannt ist bzw. bei Probebelastungen i. Allg. nicht erreicht wird, sind die für die Bemessung verwendeten Sicherheitsfaktoren mehr oder weniger empirische Größen. Die tatsächlich vorhandene von der Größe der mobilisierten Einzelwiderstände, d.h. von den Setzungen abhängige Sicherheit ist unbekannt. Aus dem Anspruch, die Gründungskonstruktionen mit vertretbarem wirtschaftlichem Aufwand sicher zu erstellen, resultiert daher die Notwendigkeit, die existierenden Ansätze zum Nachweis der Tragfähig- bzw. Gebrauchstauglichkeit von Ortbetonbohrpfählen zu prüfen und vorhandene Berechnungsverfahren im Sinne einer Optimierung fortzuschreiben. An dieser Stelle setzt der Beitrag an.

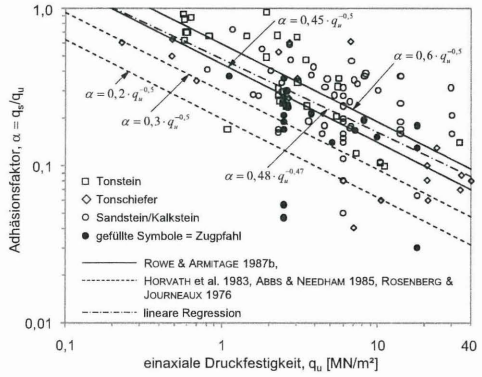


Abbildung 1: Empirische Korrelation zwischen q_u und dem Adhäsionsfaktor α

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Geologische und geohydrogeologische Verhältnisse

Mit Ausnahme der Gebirgsregion an der Grenze zum Oman sind die ingenieurgeologischen Verhältnisse der V.A.E. relativ einheitlich (Abb. 2a). Die für den Baugrund relevante Abfolge besteht aus einer geringmächtigen Schicht locker bis mitteldicht gelagerten Kalksandes, der von feinkörnigen, teilweise leicht schluffigen pleistozänen Sandsteinen unterlagert wird, die auf Grund der Zusammensetzung und Korngröße als Kalkarenit klassifiziert werden (Abb. 2b). Die 1-12 m unter der Geländeoberkante liegenden Kalkarenite weisen Merkmale äolischer Umlagerungen auf und haben auf Grund des geringen geologischen Alters und der dünnen Überdeckung nur eine schwache Diagenese durchlaufen. Unterhalb der etwa 15-25 m mächtigen Kalkarenite schließen bis in Tiefen von 80-100 m Kalksiltite, aus kalkhaltigen Partikeln in Schluffkorngröße entstandene Kalksteine, an. Der Grundwasserspiegel variiert in Abhängigkeit der Geländemorphologie und dem Zementierungsgrad bzw. der Porosität und schwankt zwischen 2 und 3 m unter Oberkante Gelände. Vergleichbare Verhältnisse wurden in dem untersuchten Test- und Baufeld durch insgesamt 11 Aufschlussbohrungen mit Tiefen zwischen 20 und 70 m erschlossen (WOLFF 2009). Im Rahmen üblicher Baugrunduntersuchungen wurden Druck- u. Rammsondierungen und an den gewonnenen Bodenproben und Bohrkernen Laborversuche zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften der Kalkarenite durchgeführt. Die Ergebnisse der eigenen Feld- und Laborversuche wurden zusammen mit bis zu 300 vom Dubai Central Laboratory zur Verfügung gestellten Versuchsergebnissen statistisch ausgewertet. In Tabelle 1 sind die Ergebnisse zusammengestellt und in Abbildung 3 die Häufigkeitsverteilung für den Reibungswinkel φ, den Elastizitätsmodul E_u und die einaxiale Druckfestigkeit q_u beispielhaft dargestellt.

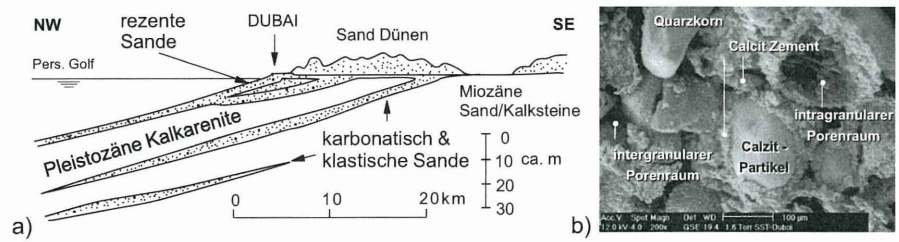


Abbildung 2: a) Geologischer Schnitt von Dubai, b) Gefügestruktur-Kalkarenit (ESEM)

Tabelle 1: Verteilungstyp und Verteilungsparameter der Kalkarenite

Parameter		Verteilungsfunktion	Mittelwert m_x	Standard-abweichung σ_x
Dichte	ρ [t/m³]	Normalverteilung	1,98	0,13
Trockendichte	ρ_d [t/m³]	Normalverteilung	1,79	0,14
Ko ndichte	ρ_s [t m³]	Normalverteilung	2,67	0,038
Wassergehalt der Probe	w [-]	Normalverteilung	0,135	0,058
Porenanteil	n [-]	Normalverteilun	0 32	0,049
Kalkgehalt	V_{ca} [%]	Normalverteilung	67,7	13,5
Reibungswinkel	φ [°]	Normalverteilung	39,5	2,55
Kohäs on	c [kN/m²]	Normalverteilung	551	210,5
einaxiale Druckfestigkeit	q_u [MN/m²]	Log-Normalverteilung	2,33	1,51
Elastizitätsmodul	E_u [MN/m²]	Log-Normalverteilung	331,8	230,2

Die statistische Auswertung der Laborergebnisse zeigt insbesondere für die Festigkeits- und Verformungsparameter eine vergleichsweise große Streuung. Dies ist auf die Fragilität der Kornpartikel und auf den genetisch bedingten, variierenden Zementierungsgrad zurückzuführen (Abb. 2b). Entsprechend den Ergebnissen für die einaxiale Druckfestigkeit ($0{,}9 \leq q_u \leq 3{,}8$ MN/m²) sind die Sedimente als weicher Fels zu klassifizieren.

Mit den durch die statistischen Auswertungen gewonnenen Kennwerten ist erstmals eine wissenschaftlich abgesicherte Datenbasis für stochastische Analysen geotechnischer Konstruktionen für die in den V.A.E. vorkommenden pleistozänen Kalkarenite bereitgestellt. Ausführliche Beschreibung und detaillierte Angaben sind in WOLFF 2009 aufgeführt.

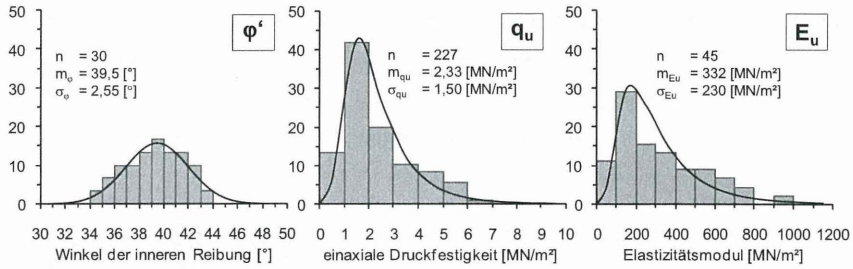


Abbildung 3: Statistische Auswertung der aus Laborversuchen ermittelten Parameter

2.2 Belastungsversuch

Ziel der vom Autor vor Ort durchgeführten Probebelastungen war die detaillierte Klärung und wissenschaftliche Untersuchung des Tragverhaltens axial belasteter Bohrpfahle in im pleistozänen Sedimentgestein von Dubai.

Die Bohrung für den Testpfahl mit einem Durchmesser d = 75 cm und einer Länge von l = 11,18 m wurde bentonitgestützt unter Verwendung eines Bohreimers an der Stelle einer Aufschlussbohrung hergestellt. Dabei durchdringt der Pfahl die obere Kalksandschicht und bindet 5,56 m in den weichen Kalkarenit ein. Die während der Pfahlherstellung durchgeführten Messungen weisen auf eine sehr raue Bohrlochwand hin, die entsprechend PELLS et al. 1980 der Rauigkeitsklasse 4 zuzuordnen ist.

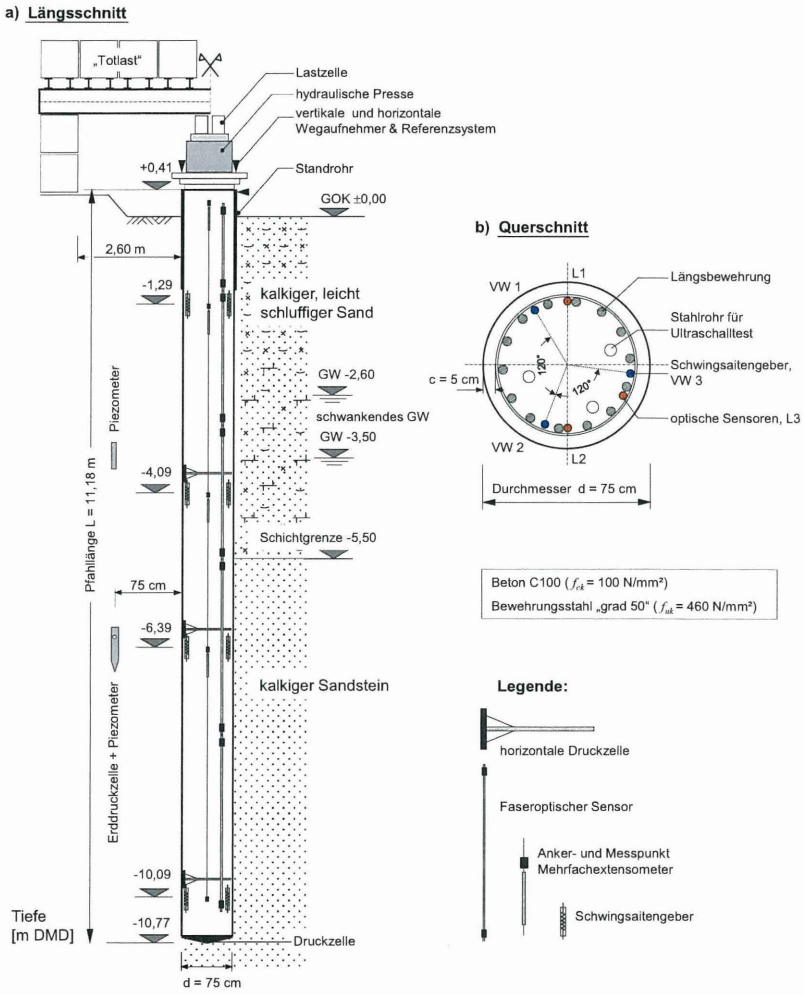


Abbildung 4: Schematische Darstellung des Belastungsversuchs

Wie bei einer Vielzahl weitere Probebelastungen festgestellt, nimmt der Bohrlochdurchmesser mit der Tiefe um ca. 5 % ab. Der Versuchsaufbau und die zum Erfassen der fünf Hauptmessgrößen *i*) aufgebrachte Last, *ii*) axiale und laterale Pfahlkopfverschiebung, *iii*) axiale Betondehnung, *iv*) axiale Verschiebung, *v*) mobilisierte Spitzendruck installierte Messtechniken sind in ihrer Anordnung und Lage in Abbildung 4 skizziert. Eine Besonderheit dieser Probebelastung ist die Erfassung der axialen Betondehnungen mittels zweier unterschiedlicher physikalischer Messprinzipien. Für den direkten Vergleich wurden erstmals neben den auf dem Prinzip der schwingenden Saite basierende Verzerrungsmesser (VW), faseroptische (phasenmodulierte), auf dem Prinzip der Interferometrie basierende Sensoren (SOFO) bei Ortbetonbohrpfählen eingesetzt.

Lastgesteuert wurde der Pfahl entsprechend den Empfehlungen EA-Pfähle 2007 und des ASTM D1143 bis zu einer Pfahlkopfsetzung von 14 cm axial belastet (Abbildung 5).

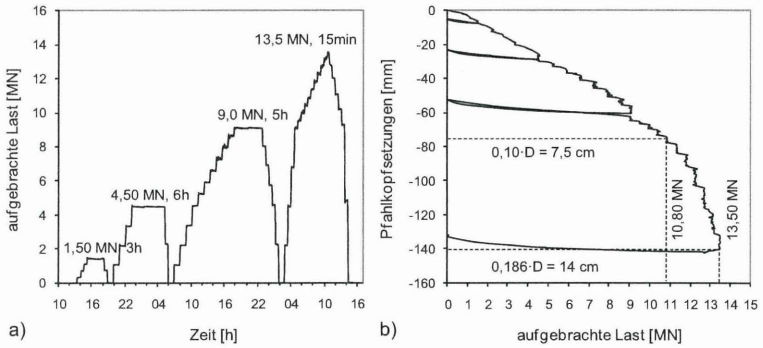


Abbildung 5: a) Belastungstufen, b) Widerstand-Setzungs-Linie (WSL)

Die Auswertung der Messwerte zeigt ein duktiles Tragverhalten, welches über die allg. als Versagen definierte Grenzsetzung hinaus von dem mobilisierten Pfahlmantelwiderstand dominiert wird (Abbildung 6a). Über den gesamten Setzungsbereich lag der Anteil des Pfahlmantelwiderstandes bei min. 80 % und der des Pfahlfußwiderstandes bei max. 20 % der Gesamteinwirkung. Die Beobachtungen lassen sich mit den auf die hohe Bohrlochrauigkeit zurückzuführenden Dilatanzeffekten erklären, die bei entsprechender Relativverschiebung des Pfahles und Steifigkeit des Kalkarenits zu einer Erhöhung der normal auf den Pfahlschaft wirkenden Spannungen führen. Der Bruchwert der Mantelreibung wurde mit $q_{s,u}$ = 350 kN/m² bei einer Pfahlkopfsetzung von $s > 0{,}1 \cdot d$ kurz nach Erreichen des aus

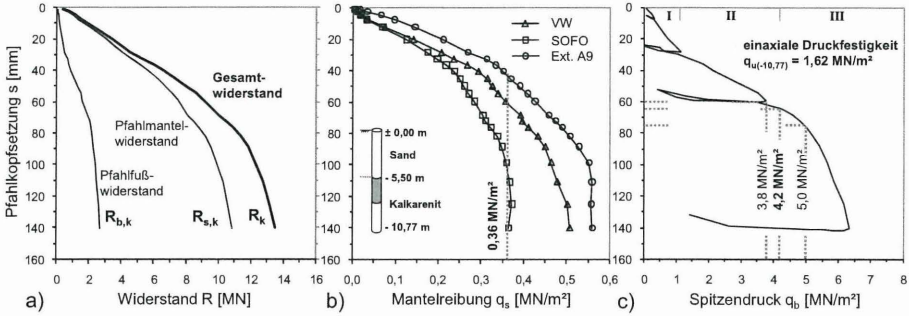


Abbildung 6: a) WSL, b) Mantelreibungsverlauf, c) Spitzendruckverlauf

dem Spitzendruckverlauf abgeleiteten Grenzwert $q_{b,u}$ = 4,2 MN/m² ($\triangleq 2{,}6 \cdot q_u$) registriert (Abb. 6b, c). Ermittelt wurde $q_{s,u}$ aus den im markierten Pfahlsegment mit den faseroptischen Sensoren gemessenen Dehnungen. In diesem Bereich war der Pfahldurchmesser nahezu unverändert, die Rauigkeit für die Baugrundverhältnisse repräsentativ und der Kalkarenit annähernd homogen, so dass für die Messwert nur von geringen Beeinflussungen infolge geometrischer bzw. geologischer Diskontinuitäten ausgegangen werden kann. Zum Vergleich sind die aus den Dehnungen der Schwingsaitengeber und einem Extensometer in Pfahlmitte bestimmten Mantelreibungsverläufe für diesen Pfahlbereich dargestellt. Die Differenzen sind hauptsächlich auf die unterschiedlichen Messbasen der Sensoren und die Anordnung über die Pfahllänge zurückzuführen.

Die Schwingsaitengeber „täuschen" wegen der nahezu punktuell Dehnungsmessung (≈ 15 cm) eine größere Genauigkeit vor als die integralen Werte der bis zu 2,6 m langen faseroptischen Sensoren. Neben der vergleichsweise einfachen und zuverlässigen Applikation der faseroptischen Sensoren lassen sich auf Grund der höheren Präzision bei größerer Messbasis und der vergleichsweise hohen Insensitivität bei lokalen Diskontinuitäten des Pfahlbetons weitere Vorteile gegenüber den Schwingsaitengebern ableiten. Soweit die Messbasis in Anspruch genommen wird, also bei vergleichsweise großen Dehnungen, sind integrale Messungen immer exakter, da lokale Störungen kompensiert werden.

Eine Gegenüberstellung der meist bei empirischen Berechnungsmethoden zum Ansatz gebrachten Grenzwerten der Pfahlwiderstände mit den aus der Probebelastung abgeleiteten ergab, dass diese für die Mantelreibung bis zu 10 % und für den Spitzendruck bis zu 100 % überschätzt werden.

3 Numerische Modellierung und Parameterbestimmung

3.1 Strukturmodell

Soll das Tragverhalten von Pfahlgründungen zur Prognose der Setzungen bzw. der setzungsabhängigen Entwicklung der Einzelwiderstände mittels numerischer Methoden simuliert werden, ist es zur Berücksichtigung der ausgeprägten Wechselwirkung zwischen Baugrund und Tragwerk erforderlich, alle relevanten Einflüsse wirklichkeitsnahe zu modellieren. Entsprechend dem konzeptionellen Ansatz von KATZENBACH et al. 1997 u.a. wird ein auf der FEM basierendes Strukturmodell aufgestellt, mit dem für den Baugrund, das Tragwerk und die Kontaktzone die geometrischen Gegebenheiten, das mechanische Ver halten und die aus der Herstellung resultierenden Einwirkungen und Veränderungen numerisch approximiert werden können. Die einzelnen Komponenten des Strukturmodells sind in Abbildung 7 dargestellt. Bei dem hier erweiterten Ansatz werden die notwendigen konstitutiven Eingangsparameter nicht wie bisher aus Laborversuchen oder über die Trial und Error Methode bestimmt, sondern mit Hilfe inverser Verfahren auf der Basis von Messergebnissen identifiziert. Nacheinander werden dazu das Stoffmodel validiert, die Eignung des numerischen Modells zur Abbildung der speziellen geotechnischen Fragestellung überprüft, entsprechende sensitive Parameter bestimmt und abschließend das Strukturmodell unter Berücksichtigung der Messergebnisse (2.2) kalibriert.

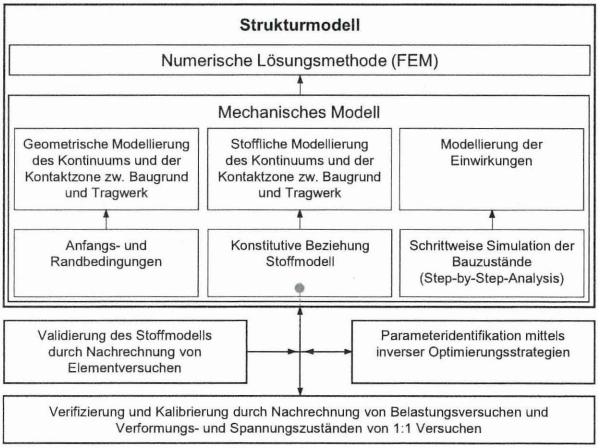


Abbildung 7: Strukturmodell

3.2 Stoffmodell

Für die Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Baugrundes wurde das von SCHANZ 1998 entwickelte elastoplastische Hardening Soil Modell verwendet. Im HS-Modell wird für die deviatorische Erstbelastung eine entsprechend den Arbeiten von Duncan & Chang 1070 hyperbolische und für die Ent- u. Wiederbelastung eine rein elastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung formuliert. Die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeiten wird entsprechend dem Ansatz von Ohde 1939 berücksichtigt und die mathematische Beschreibung wie in Gleichung (3) erweitert. Darüber hinaus werden sowohl irreversible

$$E = E_{Oed,50bzw.ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_j + c' \cdot \cot\varphi'}{\sigma^{ref} + c' \cdot \cot\varphi'} \right)^m \quad \text{mit } \sigma^{ref} \text{ Referenzspannung, allgem. 100 kN/m²}$$

(3)

mit σ_j Hauptspannungen $j = 1$ für E_{Oed}^{ref}

$j = 3$ für E_{50}^{ref} u. E_{ur}^{ref}

Schubverzerrungen als auch irreversible Volumendehnungen infolge deviatorischer bzw. isotroper Erstbelastung durch zwei Fließbedingungen (*Konus* und die *Kappe*) berücksichtigt. Die elementaren Zusammenhänge sind in Abbildung 8a dargestellt. Zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Baugrundes mit dem HS-Modell sind insgesamt 8 Materialparameter erforderlich. Die Kohäsion c', der Reibungswinkel φ' und der Dilatanzwinkel ψ' sind die 3 Festigkeitsparameter, mit denen das Mohr-Coulombsche Grenzkriterium charakterisiert wird. Für die Steifigkeit sind die 3 wichtigsten Parameter der Sekantenmodul E_{50}^{ref}, der Tangentenmodul E_{Oed}^{ref} und der Exponent m. Als elastische Parameter werden der Elastizitätsmodul E_{ur}^{ref} und die Querdehnzahl ν_{ur} verwendet. Für weitere Details zum HS-Modell wird auf SCHANZ 1998 verwiesen.

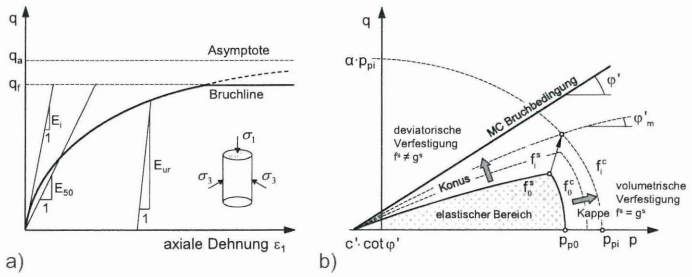


Abbildung 8: a) Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung, b) Fließflächen

3.3 Parameteridentifizierung

Zur Bestimmung von Parameterwerten bedient man sich in der Baupraxis häufig standardisierten Vorgehensweisen. Dabei werden die zu einem im Vorfeld gewählten Stoffmodell gehörigen Parameterwerte in Laborversuchen ermittelt und für die numerische Berechnung als Eingangswerte benutzt. Erweist sich die Ermittlung der Parameterwerte als schwierig, z.B. bei sehr inhomogenen Baugrund, wird der Lösungsbereich durch Parametervariation der oberen und unteren Schranke bestimmt. Ziel der inversen Parameteridentifizierung ist es die notwendigen Parameter iterativ derart zu ermittelt, dass die Ergebnisse numerischer Simulationen weitetestgehend mit den Messergebnissen aus Versuchen übereinstimmen. Der konzeptionelle Ansatz ist in Abbildung 9 dargestellt. Durch die für jeden der *n*-Parameter vorgegebenen Definitionsbereiche wird ein *n*-dimensionaler Bereich aufgespannt, der auf der Suche nach einem Extremwerte mittels Optimierungsstrategien analysiert („gescannt") wird. Aus mathematischer Sicht entspricht die Optimierung einer Extremwertsuche. Indikator für die Güte des Extremwertes respektive des zugehörigen Parametersatzes ist der über eine gewählte Zielfunktion berechnete sogenannte Zielfunktionswert $f_x(x)$. Dieser gibt indirekt Auskunft über die Güte der Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den Messergebnissen. Je nach definiertem Abbruchkriterium wird entweder über die in dieses Beispiel verwendeten Partikel-Schwarm Optimierung

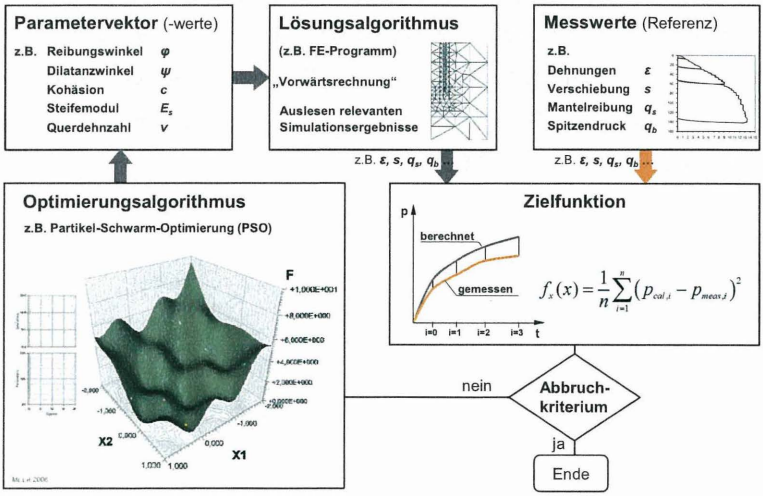


Abbildung 9: Prinzipielle Auflauf der simulationsbasierten Extremwertsuche

(PSO) ein neuer Parametersatz gewählt und eine erneute Berechnung gestartet oder die Schleife verlassen. Eine ausführliche mathematische Beschreibung, detaillierte Erläuterungen der PSO sowie umfangreiche Vergleiche von Optimierungsstrategien für geotechnische Fragestellungen finden sich u.a. in Meier 2008.

3.4 Validierung des Stoffmodells

Um zu Überprüfen, ob mit dem gewählten HS-Modell eine zutreffende Modellierung des mechanischen Verhaltens der weichen Kalkarenite möglich ist, wurden die im Rahmen der Baugrunduntersuchung durchgeführten Feld- und Laborversuche mittels FE-Rechnung simuliert. Die für das HS-Modell notwendigen Eingabeparameter wurden mit Hilfe der beschriebenen Optimierungsstrategien so bestimmt, dass die Simulationsergebnisse gut mit den Messungen übereinstimmen (Abbildung 10). Die Definitionsbereiche der zu identifizierenden Parameter wurden orientiert an den Ergebnissen der Elementversuche und der statistischen Auswertung festgelegt. Alle dabei verwendeten FE-Modelle wurden mit dem Programm Plaxis 8.2 rotationssymmetrisch aus 6knotigen Dreieckselementen mit quadratischem Verformungsansatz modelliert und sind detailliert in WOLFF 2009 beschrieben.

Der Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Versuchsmessdaten zeigt, dass mit dem HS-Modell verschiedene Dehnungsverläufe bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen an Proben aus unterschiedlichen Tiefen unter verschiedenen Randbedingungen und Beanspruchungen insgesamt gut simuliert werden kann. Die Abweichungen resultieren z.T. aus Störungen der entnommenen Proben, Einflüssen der Versuchsapparatur und der numerischer Idealisierung. Als Ergebnis der Stoffmodell Validierung wird festgestellt,

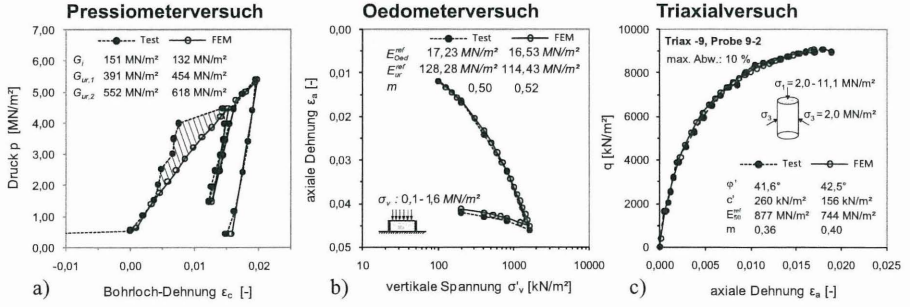


Abbildung 10: Gegenüberstellung der Versuchs- und Simulationsergebnisse

dass das mechanische Verhalten der analysierten Kalkarenitproben mit dem HS-Modell gut beschrieben werden kann. Daher wird das HS-Modell als geeignet angesehen, das Materialverhalten der Kalkarenite bei vergleichbaren Spannungsverhältnissen auch im Rahmen von komplexeren numerischen Problemstellungen beschreiben zu können.

3.5 Verifikation und Kalibrierung des Strukturmodells

FE-Modell

Zur Simulation des Last-Setzungsverhaltens der beschriebenen Probebelastung wurde das in Abbildung 11 dargestellte FE-Modell mit dem Programm Plaxis 8.2 erstellt. Das axialsymmetrische Modell hat einen Radius r = 7,0 m und eine Höhe h = 18,0 m. Der Berechnungsausschnitt ist so gewählt, dass an den Modellrändern keine signifikanten Spannungsänderungen in Folge der Pfahlverschiebung auftreten. Die Knoten der seitlichen Modellränder sind horizontal und die des unteren Randes zusätzlich vertikal unverschieblich gelagert. Der Baugrund ist mit 6knotigen Dreieckselementen mit quadratischem Verformungsansatz diskretisiert. Im Hinblick auf die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse ist das FE-Netz in Bereichen zu erwartender Spannungskonzentrationen und großer Verformungsgradienten feiner und zu den Modellrändern hin gröber generiert. Zur Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion sind die Kontaktzonen am Pfahlschaft und -fuß mit Interface-Elemente (IF) modelliert. Orientiert an den Empfehlungen von Roscoe 1970 und der gemessenen Bohrlochrauigkeit beträgt die Dicke der IF-Elemente δ_{inter} = 3,0 cm.

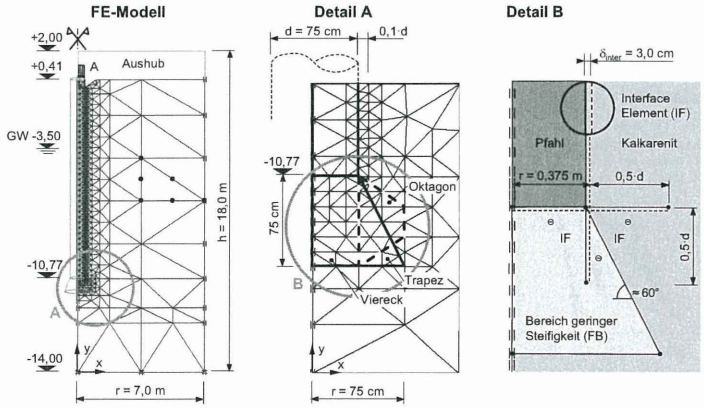


Abbildung 11: FE-Modell des axial belasteten Einzelpfahles

Da Variation der Baugrundeigenschaften mit dem HS-Modell nur durch Bereiche veränderter Parameterwerte beschreiben werden kann, ist zur Simulation der herstellungsbedingten Auflockerung am Pfahlfuß ein Bereich (FB) geringerer Steifigkeit modelliert. Bei der in Abbildung 11, Detail A dargestellten Trapez- und Oktaederform mit einer Höhe die dem Pfahldurchmesser entspricht, ergaben Voruntersuchungen die geringsten Abweichungen zwischen den Simulations- und Messergebnissen. Für die weiteren Untersuchungen wurde daher die einfache Trapezform verwendet. Zur wirklichkeitsnahen Berücksichtigung der initialen Spannungszustände und der durch die Herstellung verursachten Struktur- und Spannungsänderungen des Baugrundes wurde die Probebelastung schrittweise entsprechend der Herstellung simuliert. Eine ausführliche Beschreibung des FE-Modells ist u.a. in Wolff 2009 zusammengestellt.

Verifizierung des numerischen Modells

Da das Last-Setzungsverhalten axial belasteter Pfähle vorwiegend durch die Charakteristik des Lastabtrages in der Kontaktzone Pfahl-Fels geprägt ist, werden zur Verifizierung des num. Modells lediglich die Parameterwerte der IF-Elemente am Pfahlschaft und des Auflockerungsbereiches am Pfahlfuß (FB) betrachtet. Die Kenngrößen des Gebirges bleiben konstant. Im Vorfeld der Parameteridentifizierung ist neben der Minimierung der Rechenlaufzeit mit Hilfe von Testmethoden die Eignung des numerischen Modells zur Abbildung der jeweiligen geotechnischen Fragestellung zu überprüfen und entsprechende sensitive Parameter bzw. deren mögliche Abhängigkeiten untereinander zu bestimmen. Zu diesem Zweck wurden in einem ersten Untersuchungsschritt nahezu alle notwendigen Eingabeparameter unter Verwendung der Monte Carlo (MC) Methode in ihrem jeweiligen Definitionsbereich variiert. Referenzwerte sind die Messergebnisse der Pfahlkopfsetzung, der Betondehnung und des Spitzendruckes aus der Probebelastung. Aus der Analyse der Zielfunktionswerte (Abbildung 9), konnte im Ergebnis die Anzahl der zu identifizierenden Parameter auf Grund von z.T. korrelativen Abhängigkeiten von 13 auf 4 reduziert, der Definitionsbereich einzelnen Parameter eingeschränkt und die Größe einiger Parameter korrespondierend mit Ergebnissen aus Laborversuchen festgelegt werden.

Kalibrierung des Strukturmodells

Ziel der Kalibrierung ist es, die Werte der notwendigen Eingabeparameter derart zu bestimmen, dass die Ergebnisse der FE-Berechnungen gut mit den Messwerten übereinstim-

men. Auf Basis der Verifikationsergebnisse wurden für die hier analysierte Problemstellung nur die als sensitiv detektierten Parameter, die Steifigkeiten des Pfahlfußbereiches $E^{ref}_{Oed,FB}$, $E^{ref}_{ur,FB}$ und der Reibungswinkel φ'_{IF} der IF-Elemente durch die Parameteridentifizierung rückgerechnet. Alle anderen Parameter werden an Hand der eigenen und der in der Literatur aufgeführten Versuchsergebnisse und Empfehlungen festgelegt. Für detaillierte Erläuterungen und weitere Besonderheiten der fallspezifischen Parameteridentifizierung wird auf WOLFF 2009 verwiesen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Abbildung 12 visualisiert. Zur besseren Übersicht sind von den 1500 Berechnungen lediglich die Zielfunktionswerte im Intervall von $0 < f(x) \leq 20$ abgebildet. Die Symmetrie der Punktwolken-Matrix wird dahingehend genutzt, dass in den Elementen rechts der Hauptdiagonalen die Verteilungen der Zielfunktionswerte aus der MC-Simulation und links aus der PSO dargestellt sind. Die diagonalen Elemente (x - $f(x)$-Diagramme) zeigen die parameterabhängigen Verteilungen der Zielfunktionswerte beider Analysen. Die hellen Markierungen repräsentieren dabei die Verteilungen der MC-Simulation, aus denen sich auch die konvexe Hülle ableitet. Die dunklen Markierungen bilden die Ergebnisspur der PS-Optimierung ab. Ursache der geringfügigen Abweichungen der lokalisierten Minima ist eine gewisse Rauigkeit der Zielfunktionstopologie im Bereich der Extremwerte der Steifigkeit, die auf Wechselwirkungen der Einzelwiderstände im Setzungsbereich nahe des Gesamtversagens zurückgeführt werden kann. Die Ergebnisse der Parameteridentifizierung sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

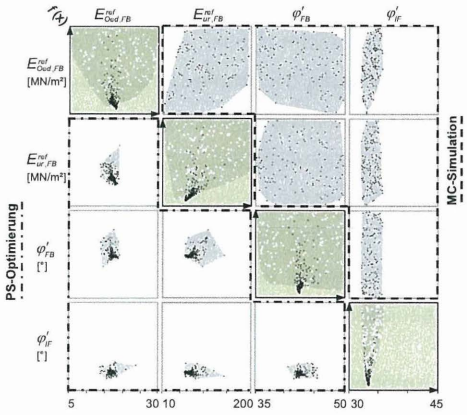


Abbildung 12: Punktwolken-Matrix der identifizierten Parameter; helle Punkte MC-Simulation, dunkle Punkte PSO

Tabelle 2: Materialdatensätze als Ergebnis der Parameteridentifizierung

Parameter	Einheit	IF-Elemente	Pfahlfußbereich FB
$E_{Oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$	[MN/m²]	5,20	17,86
E_{ur}^{ref}	[MN/m²]	100	60,61
m	[-]	0,5	0,5
c_{ref}	[kN/m²]	0	0
φ / ψ	[°]	33,1 / 3,1	42,3 / 12,3
ν	[-]	0,3	0,3
e_0/e_{max}	[-]	0,5 / 0,56	-

Generell stimmen die identifizierten Werte gut mit den Ergebnissen der Laborversuche überein. Abweichungen resultieren aus den unterschiedlich großen Untersuchungsbereichen und den damit verbundenen lokalen Diskontinuitäten und lokalem Bruchverhalten sowie den herstellungsbedingten Eigenschaftsänderungen des Baugrundes.

In Abbildung 13 sind die Ergebnisse der mit den identifizierten Parameterwerten durchgeführten FE-Simulationen *FE-Opt* den Messungen *Test* gegenübergestellt. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der mit den experimentell bestimmten Parameterwerten (Laborversuche) durchgeführten FE-Berechnung *FE-Lab* eingetragen. Für alle Kenngrößen ergeben die numerischen Simulationen eine gute Übereinstimmung mit den Messwerten. Je nach analysiertem Belastungsbereich liegen die Abweichungen zwischen 5 bis 20 % und nehmen mit größer werdender Setzung ab. Ursache sind u.a. die Vereinfachungen bei der geometrischen und stofflichen Modellierung. Werden die experimentell bestimmten Para-

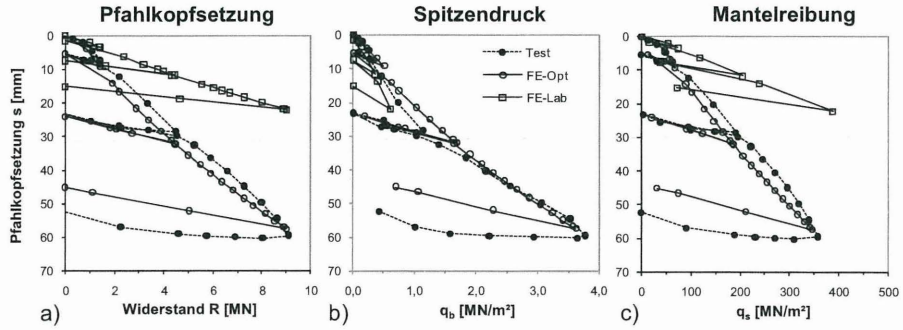


Abbildung 13: Gegenüberstellung der Simulations- und Messergebnisse

meterwerte als Eingabewerte der FE-Simulation verwendet (*FE-Lab*), so ist die Überschätzung der Pfahltragfähigkeit aus der WSL und der setzungsabhängigen Entwicklung von q_s und q_b klar ersichtlich. Primäre Ursache sind die gegenüber den in-situ Verhältnissen aus den Laborversuchen bestimmten höheren Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften für die IF-Elemente, wodurch infolge von Dilatanzeffekten größere Normalspannungen, ergo größere Mantelreibungen mobilisiert werden. Als Folge werden die setzungsabhängigen Einzelwiderstände $R_s(s)$ und $R_b(s)$ über- bzw. unterschätzt und damit das Pfahltragverhalten falsch beurteilt.

4 Zuverlässigkeitsanalyse

Für die Bemessung von Pfahlgründungen ist es neben der Entwicklung geeigneter Berechnungsmodells und der Identifizierung der zugehörigen Parameter notwendig, die Sicherheit gegenüber Grenzzuständen, unter Berücksichtigung der für die Geotechnik charakteristischen Unsicherheiten, abzuschätzen. Um die Unsicherheiten infolge der räumlichen Variabilität der Baugrundeigenschaften quantifizierbar beschreiben zu können, wurde für den als sensitiv identifizierten Reibungswinkel φ der Kalkarenite, auf der Grundlage der eigenen experimentellen Studien, eine vertikale Autokorrelationslänge mit $a_v(\varphi) = 1{,}22$ m abgeleitet. Begründet durch die bei ausgedehnten geotechnischen Konstruktionen von einem gleitenden Mittelwert kontrollierten Ergebnisse der Widerstände, wurde entsprechend dem Vorschlag von VANMARCKE 1977 eine von der Autokorrelation abhängige Varianzreduktionsfunktion $\Gamma_\varphi(\Delta l)$ für φ aufgestellt. Damit lassen sich die Bereichsmittelwertvarianzen des Reibungswinkels entsprechend der betrachteten Pfahllänge bestimmen, ergo die Unsicherheiten (Streuung) reduzieren. Für eine ausführliche Beschreibung der Vorgehensweise wird auf WOLFF 2009 verwiesen.

An die stochastischen Untersuchungen anschließend wurden mit dem entwickelten Strukturmodell numerische Simulationen der Probebelastung durchgeführt, bei denen die Einwirkungen und geometrischen Abmessungen konstante Größen sind. Für die konstitutiven Parameter wurden die Ergebniswerte der experimentellen Untersuchungen und der Parameteridentifizierung verwendet. Lediglich der Parameter φ der Kalkarenite wurde bei den Berechnungen mit Hilfe der Monte-Carlo-Methode entsprechend der räumlichen Streuung variiert. Für eine detaillierte Beschreibung wird auf WOLFF 2009 verwiesen. Bei den stochastischen Berechnungen zur Bestimmung der Sicherheitsindizes β und äquivalenten Versagenswahrscheinlichkeiten p_f werden die Werte der Widerstände q_s und q_b sowie der

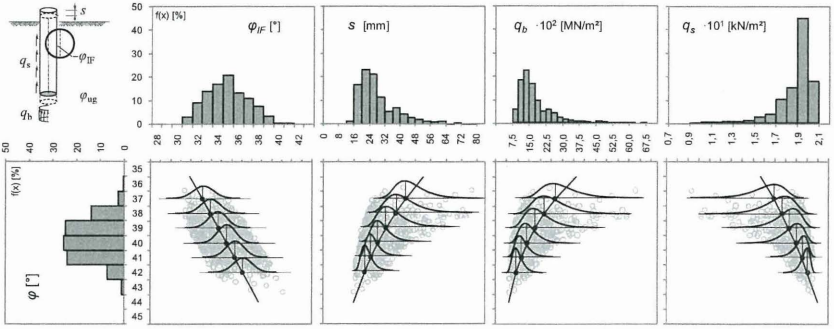


Abbildung 14: Verteilung der Simulationsergebnisse in Abhängigkeit von φ, (4,5 MN)

Setzungen s aus den deterministischen FE-Berechnungen für die einzelnen Belastungsstufen herausgelesen und entsprechend den Klassen des Reibungswinkels φ statistisch ausgewertet. In Abbildung 14 sind die Entwicklungen der Verteilung der einzelnen Berechnungsergebnisse exemplarisch für die Belastungsstufe 2 (4,50MN) der Probebelastung dargestellt.

Während die Streuungen unabhängig vom Ergebnisparameter mit zunehmendem Reibungswinkel deutlich abnehmen, sind die Entwicklungen der Mittelwerte parametergebunden. Die Entwicklungen des Spitzendruckes und der Mantelreibung verlaufen konträr und lassen sich auf das mit zunehmender Setzung veränderte Tragverhalten erklären. Entsprechend dem Widerstand-Einwirkung-Modell (R-E-Modell) tritt Versagen ein, wenn der Widerstand kleiner als die Einwirkung ($R < E$) ist. Da im speziellen Fall für das Untersuchungsgebiet nur sehr wenige Informationen über die Größe der Bruchwerte von $q_{b,u}$ und $q_{s,u}$ vorliegen und sich die Werte nur gering von den eigenen Untersuchungsergebnissen unterscheiden, werden diese mit $q_{b,u}$ = 4,2 MN und $q_{s,u}$ = 350 kN/m² als konstante Werte der Widerstände betrachtet. Als Einwirkungen sind die Simulationsergebnisse für q_s und q_b zu verstehen, die sich in Anhängigkeit der analysierten Reibungswinkel φ ergeben. Durch derartiges Vorgehen reduziert sich das Bestimmen der Versagenswahrscheinlichkeit p_f auf den eindimensionalen Fall.

Als Ergebnis der num. Simulationen und wahrscheinlichkeitstheoretischen Analysen sind in Abbildung 15 die Zusammenhänge zwischen Setzung, mobilisierten Einzelwiderständen und Sicherheit unter Berücksichtigung der Variabilität des Reibungswinkels für das Bei-

spiel der Pfahlprobebelastung separat für q_b und q_s dargestellt. Der prinzipielle Aufbau beider multivariaten Diagramme ist gleich. Eingangsgröße der Diagramme sind die während dem Versuch gemessenen Setzungen. Über die zu lokalisierenden Schnittpunkte mit den Kurven des entsprechenden Reibungswinkels sind sowohl die mobilisierten Widerstände und zugehörigen Sicherheitsmaßzahlen als auch die vorhandenen zentralen Sicherheitsfaktoren ablesbar. Die Ergebnisse zeigen, dass die auf Erfahrungen beruhenden Sicherheitsfaktoren nicht in jedem Fall ein zur Beurteilung des Sicherheitsniveaus hinreichendes Kriterium darstellen. Vielmehr sind zur Abschätzung der Zuverlässigkeit axial belasteter Einzelpfähle die fallspezifischen Versagenswahrscheinlichkeiten der Einzelwiderstände zu berücksichtigen und davon - entsprechend dem Tragverhalten und dem nachzuweisenden Grenzzustand - die Sicherheitsfaktoren abzuleiten.

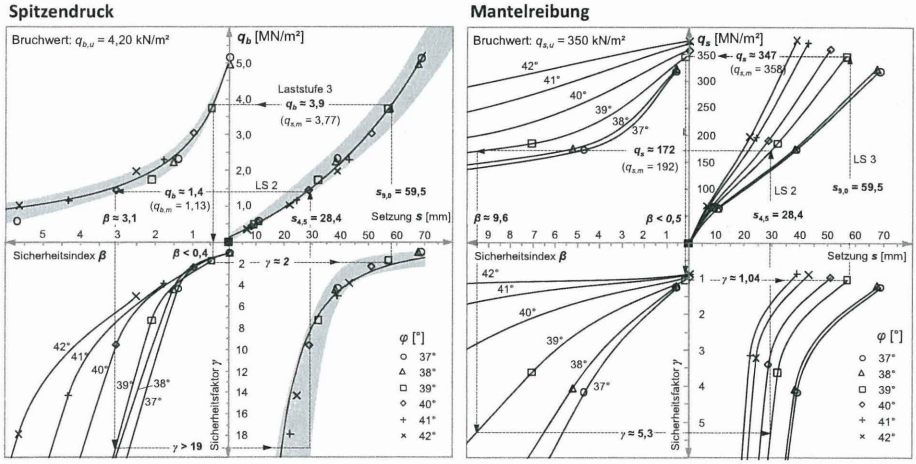


Abbildung 15: Setzungsabhängige Entwicklung von q_b und q_s mit zugeh. β und γ

5 Zusammenfassung

Mit der beschriebenen Vorgehensweise kann der Prozess von der Planung bis zur Ausführung von Pfahlgründungen fallspezifisch optimiert werden. Dabei wird nicht wie bisher das vermutete Last-Setzungsverhalten axial belasteter Pfähle durch umfangreiche Testprogramme an einer Vielzahl von Bauwerkspfählen überprüft, sondern im Vorfeld der Ausführung über numerische Simulationen prognostiziert. Neben dem zeitlichen und monetären Nutzen ist ein weiterer wesentlicher Vorteil der Methode, dass das Sicherheitsniveau der

Pfahlgründung unter Berücksichtigung der Variation der Baugrundparameter für die jeweilige Fragestellung durch numerische Simulationen bestimmbar ist. Im Vergleich zur üblichen Bemessungspraxis, bei der das Sicherheitsniveau über z.T. empirische Sicherheitsfaktoren festgelegt wird, bilden bei der beschriebenen Methode wahrscheinlichkeitstheoretische Betrachtungen in Kombination mit Versuchsdaten die Grundlage zur Berechnung des problemspezifischen Sicherheitsniveaus.

Literatur

Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, C., Reul, O. (1997); Studien zur Baugrund-Tragwerk-Interaktion. *Mittl. des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 38, 113-135*

Meier, J. (2008); Parameterbestimmung mittels inverser Verfahren für geotechnische Problemstellungen. *Diss., Bauhaus-Universität Weimar, Fak. Bauingenieurwesen, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 19*

Pells, P.J.N., Rowe, R.K., Turner, R.M. (1980); An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone. *Int. Conf. on Structural Found. on Rock, 1, Sydney, 291-302*

Schanz, T. (1998); „Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibmaterialien", *Mitteilung des Inst. für Geotechnik Stuttgart, Mitteilung 45, ISBN: 3-921837-45-5*

Wolff, T.; Ein methodischer Bemessungsansatz zur Abschätzung des Tragverhaltens von Pfahlgründungen in weichem kalkigen Sedimentgestein. *Diss. Heft 22, Schriftenreihe Geotechnik der Bauhaus-Universität Weimar*

Autoren

Dr.-Ing. Thomas Wolff — thomas.wolff@hochtief.de
Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt — kj.witt@uni-weimar.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig — www.IGB-TUBS.de
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig — Tel.: 0531 391-62000

DMT
GRÜNDUNGSTECHNIK
GMBH

Tragfähigkeitsprüfungen
- *mit Hilfe der dynamischen Messmethode*
- *Durchführung und Auswertung von statischen Probebelastungen*

Integritätsprüfungen von Pfählen
- *nach der 'Low-Strain'/'High-Strain'-Methode*

Schwingungsmessung und Untersuchung
- *Gebäude-, Anlagen- und Menschenbelastungen gem DIN 4150, §26 Messstelle*

Elektronisches Riss- bzw. Bewegungsmonitoring

Lärm- bzw. Schallmessungen

Betonüberdeckungsmessung + Bewehrungsnachweis
- *mit Hilfe von FERROSCAN*

Betondickenmessung
- *Impuls-Reflexions- und Ultraschallmessverfahren*

Dynamische Betonqualitätsprüfung
- *u.a. Rückprallhammer-Analyse (DIGI-SCHMIDT) etc.*

Bohrlochdetektor
- *zum Auffinden von Stahl und Eisen in größeren Tiefen (z.B. Spundwandlängenermittlung)*

Ultraschallwanddickenmessung
- *für Stahl, Aluminium und einige Kunststoffe*

Dynamische Plattendruckversuche

Feuchtigkeitsmessung *(Mikrowelle)*

Thermografie und Thermoanalytik

Nachweis der Gebäudedichtheit (BlowerDoor)

Gebäude-Energieberatung

Weitere mobile Geräte für

Detektion von radioaktiver und elektromagnetischer Strahlung (im Frequenzbereich < 200 kHz und von 800- 2500 MHz)
- *Temperatur- und Feuchtigkeitsmessung (Luft/Wände), Endoskopie usw.*

Kalibrierung
- *spez. Rissbreitenveränderungs-, Schwingungs- und Dehnungsmesswertaufnehmer*

DMT Gründungstechnik GmbH
24782 Büdelsdorf
Tel. 04331-43755-0
Fax 04331-43755-22

www.dmt-ingenieure.eu

Zum Einfluss der kombinierten Belastung auf das Tragverhalten von Pfählen in nichtbindigem Boden

Klaus Thieken, Martin Achmus

1 Einleitung

Gründungspfähle werden gewöhnlich zur Abtragung von vertikalen Lasten in den Baugrund eingesetzt. Zumindest Pfähle großer Durchmesser können allerdings auch zur Abtragung horizontaler Lasten herangezogen werden. Besonders im Offshore-Bereich werden vertikal belastete Pfähle häufig simultan horizontal belastet. Durch diese kombinierte Belastung kommt es zu gegenseitigen Beeinflussungen, d.h. die horizontale Belastung beeinflusst das vertikale Tragverhalten ebenso wie die vertikale Belastung das horizontale Tragverhalten.

In der derzeitigen Bemessungspraxis werden die Interaktionseffekte infolge der kombinierten Belastung vernachlässigt. Die Verschiebungen in vertikaler und horizontaler Richtung werden getrennt unter Berücksichtigung der jeweiligen Einwirkungskomponente betrachtet. Hierfür werden in der Regel Bettungsmodulverfahren verwendet, in denen die Bodenreaktion mittels nichtlinearer, bodenart- und tiefenabhängiger Federkennlinien („t-z" für axiale Belastung, „p-y" für horizontale Belastung) berücksichtigt wird. Eine gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Federelemente ist hierbei nicht vorgesehen.

Aus zahlreichen experimentellen und numerischen Untersuchungen ist allerdings bekannt, dass durchaus relevante Interaktionsbeziehungen bestehen können. Demnach stellt sich der Einfluss einer horizontalen Belastung auf das vertikale Tragverhalten wesentlich stärker ausgeprägt dar, als umgekehrt der Einfluss einer vertikalen Last auf das horizontale Tragverhalten.

Zusammenfassend muss jedoch festgestellt werden, dass sich aus den existierenden Untersuchungen keine klaren Aussagen hinsichtlich der auftretenden Interaktionseffekte und deren quantitativen Auswirkungen auf das Tragverhalten von Pfählen unter kombinierter Belastung ergeben. Anhand eines auf der Finite-Elemente-Methode basierenden numerischen Modells sollen die auftretenden Interaktionseffekte und deren

Abhängigkeit von Systemparametern analysiert werden. In diese Betrachtung soll neben den Grenzlasten auch die Entwicklung der Verschiebungen bzw. der Systemsteifigkeiten in Abhängigkeit der aufgebrachten Belastung einbezogen werden.

Im Zuge der Untersuchungen sollen sowohl kombinierte Druck- als auch kombinierte Zugbelastungen behandelt werden. Hierdurch wird eine klare Definition der System- und Belastungsparameter erforderlich (vgl. Abbildung 1). Der Einwirkungswinkel α wird hierbei gegen die Horizontale definiert, wobei kombinierte Zugbelastung mit positivem und kombinierte Druckbelastung mit negativem Vorzeichen gekennzeichnet ist. Es werden ausschließlich geschlossene, kreisrunde Pfähle mit einem Durchmesser D und einer Einbindelänge L betrachtet.

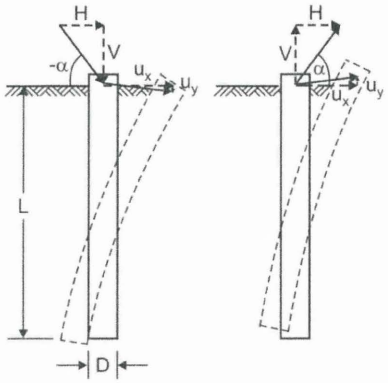


Abbildung 1: System und Belastungsparameter

2 Numerisches Modell

2.1 Allgemeines

Die numerische Simulation der kombinierten Pfahlbelastung erfolgt unter Verwendung eines symmetriebereinigten, dreidimensionalen Modells (vgl. Abbildung 2) im FE-Programm ABAQUS (Version 6.9, ABAQUS 2010). Sowohl der Pfahl als auch der umgebende Boden wird ausschließlich mit 8-Knoten Volumenelementen diskretisiert. Zur Berücksichtigung der infolge der horizontalen Belastung auftretenden großen Verbiegung des Pfahls wird in den Berechnungen geometrische Nichtlinearität angesetzt; d.h. die Koordinaten der Elementknoten werden während der Belastungsphase in Abhängigkeit der auftretenden Verschiebungen kontinuierlich angepasst.

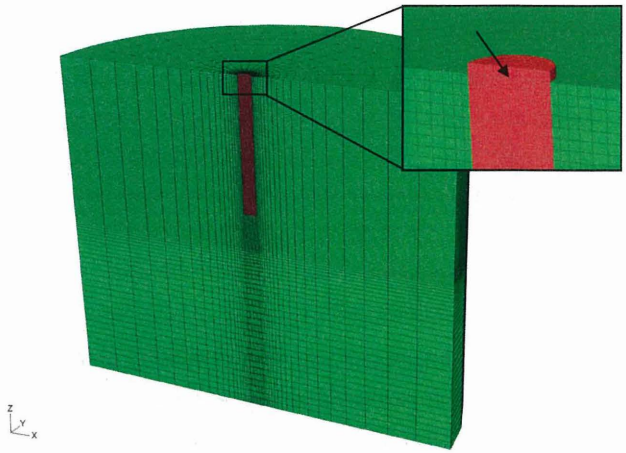


Abbildung 2: 3D - Modell im FE-Programm ABAQUS (Pfahl D=2m; L=15m)

Die Durchführung der Berechnungen erfolgt in drei Schritten. Zunächst wird für die Generierung des Initialspannungszustands eine vertikale Spannung $\sigma_z = \gamma \cdot h$ und eine horizontale Spannung $\sigma_h = \gamma \cdot h \cdot k_0$ der anfangs ausschließlich angesetzten Bodenelemente generiert. In den Untersuchungen wird der Erdruhedruckbeiwert k_0 in Abhängigkeit des inneren Reibungswinkels des Bodens φ' generell zu $k_0 = 1\text{-}\sin\varphi'$ angesetzt. Im zweiten Schritt erfolgt der Austausch von Boden- durch die Pfahlelemente sowie die Aktivierung des Kontakts zwischen Pfahl und Boden. Infolge der höheren Wichte der Pfahlelemente (γ = 25 kN/m³) kommt es am Ende des Schrittes zu geringen Setzungen des Pfahls. Der Abschluss dieser Phase wird hierbei als Ausgangszustand der Berechnungen angesehen. Im Anschluss erfolgt die Lastaufbringung der horizontalen und vertikalen Komponenten simultan bis zum Erreichen der Grenzlast. Zur Vermeidung von Zwängungen und ungewollten Pfahlkopfmomenten erfolgt die Lastaufbringung punktuell in Pfahlkopfmitte und in Höhe GOK. Große Dehnungen im Pfahl infolge der punktuellen Lastaufbringung sollen durch den Ansatz einer sehr hohen Steifigkeit in einer Elementreihe oberhalb der Geländeoberfläche vermieden werden.

Eine klare Grenzlast ergibt sich lediglich bei vorwiegenden Zugbelastungen. Bei vorwiegenden Horizontal- und vertikalen Druckbelastungen wird deshalb die Grenzlast - wie in der Praxis üblich - bei Erreichen einer Verschiebung von 10% des Pfahldurchmessers in der jeweiligen Verschiebungsrichtung angesetzt.

2.2 Materialmodellierung

Die wichtigste Fragestellung in numerischen geotechnischen Untersuchungen ist die Simulation des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des angesetzten Bodens. Durch die Zielsetzung, die wesentlichen Effekte und die hauptsächlichen beeinflussenden Parameter darzustellen, wird ein relativ einfaches Materialgesetz wünschenswert, dass dennoch die maßgebenden Aspekte in realistischer Weise berücksichtigt. Hierzu wurde ein elasto-plastisches Materialgesetz mit Mohr-Coulomb'schem Versagenskriterium und spannungsabhängiger Steifigkeit gewählt.

Die Beschreibung der Scherfestigkeit bzw. des Verhaltens im Bruchzustand erfolgt durch den Reibungswinkel φ', den Dilatanzwinkel ψ und die Kohäsion c'. Die Steifigkeit des Bodens ergibt sich aus dem Steifemodul E_S und der Querkontraktionszahl ν. Zur Berücksichtigung des nichtlinearen Bodenverhaltens wird die Abhängigkeit des Steifemoduls E_s von der mittleren Hauptspannung σ_m gemäß Gleichung 1 modelliert.

$$E_s = \kappa \cdot p_{ref} \cdot (\sigma_m / p_{ref})^{\lambda} \qquad (1)$$

Die Referenzspannung, bei der die Bodensteifigkeit vom Parameter κ gekennzeichnet ist, wird mit $p_{ref} = 100$ kN/m² angesetzt. Der Steifigkeitsparameter λ drückt in diesem Zusammenhang die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit aus. Somit sind für die Beschreibung des Bodenverhaltens neben der Wichte γ sechs weitere Bodenparameter erforderlich, welche allesamt eine klare physikalische Bedeutung aufweisen und für welche ebenso umfangreiche Erfahrungen vorliegen. Die Materialparameter für die in diesem Beitrag dargestellten Systeme sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Der Ansatz einer geringen Kohäsion wird zur Erhöhung der numerischen Stabilität erforderlich.

Tabelle 1: Bodenparameter

	Sand, dicht	Sand, mitteldicht	Sand, locker
Wichte γ [kN/m³]	19,0	18,0	17,0
Steifigkeitsparameter κ [-]	700	400	250
Steifigkeitsparameter λ [-]	0,55	0,60	0,70
Querkontraktionszahl ν [-]	0,25	0,25	0,25
Reibungswinkel φ' [°]	38,0	35,0	32,0
Dilatanzwinkel ψ [°]	8,0	5,0	2,0
Kohäsion c' [kN/m²]	1,0	1,0	1,0

Die Pfahlmodellierung erfolgte dagegen mit linear-elastischem Materialgesetz. Für den im zunächst betrachteten Referenzsystem angesetzten Stahlbeton-Vollquerschnitt wird ein Elastizitätsmodul E = 30000 MN/m² und eine Querkontraktionszahl ν = 0,2 gewählt.

2.3 Kontaktdefinition

Zwischen Pfahl und umgebendem Boden wird ein elasto-plastisches Kontaktgesetz nach dem „master-slave" Konzept implementiert (vgl. Abbildung 3). Für kleine Relativverschiebungen $\Delta u \leq u_{el,slip}$ wird ein linearer Anstieg der Schubspannung τ angenommen. Für größere Relativverschiebungen $\Delta u > u_{el,slip}$ wird eine Begrenzung der Schubspannung τ_{mob} relevant, die sich aus dem spannungsabhängigen Reibungsterm $\tau = \mu \cdot \sigma_h$ bzw. einer generellen Schubspannungsbegrenzung τ_{limit} (vgl. API 2000) ergibt.

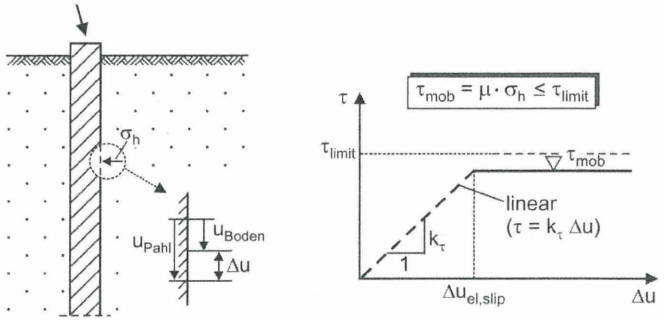


Abbildung 3: Kontaktdefinition zwischen Pfahl und Boden

Die angesetzten Kontaktparameter der betrachteten Systeme sind zusammenfassend in Tabelle 2 dargestellt. Der Kontaktreibungsbeiwert μ ergibt sich hier jeweils in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ' aus dem Term $\mu = 2/3 \cdot \tan\varphi'$.

Tabelle 2: Kontaktparameter

	Sand, dicht	Sand, mitteldicht	Sand, locker
Elastische Relativverschiebung $u_{el,slip}$ [m]	0,005	0,005	0,005
Kontaktreibungsbeiwert μ [-]	0,473	0,431	0,391
Schubspannungsbegrenzung τ_{limit} [kN/m²]	96	80	67

3 Ergebnisse für ein Referenzsystem

3.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt sollen die Berechnungsergebnisse für ein Referenzsystem dargestellt und detailliert analysiert werden. Berücksichtigt wird hierzu ein Stahlbetonpfahl (E_p = 30000 MN/m², ν = 0,2) mit einem Durchmesser D = 2 m und einer Einbindelänge L = 15 m in dicht gelagertem Sand.

Das generelle Verhalten eines horizontal belasteten Pfahls kann durch das Verhältnis von Einbindelänge L zur „elastischen Länge" L_e bewertet werden. Ausgehend von der Bettungsmodultheorie ergibt sich hierbei unter Voraussetzung einer mit der Tiefe linear ansteigenden Bettungssteifigkeit die folgende Gleichung [Broms 1964]:

$$L_e = \sqrt[5]{(E_p \cdot I_p) / k_R} \tag{2}$$

Hierin ist I_p das Flächenträgheitsmoment des Pfahls, das zusammen mit der Pfahlsteifigkeit E_p die Biegesteifigkeit des Pfahls $E_p \cdot I_p$ kennzeichnet. Nach Titze (1970) kann von einem flexiblen Pfahlverhalten mit zwei Nulldurchgängen in der Biegelinie bei einem Verhältnis von $L/L_e > 4$ bis 5 ausgegangen werden.

Für den angesetzten dichten Sand kann die Bettungssteifigkeit mit k_R = 60 MN/m³ abgeschätzt werden [API, 2000]. Mit dem daraus resultierenden Verhältnis L/L_e = 4,54 ergibt sich für das Referenzsystem ein annähernd starres Pfahlverhalten.

Der Einwirkungswinkel α wird zwischen -90° (Druckbelastung) über 0° (horizontale Belastung) bis hin zu 90° (Zugbelastung) variiert. Die auftretenden Interaktionseffekte zeigen sich allerdings weniger vom Einwirkungswinkel α, als vielmehr vom auf die Grenzlasten normierten Einwirkungswinkel α_{norm} (vgl. Gleichung 3) abhängig.

$$\tan \alpha_{norm} = \frac{V/V_{ult}}{H/H_{ult}} = \tan \alpha \cdot \frac{H_{ult}}{V_{ult}} \tag{3}$$

Hierbei wird für die vertikale Grenzlast V_{ult} die Druckgrenzlast ($V_{ult,\alpha=-90°} = V_{ult,c}$) oder die Zuggrenzlast ($V_{ult,\alpha=90°} = V_{ult,t}$) angesetzt, wenn kombinierte Druckbelastung oder kombinierte Zugbelastung betrachtet wird. Für das Referenzsystem resultieren H_{ult} = 9,32 MN, $V_{ult,c}$ = -29,98 MN und $V_{ult,t}$ = 3,48 MN. Somit ist im kombinierten Druckbereich der normierte Einwirkungswinkel α_{norm} größer und im kombinierten Zugbereich kleiner als der Einwirkungswinkel α.

3.2 Horizontales Tragverhalten

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen zeigen, dass mit Ausnahme des Einwirkungswinkels α = 32,78° die Interaktionseffekte im horizontalen Tragverhalten relativ gering sind (vgl. Abbildung 4). Nur im vergrößerten Ausschnitt zeigen sich Beeinflussungen unter kombinierter Druckbelastung. Hierbei wird eine mit zunehmender vertikaler Belastung ansteigende Systemsteifigkeit bei geringem Belastungsniveau ersichtlich. Ein steigendes Belastungsniveau führt jedoch nicht zu weiter steigender Beeinflussung. Wesentlich stärker sind die Reduktionen der Systemsteifigkeit dagegen unter kombinierter Zugbelastung ausgeprägt, wobei diese Beeinflussung mit zunehmender vertikaler Einwirkungskomponente weiter ansteigt.

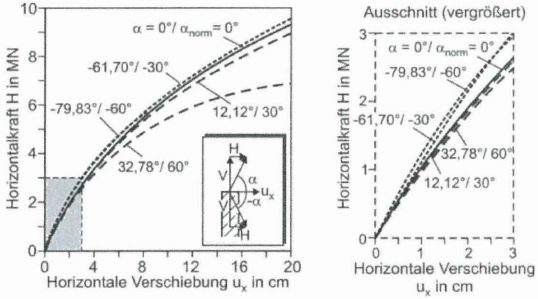


Abbildung 4: Horizontale Last-Verschiebungslinien (Stahlbetonpfahl D=2m; L=15m)

Die Veränderungen des horizontalen Tragverhaltens resultieren vornehmlich aus der Beeinflussung des passiven Erdwiderstands durch die zusätzliche vertikale Komponente. Eine kombinierte Druckbelastung führt infolge der in den passiven Erdgleitkeil induzierten abwärtsgerichteten Belastungskomponente zu einem Anstieg des passiven Erdwiderstands. Eine mit der Belastung weiter ansteigende Systemsteifigkeit wird zum einen durch eine zusätzliche Belastungskomponente aus der Verbiegung bzw. Verdrehung des Pfahls heraus und zum anderen durch den Einfluss der Wechselwirkung zwischen Spitzendruck- und Mantelreibungsspannungen verhindert. Durch diese reduziert sich der horizontale Erdwiderstand im Fussbereich mit zunehmender vertikaler Verschiebung, wodurch zumindest ein starrer Pfahl, wie er in diesem Fall vorliegt, in seinem Tragverhalten negativ beeinflusst wird (vgl. Abbildung 5).

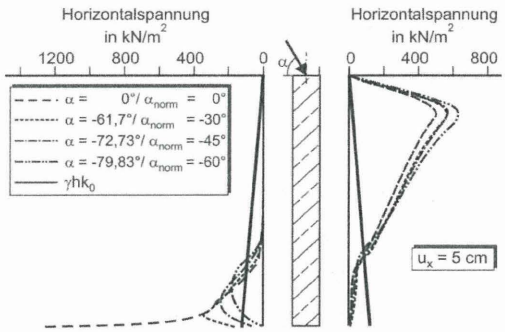


Abbildung 5: Horizontalspannungsverläufe infolge kombinierter Druckbelastung

Bei kombinierter Zugbelastung resultiert der gegenteilige Effekt. Durch die aufwärtsgerichtete Komponente wird der passive Erdwiderstand reduziert (vgl. Abbildung 7).

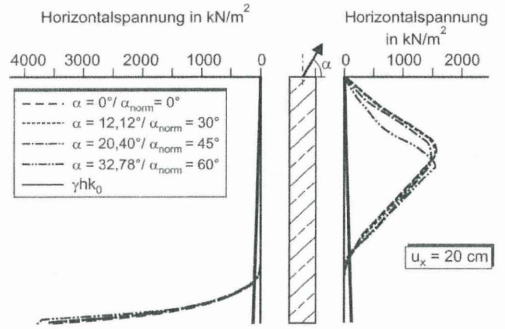


Abbildung 6: Horizontalspannungsverläufe infolge kombinierter Zugbelastung

Ebenso wirkt sich in diesem Fall die Verbiegung bzw. Verdrehung des Pfahls infolge einer zusätzlichen Einwirkungskomponente negativ aus. Zusätzlich kommt es infolge der Pfahlhebung zum Verlust der Pfahlfußreibung, die zumindest bei starren Pfählen zu einer Reduktion der horizontalen Steifigkeit führt.

3.3 Vertikales Tragverhalten

Das vertikale Tragverhalten zeigt sich dagegen stärker beeinflusst (vgl. Abbildung 7). Bei kombinierter Druckbelastung kommt es anfänglich zu einem starken Anstieg der Systemsteifigkeiten. Nach Überschreiten einer bestimmten Verschiebung bleibt der Steifigkeitszuwachs konstant oder wird bei hohen Horizontallastanteilen schließlich wieder

neutralisiert. Unter kombinierter Zugbelastung zeigt sich eine starke Reduktion der Systemsteifigkeiten, die sich mit zunehmender horizontaler Komponente ausprägt. Bei großen Hebungen kommt es letztendlich aber zur Steigerung der Grenzlasten. Dieses Verhalten konnte bereits in Achmus et al. (2009) mitgeteilt werden.

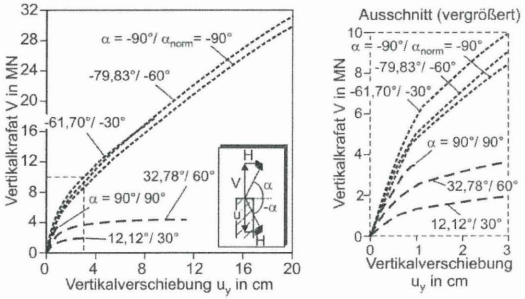


Abbildung 7: Vertikale Last-Verschiebungslinien (Stahlbetonpfahl D=2m; L=15m)

Unter kombinierter Druckbelastung führt die Biegung des Pfahls zu einem Anstieg der Horizontalspannungen auf der passiven und zu einer Reduktion auf der aktiven Pfahlseite (vgl. Abbildung 8). In der Summe führt dies zunächst zum Anstieg der mobilisierbaren Schubspannung. Zusätzlich ergibt sich durch die horizontale Verschiebung des Pfahls eine aufwärtsgerichtete Verdrängung des Bodens im Pfahlkopfbereich, woraus eine schnellere Mobilisierung der Schubspannung resultiert. Hieraus begründet sich der anfänglich starke Steifigkeitsanstieg.

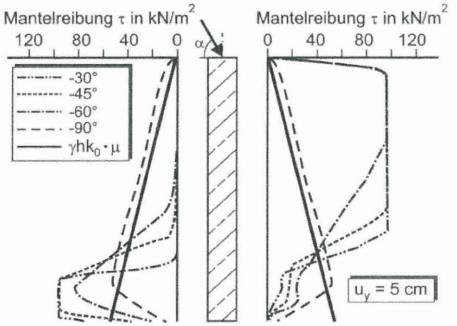


Abbildung 8: Schubspannungsverläufe infolge kombinierter Druckbelastung

Ein weiterer Zuwachs der Systemsteifigkeiten wird durch die Schubspannungsbegrenzung τ_{limit} verhindert, die einen weiteren Anstieg der Schubspannungen auf der passiven

Pfahlseite verhindert. Hierdurch ergibt sich in der Summe ab einer gewissen horizontalen Verschiebung eine Verringerung der Systemsteifigkeit. Zusätzlich führt eine geometrische Setzungskomponente aus der Verbiegung bzw. Verdrehung des Pfahls heraus bei großen horizontalen Verschiebungen zu weiterer Reduktion der Systemsteifigkeit.

Dagegen führt bei kombinierter Zugbelastung die Verbiegung des Pfahls zu einer aufwärtsgerichteten Verdrängung des Bodens an der passiven Pfahlseite. Hierdurch ergibt sich eine zusätzliche Einwirkungskomponente, die auch als negative Mantelreibung bezeichnet werden kann (vgl. Abbildung 9). Eine hohe vertikale Verschiebung (Hebung) führt letztendlich jedoch zu einem Abbau der negativen Mantelreibung. Es resultiert eine Steigerung der vertikalen Grenzlast durch die vergrößerten horizontalen Spannungen auf der passiven Pfahlseite. Der Anstieg ist jedoch wiederum durch die Schubspannungsbegrenzung τ_{limit} begrenzt.

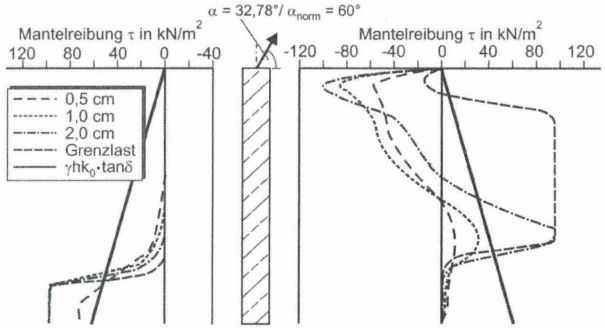


Abbildung 9: Schubspannungsverläufe infolge kombinierter Zugbelastung

3.4 Interaktionsdiagramm

Für eine klare und umfassende Präsentation der auftretenden Interaktionseffekte eines Pfahl-Boden-Systems werden die Ergebnisse in einem Interaktionsdiagramm dargestellt. Für zahlreiche Last-Verschiebungslinien mit unterschiedlichen Einwirkungswinkeln wurden Einwirkungskombinationen mit identischen Kopfverschiebungen ermittelt. Mit diesen Einwirkungskombinationen können Linien gleicher Verschiebungen in einem Interaktionsdiagramm konstruiert werden. Das entsprechende Diagramm für das Referenzsystem ist in der Abbildung 10 aufgezeigt. Die Darstellung in einer auf die Grenzlasten normierten Form erscheint nicht zuletzt für den Vergleich verschiedener Systeme als sehr zweckmäßig.

Die zu einer Kurve zugehörigen Verschiebungswerte werden aus den Last-Verschiebungslinien der vertikal und horizontal belasteten Systeme ermittelt. Ein horizontaler Verlauf der Kurven u_x = konstant oder ein vertikaler Verlauf der Kurven u_y = konstant ist gleichbedeutend mit einer fehlenden Interaktionsbeeinflussung. Das grau hinterlegte Quadratgitter kann somit der Bewertung der Interaktionsintensität dienen.

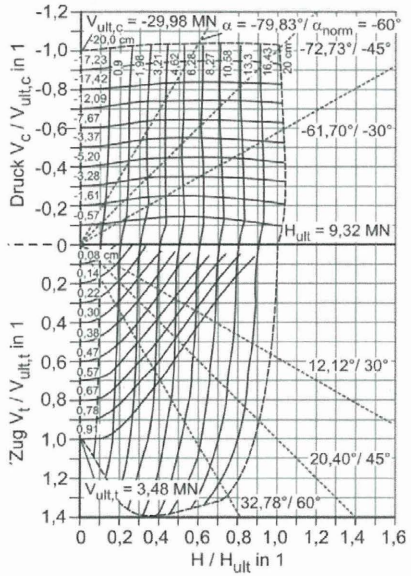


Abbildung 10: Interaktionsdiagramm für das Referenzsystem

Aus dem Interaktionsdiagramm können gleichermaßen für beliebige Einwirkungswinkel α die Lastverschiebungslinien zurück ermittelt werden. So ergibt sich aus dem Interaktionsdiagramm beispielsweise für einen Einwirkungswinkel α = 32,78° durch die Krümmung der horizontalen Linien im Zugbereich die starke Reduktion der vertikalen Steifigkeit. Durch den Verlauf der Grenzlastlinie wird weiter die dreißigprozentige Steigerung der vertikalen Grenzlast ersichtlich.

4 Validierung des numerischen Modells

4.1 Vergleichsberechnung an mitgeteilten Modellversuchen

Aufgrund der fehlenden Verfügbarkeit von dokumentierten Probebelastungen von kombiniert belasteten Pfählen verbleiben für die Validierung des numerischen Modells nur

Vergleichsberechnungen an in der Literatur beschriebenen Modellversuchen. Für eine zusammenfassende Darstellung aller den Autoren bekannten Untersuchungen soll hier auf Achmus & Thieken (2010 b) verwiesen werden. Im gleichen Beitrag wird ebenso dargestellt, dass hiervon lediglich die Modellversuche von Das et al. (1977) und von Meyerhof & Sastry (1985) ausreichend genau dokumentiert sind, um sie einer Vergleichsberechnung zugänglich zu machen. Es sei hier angemerkt, dass sich alle bekannten Untersuchungen ausschließlich auf die Betrachtung der Grenzlasten beschränken. Modellversuche, die die Entwicklung der Verschiebungen bzw. Systemsteifigkeiten berücksichtigen, sind den Autoren nicht bekannt.

Meyerhof & Sastry (1985) führten Modellversuche an kombiniert druckbelasteten Pfählen (D = 7,5 cm; L = 100 cm) in locker gelagertem Sand durch. Aus den Ergebnissen leiteten sie den nachfolgenden Interaktionsansatz (Gl. 4) ab.

$$\left(\frac{Q_{u,\theta} \cdot \cos\theta}{Q_{u,V}}\right)^2 + \left(\frac{Q_{u,\theta} \cdot \sin\theta}{Q_{u,H}}\right)^2 = 1 \qquad (4)$$

Meyerhof & Sastry schlagen hierbei vor, die vertikale Grenzlast $Q_{u,V}$ und die horizontale Grenzlast $Q_{u,H}$ in der Gleichung 4 abhängig vom Einwirkungswinkel mit einem linearen Anstieg des Wandreibungswinkel zwischen $\delta = 0$ für reine horizontale Belastung (θ=90°) und $\delta = 0{,}6\varphi'$ für reine vertikale Belastung (θ=0°) zu ermitteln. Hieraus ergibt sich, dass kleine Vertikalbelastungen zu einer höheren horizontalen Grenzlast führen, als eine reine horizontale Einwirkung. Dieses Verhalten konnte in den beschriebenen Modellversuchen beobachtet werden.

Das et al. (1977) führten Modellversuche an relativ kurzen, praktisch starren Pfählen in locker gelagertem Sand durch. Die Einwirkungen reichten von θ=0° (Zugbelastung) bis hin zu θ=90° (Horizontalbelastung). Basierend auf ihren Ergebnissen stellten Das et al. den folgenden Interaktionsansatz (Gl. 5) vor.

$$\frac{Q_{u,\theta} \cdot \cos\theta}{Q_{u,V}} + \left(\frac{Q_{u,\theta} \cdot \sin\theta}{Q_{u,H}}\right)^2 = 1 \qquad (5)$$

Aus Platzgründen können die Ergebnisse der Vergleichsrechnung hier nicht detailliert dargestellt werden. Hierzu sei ebenso auf Achmus und Thieken (2010b) verwiesen. Es kann allerdings festgestellt werden, dass die numerischen Ergebnisse zumindest qualitativ, in weiten Teilen aber auch quantitativ mit den Modellversuchen übereinstimmen.

Obgleich die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen mit denen der Modellversuche von Sastry & Meyerhof sehr gut übereinstimmen, führen einerseits die geringe Anzahl von betrachteten Einwirkungswinkeln und andererseits die Abmessungen des Versuchsbehälters zu einem schlussendlich nicht zu rechtfertigenden Interaktionsansatz (Gl.4). So konnte in weiteren numerischen Berechnungen durch Berücksichtigung eines vergrößerten Versuchsbehälters und einer höheren Anzahl von einbezogenen Einwirkungswinkeln ein wesentlich komplexeres Interaktionsverhalten herausgestellt werden. Auch der von Das et al. vorgeschlagene Interaktionsansatz (Gl. 5) konnte nicht bestätigt werden. So führten einzelne, sehr hohe Grenzlasten unter vorwiegend vertikaler Belastung vermutlich zu einer Fehlinterpretation der Versuchsergebnisse.

4.2 Untersuchung zur Skalierbarkeit der Ergebnisse von Modellversuchen

Sowohl Das et al. als auch Meyerhof & Sastry versuchten Interaktionsansätze für die Grenzlasten direkt aus den Versuchsergebnissen abzuleiten. Im Umkehrschluss ergibt sich hieraus allerdings auch die Einschätzung, dass Maßstabseffekte hinsichtlich der Interaktionseffekte nicht von Bedeutung sind.

Zur Untersuchung dieser Annahme werden numerische Vergleichsberechnungen angestellt. Hierzu wird ein Pfahl (D = 1,2 m; L = 20 m) einem im Maßstab 1:10 skalierten Modellpfahl (D=0,12m; L=2m) gegenübergestellt. Neben der geometrischen Skalierung soll durch den Ansatz einer identischen bezogenen Pfahlsteifigkeit L/L_e =7,93 (flexibel) auch ein identisches horizontales Pfahlverhalten sichergestellt werden. Dieses kann durch unterschiedliche Steifigkeiten zwischen Pfahl (E = 40000 MN/m²) und Modellpfahl (E = 4000 MN/m²) erreicht werden. In beiden Systemen wird mitteldicht gelagerter Sand mit den in Tabelle 1 dargestellten Parameter angesetzt.

Um einen globalen Überblick aller Einwirkungsbereiche zu erlangen, werden auch die Ergebnisse dieser Untersuchung in Form von normierten Interaktionsdiagrammen dargestellt (vgl. Abbildung 11).

Insbesondere im kombinierten Zugbereich zeigen sich erhebliche Unterschiede in den Interaktionsverhalten zwischen Modell und realem System. Während es beim Pfahl, wie schon beim Referenzsystem, aufgrund der bereits beschriebenen Zusammenhänge zu einer Reduktion der vertikalen Systemsteifigkeiten kommt, zeigt sich beim Modellpfahl unter identischen Bedingungen eine Erhöhung dieser.

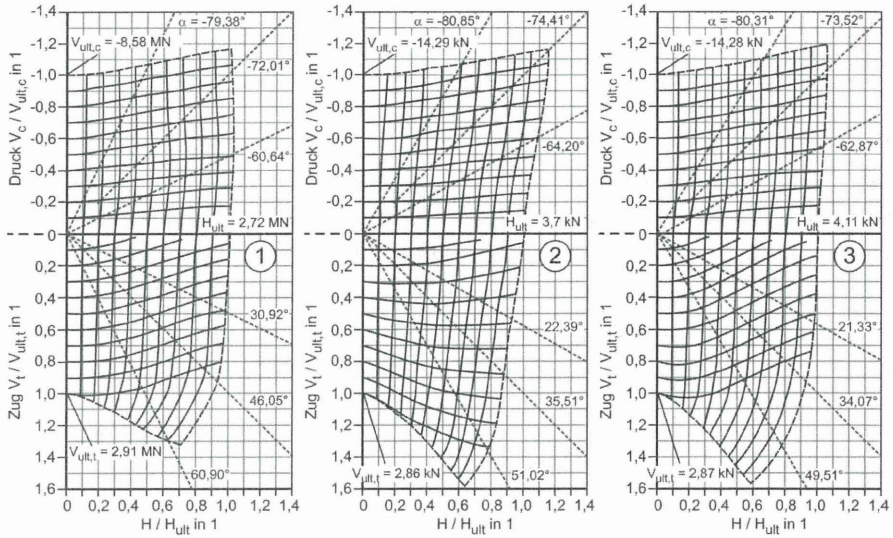


Abbildung 11: Interaktionsdiagramme; Pfahl D=1,2m; L=20m (1); Modellpfahl D=0,12m; L=2m (2); Modellpfahl D=0,12m; L=2m ($u_{el,slip}$=0,25mm) (3)

Ursache für diese Abweichungen ist im Wesentlichen, dass die elastische Relativverschiebung $u_{el,slip}$, bei der die volle Mantelreibung mobilisiert ist, in beiden Fällen mit 2,5 mm angesetzt wurde. Wird dagegen auch dieser Verschiebungsgrenzwert herunterskaliert, ergeben sich wieder ähnliche Ergebnisse (vgl. Abbildung 11 (3)). Tatsächlich ist aber die Scherspannungs-Verschiebungsabhängigkeit in Modell und realem System wenn auch nicht identisch, so doch ähnlich zu erwarten. Es ergibt sich damit das Problem, dass bei der Verwendung gleicher Materialien im Modellversuch nicht die gleichen Interaktionseffekte wie im Originalsystem auftreten.

Die Konsequenzen hieraus können im vertikalen Tragverhalten besonders deutlich dargestellt werden. In Abbildung 12 sind hierzu die Schubspannungsverläufe in den Symmetrieebenen der beiden Systeme gegenübergestellt. So zeigt sich beim Pfahl, wie schon beim Referenzsystem, ein Bereich negativer Mantelreibung infolge der horizontalen Verbiegung des Pfahls, der beim Modellpfahl so nicht auftritt. Ursächlich hierfür ist, dass unter der vorliegenden Einwirkungskombination die Hebung des Modellpfahls größer ist als die aufwärtsgerichte Verschiebung des passiven Erdgleitkeils. Dieses ist beim realen System erst bei sehr hohen vertikalen Belastungen der Fall (vgl. Kap. 3.3).

Diese Problematik wird ergänzend auch durch Abbildung 12 (3) verdeutlicht. Wenn im numerischen Modell auch die Grenzverschiebung $u_{el,slip}$ entsprechend des Längenmaßstabs verkleinert wird, ergeben sich wieder Schubspannungsverläufe, welche denen am realen System sehr stark ähneln. Die tatsächlich in Modellversuchen auftretende Grenzverschiebung wird aber erheblich größer sein als 0,25 mm.

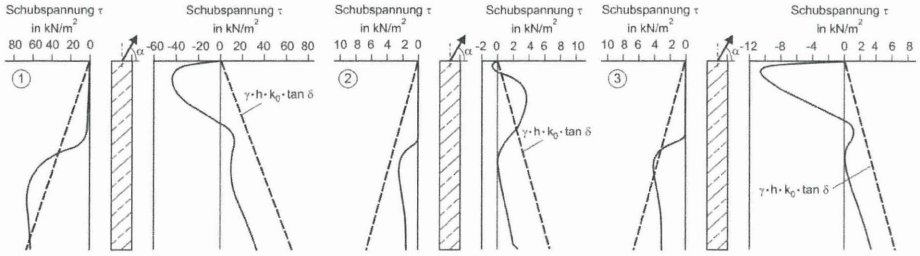


Abbildung 12: Schubspannungsverläufe α_{norm}=45°(V=0,5$V_{ult,90°}$); Pfahl D=1,2m; L=20m (1); Modellpfahl D=0,12m; L=2m (2); Modellpfahl D=0,12m; L=2m ($u_{el,slip}$=0,25mm) (3)

Schlussendlich erscheint somit eine Übertragbarkeit der Modellversuchsergebnisse auf reale Systeme ohne Berücksichtigung von Maßstabseffekten als sehr bedenklich.

5 Einfluss der Pfahlsteifigkeit auf die Interaktionsintensität

Zur Erlangung eines direkten quantitativen Vergleichs der Interaktionsintensitäten verschiedener Systeme bietet sich eine zusammenfassende Gegenüberstellung der jeweiligen normierten Interaktionsdiagramme an. Um einen repräsentativen Überblick zu gewährleisten, wird hierbei neben der Grenzlast auch eine übliche Gebrauchslast, die in diesen Untersuchungen zu 50% der Grenzlast angesetzt wird, betrachtet.

Durch dieses Vorgehen konnte bereits in Achmus & Thieken (2010b) der Einfluss der Pfahllänge und in Achmus & Thieken (2010a) der Einfluss des Pfahldurchmessers auf die Interaktionsintensität dargestellt werden. Analog soll nachfolgend der Einfluss der Pfahlsteifigkeit in Abhängigkeit der Pfahllänge betrachtet werden.

Zu diesem Zweck werden in Abbildung 13 drei unabhängige Parametervariationen dargestellt. So wird in Abbildung 13 (1) der Einfluss einer variierenden Pfahlsteifigkeit an einem gedrungenem Pfahl (D=2m; L=15m) in dichtem Sand aufgezeigt. Die betrachteten Pfahlsteifigkeiten reichen von E = 210000 MN/m² (ideeller Stahl-Vollquerschnitt) bis hin zu

E = 3460 MN/m² (ideelles Holz-Hohlprofil) und decken damit den gesamten Bereich von einem starren (L/L_e = 3,08) bis hin zu einem flexiblen (L/L_e = 7,00) Pfahlverhalten ab. Analog erfolgt in Abbildung 13 (2) ein Vergleich für einen schlanken Pfahl (D=2m; L=30m) in locker gelagertem Sand. In der Abbildung 13 (3) wird für einen Pfahl D=2m die Pfahllänge hinsichtlich eines identischen Verhältnisses L/L_e = 6,00 (flexibel) angepasst.

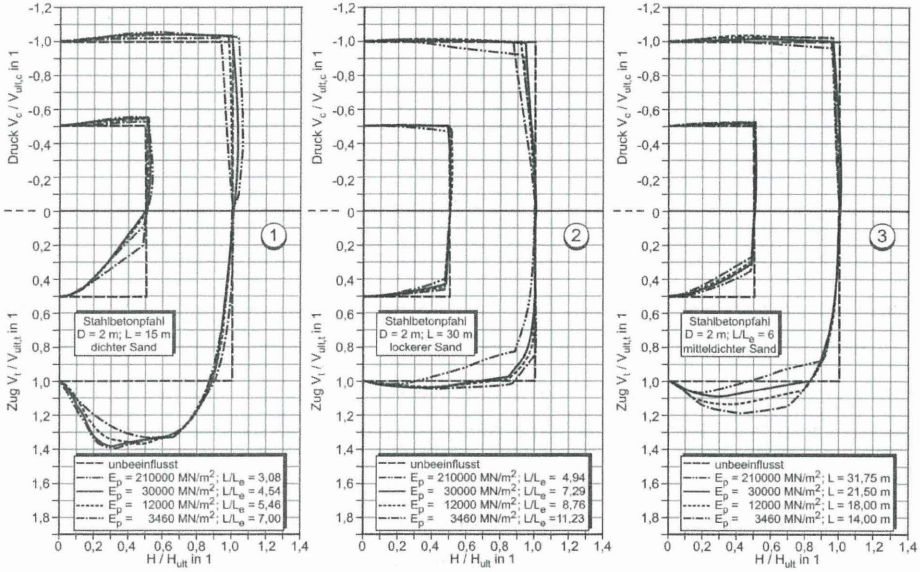


Abbildung 13: Einfluss der Pfahlsteifigkeit auf die Interaktionsintensität

Generell ist zunächst festzustellen, dass das vertikale Tragverhalten wesentlich stärker von einer veränderlichen Pfahllänge beeinflusst zu sein scheint, als von einer veränderlichen Pfahlsteifigkeit. Als ursächlich für den starken Einfluss der Pfahllänge auf die Interaktionsintensität ist der mit zunehmender Pfahllänge verringerte Anteil des durch die horizontale Komponente beeinflussten Pfahlkopfbereichs anzusehen (siehe auch Achmus & Thieken 2010b). Die Interaktionsintensität verstärkt sich hierbei ebenso mit ansteigender Pfahlsteifigkeit. Hierfür ist wiederum der durch die beeinflusste Biegelinie des Pfahls vergrößerte Anteil des beeinflussten Kopfbereichs ursächlich.

Im horizontalen Tragverhalten führt eine vergrößerte Pfahlsteifigkeit analog zu einer verstärkten Interaktionsintensität, wobei hier der Einfluss einer differenten Pfahllänge eher von geringerer Bedeutung zu sein scheint. So kann in Abbildung 13 (3) unabhängig von

der jeweiligen Pfahllänge, aber unter der Voraussetzung eines Verhältnisse $L/L_e = 6$, eine identische Beeinflussung des horizontalen Tragverhaltens festgestellt werden

6 Beeinflussung der Pfahlbiegemomente

Ergänzend zu den Untersuchungen zum Einfluss einer kombinierten Belastung auf die Entwicklung der Pfahlwiderstände und -grenzlasten soll auch der Einfluss einer zusätzlichen vertikalen Komponente auf den Verlauf der Biegemomente betrachtet werden. Für die Untersuchung wird nachfolgend ein Pfahl (D = 1 m; L = 20 m; E = 30000 MN/m²) in mitteldicht gelagertem Sand (vgl. Tabelle 1) gewählt. Für diesen Fall ist flexibles Pfahltragverhalten (L/L_e=9,72) zu erwarten.

Zunächst soll neben einer reinen Horizontalbelastung $\alpha = 0°$ (Referenz) jeweils eine kombinierte Druck- (α = -81,97° / α_{norm} = -60°) und eine kombinierte Zugbelastung (α = -72,07° / α_{norm} = 60°) analysiert werden. In Abbildung 14 sind die entsprechenden Biegelinien und Biegemomentenverläufe dargestellt.

Sowohl in den Biegelinien als auch in den Biegemomentenverläufen sind kaum Unterschiede zwischen einer Horizontalbelastung und einer kombinierten Druckbelastung zu erkennen. Dagegen zeigen sich die Verläufe unter kombinierter Zugbelastung in beiden Fällen stark beeinflusst. Ebenso kann hier festgestellt werden, dass sich der Maximalwert des Biegemoments in seiner Position nach unten verschiebt.

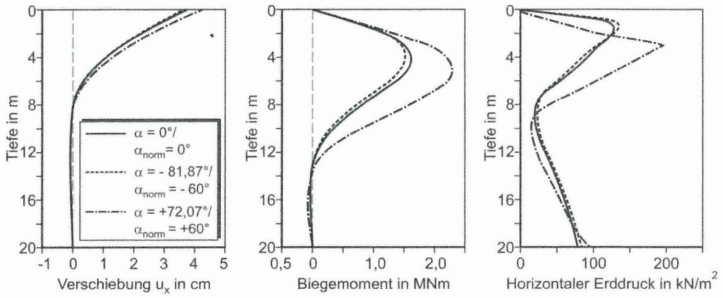


Abbildung 14: Verläufe der Pfahlbiegelinien, Pfahlbiegemomente und der horizontalen Erddrücke auf der passiven Pfahlseite (Pfahl D=1m; L=20m; H = $0{,}5 \cdot H_{ult}$)

Ursächlich für die Beeinflussung des Pfahlbiegemomentenverlaufs ist wiederum der passive Erdwiderstand, der durch eine kombinierte Zugbelastung reduziert und durch eine kombinierte Druckbelastung erhöht wird. So kann der Pfahl durch einen reduzierten

passiven Erdwiderstand die horizontale Einwirkung erst in größeren Tiefen abtragen, wodurch folglich die Biegemomente im Pfahl ansteigen. In der Konsequenz muss also eine Abhängigkeit zwischen der Entwicklung der Systemsteifigkeiten und den Biegemomenten existieren.

Zur Erlangung eines umfassenden Überblicks auf die Beeinflussungen der Pfahlbiegemomente wird in Abbildung 15 (2) ein Interaktionsdiagramm der Maximalwerte der Biegemomente in Abhängigkeit der Einwirkungskomponenten dargestellt. Hierbei zeigt sich, dass im Bereich kombinierter Druckbelastung die Momente überwiegend reduziert und im Bereich kombinierter Zugbelastung überwiegend erhöht sind. Die Beeinflussung der Biegemomente verhält sich also entgegengesetzt der Verschiebungsentwicklung.

Um diesen dargestellten Zusammenhang abzusichern, wird das in Abbildung 15 (1) dargestellte, zugehörige Interaktionsdiagramm für Pfahlwiderstände dem der Biegemomente gegenübergestellt. Durch Spiegelung der Einflusslinien der horizontalen Verschiebungen ergibt sich die Abbildung 15 (2). Diese Abbildung weist keinen physikalischen Hintergrund auf, visualisiert jedoch den direkten, umgekehrt proportionalen Zusammenhang zwischen Systemsteifigkeit und zugehörigem Pfahlbiegemoment. Aus dem Interaktionsdiagramm für Verschiebungen kann somit letztendlich auch qualitativ der Einfluss der kombinierten Belastung auf die Pfahlbiegemomente beurteilt werden.

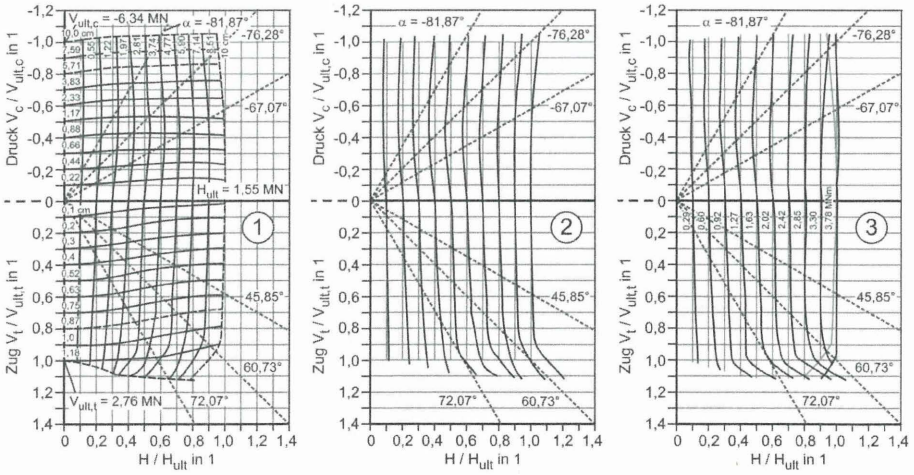


Abbildung 15: Interaktionsdiagramm (1), Gespiegeltes Interaktionsdiagramm (2) und Interaktionsdiagramm für maximale Biegemomente (3) (Pfahl D=1m; L=20m)

7 Fazit

Die numerischen Untersuchungen zeigen, dass die kombinierte Belastung von Pfählen sehr komplexe Interaktionen im horizontalen und vertikalen Tragverhalten zur Folge hat. Obgleich in Abhängigkeit des Einwirkungswinkels, des Belastungsniveaus und der Systemparameter sowohl positive als auch negative Beeinflussungen auf die Steifigkeit und die Grenzlasten eines Pfahl-Boden-Systems resultieren können, zeigen sich vornehmlich positive Effekte unter kombinierter Druckbelastung bzw. vornehmlich negative Effekte unter kombinierter Zugbelastung.

Es kann hier festgestellt werden, dass die Darstellung der Beeinflussungen von Systemsteifigkeiten und Grenzlasten in Form eines normierten Interaktionsdiagramms sich nicht zuletzt auch zum Vergleich verschiedener Pfahl-Boden-Systeme als sehr vorteilhaft erweist. Aus der Betrachtung des normierten Interaktionsdiagramms ergibt sich hierbei gleichermaßen, dass eine Bewertung des Interaktionseinflusses weniger in Abhängigkeit des Einwirkungswinkels α, als vielmehr in Abhängigkeit des normierten Einwirkungswinkels α_{norm} als sinnvoll erscheint.

Basierend auf einer numerischen Untersuchung wird dargestellt, dass bei der Auswertung von Modellversuchen unter kombinierter Belastung erhebliche Maßstabseffekte hingegen realen Systemen zu berücksichtigen sind. Ursächlich hierfür ist die fehlende Möglichkeit der Beeinflussung der elastischen Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden in den Modellversuchen.

Abschließend kann gezeigt werden, dass sich die Entwicklung der Pfahlbiegemomente weitestgehend umgekehrt proportional zur Verschiebungsentwicklung verhält. Es resultiert demnach eine Erhöhung der Biegemomente im kombinierten Zugbereich und eine Verringerung im kombinierten Druckbereich.

Danksagung

Die vorgestellte Studie ist Teil eines von der Deutschen Forschungsgesellschaft (DFG, Projekt AC100/4-1) finanzierten Forschungsprojektes. Die Autoren danken für die finanzielle Unterstützung.

Literatur

Abaqus (2010): User's Manual, Version 6.9.

Abdel-Rahman, K., Achmus, M. (2006): "Numerical modelling of combined axial and lateral loading of vertical piles". *6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Graz, Austria, September.

Achmus, M., Abdel-Rahman, K., Thieken, K, (2009): "Behavior of piles in sand subjected to inclined loads". *International Symposium on Computational Geomechanics, Juan-Les-Pins, France, April.*

Achmus, M., Thieken, K, (2010a): "Behavior of piles under combined lateral and axial loading". *2nd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, 8-10 November 2010, University of Western Australia, Perth.*

Achmus, M., Thieken, K, (2010b): "On the behavior of piles in non-cohesive soil under combined horizontal and vertical loading". Acta Geotechnica, Volume 5, Issue 3, September 2010.

API (2000): American Petroleum Institute. "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design. *API Recommended Practice 2A-WSD (RP2A-WSD), 21st edition, Dallas.*

Broms, B. (1964): "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils", *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 90 (3), pp. 123-156.

Das, B.M., Seeley,G.R., Raghu, D. (1976): „Uplift Capacity of Model Piles under Oblique Loads", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 102(9), pp. 1009-1013.

Meyerhof, G.G., Sastry, V.V.R.N. (1985): "Bearing capacity of rigid piles under eccentric and inclined loads", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, pp. 267-276.

Sastry, V.V.R.N., Meyerhof, G.G. (1990): "Behaviour of flexible piles under inclined loads", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27(1), pp. 19-28.

Titze, E. (1970): "Über den seitlichen Bodenwiderstand bei Pfahlgründungen". *Bauingenieur Praxis, Ernst & Sohn, Berlin, Heft 77.*

Autoren

Dipl. -Ing. Klaus Thieken

Univ. -Prof. Dr. -Ing. Martin Achmus

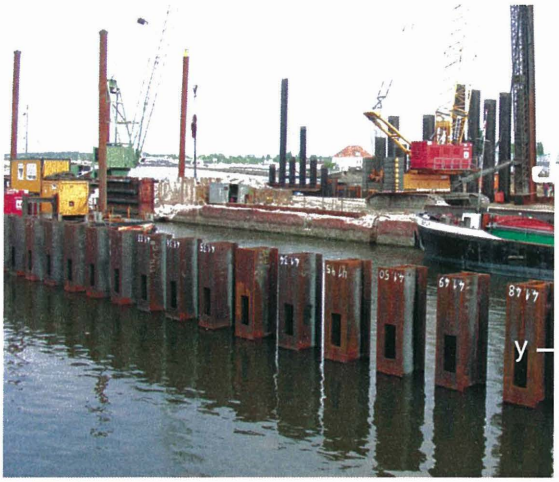
Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE)

Leibniz Universität Hannover www.igbe.uni-hannover.de

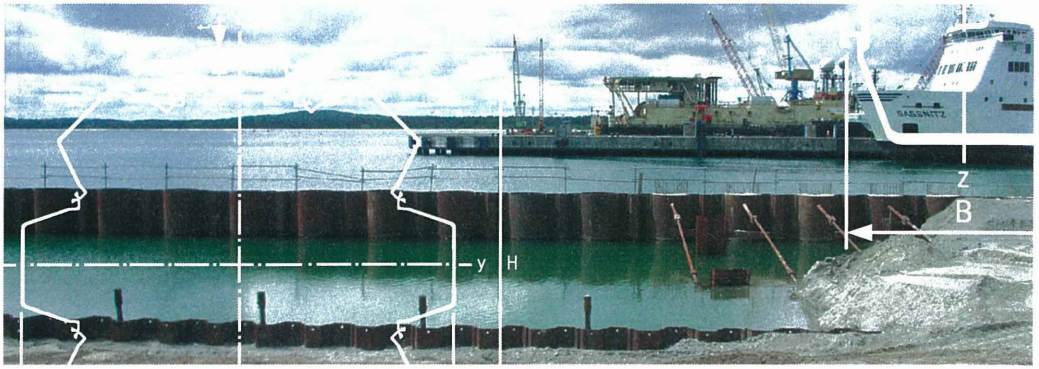
Appelstr. 9a, 30167 Hannover Tel.:0511-762-3370











Der Systemdienstleister im Hafen- und Spezialtiefbau.

HOESCH SPUNDWAND UND PROFIL
A Member of the Salzgitter Group

PEINER TRÄGER
A Member of the Salzgitter Group

ThyssenKrupp GfT Bautechnik zählt zu den führenden Systemanbietern im Hafen- und Spezialtiefbau. Wir vertreiben Rammprofile, Maschinen und Ausrüstungen und bieten unseren Kunden All-Inclusive-Service: **Verkauf, Vermietung und Mietkauf** von Spundwänden, Ramm-, Zieh-, Bohr- und Presstechnik, Ankertechnik, Bohrgeräte für geothermische Bohrungen, Grabenverbautechnik und Hochwasserschutz-Systemen.

www.thyssenkrupp-bautechnik.de

ThyssenKrupp GfT Bautechnik

ThyssenKrupp

Numerische Untersuchung zur gesteuerten Einbringung von Pfählen

Tim Pucker, Thorben Hamann, Sascha Henke

1 Einleitung

Gesteuerte Herstellverfahren sind in einigen Bereichen des Bauingenieurwesens bereits Stand der Technik. Im Tunnelbau und bei der Herstellung von Bohrpfählen existieren beispielsweise halbautomatische Steuerungsassistenten zur Steuerung der Maschinen. Diese Assistenten informieren den Geräteführer über die wichtigsten Maschinendaten während der Herstellung und regulieren teilweise selbstständig die Steuerung.

Ein derart gesteuertes Verfahren zum Einvibrieren von Pfählen ist gewerblich geschützt (Deutsche Patent, 2006). Dieses Verfahren umfasst zwei mögliche Steuerungsprogramme, um eine optimale Eindringung durch Vibration zu erreichen (Kinzler et al., 2009).

Alle existierenden Verfahren versuchen, durch die Steuerung, bzw. Regelung eine möglichst effektive Einbringung bzw. Vortrieb zu erreichen. Der Einfluss auf den umliegenden Boden und damit auf die Tragfähigkeit der eingebrachten Profile bleibt dabei weitestgehend unberücksichtigt. Lediglich das gesteuerte Verfahren zum Einvibrieren von Pfählen sieht eine Berücksichtigung derartiger Randbedingungen vor, z. B. indem die Erschütterungen im Umfeld überwacht werden, siehe Abschnitt 4.6.

In diesem Beitrag werden numerische Untersuchungen zum Einfluss der Herstellparameter verschiedener Einbringverfahren auf die Rammung in festgelegten Bodenverhältnissen vorgestellt. Es wird gezeigt, dass es für einen spezifischen Boden eine optimale Einstellung dieser Parameter gibt, mit der das untersuchte Profil bei möglichst geringem Arbeits- und Zeitaufwand auf die gewünschte Tiefe gebracht werden kann. Es werden die Ergebnisse für einen gerammten und einen einvibrierten Pfahl vorgestellt.

2 Theoretische Ansätze zur gesteuerten Einbringung von Pfählen

Bei der Einbringung von Pfählen muss zwischen einer optimalen Steuerung und einer optimalen Regelung unterschieden werden.

Die optimale Steuerung ist ausschließlich vom Ausgangszustand abhängig. Dabei wird anhand des Ausgangszustands zum Zeitpunkt t_0 die optimale Steuerungseinstellung ermittelt und anschließend über einen festen Zeitraum t auf den gesamten Herstellungsprozess angewendet. Ist der zu erwartende Bodenaufbau sehr gut bekannt, kann a priori der optimale Steuerungsverlauf zur Einbringung bestimmt werden. Es ist somit möglich, eine sehr umfangreiche Steuerungsoptimierung durchzuführen, bei der viele Zielkriterien, wie z.B. Zeit, Energie, Tragfähigkeit etc. berücksichtigt werden können. Im Falle einer Störung während des Einbringvorgangs ist es jedoch möglich, dass dieser a priori bestimmte Steuerungsverlauf nicht mehr optimal ist, siehe Bild 1.

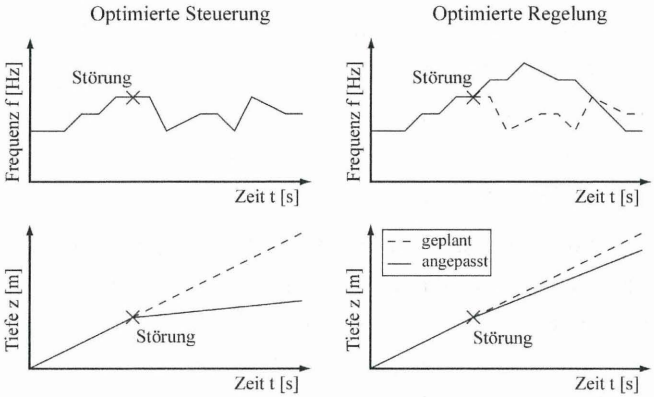


Bild 1: Prinzipielle Darstellung einer optimierten Steuerung und einer optimierten Regelung mit dem Einfluss einer Störung am Beispiel einer Vibrationsrammung

Die optimale Regelung hingegen bestimmt die Steuerungsparameter nicht a priori, sondern in Echtzeit während des Einbringvorgangs. Es werden die Einbringparameter anhand gemessener Daten, z.B. der Widerstandskraft des Pfahls, ständig aktualisiert. Dieses Verfahren bedingt bei der Optimierung der Steuerungsparameter sehr schnelle, kurze Optimierungsberechnungen. Dadurch ist die Auswahl anwendbarer Optimierungsverfahren beschränkt. Weiterhin können nur wenige Zielfunktionen bei der Optimierung berücksichtigt werden. Treten während des Einbringvorgangs Störungen auf, reagiert diese Methode umgehend und passt die Herstellparameter der neuen Situation an (z.B. Bauer und Neumann, 1969; Papageorgiou, 1996).

Bei der Entwicklung einer Methode zur optimierten Pfahleinbringung sollten beide Ansätze berücksichtigt werden. Die optimale Steuerung bietet die Möglichkeit, die maßgebenden Steuerungsparameter und die Eigenschaften möglicher Zielfunktionen zu ermitteln. Die Validierung der Modelle zur Steuerungsoptimierung ist von besonderer Bedeutung, da diese im Rahmen der Variation der möglichen Steuerungsparameter allgemein gültig sein und die betrachtete Modellantwort, bzw. Zielfunktion, realitätsnah wiedergeben müssen. Zur Optimierung der Regelung kann anhand der vorher ermittelten Funktionseigenschaften ein abgestimmtes, leistungsfähiges und robustes Optimierungsverfahren ausgewählt werden.

Die folgenden numerischen Untersuchungen zeigen, wie mögliche Zielfunktionen aussehen können, und welchen Einfluss die entsprechenden Steuerungsparameter auf diese Funktionen haben.

3 Einrammen eines Pfahls

3.1 Modellierung

Das Einrammen eines Pfahls wird mit dem Finite-Elemente-Programm Abaqus/Explicit an dem in Bild 2 dargestellten axialsymmetrischen Modell simuliert. Der Bodenkörper wird mit axialsymmetrischen Kontinuumselementen diskretisiert. Am Rand des Modells werden zur Vermeidung von Wellenreflexionen infinite Randelemente (Lysmer und Kuhlemeyer, 1969) vorgesehen, welche auf den Rand des Kontinuumsbereichs treffende Wellen dämpfen. Der Pfahl wird durch Vorgabe seiner äußeren Kontur als Starrkörper modelliert. Die Modellierung der Pfahlpenetration erfolgt, wie in Bild 3 dargestellt, mittels einer sogenannten Reißverschlusstechnik nach van den Berg (1994) bzw. Mabsout und Tassoulas (1994). Dabei wird im Bodenkörper an der Symmetrieachse ein Spalt von 1 mm Breite im Elementnetz als Zwangsscherfuge vorgesehen, da ein Aufreißen des Elementnetzes infolge der Pfahlpenetration nicht möglich ist. Um ein Zusammenfallen des Spalts zu verhindern, wird dieser von einer starren Röhre gleichen Durchmessers gehalten. Während der Pfahlpenetration gleitet der Pfahl über die Röhre, öffnet die Kontaktfuge zwischen Röhre und Boden und verdrängt den Boden zur Seite.

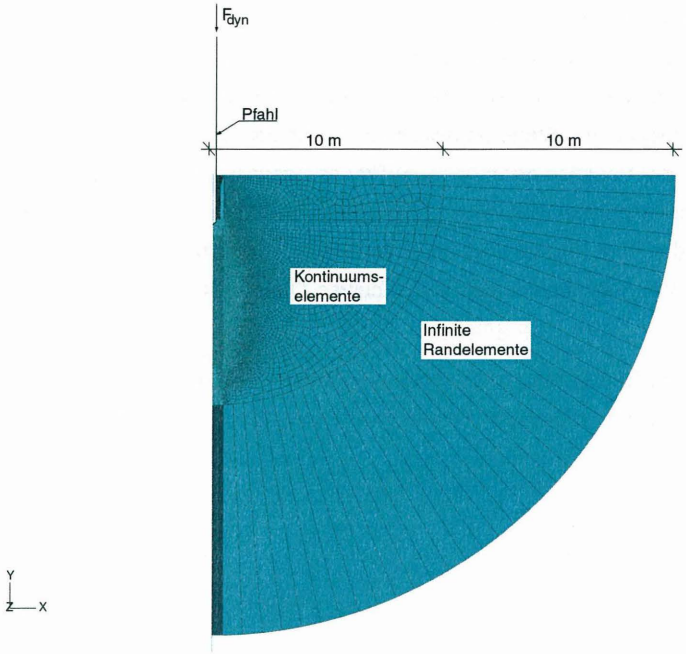


Bild 2: Diskretisiertes FE-Modell zur Simulation der Pfahlrammung

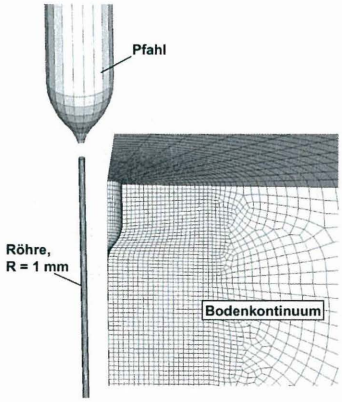


Bild 3: Reißverschlusstechnik zur Simulation der Pfahlpenetration (Henke, 2008)

Der in Bild 2 dargestellte viertelkreisförmige Kontinuumsbereich des Bodenkörpers besitzt einen Radius von 10 m. Das Materialverhalten des Bodens wird mit dem hypoplastischen Stoffmodell nach Gudehus (1996) und von Wolffersdorff (1996) in der Formulierung nach von Wolffersdorff mit der Erweiterung der intergranularen Dehnungen nach Niemunis und Herle (1997) modelliert. Das Stoffmodell ist in der Lage, das nichtlineare, anelastische Verhalten trockener granularer Böden numerisch abzubilden, siehe z.B. Kelm (2004), Mahutka (2007) oder Henke (2008). Typische Bodeneigenschaften, wie Dilatanz, Kontraktanz, verschiedene Steifigkeiten für Be- und Entlastung, sowie die Abhängigkeit der Steifigkeit von der Porenzahl und vom mittleren Druck können wiedergegeben werden. Es werden die in Tabelle 1 aufgeführten Stoffparameter von Karlsruher Sand in mitteldichter Lagerung verwendet. Der Kontakt zwischen Pfahl und Boden wird mit dem in Abaqus implementierten „master-slave contact" Algorithmus modelliert und mit dem Kontaktgesetz nach Coulomb abgebildet. Der Reibungswinkel wird zu $\delta = 1/3\ \varphi'$ gewählt. Für die Berechnungen wird der Pfahl mit einem Durchmesser von 30 cm wished-in-place 2 m im Boden voreingebracht modelliert. Während der Berechnung wird der Pfahl durch Vorgabe des in Bild 4 dargestellten Kraft-Zeit-Verlaufs für den Referenzpunkt des Pfahls kraftgesteuert in den Boden eingebracht. Es wird dabei eine Rammfrequenz von 1 Hz zugrunde gelegt. Der Kraft-Zeit-Verlauf wird idealisiert angenommen, indem für jeden Rammschlag die gleiche dynamische Rammkraft wirkt.

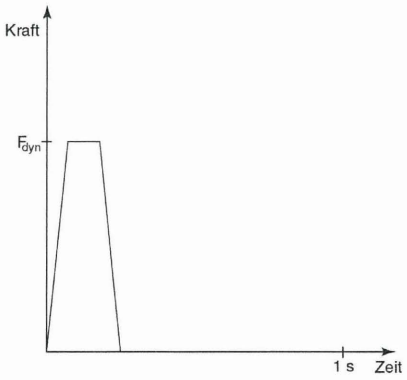


Bild 4: Kraftimpuls für die Schlagrammung

Tabelle 1: Hypoplastische Stoffparameter von Karlsruher Sand

Material	φ [°]	h_s [MN/m²]	n [-]	e_{d0} [-]	e_{c0} [-]	e_{i0} [-]	α [-]
Karlsruher Sand	30	5800	0,28	0,53	0,84	1,00	0,13

Material (Fortsetzung)	β [-]	m_T [-]	m_R [-]	R [-]	β_R [-]	χ [-]
Karlsruher Sand	1,05	2	5	$1,0^{-4}$	0,5	6

3.2 Parametervariation

Für die Parametervariation wird die auf den Pfahl wirkende dynamische Rammkraft variiert. Es werden die Rammkräfte F_{dyn1} = 500 kN, F_{dyn2} = 750 kN, F_{dyn3} = 1000 kN, F_{dyn4} = 1250 kN und F_{dyn5} = 1500 kN untersucht.

3.3 Definition der Einbringarbeit

Mit jedem Rammschlag wird Energie in den Pfahl eingebracht. Diese Energie entspricht nicht der vom Gerät aufgebrachten Energie, da bei der Herstellung ständig Energie dissipiert wird. Die aufgebrachte Einbringarbeit wird als mögliche Zielfunktion betrachtet. Ziel ist es, einen Pfahl mit möglichst geringem Arbeitsaufwand auf eine gewünschte Absetztiefe zu bringen. Die Einbringarbeit W_s wird aus dem Integral der dynamischen Kraft über den zurückgelegten Weg bestimmt:

$$W_s = \int \vec{F}_{(s)} \cdot \mathrm{d}\vec{s} \qquad (1)$$

Zwischen den Schlägen dringt der Pfahl durch den aufgebrachten Impuls weiter in den Boden ein. Durch geringe elastische Verformungen bewegt sich der Pfahl nach dem Schlagen wieder ein kurzes Stück nach oben. Die Einbringarbeit bleibt während dieser aufwärtsgerichteten Bewegung konstant, da keine Rammkraft auf den Pfahl wirkt, siehe Bild 5.

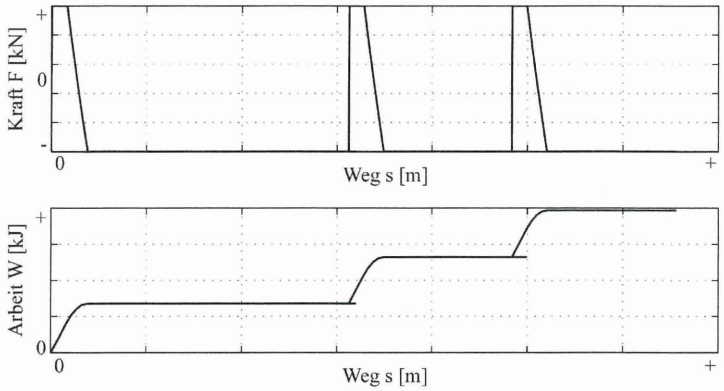


Bild 5: Darstellung des Kraftverlaufs F über den eingebrachten Weg s bei einer Schlagrammung (oben) und der entsprechenden Entwicklung der Einbringarbeit W über den eingebrachten Weg s (unten)

Als weitere Zielfunktion wird die zum Einbringen benötigte Zeit betrachtet. Ein Pfahl soll mit einem möglichst geringen Arbeitsaufwand möglichst schnell in den Boden eingebracht werden.

Die benötigte Einbringarbeit und die entsprechenden Zeiten werden für alle Parameterkombinationen ermittelt. Zur Auswertung werden die Zielfunktionsgrößen auf die Eindringung normiert.

3.4 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Parameterstudie sind in Bild 6 dargestellt. Die aufzuwendende Einbringarbeit nimmt mit der Rammkraft stetig zu. Daher ist bei der untersuchten Parametervariation der geringste Arbeitsaufwand bei einer Rammkraft von 500 kN zu erwarten. Die Auswertung der benötigten Zeit ist gegenläufig und nimmt mit steigender Rammkraft stetig ab. Die schnellste Einbringung erfolgt in der vorliegenden Variation daher erwartungsgemäß bei einer Rammkraft von 1500 kN.

Es können nicht anhand einer gewählten Rammkraft beide Optima der Zielfunktionen erreicht werden. Daher müssen diese Zielfunktionen zur Ermittlung einer optimalen Steuerung oder Regelung gewichtet und in eine einzelne Zielfunktion überführt werden. Weiter-

hin könnte auch eine multikriterielle Optimierung durchgeführt werden, die beide Zielfunktionen betrachten kann (z. B. Deb, 2004; Griva et al., 2009).

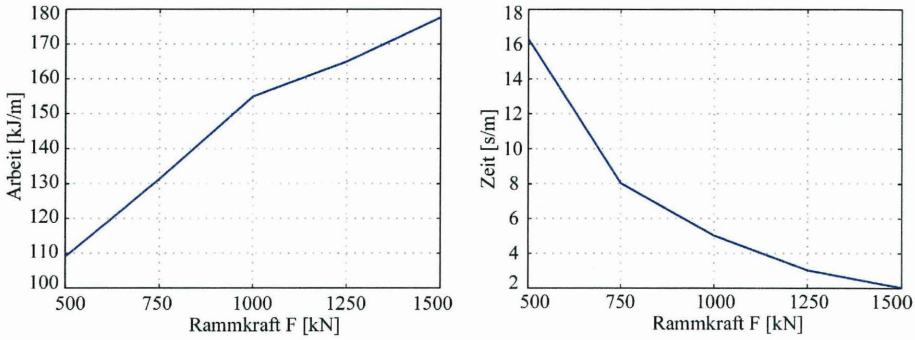


Bild 6: Darstellung der zur Rammung eines Pfahls mit einem Durchmesser von 30 cm benötigten Einbringarbeit in Abhängigkeit der Rammkraft (links); und der benötigten Zeit in Abhängigkeit der Rammkraft (rechts); alle Zielgrößen sind auf die Einbringtiefe normiert

Anhand der untersuchten Parametervariationen können beide Zielfunktionen vorläufig als streng monoton eingestuft werden. Dies ermöglicht die Anwendung einfacher Gradientenverfahren zur Entwicklung einer optimierten Regelung.

4 Einvibrieren eines Pfahls

4.1 Modellierung

Das Einvibrieren eines Pfahls wird an dem in Abschnitt 3.1 beschriebenen Modell untersucht. Es wird lediglich ein veränderter Kraft-Zeit-Verlauf vorgegeben. Die dynamische Kraft wird dabei mittels eines sinusförmigen Zeitverlaufs auf den Pfahl aufgebracht.

4.2 Parametervariation

Für die Parametervariation wird die technisch bedingte Kopplung zwischen dynamischer Kraft und Frequenz des Rüttlers nach Gleichung (2) vernachlässigt und die Größen dynamische Rammkraft und Frequenz unabhängig voneinander variiert. In den Berechnungen werden die Rüttlerfrequenzen f = 25 Hz, f = 32 Hz und f = 40 Hz untersucht. Die dynamische Rammkraft beträgt F_{dyn1} = 100 kN, F_{dyn2} = 250 kN oder F_{dyn3} = 400 kN. Insgesamt ergeben sich daraus neun, in Tabelle 2 aufgeführte, Parameterkombinationen.

$$F_{dyn} = m_u \cdot r_u \cdot \Omega^2 \qquad (2)$$

Tabelle 2: Untersuchte Parameterkombinationen zur Vibrationsrammung von Pfählen

Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Rüttlerfrequenz [Hz]	25	25	25	32	32	32	40	40	40
Dynamische Rammkraft [kN]	100	250	400	100	250	400	100	250	400

4.3 Definition der Einbringarbeit

Um einen Pfahl mittels Vibration in den Boden einzubringen, muss die Einbringarbeit W_v aufgewendet werden. Die Einbringarbeit W_v wird aus dem Integral der aufzuwendenden Kraft über den zurückgelegten Weg bestimmt:

$$W_V = \int \vec{F}_{(s)} \cdot \mathrm{d}\vec{s} \qquad (3)$$

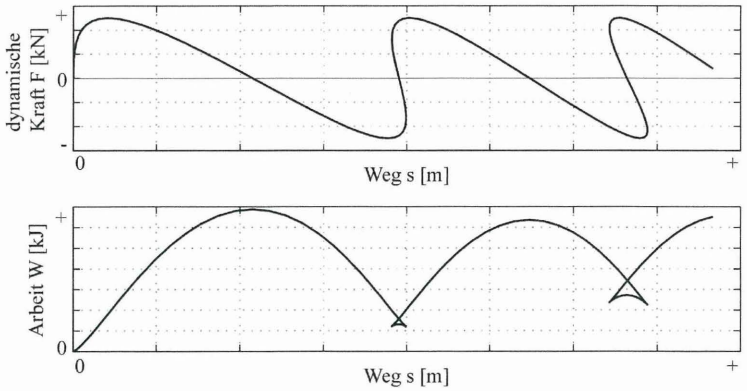


Bild 7: Darstellung des dynamischen Kraftverlaufs F am Rüttler über den eingebrachten Weg s bei einer Vibrationsrammung (oben) und der entsprechenden Entwicklung der Einbringarbeit W über den eingebrachten Weg s (unten)

Dabei ist zu beachten, dass sich die Kraftrichtung durch die Vibration ständig ändert und der Pfahl teilweise zurückgezogen wird. Die Richtungsabhängigkeit führt während dieser Phasen zu einer Abnahme der geleisteten Einbringarbeit, siehe Bild 7.

Die benötigte Einbringarbeit wird für alle Parameterkombinationen (siehe Tabelle 2) ausgewertet. Zur Auswertung werden die Zielgrößen auf die Einbringtiefe normiert.

4.4 Setzungen an der Geländeoberkante

Die Setzungen an der Geländeoberkante werden zusätzlich als mögliche Zielfunktion einer optimierten Steuerung bzw. Regelung untersucht. Die Größe der Setzungen ist abhängig von der gewählten Frequenz und der dynamischen Auflast. In Bild 8 sind die Setzungen an der Geländeoberkante beispielhaft für zwei ausgewählte Frequenzen bei einer dynamischen Last von F_{dyn3} = 400 kN dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Setzungen im Abstand von einem Pfahldurchmesser (1D) bei einer Vibrationsfrequenz von 40 Hz deutlich größer sind als bei einer Frequenz von 25 Hz.

Für alle untersuchten Parameterkombinationen wird die Setzung der Geländeoberkante im Abstand von 1D ausgewertet und im Hinblick auf eine mögliche Zielfunktion zur optimierten Steuerung bzw. Regelung betrachtet.

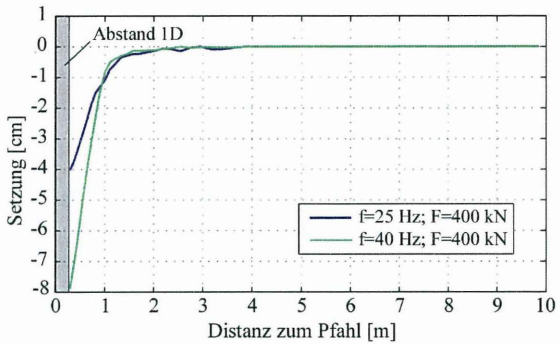


Bild 8: Darstellung der Setzungen an der Geländeoberkante bei unterschiedlichen Vibrationsfrequenzen

4.5 Ergebnisse

In Bild 9 sind die benötigte Arbeit zum Einbringen eines Pfahls mittels Vibration in Abhängigkeit der Last und der Frequenz, sowie die Zeit pro Meter Einbringtiefe dargestellt.

Die dynamische Last hat den größten Einfluss auf die aufzuwendende Einbringarbeit. Der geringste Arbeitsaufwand wird bei einer dynamischen Last von 100 kN erreicht. Der Ein-

fluss der Vibrationsfrequenz auf die benötigte Einbringarbeit ist hingegen deutlich geringer. Bei einer Frequenz von 25 Hz und einer dynamischen Last von 100 kN wird der Pfahl mit dem geringsten Arbeitsaufwand eingebracht.

Die Darstellung der benötigten Zeit für die Einbringung in Abhängigkeit der Last und Frequenz in Bild 9 rechts oben zeigt, dass der geringe Arbeitsaufwand bei einer Frequenz von 25 Hz und einer dynamischen Last von 100 kN einen, im Vergleich zu höheren dynamischen Lasten, vergleichsweise hohen Zeitaufwand erfordert. Der geringste Zeitaufwand ist bei einer Frequenz von 25 Hz und einer dynamischen Last von 400 kN zu erwarten.

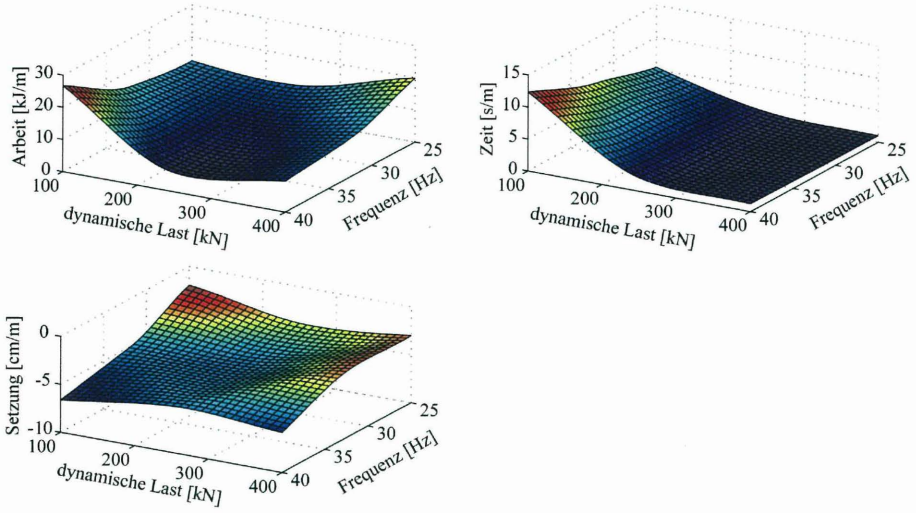


Bild 9: Darstellung der zum Einvibrieren eines Pfahls mit einem Durchmesser von 30 cm benötigten Einbringarbeit in Abhängigkeit der Vibrationsfrequenz und der dynamischen Last (links oben), der benötigten Zeit in Abhängigkeit der Vibrationsfrequenz und der dynamischen Last (rechts oben) und der Setzungen an der Geländeoberkante im Abstand eines Pfahldurchmessers in Abhängigkeit der Vibrationsfrequenz und der dynamischen Last (links unten), alle Zielgrößen sind auf die Einbringtiefe normiert

Die Setzungen an der Geländeoberkante im Abstand von 1D sind in Bild 9 links unten dargestellt. Die geringsten Setzungen ergeben sich bei einer Frequenz von 25 Hz und einer dynamischen Last von 100 kN. Die größten Setzungen treten bei einer Frequenz von

40 Hz und einer dynamischen Last von 100 kN auf. Dieses Ergebnis war zu erwarten, da bei dieser hohen Frequenz und der geringen Last sehr viele Lastzyklen benötigt werden, um die gewünschte Absetztiefe zu erreichen. Die Herstelldauer ist bei dieser Parameterkombination am längsten und die eingetragene Energie am größten, dadurch können sich die größten Setzungen einstellen.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Zielfunktionen Einbringarbeit bzw. Zeit bei einer optimierten Steuerung oder Regelung unterschiedliche optimale Parametereinstellungen erfordern. Das bedeutet, dass zur Lösung des Optimierungsproblems entweder eine Zielfunktion erstellt werden muss, die z.B. eine gewichtete Summe der beiden untersuchten Zielfunktionen beinhaltet, oder eine multikriterielle Optimierung durchgeführt werden muss.

Die Setzungen an der Geländeoberkante stehen im direkten Zusammenhang mit der in den Boden eingetragenen Energie, also einem Teil der verrichteten Einbringarbeit. Die Berücksichtigung dieser weiteren Zielfunktion führt zu einem erhöhten Berechnungsaufwand während der Optimierung. Um diesen Aufwand zu vermeiden, könnte die Setzung indirekt über einen minimierten Arbeitsaufwand berücksichtigt werden. Weiterhin kann die Setzung als Randbedingung berücksichtigt werden, um Grenzsetzungen in der Umgebung nicht zu überschreiten.

4.6 Konzept zur optimierten Vibrationsrammung

Ein Konzept zum geregelten Einvibrieren von Profilen mit zwei möglichen Steuerungsprogrammen ist gewerblich geschützt (Deutsche Patent, 2006), siehe Kinzler et al. (2009).

Eine Vibrationsrammung kann einerseits hinsichtlich ihrer Steuerungsparameter so geregelt werden, dass das Profil mit einer konstanten Geschwindigkeit in den Boden eingebracht wird. Um diese Regelung zu realisieren wird ein Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlkopf angebracht (Bild 10). Die Eindringgeschwindigkeit wird ermittelt, indem das Beschleunigungssignal integriert wird. Die Vibrationsfrequenz und die dynamische Last können so automatisch geregelt werden, sobald sich die Eindringgeschwindigkeit ändert.

Eine weitere Möglichkeit des optimierten Einvibrierens ist die möglichst schnelle Einbringung des Rammguts. Dabei können bei der Regelung der Frequenz und der dynamischen Last Randbedingungen, wie z.B. Erschütterungen im Umfeld, berücksichtigt werden. Dazu werden zusätzliche Beschleunigungsaufnehmer, z.B. Geophone, im Umfeld des Rammguts angebracht (Bild 10). Die Maschineneinstellungen werden so geregelt, dass die Ein-

bringgeschwindigkeit maximiert wird und dabei die Erschütterungen im Umfeld einen definierten Grenzwert nicht überschreiten.

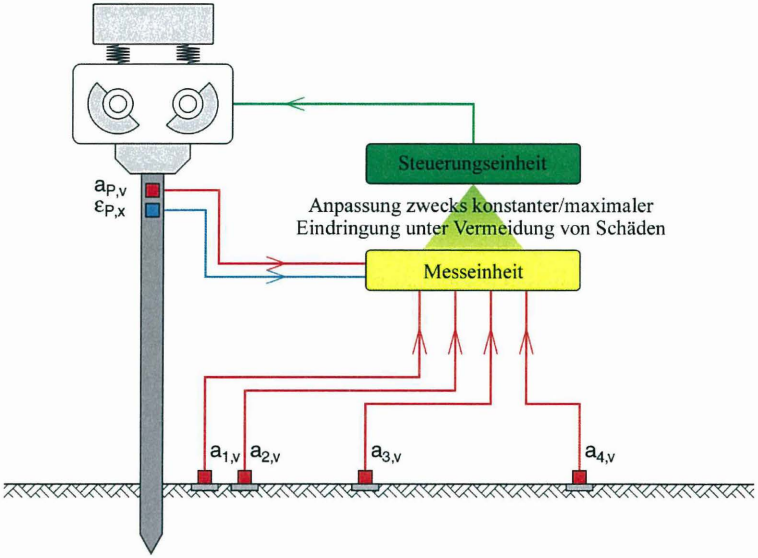


Bild 10: Entwurf einer möglichen Steuerung zum optimierten Einvibrieren von Profilen: Anpassung der Maschinenparameter der Vibrationsrammung in Abhängigkeit der gemessenen Beschleunigungen am Rammgut sowie der Schwingungsausbreitung im Boden (Kinzler et al., 2009)

6 Zusammenfassung

Es wurden für die Schlagrammung und die Vibrationsrammung mögliche Zielfunktionen für eine optimierte Steuerung oder Regelung untersucht. Dazu wurden Herstellparameter, wie z.B. die Rammkraft variiert. Die Untersuchungen zeigen, dass es bei allen Herstellverfahren keine Geräteeinstellung gibt, bei der für die Zielgrößen Einbringarbeit und Zeit das Optimum erreicht wird. Die notwendigen Geräteeinstellungen zum Erreichen des jeweiligen Optimums der beiden Zielgrößen sind häufig gegenläufig. Zur Ermittlung einer optimalen Steuerung oder Regelung der Geräteeinstellungen müssen daher die beiden Zielfunktionen Einbringarbeit und Zeit gewichtet und in eine einzelne Zielfunktion überführt werden oder es muss eine multikriterielle Optimierung durchgeführt werden.

Bei der Pfahlrammung wird der Einfluss der dynamischen Rammkraft in einem Bereich zwischen 500 kN bis 1500 kN ermittelt. Es zeigt sich, dass der geringste Arbeitsaufwand bei der geringsten Rammkraft zu erwarten ist. Die schnellste Einbringung erfolgt hingegen erwartungsgemäß bei der größten untersuchten Rammkraft.

Beim Einvibrieren eines Pfahls wird der Einfluss der Rüttlerfrequenz in einem Bereich zwischen 25 Hz bis 40 Hz und der Einfluss der dynamischen Rammkraft in einem Bereich zwischen 100 kN und 400 kN untersucht. Die Berechnungen ergeben, dass bei der geringsten untersuchten Rüttlerfrequenz und der geringsten Rammkraft das Minimum hinsichtlich des Arbeitsaufwandes erreicht wird. Der geringste Zeitaufwand ist bei kleinsten untersuchten Rüttlerfrequenz und maximaler Rammkraft zu erwarten.

Es wird ein Steuerungskonzept vorgestellt, das in der Lage ist, durch Beschleunigungsmessungen ein Profil optimal gesteuert bzw. geregelt in den Boden zu bringen. Die konzipierten Steuerung bzw. Regelung kann gegebene Randbedingungen, wie z. B. eine Begrenzung von Erschütterungen im Umfeld, berücksichtigen.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass mit Hilfe der Geräteeinstellungen eine Steuerung der Einbringung von Pfählen hinsichtlich der Zielgrößen Einbringarbeit und Zeit möglich ist. Das jeweilige Optimum beider Zielgrößen ist jedoch nicht gleichzeitig mit einer Geräteeinstellung zu erreichen.

7 Ausblick

Die hier vorgestellten numerischen Simulationen müssen anhand von in-situ Messungen validiert werden. Nach der Validierung können die Modelle genutzt werden, um zu einem Modellboden eine optimale Steuerung zu ermitteln. Anschließend können verschiedene Bodenarten auf das Einbringverhalten untersucht und die Zielfunktionen charakterisiert werden. Unter Berücksichtigung der Eigenschaften der Zielfunktionen kann ein geeignetes Optimierungsverfahren ausgewählt werden, um eine optimierte Regelung zu entwickeln. Diese optimierte Regelung kann mit Hilfe der numerischen Modelle an unterschiedlichen Bodenaufbauten und anschließend im Modell- oder in-situ Versuch getestet werden.

Die vorgestellten numerischen Verfahren bieten bei der Entwicklung die Möglichkeit, umfangreiche Studien an verschiedenen Pfahltypen und Einbringverfahren durchzuführen.

Literatur

H. Bauer, K. Neumann; Berechnung optimaler Steuerungen, *Lecture Notes in Operations Research and Mathematical Systems , Springer Verlag, 1969*

Deutsches Patent; Verfahren und Anordnung zum Einbringen von langgestreckten Profilen in den Untergrund, *Deutsches Patent Nr. DE 10 2006 060 643.4-25, Europäisches Patent Nr. DE/21.12.06/DEA 10 2006 060 643, 2006*

K. Deb; Multi-Objective Optimization using Evolutionary Algorithms, *John Wiley & Sons, 2004*

I. Griva, S. G. Nash, A. Sofer; Linear and Nonlinear Optimization, *2nd Edition, Society for Industrial and Applied Mathematics, 2009*

G. Gudehus; A comprehensive constitutive equation for granular materials, *Soils and Foundations, Vol. 36(1), Japanese Society of Soil Mechanics, S. 1-12, 1996*

S. Henke; Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau, *Dissertation, Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Veröffentlichungen des Instituts Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Band 18, 2008*

M. Kelm; Numerische Simulation der Verdichtung rolliger Böden mittels Vibrationswalzen, *Dissertation, Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Veröffentlichungen des Instituts Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Band 18, 2004*

S. Kinzler, T. Hamann, J. Grabe; Numerische Untersuchung zum geregelten Einbringen von Profilen, *Workshop Spundwände, Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Veröffentlichungen des Instituts Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Band 19, 2009*

J. Lysmer, R.L. Kuhlemeyer; Finite Dynamic Model for Infinite Media, *Journal of the Engineering Mechanics Division of the ASCE, S. 859-877, 1969*

M.E. Mabsout, J.L. Tassoulas; A finite element model for the simulation of pile driving, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 37, S. 257-278, 1994*

K.P. Mahutka; Zur Verdichtung rolliger Böden infolge dynamischer Pfahleinbringung und durch Oberflächenrüttler, *Dissertation, Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Veröffentli-*

chungen des Instituts Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Band 18, 2007

A. Niemunis, I. Herle; Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range, *Mechanics of frictional and cohesive materials 2(4), S. 279-299, 1997*

M. Papageorgiou; Optimierung, Statische, dynamische, stochastische Verfahren für die Anwendung, *2. Auflage, Oldenbourg Verlag, 1996*

P. van den Berg; Analysis of soil penetration, *Delft University Press, Delft, NL, 1994*

P.-A. von Wolffersdorff; A hypolastic relation for granular materials with a predefined limit state surface, *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, Vol. 1, S. 251-271, 1996*

Autoren

Dipl.-Ing. Tim Pucker	tim.pucker@tu-harburg.de
Dipl.-Ing. Thorben Hamann	thorben.hamann@tu-harburg.de
Dr.-Ing. Sascha Henke	sascha.henke@tu-harburg.de

Institut für Geotechnik und Baubetrieb
Technische Universität Hamburg-Harburg — www.tuhh.de/gbt
Harburger Schloßstr. 20, 21079 Hamburg — Tel.: 040 42878-3782

Der Einfluss von geotechnischen Randbedingungen bei der Planung von Offshore Windparks

Dipl.-Ing. Stefan Müller

1 Einleitung

Die Zukunft der Energieversorgung liegt in vielen Regionen vor den Küsten. Eine der Hauptressourcen ist die Windenergie der Küstenmeere. Die dafür notwendigen Offshore Windparks sind in der Lage, nahezu unerschöpflich sauberen Strom zu liefern.

Viele europäische Staaten haben sich das Ziel gesetzt, die erneuerbaren Energiequellen auszubauen. Insbesondere Deutschland und Großbritannien haben die notwendigen Rahmenbedingungen für den Ausbau der Offshore Windenergie geschaffen.

Dies ist eine gewaltige Herausforderung für die gesamte Offshore Windenergie Branche mit ihren unterschiedlichen Arbeits- und Entwicklungsfeldern. Ein damit verknüpftes Ziel ist es, standardisierte Prozesse zu entwickeln, um eine möglichst industrielle Produktion zu erzielen. Beides erfordert Großinvestitionen in der Entwicklung und dem Bau von Spezialschiffen und dem Aus- und Neubau von Fertigungsstätten. Ein weiteres Entwicklungsfeld sind die Ingenieurdisziplinen, die fachlich und kapazitiv ausgebaut werden müssen. Einer der Themenkomplexe ist die Geotechnik in ihrer Gesamtheit. Gerade hier sind viele technische Fragestellungen zu untersuchen und zu klären.

Der folgende Beitrag gibt einen Überblick über die wesentlichen Aufgabenfelder der Geotechnik im Rahmen der Planung von Offshore Windparks.

2 Geotechnische Randbedingungen

Ähnlich wie bei der Planung von Ingenieurbauwerken, ob an Land oder im Wasser, sind verschiedene Untersuchungen bei der Planung eines Offshore Windparks vorzunehmen. Insbesondere in der Entwurfsphase sind folgende wesentlichen Planungs- und Untersuchungsfelder zu bearbeiten.

Geophysik

Durch geophysikalische Untersuchungsmethoden wird die Homogenität des Baugrundes untersucht. Es werden Aussagen zum Vorhandensein und Verlauf von Schichtgrenzen getroffen. In Regionen mit eiszeitlicher Prägung erweitert sich die Untersuchung um das Antreffen von Findlingen.

Bathymetrie

Mit Hilfe von Echolot-Untersuchungen wird die Topographie des Meeresbodens erkundet. Die Ergebnisse aus der Echolot-Analyse ermöglichen zum einen einen Abgleich der zuvor aus Seekarten entnommenen Wassertiefe des Planungsgebietes und zum anderen wird die Wassertiefe in ein deutlich detaillierteres Raster aufgegliedert.

Morphologie

Die bathymetrische Aufnahme des Meeresboden ist nur eine Momentaufnahme. Die Oberfläche verändert sich. Bei der Planung der Windparks wird derzeit eine Betriebszeit von 25 Jahren zu Grunde gelegt. Unter Einbeziehung der Entwicklungs-, Planungs- und Installationsphase ergibt sich mindestens ein Zeitraum von über 30 Jahren. Insofern ist es für die Planung wichtig, neben der Oberflächengestalt auch deren zeitliche Veränderung zu berücksichtigen. Für die Auslegung der Gründungen ist es von Bedeutung, inwieweit und in welchem Umfang Erosionen, Sandwellen oder Rippel zu berücksichtigen sind. Der Meeresboden kann sich durch diese morphologischen Effekte um mehrere Meter verändern. Dies hat neben der Auswirkung auf die Standsicherheit auch einen maßgeblichen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit der Windenergieanlagen.

Geologie

Im Rahmen der geologischen Untersuchung wird eine Gesamtbetrachtung für die generelle Eignung des Planungsgebietes zur Errichtung eines Windparks vorgenommen. In die Betrachtung fließen neben der Auswertung von vorhandenen geologischen Erkundungen und geologischem Kartenmaterial die vorgenannten Untersuchungsfelder

ein. Im Ergebnis werden im geologischen Bericht die generelle Eignung und die Standortwahl beurteilt. Weiterhin ist dies die Basis für die Festlegung des Untersuchungsprogrammes für die Baugrundvorerkundung.

Geotechnik

Das geotechnische Untersuchungsfeld gliedert sich in der Regel in zwei Phasen. In der ersten Phase erfolgt die Baugrundvorerkundung als Stichprobenerkundung für das Planungsgebiet. Diese umfasst in der Regel Bohrungen und Sondierungen, aus denen repräsentative Bemessungsprofile abgeleitet werden sollen. Weiterhin werden erste Laboruntersuchungen für die Bestimmung von Bemessungsparametern durchgeführt. Beides bildet die Grundlage für die Vorauslegung von Gründungsstrukturen.

In einer zweiten Phase, der Baugrundhauptuntersuchung, werden alle geplanten Standorte erkundet. Der Umfang und die Art der Erkundung ist abhängig vom Gründungstyp und der Homogentät des Baugrundes. Letztlich wird für jeden Standort ein Bemessungsprofil mit zugehörigen Bemessungsparametern nach einer umfangreichen Laboruntersuchungsphase bestimmt.

3 Bauwerke und Gründungsstrukturen

Offshore Windparks bestehen aus verschiedenen sogenannten Seeanlagen mit unterschiedlicher Funktion und Anforderung an die notwendigen Gründungsbauwerke. Neben untergeordneten baulichen Anlagen handelt es sich im Wesentlichen um Gründungsbauwerke für folgende Anlagen.

Windenergieanlagen

Die Gründungsstrukturen für Windenergieanlagen (WEA) müssen hauptsächlich neben den Wellen- und Strömungslasten, die Turbinenlasten in den Baugrund abtragen. Es handelt sich hier um statische und zyklische Lasten. In besonderen Fällen auch um dynamische Lasten. In der Regel sind die Gründungsstrukturen für eine Lebensdauer von 25 Jahren zu bemessen. Bild 1 zeigt eine typische WEA mit einer Jacketgründung.

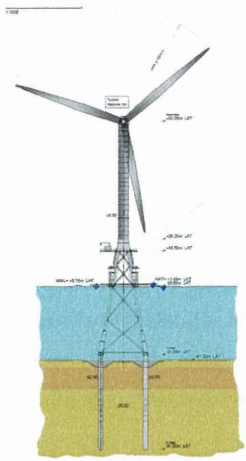


Bild 1: Windenergieanlage mit Jacketgründung

Messmaste

Die Gründungsstrukturen von Messmasten sind ähnlich belastet wie die von Windenergieanlagen. Lediglich die statische Last aus Eigengewicht und die Windlasten aus dem eigentlichen Messmast sind geringer als bei einer WEA. Bild 2 zeigt den Messmast Amrumbank West.

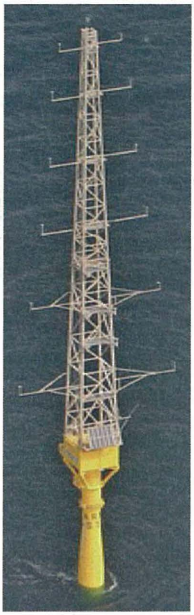


Bild 2: Messmast Amrumbank

Umspannwerke

Jeder Windpark benötigt ein oder mehrere Umspannwerke für die Aufnahme der erzeugten Energie der einzelnen WEA's, die Umspannung auf eine andere Hochspannungsebene und die Einspeisung der erzeugten Energie in das Versorgungsnetz. Dies erfolgt über das sogenannte Exportkabel zu einem Onshore Umspannwerk. Die Gründungsbauwerke von Umspannstationen müssen neben den hydrodynamischen Lasten aus Welle und Strömung hohe Eigengewichtslasten aus der Anlagenplattform in den Baugrund abtragen. Bei den derzeit geplanten Windparks betragen diese 2 000 bis 3 000 t. Bild 3 zeigt das Umspannwerk für den Windpark alpha ventus



Bild 3: Umspannwerk alpha ventus

Wohnplattformen

Je nach Betreiberkonzept werden Wohnplattformen für die Wartung und Unterhaltung der Windparks sowie der Entfernung zur Küste errichtet. Die Gründungsbauwerke sind ähnlich wie der Umspannwerke belastet. Jedoch ist der Eigengewichtsanteil deutlich geringer. Insofern haben die Windlasten auf Wohnplattformen im Gegensatz zu Umspannwerken einen größeren Einfluss beim Lastabtrag.

Die im vorherigen Abschnitt beschriebenen baulichen Anlagen der Offshore Windparks erfordern hinsichtlich ihrer Funktionalität entsprechende Gründungsstrukturen. Ein weiterer entscheidener Aspekt bei der Wahl der geeigneten Gründungsstruktur sind die geotechnischen Randbedingungen. Je nach Beschaffenheit des Baugrundes kommen für Offshore Windparks sowohl Tiefgründungen als auch Flachgründungen in Betracht.

Nachfolgend werden die wesentlichen Gründungstypen für Offshore Windparks vorgestellt.

Tiefgründungen

Als Tiefgründung für Offshore Windparks ist die am weitesten verbreiteteste Gründungsstruktur der Monopile. Jedoch stößt dieser bei zunehmender Wassertiefe und Anlagengröße an seine bautechnischen Grenzen. Für tiefere Bereiche ab ca. 30 m Wassertiefe und in Abhängigkeit des Seegebietes und der Anlagengröße kommen aufgelöste Strukturen wie Jackets, Tripods oder Tripiles zum Einsatz. Bild 4 zeigt einen prinzipiellen Überblick der Strukturen.

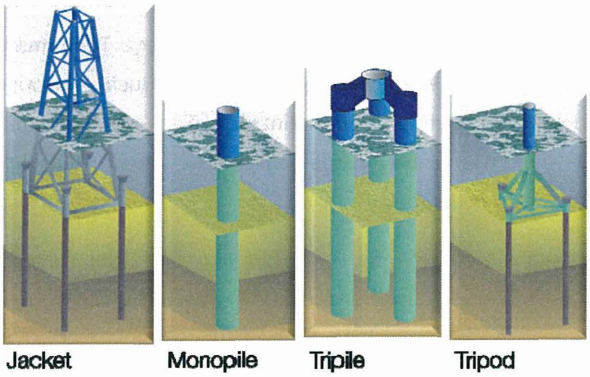


Bild 4: Tiefgründungen

Flachgründungen

Sofern die Baugrundverhältnisse insbesondere in den oberen Schichten gute Tragfähigkeiten aufweisen, sind Flachgründungen möglich. Der Einsatzbereich, bezogen auf die Wassertiefe und die Anlagengröße, ist annähernd deckungsgleich mit dem der Tiefgründungen. Bild 5 zeigt einen prinzipiellen Überblick der Strukturen.

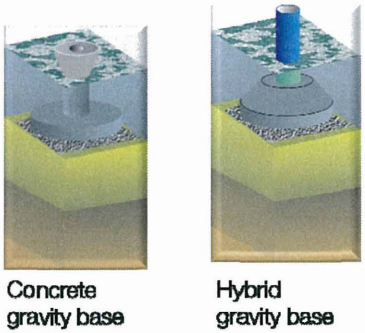


Bild 5: Flachgründungen

4 Baugrundtechnische Randbedingungen

Während im Bereich der Ostküste Großbritanniens die Bodenformationen im Wesentlichen durch oberflächennah anstehende Sande, zum Teil mächtige Tonformationen und Kreide und Kalkstein geprägt sind, werden in der deutschen Bucht überwiegend Sande mit teilweise sehr dichten Lagerungen mit vereinzelten Ton- und Schlufflagen angetroffen. Neben diesen generellen Baugrundeigenschaften sind Gasblasenbildung und Sedimentationsrinnen zu betrachten.

Grundsätzlich anders stellen sich die Bodenformationen in der Ostsee dar. Diese sind geprägt durch oberflächennah anstehende Sande, Geschiebemergel und Kreideschichten sowie teilweise mächtige Weichschichten. Eine Besonderheit im Bereich der Ostsee ist die Einlagerung von Findlingen.

In Abhängigkeit der erkundeten Baugrundschichtungen sind die statischen Nachweise für die unterschiedlichen Gründungsstrukturen zu führen.

Zusätzlich sind die Einbauverfahren zu beachten. Ein wesentliches Kriterium für Gründungsstrukturen mit einzubringenden Pfählen sind dabei die intensive Begutachtung der Rammbarkeit der Pfahlelemente.

5 Zusammenfassung

Die geotechnischen Randbedingungen bei der Planung von Offshore Windparks werden von einer Vielzahl von Parametern beeinflusst. Neben den unterschiedlichen Baugrundeigenschaften in den Planungsgebieten sind in Abhängigkeit der äußeren Beanspruchungen und der Leistungsfähigkeit der Anlagen Gründungsstrukturen auch unter wirtschaftlichen Kriterien zu entwerfen. Der intensiven Beschäftigung mit dem Baugrund und seinen Eigenschaften bereits in den frühen Planungsphasen kommt deshalb eine herausragende Bedeutung zu.

Dipl.-Ing. Stefan Müller
HOCHTIEF Construction AG
Niederlassung Civil Engineering and Marine Works
Lübeckertordamm 1, 20099 Hamburg
Stefan.Müller@hochtief.de



Kurs: Offshore
Ziel: Erneuerbare Energien

Wer im Wasser arbeitet, braucht bekanntlich eine sichere Plattform. Mit der neuen Hubinsel Thor ist HOCHTIEF Construction bestens gerüstet für die Entwicklung und den Bau neuer Offshore-Windparks.

Kontaktieren Sie uns:
Tel.: 040 21986-0

marine-works@hochtief.de
www.hochtief-construction.de/cem

HOCHTIEF
CONSTRUCTION AG
CIVIL ENGINEERING
AND MARINE WORKS

Ausführungsplanung für 175 Monopiles im Offshore-Windpark London Array

Jan Dührkop, Martin Kelm

1 Einleitung

Das Konsortium London Array Limited plant den Bau eines der größten Offshore-Windparks der Welt. Etwa 20 km vor der englischen Ostküste sollen in der Themse-Mündung über 1000 MW Leistung durch Windenergie erzeugt werden. In der ersten Projektphase werden 175 Windenergieanlagen errichtet, die auf Monopiles gegründet sind. In etwa parallel zum Pfahlsymposium 2011 sollen die Installationsarbeiten auf See beginnen. Mit der Ausführung ist eine Bau-ARGE bestehend aus Per Aarsleff A/S und der Bilfinger Berger AG beauftragt. Die Ausführungsplanung übernimmt eine Arbeitsgemeinschaft aus der IMS Ingenieurgesellschaft mbH und COWI A/S.

2 Planungsrandbedingungen

Die Ausführungsplanung wird durch eine Vielzahl an Randbedingungen beeinflusst. Dies umfasst Randbedingungen aus der Geologie, Bathymethrie, Morpho-, Hydro- und Aerodynamik, sowie solche aus der Konstruktion selbst oder Vorgaben durch den Bauherrn oder die ausführende Firma. Einige wichtige dieser Randbedingungen sind im Folgenden zusammengestellt.

2.1 Wassertiefe und Geologie

Das Planungsgebiet London Array zeichnet sich durch stark variierende Wassertiefen aus. Abbildung 1 zeigt die Anlagenstandorte der ersten Planungsphase. Von SW nach NO erstrecken sich die Sandbänke Long Sand im Nordwesten und Kentish Knock im Südosten. Zwischen den Sandbänken liegt die Rinne Knock Deep.

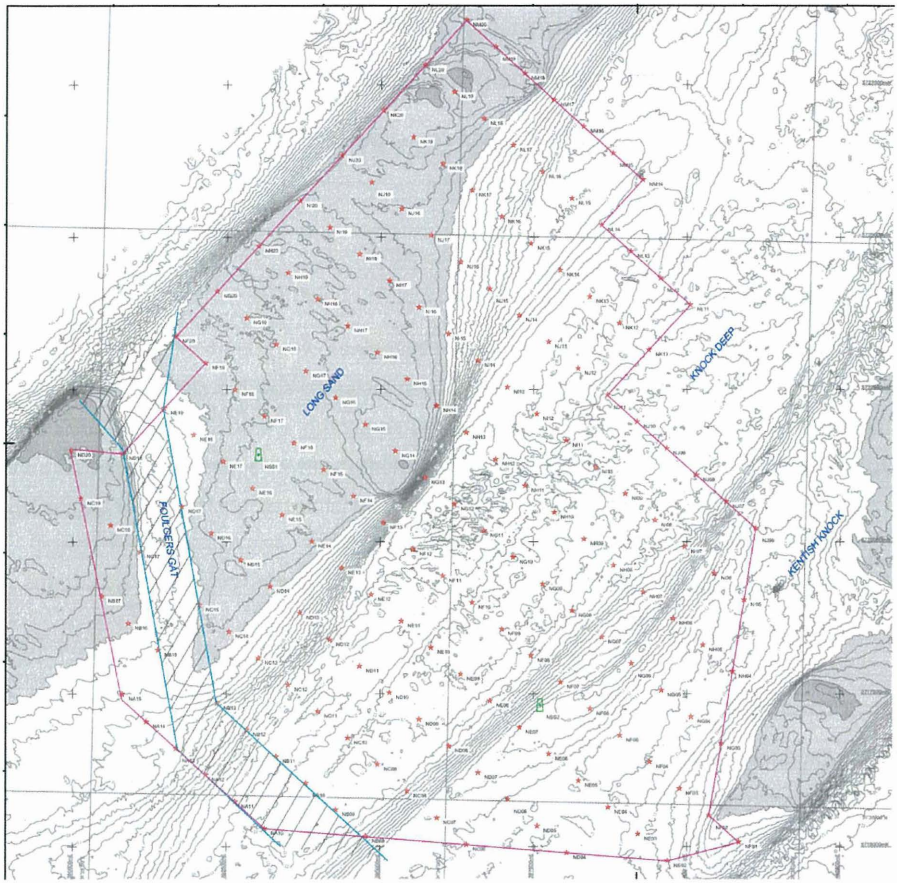


Abbildung 1: Planungsgebiet London Array und WEA-Standorte in der ersten Planungsphase

Die Wassertiefe beträgt bzgl. LAT -1,0 m bis 25 m. Hinzu kommt ein erheblicher Sedimenttransport, der an einigen Standorten im Zeitraum von 20 Jahren zu Anlandungen führt, an anderen zu einer Erosion. Dieser sogenannte globale Kolk führt je nach Standort zu Wassertiefenänderungen zwischen 2 und 16,9 m (!), die in der Planung zu berücksichtigen sind. Dieser starke Sedimenttransport hat zur Entscheidung des Auftraggebers beigetragen, keinen Kolkschutz für die Monopiles vorzusehen. Dies führt zu einer strömungsbedingten weiteren lokalen Auskolkung des Meeresbodens, welche mit dem 1,3-fachen

Pfahldurchmesser angesetzt wird. Somit beträgt die maximale Wassertiefe inklusive lokalem und globalem Kolk 33,1 m, die geringste 7,0 m. Unter Berücksichtigung einer Sedimentablagerung und der Vernachlässigung des lokalen Kolks wird sogar eine negative Wassertiefe von -1,3 m erreicht.

Der Baugrund im Planungsgebiet besteht im Großteil aus einem überkonsolidierten halbfesten Ton, dem London Clay, der von unterschiedlich mächtigen Sanden überlagert wird. Die Sandlage weist Mächtigkeiten von 2,5 bis 36 m auf. Zum Teil enthalten die Sande einen starken Schluff- und/oder Tonanteil. An einigen Standorten finden sich auch Ablagerungen bestehend aus Kiesen und Steinen oberhalb des London Clays, an anderen Standorten ist der London Clay von Kies, Kreide und/oder Tonsteinen unterlagert. Abbildung 2 zeigt einen schematischen West-Ostschnitt durch den Baugrund des Planungsgebietes.

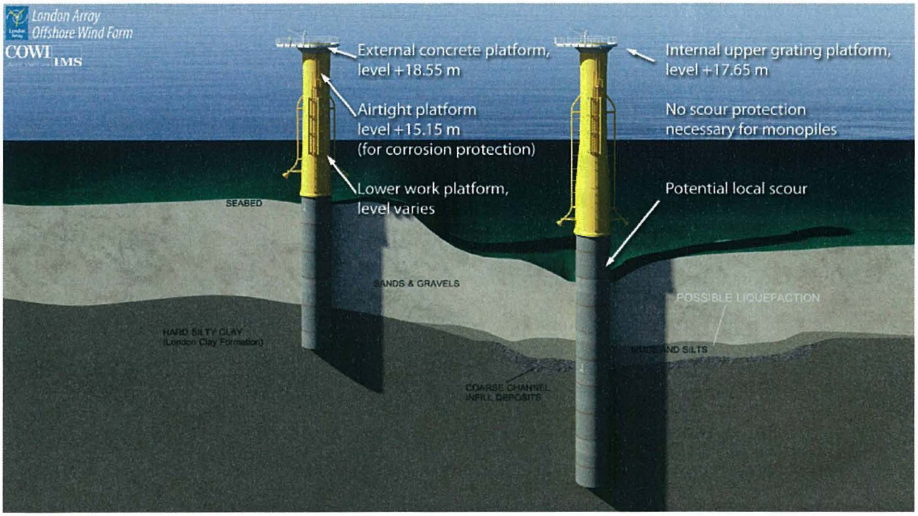


Abbildung 2: Schematischer Schnitt durch das Planungsgebiet

2.2 Lasten auf die Gründungsstruktur

Die Monopiles müssen Lasten aus Wind, Welle, Strömung sowie Belastungen aus der WEA sicher in den Baugrund abtragen. Diese Lasten werden in ungünstigen Kombinationen in einem dynamischen Gesamtmodell im Zeitbereich simuliert und die maßgebenden

Schnittgrößen für die Bemessung der Gründung ermittelt. Um die Anzahl dieser (aufwendigen) Simulationen gering zu halten, werden die Standorte in 7 Gruppen zusammengefasst, den Load Cases A, B, C, D, E, F und S. Diese richten sich in erster Linie an der Wassertiefe bzw. der 50-Jahres-Bemessungswelle aus. Gruppe S erfasst Standorte mit sehr starker Veränderung der Wassertiefe über die Lebensdauer der Anlagen.

2.3 Vorgaben durch den Turbinen-Lieferanten

Die Turbinen für London Array werden von Siemens Wind Power geliefert. Neben Vorgaben an den Ringflansch des Transition-Pieces gibt der WEA-Hersteller ein Frequenzband an, das in jeder Bemessungssituation von der Eigenfrequenz des Gesamtsystems eingehalten werden muss. Die Einhaltung ist für obere und untere Bemessungsrandbedingungen nachzuweisen. Des Weiteren wird gefordert, dass die bleibende Schiefstellung der Gründung infolge aller Belastungen im Lebenszeitraum nicht mehr als 0,25° betragen darf.

2.4 Vorgaben durch die ausführende Bau-Arge

Die stark unterschiedlichen Umweltrandbedingungen an den 175 WEA-Standorten erfordern eine Anpassung der Gründungsstruktur. Aus baupraktischer Sicht sind jedoch die Variationen so gering wie möglich zu halten. Der Monopile-Durchmesser wird auf die Durchmesser 4,7 m und 5,7 m beschränkt, um den Einsatz mehrerer Hämmer und Pile-Gripper zu vermeiden. Auch das Transition-Piece, welches den Monopile mit dem WEA-Turm verbindet, wird den unterschiedlichen Anforderungen durch Wassertiefe und Bemessungslastfall angepasst. Hierzu werden 5 verschiedene Transition-Piece-Typen entworfen und den Anlagenstandorten zugeordnet. Zwei der möglichen Ausführungsvariaten von Monopile und Transition-Piece sind ebenfalls in Abbildung 2 dargestellt.

Weitere Anforderungen des Bauherrn bzw. der Bau-Arge an die benötigten Anbauteile werden in den Designs der Transition-Piece-Typen berücksichtigt.

Trotz der verschiedenen Randbedingungen und Vorgaben an das Design soll ein wirtschaftlicher Entwurf realisiert werden. Aus diesem Grund erhält jeder der 175 Monopiles ein individuelles Design. Um dies effizient und übersichtlich umzusetzen, wurden durch den Designer neue Werkzeuge entwickelt, die im Folgenden erläutert werden sollen.

3 Optimierung der Planungsprozesse

Die komplexen Anforderungen an das Design, die große Anzahl von zu berechnenden Gründungsstrukturen und die deshalb große Anzahl von Teammitarbeitern machten es erforderlich, dass zum Einen der Planungsprozess wohl strukturiert wurde und zum Anderen zusätzliche Maßnahmen zur Qualitätssicherung ergriffen wurden.

Zusätzlich kam beim Projekt London Array erschwerend hinzu, dass z. B. das Team aus Berechnungsingenieuren auf vier Standorte verteilt war: Hamburg, Kopenhagen, Arhus und Esbjerg.

Folgende Maßnahmen sind daher ergriffen worden, um den Planungsprozess zu unterstützen:

Definierte QM-Prozedur mit Formblättern und gegenseitiger Überprüfung der Entwürfe und Berechnungsergebnisse mit unabhängigen Gegenrechnungen, wobei jeweils ein Teammitglied von IMS eins von COWI und umgekehrt geprüft hat, um den gegenseitigen Wissensaustausch zu fördern (Designkonsistenz).

Definierte Planungs(zwischen)ziele mit eindeutiger Kennung, z. B. „Status F6" bedeutet erste Entwurfsschleife vollständig durchlaufen, berechnete Lokation kann gemäß QM-Prozedur geprüft werden. Dadurch war der Gesamtplanungsfortschritt prüf- und messbar.

Verwendung einer internetfähigen Datenbank, in der alle wesentlichen Berechnungsparameter und Ergebnisse zentral abgelegt wurden. So konnte von jedem Büro immer auf aktuelle Daten zugegriffen und eine wesentliche Fehlerquelle ausgeschaltet werden (Datenkonsistenz). Die Berechnungsparameter in der Datenbank, z. B. Bodenkennwerte, sind gemäß QM-Prozedur geprüft worden.

Programmierung von zahlreichen Design-Werkzeugen, um einzelne Berechnungsschritte zu automatisieren. Diese Werkzeuge greifen dabei in der Regel direkt auf die Datenbank zu, um z. B. p-y-Kurven aus den Bodenkennwerten zu generieren.

Ein wesentliches Werkzeug war hierbei die automatische Erstellung der Dokumentation der Berechnungsergebnisse mit Hilfe von Skripten. Da alle relevanten Eingangs- und Ergebniswerte in der Datenbank standen, sind zahlreiche Auswerteskripte erstellt worden,

um aus diesen zusammen mit einer Berichtsschablone automatisch die entsprechenden Dokumente (jeweils ein Bericht für eine Lokation) zu erstellen.

Die genannten Maßnahmen und Design-Werkzeuge haben einen wesentlichen Beitrag dazu geleistet, eine hohe Qualität und eine effiziente Durchführung der Planung zu erreichen.

4 Geotechnisches Bemessungskonzept

Die geotechnische Bemessung erfolgte im Grundsatz nach den Regeln des DNV-OS-J101. Die Nachweise des lateralen Lastabtrags wurden mit Hilfe des p-y Verfahrens geführt. Hierzu wird der Pfahl als elastisch gebetteter Balken idealisiert, wobei die Federkennlinien (p-y Kurven) einen nicht-linearen Verlauf aufweisen. Es wurden verschiedene p-y Kurven für Sand, weiche bindige Böden und den steifen London Clay (siehe Reese et al. 1975) verwendet. Die zyklische Degradation der Bettungsreaktion wurde durch angepasste Kurven berücksichtigt. Eine typische p-y Kurve für London Clay unter zyklischer Last ist in Abbildung 3 dargestellt.

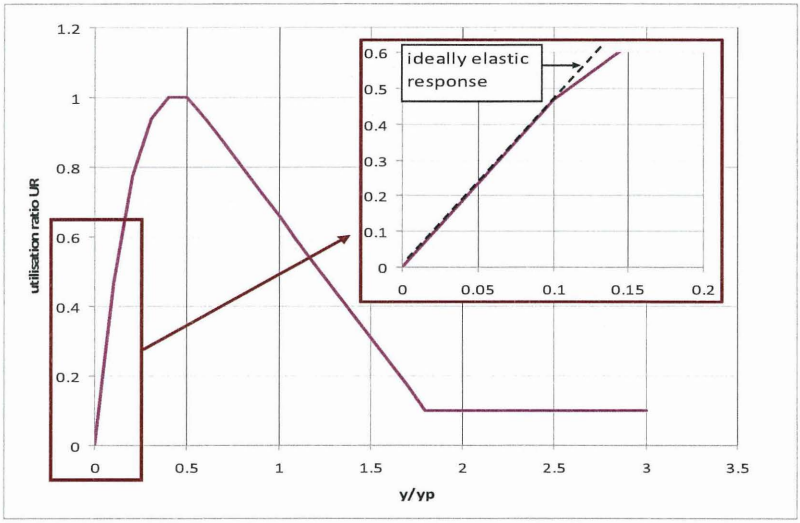


Abbildung 3: Normalisierte p-y Kurve für London Clay

Die Ermittlung der erforderlichen Einbindelänge erfolgte zunächst auf Basis der Offshore-Richtlinie DNV-OS-J101. Hierzu wurde für verschiedene Einbindelängen die berechnete Pfahlkopfverformung aufgetragen. Der Beginn des flachen Abschnittes dieser Kurve markiert die Pfahllänge, ab der eine weitere Verlängerung des Pfahls keinen Einfluss mehr auf die Verformung des Pfahlkopfes hat. Im Grundbau wird diese Länge allgemein als kritische oder elastische Länge L_C des Pfahls bezeichnet. Dies ist in Abbildung 4 dargestellt.

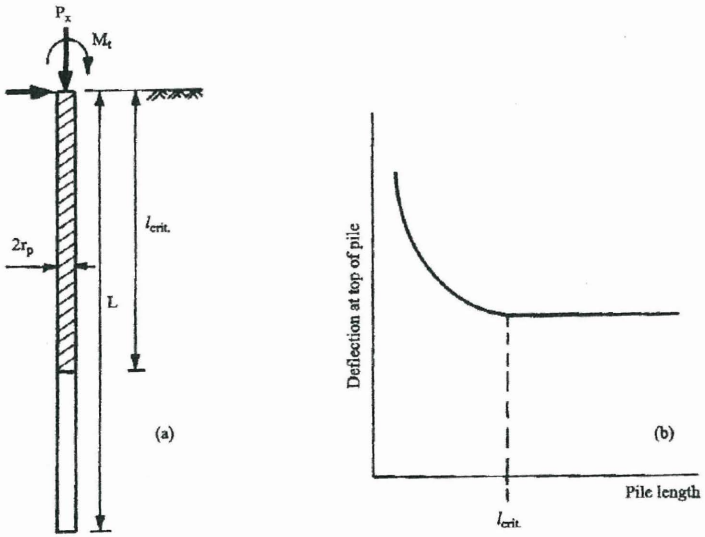


Abbildung 4: Definition der elastischen Pfahllänge nach Reese & Van Impe (2001)

Nach einem Hinweis in DNV-OS-J101 kann die erforderliche Einbindelänge der kritischen Länge L_C gleichgesetzt werden. Die Wahl einer kürzeren Einbindelänge ist jedoch zulässig und wurde in diesem Projekt durch den Zertifizierer angeregt.

Die Robustheit des Systems Pfahl-Boden bezüglich Änderungen der Einbindelänge wurde hierzu anhand der Schlankheit = L/L_C geprüft. Dies ist beispielhaft für einige Lokationen mit unterschiedlichen Randbedingungen in Abbildung 5 dargestellt. Eine unzureichende Robustheit zeigte sich einheitlich ab etwa = 0,75, während bis etwa = 0,9 kaum Beeinträchtigungen erkennbar waren. Zusätzlich war jedoch zu prüfen, ob sich die Verformungen am Pfahlfuß im ideell elastischen Bereich befinden.

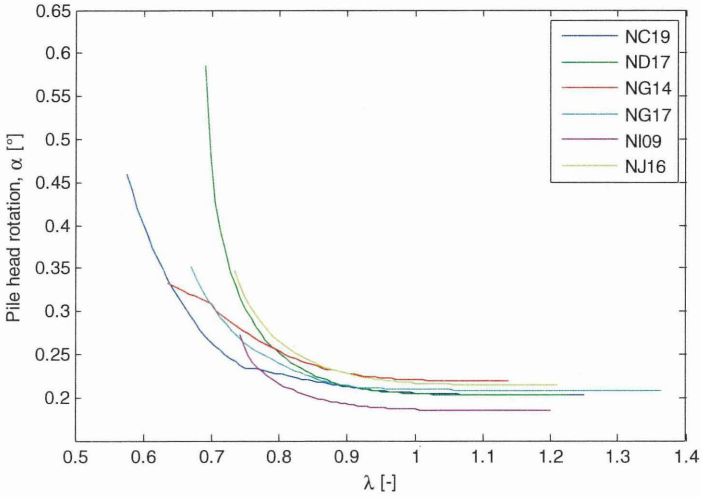


Abbildung 5: Pfahlkopfneigung in Abhängigkeit der Pfahlschlankheit für verschiedene Monopiles

Außerdem musste für die gewählte Einbindelänge der Nachweis der inneren und äußeren Tragfähigkeit im Grenzzustand ULS geführt werden. Hierzu wurde das System unter Ansatz von abgeminderten Scherparametern und faktorisierter Belastung berechnet. Konvergierte die Berechnung, so war der Nachweis erfüllt. Normalerweise ist dieser Nachweis nicht maßgebend. An einigen Lokationen, an denen der Pfahl fast ausschließlich im London Clay einbindet, zeigte sich jedoch, dass der Nachweis unter Umständen maßgebend sein kann.

Weitere Nachweise wurden zum axialen Lastabtrag sowie zur Einhaltung der bleibenden Schiefstellung geführt.

In der geotechnischen Kampagne wurden an einigen Lokationen verflüssigungsgefährdete Schluffe angetroffen. Diese wurden im geotechnischen Labor am Norwegian Geotechnical Institute (NGI) in zyklischen Elementversuchen untersucht. Die Ergebnisse sind in ein am NGI entwickeltes numerisches Modell eingeflossen, mit dem der gebettete Monopile mittels FEM berechnet wurde. Es zeigte sich jedoch, dass das Materialverhalten des Schluffs unter zyklischer Last gut durch die zyklischen p-y Kurven für weichen Ton abgebildet wird.

5 Zusammenfassung

Die Ausführungsplanung für die 175 Monopiles im Offshore-Windpark London Array stellte eine Vielzahl an Anforderungen an die Planer. Neben den stark variierenden Wassertiefen, Baugrundverhältnissen, Lasten und Änderungen des Seebodens durch Sedimenttransport waren weitere Vorgaben durch den Bauherren und die ausführende Bau-Arge zu berücksichtigen. Um trotzdem für jeden Standort ein wirtschaftliches Design zu erreichen, wurde die Bemessung individuell für alle 175 Monopiles durchgeführt. Hierzu wurden neue Design- und Organisations-Werkzeuge entwickelt, die eine weitgehende Automatisierung der Bemessung und eine Vermeidung von Fehlern ermöglichen. Durch eine geprüfte, internetbasierte Datenbank, auf die verschiedenen Programmpakete zugreifen können, wurden Übertragungsfehler ausgeschlossen und spätere Änderungen der Design-Randbedingungen, wie z.B. der Lasten, konnten einfach in eine Revision des Designs eingearbeitet werden.

Die geotechnische Bemessung stellte ebenfalls einige Herausforderungen an die Planer. So wurde beispielsweise ein weiterführendes Bemessungskonzept zur Ermittlung der Pfahleinbindelänge entwickelt und mit dem Zertifizierer diskutiert. Die Untersuchung des Liquefaktionspotentials eines gefährdeten Bodens erfolgte auf Basis von hochzyklischen Laborversuchen und einem wissenschaftlichen Modell.

Insgesamt wurde durch die dargestellten Methoden und Werkzeuge ein wirtschaftliches Design erreicht und gegenüber dem Ausschreibungsentwurf eine deutliche Stahlmenge eingespart. Ab dem Frühjahr 2011 sollen die ersten Gründungen im Offshore-Windpark London Array installiert werden.

Literatur

L.C. Reese, W.R. Cox, F.D. Koop; Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay, *Proceedings of the Offshore Technology Conference, OTC 2312, 1975*

L.C. Reese & W.F. Van Impe; Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading, *Balkema, Rotterdam, 2001*

Det Norske Veristas; Offshore Standard DNV-OS-J101 - Design of Offshore Wind Turbine Structures, *Norway 2007*

Autoren

Dr.-Ing. Jan Dührkop j.duehrkop@ims-ing.de
Dr.-Ing. Martin Kelm m.kelm@ims-ing.de

IMS Ingenieurgesellschaft mbH
Stadtdeich 7 www.ims-ing.de
20097 Hamburg Tel.: 040 32818-0

IMS Ingenieurgesellschaft mbH



35 Jahre Erfahrung in Offshore-Projekten

Interdisziplinäres Team mit mehr als 40 Ingenieuren

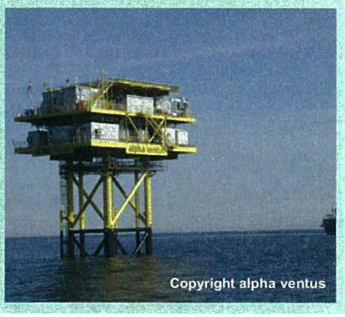
Unterstützung in allen Phasen Ihres Projektes

Ihr Team der Spezialisten für

- Offshore-Technologie
- Hafen- und Wasserbau
- Projektmanagement
- Bauplanung und Logistikkonzepte
- Ingenieurbau

IMS Ingenieurgesellschaft mbH
Stadtdeich 7 - 20097 Hamburg
Tel.: 040 32818-0
Fax: 040 32818-139
info@ims-ing.de
www.ims-ing.de





Hydroschalldämpfer zur Reduktion von Unterwasserschall bei Offshore-Gründungen

Karl-Heinz Elmer, Jörg Gattermann, Jan Fischer,
Benedikt Bruns, Christian Kuhn, Joachim Stahlmann

1 Einleitung

In den kommenden Jahren wird die Nutzung der Offshore-Windenergie als zukunftsweisende erneuerbare Energie zur klima- und ressourcenschonenden Energiegewinnung stark zunehmen, die insgesamt sehr umweltfreundlich erzeugt werden kann.

Neben den neuen, technologischen Herausforderungen beim Bau von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) werden daher auch die ökologischen Aspekte seit Jahren intensiv untersucht, um die Belastungen der Meeresumwelt zu erforschen, zu bewerten und zu minimieren.

In Abhängigkeit von der Gründungsart werden hydraulische Schlagrammen bei den Gründungsarbeiten eingesetzt, um die schweren Stahlpfähle (Monopiles) in den Meeresboden zu rammen. Impulsrammverfahren sind insgesamt kostengünstig, zuverlässig, weit verbreitet und können auch bei starkem Seegang durchgeführt werden. Bei dem Rammvorgang wird Hydroschall abgestrahlt, der noch in mehr als 40 km Entfernung deutlich messbar ist.

Es ist bekannt, dass diese sehr intensiven Hydroschallsignale allgemein für Unterwasserlebewesen äußerst gefährlich sein können, insbesondere aber für marine Säuger wie z.B. die geschützten Schweinswale, Seehunde und seltenen Kegelrobben. In Zonen mit hörbarem Rammlärm werden Verhaltensänderungen und Fluchtreaktionen der Meeressäuger beobachtet, während bei starker Schallbelastung die Tiere vorübergehend oder gar dauerhaft taub werden. Im Nahbereich muss mit schweren Schädigungen bis zum Tod der Tiere gerechnet werden.

Meeressäuger kommunizieren und orientieren sich durch hochfrequente Signale, so dass auch eine nur vorübergehende Taubheit, insbesondere bei Jungtieren, lebensbedrohend und daher unbedingt zu vermeiden ist.

In den letzten Jahren sind im Zusammenhang mit dem Walsterben und im Rahmen der aufwendigen ökologischen Begleitforschung zur Offshore-Windenergienutzung international umfangreiche Studien durchgeführt worden, um die zunehmende Lärmbelastung der Meere durch Schifffahrt, Marine und Baumaßnahmen zu ermitteln, um die Belastbarkeit von Meeressäugern zu erforschen und um internationale Grenzwerte festzulegen

In Deutschland hat das Umweltbundesamt (UBA) einen entsprechenden zulässigen Grenzwert für Offshore-Rammarbeiten von 160 dB(SEL) in 750 m Entfernung von der Baustelle festgelegt, dessen Einhaltung von der Genehmigungsbehörde dem Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) gefordert wird.

Messungen zeigen, dass dieser energetische Grenzwert von den hohen Hydroschallpegeln bei Rammarbeiten für Offshore-Gründungen im Allgemeinen weit überschritten wird (ELMER et al., 2007). Es sind daher Maßnahmen zur Reduzierung der Hydroschallpegel für den geplanten Ausbau der Offshore-Windenergie erforderlich, um eine ernsthafte Gefahr für geschützte Meerestiere ausschließen zu können.

Aktuell stellt die Einhaltung des Grenzwertes ein außerordentlich großes Problem dar, da es einen 'Stand der Technik' für effektive Maßnahmen zur Lärmminderung bei Offshore-Rammarbeiten noch nicht gibt. Bisher getestete Schallminderungsmaßnahmen im Offshore-Bereich wie der Blasenschleier, sind, wie die Anwendungsbeispiele FINO3 (BETKE 2008) und 'alpha ventus' zeigen, aufwendig, nicht ausreichend und relativ kostenintensiv.

Es fehlen effektive und kostengünstige Verfahren zur Reduzierung des Hydroschalls bei Rammarbeiten von Offshore-Gründungen.

1.1 Unterwasserschall beim Rammen

Während der Errichtung von OWEA werden, in Abhängigkeit von der Gründungsart, hydraulische Schlagrammen eingesetzt, um die bis zu 400 t schweren Stahlpfähle (Monopiles) 30 bis 40 m in den Meeresboden zu rammen. Infolge des Schlagimpulses bewirkt der Pfahl einen sehr kurzzeitigen Druckstoß von etwa 10 bis 30 bar auf den umgebenden Wasserkörper, der sich als Hydroschallwelle mit etwa 1500 m/s allseitig im Meer ausbreitet, dessen Pegel mit etwa 4-5 dB pro Entfernungsverdopplung abnimmt und noch in mehr als 40 km Entfernung deutlich messbar ist.

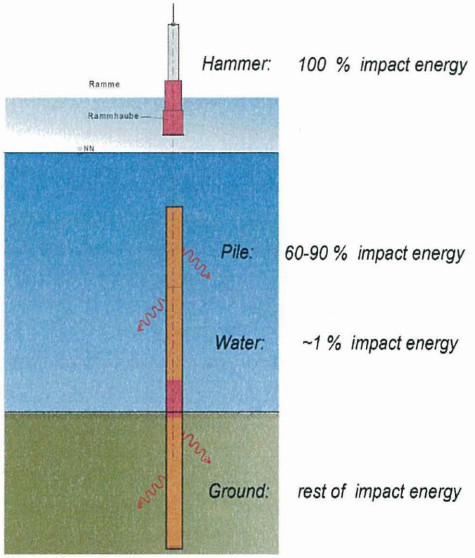


Abb. 1: Energiebilanz und Entstehung des Hydroschalls beim Rammen (ELMER et al., 2007).

Nach Abbildung 1 stellt dieser direkt abgestrahlte Hydroschall nur etwas mehr als 1% der gesamten Rammenergie dar, während der größte Teil der Energie durch den Pfahl in den Meeresboden geleitet wird. Indirekter Hydroschall, der über den Boden in das Wasser eingeleitet wird, ist vor allem im unmittelbaren Umgebungsbereich des Pfahles von Bedeutung.

Die Impulsrammung bei Offshore-Gründungen verursacht hochfrequente Schallemissionen mit hohen Hydroschallpegeln. Dieser impulsartige Schall wird üblicherweise durch zwei Pegelgrößen beschrieben.

Die erste Pegelgröße ist der Spitzenpegel L_{peak} in Dezibel (dB) des maximalen RMS-Wertes des Hydroschalldrucks p_{RMS}, bezogen auf den Bezugsdruck p_0, der bei Wasserschall vereinbarungsgemäß den Wert $p_0 = 1$ µPa hat (Luftschall: $p_0 = 20$ µPa):

$L_{peak} = 20\log(|p_{peak}| / p_0)$ in *dB re: 1µPa*.

Die zweite Pegelgröße ist der Einzelereignis-Schalldruckpegel L_E in *dB re:1µPa²s*:

$$L_E = 10\log\left(\frac{1}{T_0}\int_{T1}^{T2}\frac{p(t)^2}{p_0^2}dt\right) \text{ in } dB\ re:1\mu Pa^2s.$$

Der Einzelereignis-Schalldruckpegel L_E stellt den auf eine Sekunde: $T_0 = 1$s bezogenen, energetisch äquivalenten Pegel eines einzelnen Schallereignisses zwischen T_1 und T_2 dar, z.B. ein einzelner Rammschlag, und wird auch mit SEL (sound expos level) bezeichnet.

Der SEL-Pegel benennt dann den Pegel eines konstanten Schallsignals von 1s Dauer, das dieselbe Schallenergie enthält, wie der Rammschlag.

Der L_E –Pegel bzw. SEL-Pegel kann mit einem Einzelwert breitbandig über alle Frequenzen angegeben werden oder als spektrale Darstellung frequenzselektiv in Terzbändern, wie für den gemessenen Hydroschall unterschiedlicher Rammgeräte in Abbildung 2.

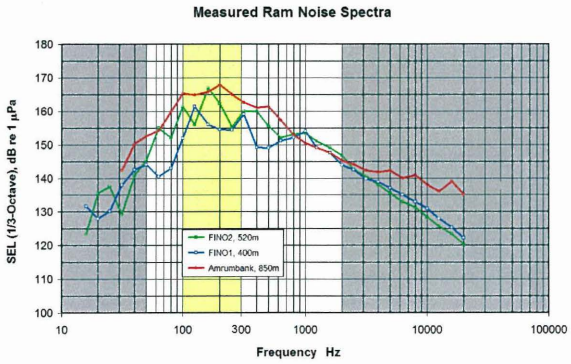


Abb. 2: Terzspektrum des gemessenen Rammschalls, (nach BETKE, 2008).

Der wesentliche Hydroschall hydraulischer Impulsrammen tritt im Frequenzbereich etwa zwischen 50 Hz und 500 Hz auf, mit pegelbestimmenden Spitzen zwischen 100 Hz und 300 Hz.

Maßnahmen zur Reduzierung des Hydroschalls müssen gerade in diesem unteren Frequenzbereich wirksam sein, um den geforderten Grenzwert einhalten zu können.

2 Blasenschleier

Beim Blasenschleier wird zur Schallreduktion ein mit Druckluft gefüllter, poröser Schlauch am Meeresboden verlegt, aus dem Gasblasen zur Meeresoberfläche aufsteigen.

Neben der Schallreduktion durch Impedanzsprünge hängt die erzielte Wirkung der Schallabsorption und -streuung wesentlich von den Resonanzschwingungen der einzelnen Blasen ab, wobei sich die Eigenfrequenz von Luftblasen im Wasser umgekehrt proportional zum Durchmesser der Blasen verhält. Im Resonanzbereich kann der wirksame Streuquerschnitt wesentlich größer sein, als die geometrische Größe der Blasen, (ELMER et al., 2007). Entsprechend werden in der Praxis im Frequenzbereich oberhalb von etwa 1 kHz nach Abbildung 3 Schallreduktionen bis 35 dB gemessen, (BETKE, 2008).

Aber gerade im unteren Frequenzbereich zwischen 100 Hz und 300 Hz, der nach Abbildung 2 beim Rammlärm mit seinen Spitzenwerten pegelbestimmend ist, werden beim Blasenschleier nach Abbildung 3 nur wesentlich geringere Schallreduktionen von etwa 3 bis 12 dB erreicht, die nicht ausreichend sind und die den immensen Aufwand zur Realisierung von Blasenschleiern im Meer nicht gerechtfertigt erscheinen lassen.

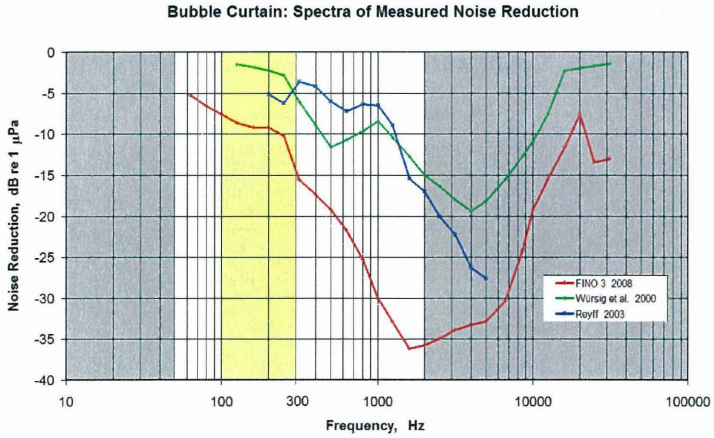


Abb. 3: Schallreduktionsspektren von Luftblasenschleiern, (nach BETKE, 2008).

Ursache sind vor allem die größeren, instabilen Blasen im unteren Resonanz- und Frequenzbereich mit Durchmessern im Zentimeterbereich, die flunderähnlich schnell aufsteigend ein ausgesprochen instabiles, chaotisches Verhalten zeigen, ohne wesentlich erhöhte Streuquerschnitte und damit Schallabsorption zu erreichen.

Dazu kommt noch die Strömungsanfälligkeit der langsam aufsteigenden und größer werdenden Blasen nach Abbildung 4, die z.B. bei den FINO3 Rammarbeiten in der Nordsee mit Strömungsgeschwindigkeiten von über 1,5 m/s einen Blasenschleier von 140 m Durchmesser erforderlich machte. Ein weiteres Problem ist die aufwändige Druckluftversorgung.

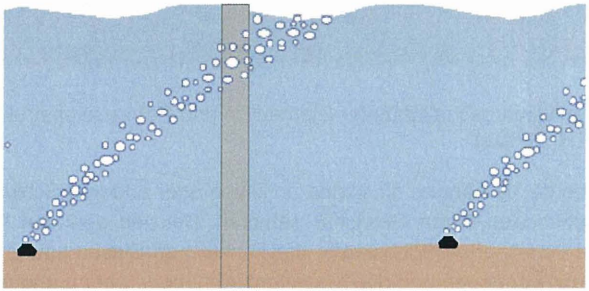


Abb. 4: Strömungsanfälligkeit von Luftblasenschleiern

Bei den Untersuchungen mit Blasenschleiern wurden Schallminderungen von 10-13 dB erreicht. Die vom BSH geforderten Grenzwerte konnten damit nicht eingehalten werden.

3 Hydroschalldämpfer (HSD)

Der Ansatz für ein effizientes Verfahren zur Minderung des Hydroschalls ist zunächst das außerordentlich hohe Streu- und Absorptionsvermögen von resonanzfähigen, regulären, möglichst sphärischen Luftblasen im Wasser, schon bei sehr geringen Konzentrationen von weit unter 0,1 % (d.h. 1 Liter Luft pro m^3 Wasser).

Beim Blasenschleier sind aber die einzelnen Blasen bezüglich ihrer Eigenfrequenz, Form, Größe, Anzahl, Abstände und Positionen wenig kontrollierbar, was Voraussetzung für den effizienten Einsatz von Blasen wäre.

Zur Lösung dieses Problems werden luftgefüllte Hüllkörper aus dünnem, hochelastischem Material als künstliche Luftblasen mit idealen Eigenschaften eingesetzt (Ballons).

Die Hüllkörper werden an Netzen, ähnlich den Fischernetzen oder an anderen durchströmbaren Unterkonstruktionen nach Abbildung 5 befestigt, welche den Rammpfahl bzw. die Lärmquelle umgeben.

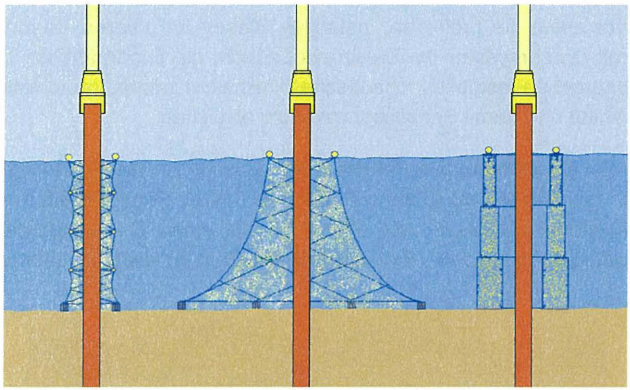


Abb. 5: Netze mit Hydroschalldämpfer-Elementen und Rahmenkonstruktion (ELMER, 2010a).

An der Wasseroberfläche hängen die Netze an Bojen oder anderen Schwimmkörpern und werden am Meeresboden durch Gewichte gehalten. Bei den geringen Volumenkonzentrationen sind die vertikalen Auftriebskräfte der künstlichen Blasen sowie die horizontalen Kräfte aus Wellenbewegungen und den Gezeitenströmungen gering und problemlos durch Rammführung, Pfahl oder Gewichte am Meeresgrund aufnehmbar. Die Netze können einfach fallengelassen und nach der Rammung wieder gerafft werden, die Rahmenkonstruktion lässt sich teleskopartig zusammenfahren.

Abbildung 6 zeigt weitere Anwendungsbeispiele für HSD-Systeme im Meer, die sich durch einfache, schnelle und damit sehr kostengünstige Handhabung auszeichnen. Die Netze lassen sich schnell und einfach reusenartig öffnen und danach wieder zusammenraffen und können auch an der Ramme bzw. unterhalb der Rammführung befestigt werden.

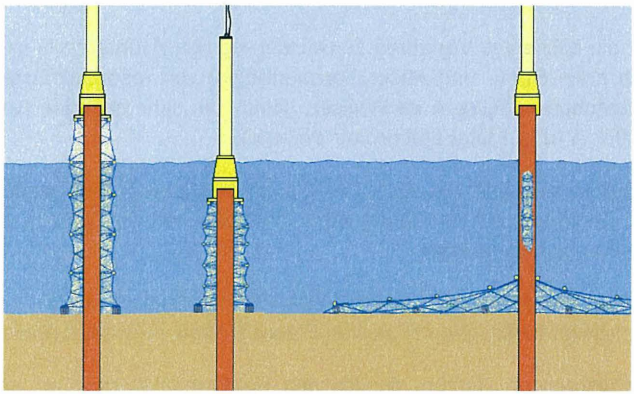


Abb. 6: HSD-Netze an der Ramme bzw. Rammführung sowie Sonderlösungen (ELMER, 2010a).

Da die Hydroschalldämpfer keine Druckluftversorgung benötigen, ergeben sich vielfältige, kostengünstige Einsatzmöglichkeiten für HSD-Netze, gerade im Offshore-Bereich.

Alle für die schallmindernde Wirkung entscheidenden Eigenschaften der HSD-Elemente wie: Eigenfrequenz, Form, Größe, Position, Anzahl, Abstände und Dämpfung sind, im Gegensatz zum Blasenschleier, exakt einstellbar und die Elemente positionierbar. Einzelne HSD-Elemente werden zur direkten Hydroschalldämpfung der Stoßwellen mit einem hohem Dämpfungsvermögen ausgelegt.

Im Prinzip stellen diese Hydroschalldämpfer eine gezielte technische Weiterentwicklung und Anwendungsoptimierung natürlicher Luftblasen im Wasser dar.

Während es bei natürlichen Luftblasen im Wasser eine nicht beeinflussbare, weitgehend konstante, umgekehrt proportionale Beziehung zwischen dem Durchmesser und der Eigenfrequenz einer Luftblase gibt, kann die Eigenfrequenz von Ballons, auch unabhängig von der Größe, nur durch den Innendruck und die Steifigkeit und Dicke der einhüllenden Membran eingestellt werden.

Zur Absorption des höherfrequenten Schalls von etwa 1 kHz bis 5 kHz können also hochfrequent abgestimmte Hydroschalldämpfer eingesetzt werden, die eine sehr große Anzahl von kleinen Luftblasen im Millimeterbereich und darunter ersetzen.

Damit können Hydroschalldämpfer im gesamten Frequenzbereich von etwa 50 Hz bis 5000 Hz und sofern erforderlich, auch darüber hinaus, mit optimaler Effizienz abgestimmt werden. Ihre Absorption- bzw. Dämpfungswirkung kann für jeden Frequenzbereich exakt eingestellt werden.

Die erforderliche Volumen-Konzentration der künstlichen Blasen liegt etwa bei 0,1 % bis etwa 1 %, lokal und in tieferen Schichten auch darüber. Bei diesen Volumenkonzentrationen sind die vertikalen Auftriebskräfte der Ballons sowie die horizontalen Kräfte aus den Gezeitenströmungen gering und problemlos aufzunehmen.

4 Physikalische Grundlagen der Hydroschalldämpfer

Im Gegensatz zum konventionellen Blasenschleier lassen sich mit den Hydroschalldämpfern insgesamt drei unterschiedliche physikalische Effekte gleichzeitig zur Hydroschallminderung realisieren.

4.1 Reflexion von Schallwellen durch Impedanzsprünge

Hydroschalldämpfer bewirken durch die Erhöhung der Kompressibilität des Wasser/Luftgemisches eine extreme Reduktion der Schallausbreitungsgeschwindigkeit c_M der Mischung gegenüber der üblichen Schallausbreitungsgeschwindigkeit c_W im Wasser. Im Bereich der Hydroschalldämpfer stellt der Wasserkörper ein neues Medium mit unter-

schiedlichen akustischen Eigenschaften dar, die im Resonanzbereich der Hydroschalldämpfer auch noch stark frequenzabhängig sind.

Breitet sich eine Schallwelle im Wasser mit der Schallausbreitungsgeschwindigkeit c_W aus und trifft auf ein anderes Medium mit der Schallausbreitungsgeschwindigkeit c_M, dann wird ein Teil der Schallwelle reflektiert und ein Teil dringt in das andere Medium ein. Die Reflexion hängt von dem Unterschied der beiden Schallkennimpedanzen $Z = \rho c$ in Medium 1 und Medium 2 ab. Die Amplitude der reflektierten Welle ist gegenüber der Amplitude der einfallenden Welle um den Reflexionsfaktor r kleiner:

$$r = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1}$$

Dabei ist ρ die Dichte eines Mediums (in kg/m^3), die sich beim Lufteintrag nur geringfügig ändert und c die Schallgeschwindigkeit (in m/s). Der Betrag des Reflexionsfaktors r nähert sich dem Maximalwert 1, je stärker sich Z_1 und Z_2 unterscheiden. Der Schalleintrag ins Medium 2 wird dann minimal. Er kann durch den Transmissionsgrad: $\tau = 1 - |r|^2$ beschrieben werden, der Werte zwischen 0 und 1 annehmen kann. Die beim Übergang in ein anderes Medium erreichte Abnahme des Schallpegels durch Reflexion an einem Impedanzsprung wird als Pegelabnahme in dB = 10 log (τ) angegeben.

Eine sprunghafte Änderung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit und damit der Schallkennimpedanz im Bereich der Hydroschalldämpfer ergibt eine Reduktion des Schallpegels, unabhängig von der Frequenz. Für genauere Untersuchungen ist darüber hinaus die Schärfe des Überganges sowie die Schichtdicke des Mediums 2 in Abhängigkeit von der Wellenlänge zu berücksichtigen, um auch beim Durchgang bzw. Verlassen des Mediums 2 die frequenzabhängige Gesamtwirkung abschätzen zu können.

In der Praxis kann eine schwach frequenzabhängige Reduktion des Schallpegels von etwa 5 –15 dB im unteren Frequenzbereich durch Impedanzänderungen erreicht werden.

4.2 Streuung und Absorption von Hydroschallwellen durch Resonanzeffekte

Neben der Schallreduktion durch Impedanzsprünge hängt die erzielte Wirkung der Reduktion von Unterwasserschall durch Hydroschalldämpfer wesentlich von der Schallabsorption und -streuung infolge der Resonanzschwingungen der einzelnen HSD-Elemente ab.

Die Eigenfrequenz f_R einer Gasblase mit dem Radius r im Wasser in der Tiefe Z ergibt sich aus der Elastizität der Blase, der Luftmasse mit der Dichte $\rho_A = 1{,}03 \times 10^3\ kg/m^3$, dem Wasserdruck $P_A = 10^5\ (1 + 0{,}1 \times Z)\ N/m^2$ und dem Verhältnis der spezifischen Wärme $\gamma = c_p/c_v = 1{,}4$ für Luft bei konstantem Druck c_p und Volumen c_v zu:

$$f_R = \frac{1}{2\pi r}\left(\frac{3\gamma P_A}{\rho_A}\right)^{1/2} \qquad \text{(ELMER et al., 2007)}$$

Im Resonanzbereich kann der wirksame Streuquerschnitt der HSD-Elemente, ebenso wie bei Luftblasen im Wasser, mehrere Hundert mal größer sein, als der geometrische Querschnitt eines HSD-Hüllkörpers. Die Schallanregung in oder in der Nähe der Eigenfrequenz führt damit zu einer sehr effektiven Reduzierung der Schallamplituden sowohl durch Streuung als auch durch Absorption des Schalls.

In Abbildung 7 ist die theoretische Reduktion des Hydroschallpegels bei Resonanzanregung für unterschiedliche Größen einzelner Gasblasen im Wasser in dB/m/Blase/m³ dargestellt.

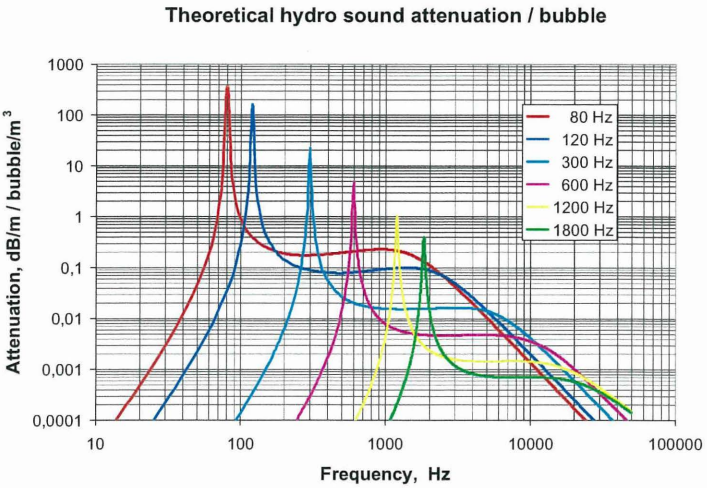


Abb. 7: Theoretische Schallreduktion einzelner Gasblasen bei Resonanzanregung, (ELMER, 2010a)

In der Praxis sind freie Gasblasen unterhalb von etwa 1000 Hz Eigenfrequenz, mit Durchmessern im Zentimeterbereich, nicht ausreichend stabil, um die in Abbildung 7 dargestellten theoretischen Schallreduktionen zu erreichen. Dieses zeigt sich auch in dem gemessenen Schallreduktionsspektrum für den FINO3-Blasenschleier in Abbildung 3, der sich gerade im unteren Frequenzbereich wenig wirksam zeigte.

Dagegen lassen sich mit Hydroschalldämpfern auch im unteren, pegelbestimmenden Frequenzbereich zwischen 50 und 500 Hz sehr hohe Schallreduktionen durch Streuung, Absorption und Abstrahlungsdämpfung bei Resonanzanregung erzielen, denn die Hydroschalldämpfer stellen formstabile, eingehüllte Gasblasen dar.

In der Praxis können mit Hydroschalldämpfern, fast im gesamten Frequenzbereich, etwa 10 bis 35 dB Schallreduktion bei Resonanzanregung erreicht werden. Die sehr hohe, frequenzabhängige Wirkung, wird in Abschnitt 6 experimentell nachgewiesen.

4.3 Zusätzliche Materialdämpfung

Im Gegensatz zu den schwach gedämpften freien Luftblasen eines Blasenschleiers, können bei den eingehüllten Gasblasen der HSD-Elemente zusätzlich noch die Einflüsse aus der Materialdämpfung des Hüllmaterials und des Füllmaterials vorteilhaft zur Reduktion des Hydroschalls genutzt werden.

Bei der Berechnung der Eigenfrequenz f_{HSD} eines HSD-Elementes ist der Innendruck des gasgefüllten Hüllkörpers zu berücksichtigen, der sich von dem Außendruck des Wassers erheblich unterscheiden kann. Dazu kommt noch die Vergrößerung der Steifigkeit durch die Membran S, die wie der Innendruck individuell eingestellt werden kann und zu einer Erhöhung der Eigenfrequenz eines HSD-Elementes führt.

$$f_{HSD} = \frac{1}{2\pi r}\left(\frac{3\gamma P_H + S}{\rho_A}\right)^{1/2}$$

In Abbildung 8 ist die theoretische Reduktion des Hydroschallpegels bei Resonanzanregung für eine freie Luftblase (ABC) und für ein gleich großes HSD-Element gegenübergestellt.

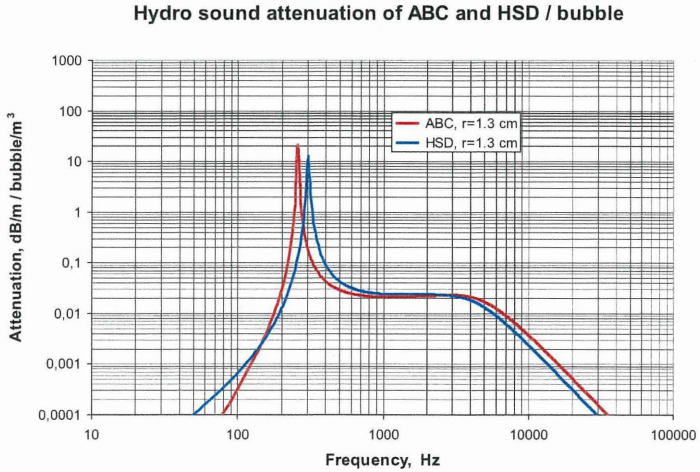


Abb. 8: Schallreduktion einer Luftblase (ABC) und eines HSD-Elementes (ELMER, 2010a).

Die größere Steifigkeit des HSD-Elementes mit einer dünnen Latexmembran führt zu einer Frequenzverschiebung, die zusätzliche Materialdämpfung einer dünnen Membran wirkt sich gegenüber der Abstrahlungsdämpfung hier nur unwesentlich aus. Deutlich höhere Dämpfungseffekte werden durch dickere Membranhüllen mit höherer Materialdämpfung sowie durch die Füllung des Hüllkörpers mit Material hoher Dämpfung erreicht.

Je nach Anzahl der HSD reduziert die frequenzabhängige Dämpfung durch HSD-Elemente hoher Materialdämpfung die stoßartigen Hydroschallwellen um etwa 10 dB – 30 dB.

5 Numerische Untersuchungen

Die schallreduzierende Wirkung der HSD zeigt die numerische Simulation einer Offshore-Anwendung mit dem eigenen Differenzenverfahren *TransDyn* mit ca 18 Mio. Freiheitsgraden. Das zugrunde gelegte System nach Abbildung 8 stellt den senkrechten Ausschnitt von 22,5m x 10,0m unterhalb der Meeresoberfläche im Bereich eines Rammpfahles mit den HSD dar. Der Pfahl befindet sich außerhalb des Systems, in 12,5m Entfernung vom linken Systemrand. Als Belastung dient der Verlauf des gemessenen Hydroschalldrucks aus Abbildung 2.

Die Simulationen der Abbildungen 9 -12 stellen für den Zeitpunkt t = 0,0122 s die Schalldruckpegel L_p in *dB re1μPa* sowie die SEL-Pegel in *dB re1μPa^{2}s* dar, jeweils ohne und mit HSD dar.

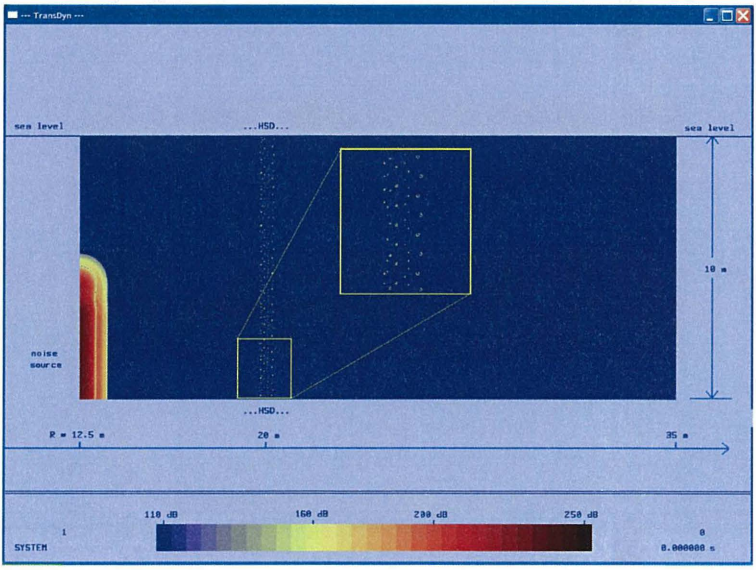


Abb. 9: Systemabmessungen, Schallwelle, und Lage der HSD (ELMER, 2010a).

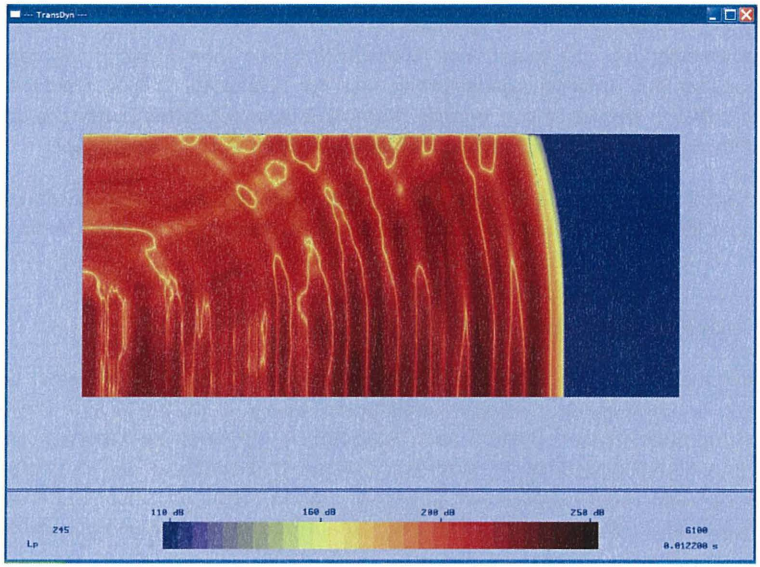


Abb. 10: Verteilung der momentanen Schalldruckpegel L_p zur Zeit t = 0,0122 (ELMER, 2010a).

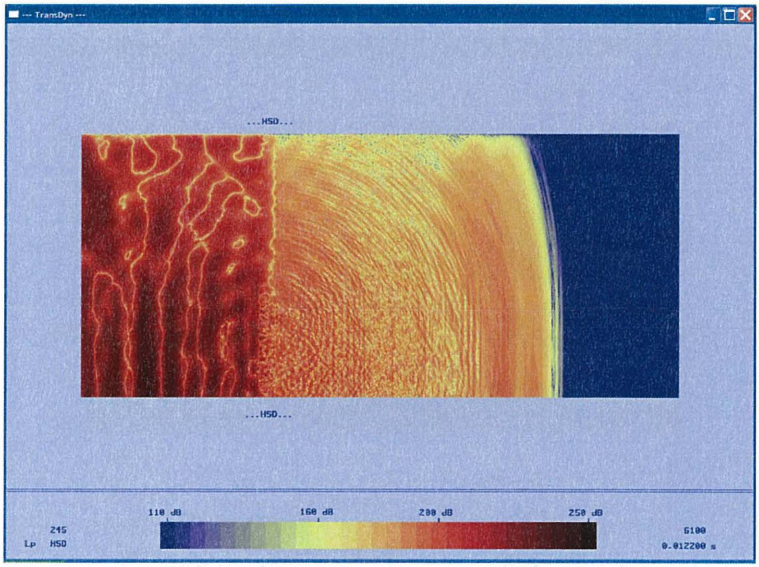


Abb.11: Reduktion der Schalldruckpegel L_p durch Hydroschalldämpfer bis 30 dB (ELMER, 2010a).

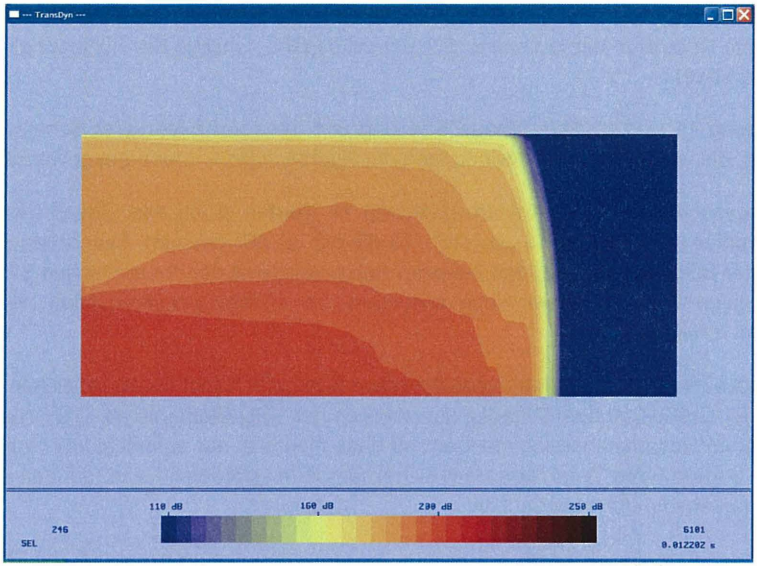


Abb. 12: Verteilung der SEL-Pegel zum Zeitpunkt t=0,0122, (ELMER, 2010a).

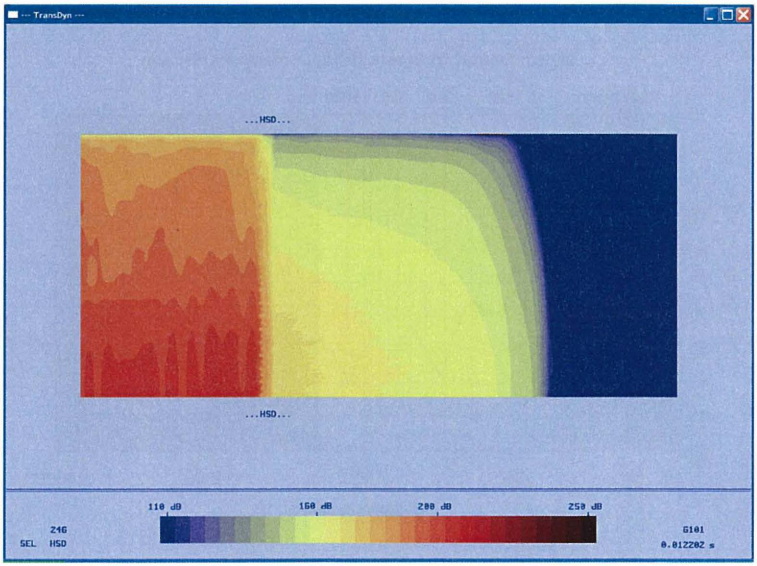


Abb. 13: Reduktion der SEL-Pegel um etwa 23 dB bis 30 dB mit HSD, (ELMER, 2010a).

Die Verwendung von Hydroschalldämpfern längs einer vertikalen Linie führt in Abbildung 11 auf eine Reduktion der laufenden Schalldruckpegel L_p jenseits der Hydroschalldämpfer um bis zu 30 dB.

In Abbildung 11 sind darüber hinaus Streuung und Interferenz mehrerer Schallwellen zu erkennen, die von Resonanzschwingungen der Hydroschalldämpfer erzeugt werden.

Die energetischen SEL-Pegel nach Abbildung 12 werden durch den Einsatz der Hydroschalldämpfer in Abbildung 13 um etwa 23 dB bis 30 dB reduziert. Durch den weiteren Verlauf der Schallausbreitung und weiteren Aufsummierung der energetischen SEL-Pegel werden diese zwar insgesamt noch ansteigen, die erzielte Schallreduktion bleibt aber insgesamt erhalten.

Die erreichbare Schallreduktion durch Hydroschalldämpfer hängt im Wesentlichen von der Anzahl, der Größe und dem Dämpfungsvermögen der HSD-Elemente ab. Die Schallreduktion steigt im Resonanzbereich stark an, so dass mehrere, auf unterschiedliche Eigenfrequenzen abgestimmte Typen von Hydroschalldämpfern erforderlich sind, um den erforderlichen Frequenzbereich abzudecken.

Um ausreichende Schallminderung in dem wesentlichen Frequenzbereich der Pfahlrammung zu erreichen, sind nach dem Terzspektrum in Abbildung 14 etwa 5 unterschiedliche HSD-Typen erforderlich, deren spektrale Wirkung sich jeweils über 3 bis 4 Terzen erstreckt.

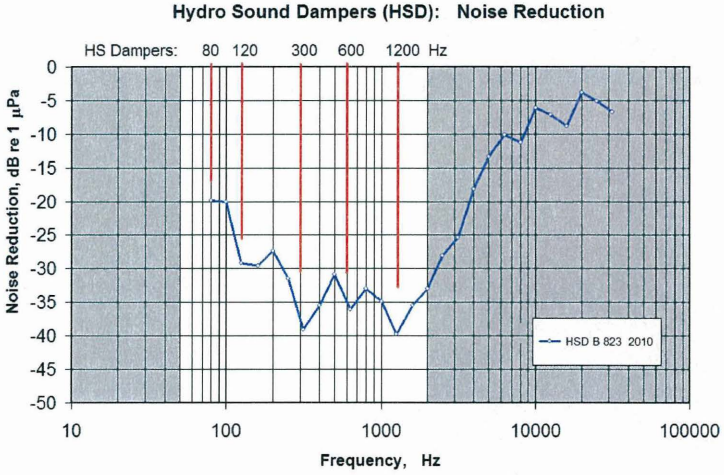


Abb. 14: Terzspektrum der berechneten Reduktion der SEL-Pegel, (ELMER, 2010a)

6 Ergebnisse von Messungen

Abbildung 15 stellt die Schallstreuung und Abstrahlung von Schallwellen eines schwingenden HSD-Ballons an der Wasseroberfläche dar, der in Resonanz angeregt wird.Die starke Interaktion zwischen den HSD-Elementen und dem umgebenden Wasser ist sehr deutlich an der Wasseroberfläche zu erkennen, während die Interaktionen unter Wasser kaum sichtbar sind.

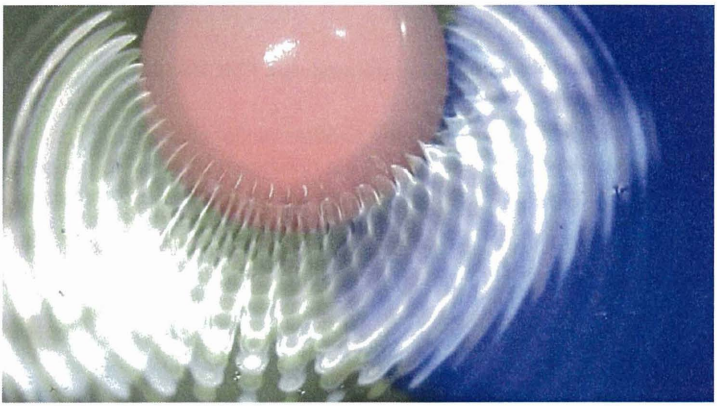


Abb. 15: Streuung und Abstrahlung von Schallwellen an der Wasseroberfläche.

6.1 Labormodell eines Rammpfahls

Erste messtechnische Untersuchungen zur Wirkung von Hydroschalldämpfern sind mit dem Labormodell eines Rammpfahls von 10 cm Durchmesser am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) durchgeführt worden (BRANZ, 2010).

Der Rammschlag ist durch ein Fallgewicht erzeugt worden. Es sind zwei unterschiedliche Reduktionsverfahren für Hydroschall gegenüber gestellt worden:

- Die Schallminderung eines Blasenschleiers (ABC) und
- die Schallminderung von Hydroschalldämpfern (HSD).

Die Ergebnisse der Messungen am Labormodell mit Impulserregung haben breitbandige Schallminderungen beim Einzelereignispegel ergeben:

- 10 dB bis 16 dB (SEL) durch den Blasenschleier und
- 15 dB bis 22 dB (SEL) durch die Hydroschalldämpfer.

Labormodell Rammpfahl mit Impulserregung (BRANZ, 2010):

Gemessene Schallminderung :	L_{peak}	SEL
• Blasenschleier (ABC)	21 – 28 dB	10 – 16 dB
• Hydroschalldämpfer (HSD)	19 – 22 dB	15 – 22 dB

6.2 Untersuchungen im Großen Wellenkanal des FZK Hannover

Im 300 m langen, 5 m breiten und 7 m tiefen Großen Wellenkanal (GWK) in Hannover sind Messungen mit einem Hydroschalldämpfer-Netz durchgeführt worden, um belastbare und auf die realen Bedingungen im Meer übertragbare Messergebnisse zu erhalten.

Durch die Länge des GWK werden die Bedingungen der Schallausbreitung im Meer weitgehend berücksichtigt. In Abbildung 16 ist das untersuchte HSD-Netz in der Laborhalle

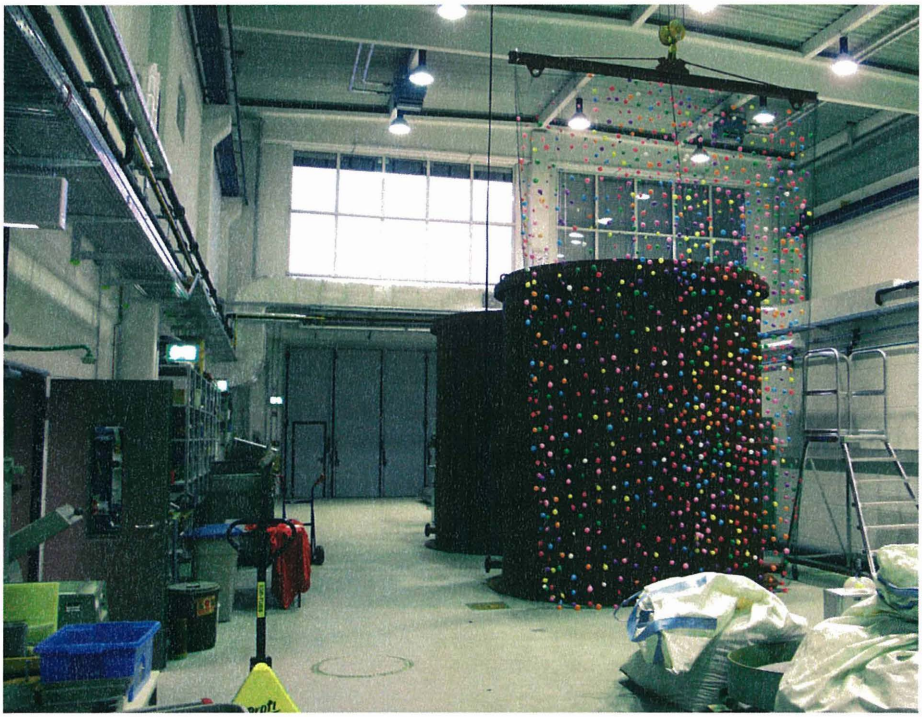


Abbildung 16: Bestücktes HSD-Netz für Versuche im GWK Hannover

des IGB-TUBS dargestellt, mit kleinen HSD-Ballons von ca. 4 cm bis 6 cm Durchmesser und 15 cm bis 30 cm Abstand. Insgesamt werden nur 8 - 10 % der Netzfläche bedeckt.

Bei breitbandiger Sweep-Erregung zeigen die Messergebnisse Hydroschallreduktionen von etwa 19 dB für den Spitzenpegel und 20 dB - 22 dB für den energetischen SEL-Pegel.

Bemerkenswert ist, dass diese hohen Hydroschallreduktionen trotz offener Flächen im HSD-Netz von über 30 cm Durchmesser erreicht werden.

Die Eigenfrequenzen der HSD-Ballons sind darüber hinaus auf den unteren Frequenzbereich von 200 Hz bis 300 Hz abgestimmt. In diesem Frequenzbereich treten in dem SEL-Terzspektrum des Hydroschalls von Rammgeräten nach Abbildung 2 wesentliche Spitzen auf, die von Blasenschleiern nach Abbildung 3 nur unzureichend gemindert werden können, da Luftblasen, mit Durchmessern im Zentimeterbereich, nicht stabil sind, beim Aufsteigen chaotisches Verhalten zeigen und keine wesentlich erhöhten Streuquerschnitte und damit Schallabsorption erreichen.

Dagegen sind die hier eingesetzten HSD-Ballons formstabil und resonanzfähig, auch im unteren Frequenzbereich. Im Terzspektrum der gemessenen Schallreduktion nach Abbildung 16 treten in den Terzbereichen der abgestimmten Eigenfrequenzen der HSD-Ballons von 200 bis 300 Hz sehr hohe gemessene Schallminderungen von 20 dB(SEL) bis 30 dB(SEL) auf. Ursache ist das Resonanzverhalten der abgestimmten HSD-Dämpfer mit wesentlich erhöhten Streuquerschnitten und Schallabsorptionen.

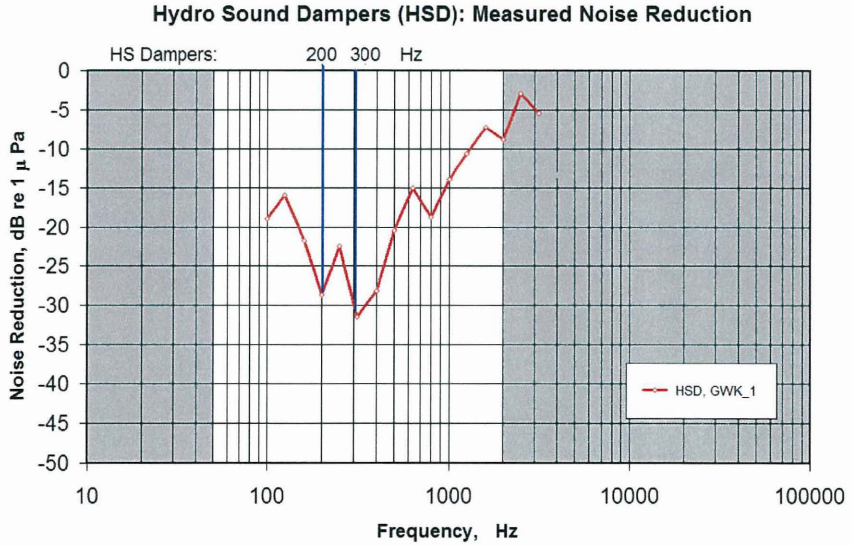


Abb. 16: Terzspektrum der gemessenen Schallreduktion bei selektiver Abstimmung der HSD-Elemente auf Eigenfrequenzen zwischen 200 bis 300 Hz.

Die Messergebnisse zeigen, dass es möglich ist, mit über 90% offenen und frei durchströmbaren HSD-Netzen einen für den Hydroschall effektiven Vorhang herzustellen. Einzelne Frequenzbereiche können darüber hinaus selektiv eingestellt werden.

In gewisser Weise werden durch diese Messergebnisse bisher geltende Regeln und Erkenntnisse auf den Kopf gestellt, denn es ist bekannt, dass bereits kleine Öffnungen, von etwa 5%-10% einer schalldämmenden Hülle (z.B. um einen Rammpfahl), die Schalldämmung, wie bei einem leicht geöffneten Fenster, weitgehend zunichtemachen.

Bei den Hydroschalldämpfern sind über 90% der Umfangsfläche des Netzes offen und frei durchströmbar, dennoch werden Reduktionen des Hydroschalls von 20 dB bis 30 dB aufgrund der neuartigen Anwendung der drei physikalischen Effekte erreicht.

7 Literatur

Elmer, K.-H.; Betke,K; Neumann,T. (2007): *Standardverfahren zur Ermittlung und Bewertung der Belastung der Meeresumwelt durch Schallimmission von OWEA, SCHALL 2;* BMU-Forschungsbericht **0329947,** März, 2007.
www.naturschutzstandards-erneuerbarer-energien.de/images/literatur/2007_Elmer_Schall 2_Offshore-Wind.pdf

Betke, K. (2008): *Minderung von Unterwassergeräuschen beim Bau von OWEA*, BSH-Workshop FINO3 zur Rammschallemission, Hamburg, 8. Oktober, 2008. http://www.offshore-wind.de/page/fileadmin/offshore/documents/FOWEUM_Workshops/Workshop_Fino3/Betke-Fino3_08.10.08.pdf

Elmer, K.-H. (2010): *Pile driving noise reduction using new hydro sound damers,* BSH-Workshop on Pile Driving, ECS2010, Stralsund, 21 March 2010.
www.bsh.de/de/Das_BSH/Veranstaltungen/Cetacean_Society/Elmer.pdf

Elmer, K.-H. (2010): *New hydro sound dampers to reduce underwater pile driving noise emissions,* Internat. Conf. DEWEK2010, Bremen, 17-18 Nov. 2010.

Branz, K.N. (2010): Experimentelle Versuche zur Hydroschalldämmung bei der Rammung von Offshore-Gründungsstrukturen; Bachelorarbeit, Inst. für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig (unveröffentlicht)

Autoren

Dr. Ing. Karl-Heinz Elmer — karl-heinz.elmer@t-online.de
31535 Neustadt — Tel.: 05032-916263

Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann — j.gattermann@tu-braunschweig.de
Dipl.-Ing. Jan Fischer — j.fischer@tu-braunschweig.de
Dipl.-Ing. Benedikt Bruns — b.bruns@tu-braunschweig.de
Dipl.-Ing. Christian Kuhn — c.kuhn@tu-braunschweig.de
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann — j.stahlmann@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig — www.IGB-TUBS.de
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig — Tel.: 0531-391 62000

Standsicherheit von Offshore-WEA Gründungen: Von Grundlagenuntersuchungen bis zur Beobachtungsmethode

Joachim Stahlmann, Jörg Gattermann, Jörn Zahlmann

1 Einleitung

Das Ziel der Bundesregierung ist eine moderne, klimafreundliche, nachhaltige und sichere Energieversorgung für Deutschland. Hierfür sollen die erneuerbaren Energien konsequent ausgebaut und die Energieeffizienz weiter erhöht werden mit dem Ziel, dass die erneuerbaren Energien den Hauptanteil an der Energieversorgung übernehmen.

Hierbei sieht die Bundesregierung in der Windenergie eine Schlüsseltechnologie im CO^2-freien Energiemix der Zukunft. Windkraft nimmt die Spitzenposition bei der Stromerzeugung aus erneuerbaren Energien ein. Das Potenzial ist aber noch lange nicht ausgeschöpft. Vor allem mit einer verstärkten Nutzung der Windenergie auf dem Meer, sogenannter Offshore-Windenergie soll folgendes rechtlich verankerte Ziel erreicht werden:
Bis zum Jahr 2020 soll der Anteil der erneuerbaren Energien am gesamten Bruttostromverbrauch auf mindestens 30 Prozent gesteigert werden. Danach soll er kontinuierlich erhöht werden (BMU, 2011).
Im Rahmen dieses Erneuerbare-Energien-Gesetzes (EEG) fordert die Bundesregierung zusätzlich, die Energiegewinnung aus regenerierbaren Energien durch den Ausbau von Offshore-Windenergieanlagen (Offshore-WEA) zu vergrößern um das energiepolitische Ziel von 25.000 Megawatt Offshore bis zum Jahr 2030 zu erreichen.

Der Großteil der Projekte befindet sich im Genehmigungsverfahren, die durch das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) durchgeführt werden. Mit der Installation einzelner Windparks wurde begonnen, Pilotprojekte sind bereits in Betrieb. Die Interaktionen zwischen dem Gründungselement, beispielsweise einem Pfahl, und dem dynamisch beanspruchten Untergrund sind von wesentlicher Bedeutung für die Dimensionierung und Standsicherheit der WEA. Mit den Forschungen auf diesem Gebiet wurde begonnen, erste Ergebnisse stehen zur Verfügung. Die im Untergrund auftretenden Phänomene sind aber weitgehend nicht hinreichend bekannt. Generell ist eine Veränderung

der Scherfestigkeit und der Gefügestruktur des Bodens infolge der dynamischen Einwirkungen und auch eine daraus bedingte Bodenverflüssigung möglich. Forschungsbedarf besteht in der Fragestellung, ob die in den großen Wassertiefen vorgesehenen weit über die bisherigen Größen der WEA an Land hinausgehenden Anlagen entsprechende Einwirkungen nach sich ziehen und wie der Untergrund darauf reagiert. Zurzeit ist festzustellen, dass die Praxis die Forschung überholt und die damit verbundenen Unsicherheiten in die Auslegung der Offshore-WEA einfließen müssen.

Erkenntnisse hinsichtlich der Gründung von WEA liegen derzeit nur durch an Land (Onshore) und in Küstennähe (Nearshore) z.B. in Dänemark oder den Niederlanden realisierten Projekten vor. Die aus diesen Projekten gesammelten Erfahrungen lassen sich auf die weit vor der Küste liegenden zukünftigen Offshore-Windparks aufgrund der größeren Wassertiefen und der höheren Belastungen aus Wind und Wellen nicht oder nur eingeschränkt übertragen.

Für den Entwurf der Gründungskonzepte von Offshore-WEA wird derzeit auf die Erfahrungen und Standards aus dem Bau von feststehenden Plattformen der Erdöl- und Erdgasindustrie, Windenergieanlagen an Land sowie der bereits realisierten Nearshore-WEA zurückgegriffen. Darüber hinaus werden die einschlägigen Normen für Gründungsstrukturen an Land verwendet, obwohl deren Gültigkeitsbereich derartige Standorte nicht beinhaltet und die Übertragbarkeit nicht gewährleistet ist. Im Folgenden werden die Anforderungen an die Realisierung von Offshore-WEA und die Rolle der Forschung in diesem Zusammenhang dargestellt.

2 Übertragbarkeit der Erfahrungen aus Onshore-Gründungen auf Offshore Gründungen

2.1 Einwirkungen und Widerstände bei Offshore-WEA

Aufgrund der großen Wassertiefen und der hieraus resultierenden größeren Bauteilabmessungen sowie die größeren Höhen der Anlagen sind die aero- und hydrodynamischen Kräfte deutlich größer als bei Onshore-Anlagen. Dabei ist die hydrodynamische Beanspruchung der Gründung ca. 10-mal größer, als die aerodynamische. Die Horizontalbeanspruchungen aus Wind und Seegang betragen 50% bis 150% der Vertikalbeanspruchungen

aus Eigengewicht (LESNY, 2008). Darüber hinaus werden derartige Anlagen zusätzlich durch Eis und Schiffsstoß belastet, worauf im Folgenden aber nicht näher eingegangen wird. Diese Beanspruchungsbedingungen sind mit Onshore-Verhältnissen nicht vergleichbar.

Zu unterscheiden sind darüber hinaus die unterschiedlichen Einwirkungen auf die verschiedenen Gründungsvarianten. Monopiles werden durch das Eigengewicht des gesamten Bauwerks aber auch geringfügig durch mögliche Unwuchten im Rotor-Gondelsystem vertikal belastet. Die wesentlichen Einwirkungen resultieren aber durch horizontale dynamische oder zyklische Belastungen durch Wind und Wellen. Für die Lastabtragung in den Baugrund sind damit zeitlich veränderliche Momente, Vertikalkräfte und Horizontalkräfte anzusetzen (vgl. Abbildung 1). Sowohl die Momente, als auch die Horizontalkräfte bedingen eine horizontale Auslenkung des Pfahles, die Veränderungen in den Spannungen des Baugrundes zur Folge haben.

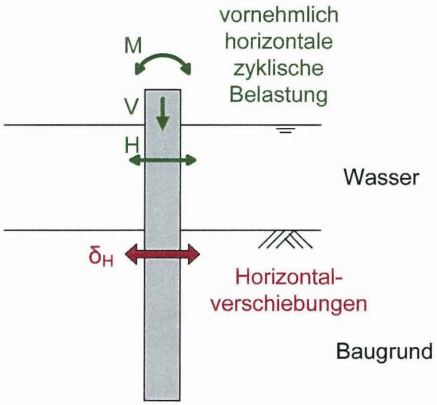


Abb. 1: Verschiebungen und Einwirkungen als Schnittkräfte am Meeresboden auf einen Monopile

Für aufgelöste Strukturen stellt sich die Lastabtragung in den Untergrund anders dar. Das Moment wird aufgelöst in ein Kräftepaar aus Zug und Druck (vgl. Abbildung 2). Die Pfähle werden damit in Abhängigkeit der Lastangriffsrichtung und des Last-Zeitverlaufs durch eine Schwellbelastung bzw. Druck-Zugbelastung beaufschlagt. Die Horizontalanteile der Einwirkungen verteilen sich auf mehrere Pfähle, allerdings kleineren Durchmessers. Aus

diesen Einwirkungen können Vertikalverschiebungen und Horizontalverschiebungen der Pfähle resultieren.

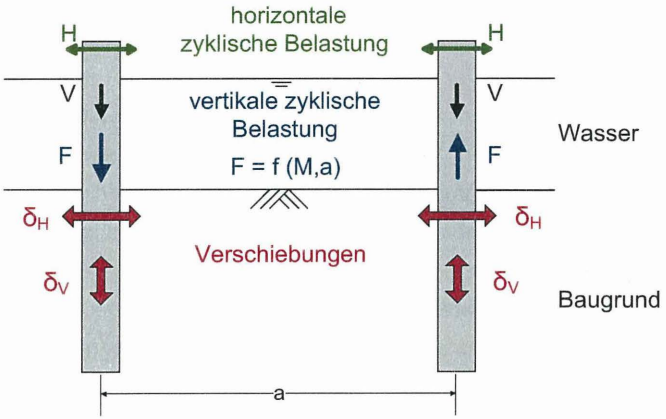


Abb. 2: Verschiebungen und Einwirkungen als Schnittkräfte am Meeresboden auf zwei Pfähle einer aufgelösten Struktur

Generell tragen Pfähle die wirkenden Belastungen durch zwei Mechanismen ab, die sich gegenseitig beeinflussen. Momente und Horizontalkräfte werden über die horizontale Bettung in den Baugrund eingetragen, Vertikalkräfte über den Spitzendruck und die Mantelreibung.

2.2 Übertragbarkeit der Erfahrungen und Regelwerke aus Onshore-Gründungen auf Offshore-Gründungen

Aufgrund der im Vergleich zu Onshore-Pfahlgründungen sehr unterschiedlichen Lasteinwirkungen, insbesondere dem Verhältnis der Vertikalkräfte zu den Horizontalkräften, der Dynamik bzw. Zyklik der Einwirkungen aber auch der sehr großen Pfahldurchmesser von Monopiles ist eine Übertragung der Erfahrungen und damit auch der Empfehlungen, Standards und Normen nur sehr eingeschränkt möglich. Diese Art der Einwirkungen und auch derartig große Pfahldurchmesser hatten an Land und auch im Hafenbau bisher keine Bedeutung. Der Gültigkeitsbereich der einschlägigen Normen wird bei Offshore-Gründungen eindeutig überschritten. Vergleichbar ist diese Situation mit der Einführung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) in den 80er Jahren des letzten Jahrhunderts. Dieses Gründungssystem wurde durch eine konsequente Anwendung der Beobach-

tungsmethode zu einer sehr erfolgreichen und wirtschaftlichen Gründungsvariante weiterentwickelt.

Das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) hatte bisher unten aufgeführten Regelungen der Genehmigung zugrunde gelegt, die aber unterschiedliche Auslegungen zuließen.

Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie

- Geotechnische Nachweise nach DIN 1054-2005.01
  (GK3 - hohes geotechnisches Risiko) und DIN EN 1997-1:2005-10
- Wenn keine anerkannten Nachweisverfahren verfügbar
  ⟹ eigene Berechnungsmodelle, **Beobachtungsmethode**
- Verweise auf GL Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines, DNV OS-J-101, DIBt-RiLi WEA, API RP 2A-WSD, API RP 2A-LRFD

GL / API / DIN EN ISO 19902 /DIN 61400-3

- Lateral belastete Pfähle
  ⟹ p-y-Verfahren

Für Geotechniker wesentliche Elemente sind dabei die Einordnung der Gründungen in die Geotechnische Kategorie 3 - hohes geotechnisches Risiko - und die Anwendung der Beobachtungsmethode. Verbreitet ist darüber hinaus die Anwendung der API-Empfehlungen zur Dimensionierung lateral belasteter Pfähle, die aus der Offshore-Erdölindustrie kommt und auf der Grundlage nicht linearer Bettungsansätze beruht. Dieses Verfahren wurde für Pfähle mit kleineren Durchmessern entwickelt. Auch hier stellt sich die Frage der Übertragbarkeit hinsichtlich der Pfahldurchmesser, aber auch der unterschiedlichen Einwirkungen zwischen WEA und Ölbohrplattformen.

2.3 Offene Fragestellungen

Die offenen Fragestellungen sind auf der Abbildung 3 zusammengefasst. Die aufgeführten Mechanismen werden zurzeit in der Fachwelt diskutiert und sind Gegenstand der laufenden Forschungen, auf die in Kapitel 3 noch eingegangen wird. Da diese Mechanismen bereits an anderer Stelle detailliert beschrieben wurden, wird hier nur kurz darauf eingegangen. Ausführliche Darstellungen können z. B. in STAHLMANN (2010) und KUDELLA & TRIANTAFYLLIDIS (2010) nachgelesen werden.

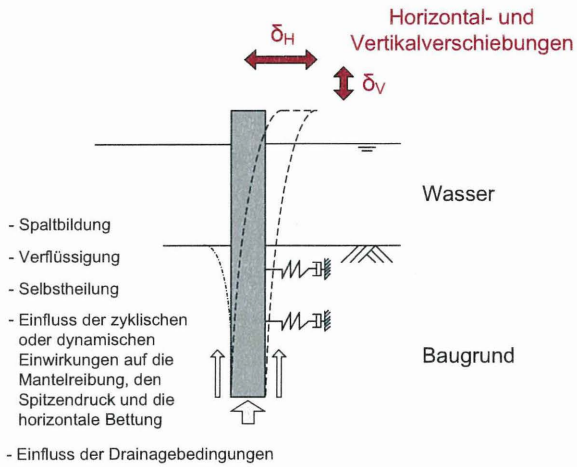


Abb. 3: Offene Fragestellungen

Infolge der Horizontalverschiebungen des Pfahles kann bei kohäsiven Böden ein Spalt zwischen dem Pfahl und dem Baugrund auftreten, der dann zu einer Reduktion der Mantelreibungsfläche führt. Bei nicht kohäsiven Böden ist in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit ebenfalls eine Spaltbildung möglich. Dieser Spalt wird durch den anstehenden Boden aufgefüllt und kann zu einer Akkumulation der Pfahlneigungsänderungen und zu einer Reduzierung der Bettung führen.

Verflüssigung kann auftreten, wenn infolge der zyklischen bzw. dynamischen Einwirkungen und unzureichender Drainagebedingungen Porenwasserüberdrücke auftreten, die die effektiven Spannungen überschreiten. Dies würde zu einer Reduzierung der Mantelreibung und der Bettung führen.

Diese Aspekte lassen sich zusammenfassen in die Einflüsse der zyklischen oder dynamischen Einwirkungen auf die Mantelreibung und den Spitzendruck sowie die Bettung und die Einflüsse der Drainagebedingungen im Nahbereich des Pfahles.

3 Laufende Arbeiten

3.1 Allgemeines

Aus der im Kapitel 2 beschriebenen Situation ergaben sich verschiedene Herausforderungen an die Forschung und die einschlägigen Arbeitskreise und Institutionen. Die Aktivitä-

ten umfassen Modellversuche, in situ Versuche, numerische Untersuchungen und die Ergänzung von Empfehlungen und Standards.

3.2 Modellversuche

An verschiedenen Universitäten wurden, bzw. werden Modellversuche durchgeführt. Ein Auszug ist in der Tabelle 1 dargestellt. Generell können in diesen Modellversuchen phänomenologische Untersuchungen durchgeführt werden, die wertvolle Hinweise auf die Mechanismen liefern. Eine direkte Übertragbarkeit der Ergebnisse ist aber nicht möglich. Zurückzuführen ist dies auf Maßstabseffekte. Betrachtet man die Modellpfahlabmessungen und die verwendeten Böden hinsichtlich ihrer Kornverteilung ist offensichtlich, dass die Modellgesetze nicht eingehalten werden können. Dies betrifft die Steifigkeitsverhältnisse Pfahl/Boden und die Drainagebedingungen bzw. die Viskosität des Fluides. Darüber hinaus werden auch Grundsatzuntersuchungen an trockenen Böden durchgeführt, mit denen die auch auf diesem Gebiet noch vorhandenen Kenntnislücken geschlossen werden sollen. Weiterhin ist allen Modellversuchen gemein, dass die Belastungen zwangsgeführt aufgebracht werden, ein freies Schwingen des Pfahles, wie es in situ auftritt, ist damit nicht möglich.

Tabelle 1: Übersicht Modellversuche

	Einbindelänge [m] / Durchmesser [m] / Maßstab	Versuchs-boden	Sättigungs-grad
BAM Berlin	0,30 / < 0,10 / 1:100 0,94 / 0,25 / 1:32	Mittelsand- bis Grobsand	Wassergesättigt
TU Berlin	1,60 / 0,325 / 1:20 2,90 / 0,22 / -	Mittelsand- bis Grobsand (Berliner Sand)	Vollständig gesättigt
TU Hamburg-Harburg	0,45 / 0,09 / 1:50	Schwach mittel-sandiger Grobsand	Vollständig gesättigt
LU Hannover	0,20 / 0,06 / 1:125	Fein- bis Mittelsand	Trocken
KIT	0,80 – 1,00 / < 0,10 / 1:50	Quarzsand	Trocken
TU Braunschweig	1,50 / 0,25 / 1:20 3,00 / 0,70 / 1:10	Feinsand	Vollständig gesättigt

(Die Quellenangaben befinden sich am Ende des Beitrags)

In den Modellversuchen wurde jedoch festgestellt, dass Porenwasserüberdrücke durchaus auftreten können sowie auch Verschiebungsakkumulationen nicht ausgeschlossen sind. An trockenen Sanden wurde beobachtet, dass eine teilweise Rückdrehung des Pfahles erfolgte (Karlsruher Institut für Technologie). Versuche mit multidirektionalen Belastungen weisen darauf hin, dass der Pfahl größere Verschiebungen erfährt, als bei unidirektionaler Belastung (TU Hamburg-Harburg).

Auch am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) wurden zahlreiche Laborversuche an einem Monopile durchgeführt, um die Grenzzustände im Boden unter Extremeinwirkungen genauer zu untersuchen (KLUGE, 2008). Die Versuche im Maßstab 1:20 wurden in einem 3 m hohen Stahlkasten mit einer Grundfläche von 2 x 3 m (entspricht 8 x 12-fachem Modellpfahldurchmesser) durchgeführt, wobei ein Versuchspfahl (Durchmesser 0,25 m) 1,50 m tief in eine kontrolliert eingebaute 1,80 m mächtige Sandschicht einbindet und bei 1 m Wasserstand über dem Sandboden gezielt am Pfahlkopf über eine pneumatisch geregelte Einrichtung mehrere hundert Zyklen lang belastet wird (vgl. Abbildung 4).

- **Maßstab 1:20**
- **Vorgegeben:** Belastung des Pfahles (Frequenz, Last, Weg)
- **Gemessen:**
  - Porenwasserdruck
  - Totalspannungen
  - Verschiebung des Pfahles
  - Luftdruck
  - Temperatur

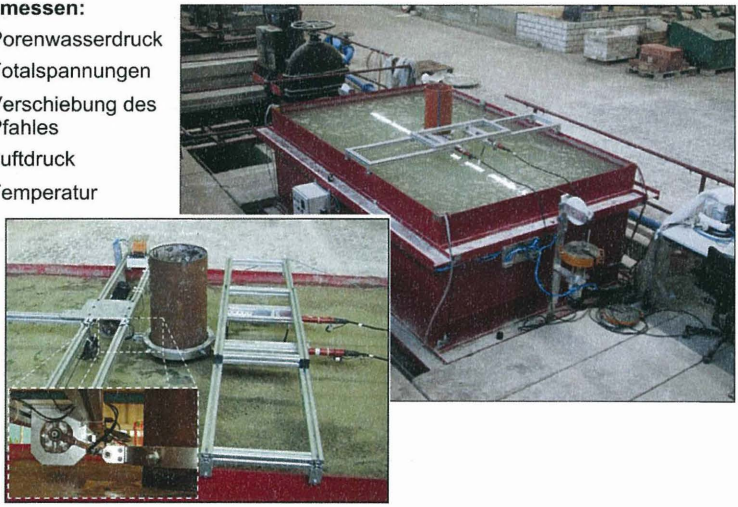


Abb. 4: Großmaßstäblicher Modellversuch am IGB-TUBS (KLUGE, 2008)

Die in unterschiedlichen Messebenen eingebauten hochempfindlichen Totalspannungs- und Porenwasserdruckgeber erlauben eine sehr genaue Bestimmung der effektiven Spannungen im Boden und die Messung einer möglichen Bodenverflüssigung bei verschiedenen kontrollierten Belastungssituationen. Die Ergebnisse mit einer geführten Pfahlbewegung zeigen eindeutig, dass sich durch die dynamische Belastung erhebliche Spannungsänderungen im Untergrund einstellen, die bei hoher Lasteinleitungsfrequenz zu einer Verflüssigung des Bodens in der näheren Umgebung des Pfahls führen können (vgl. Abbildung 5). Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die Verflüssigung nur in einem verhältnismäßig kurzen Zeitraum auftritt und dann abgebaut wird. Eine direkte Übertragbarkeit auf in situ Verhältnisse ist nicht möglich, da im Versuch die Drainagebedingungen im Umfeld des Modellpfahls besser sind, die Verschiebungen sich nicht frei einstellen konnten und die Frequenzen sehr hoch waren. Die ersten beiden Aspekte deuten darauf hin, dass in situ ebenfalls Porenwasserüberdrücke auftreten, der dritte Aspekt ist gegenläufig.

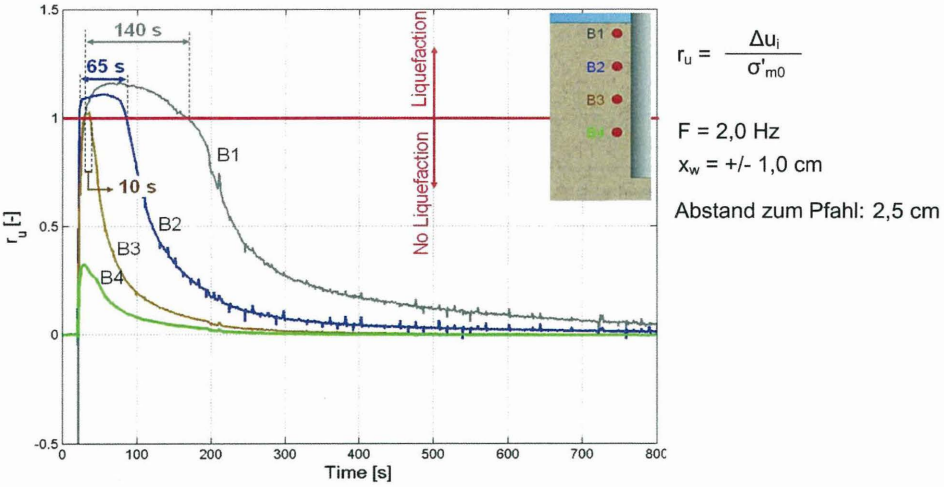


Abb. 5: Normierte Porenwasserdrücke in 4 Ebenen (KLUGE, 2008)

In diesen Versuchen wurde ebenfalls festgestellt, dass um den Pfahl herum Setzungen des Bodens auftraten. Zurückzuführen sind diese auf eine Verdichtung des Sandes um den Pfahl herum, wie sie beispielsweise durch Tiefenrüttlern erzeugt werden. Hiermit verbunden ist eine Spaltbildung mit kurzfristiger Verfüllung durch den anstehenden Boden.

Schon aufgrund der geführten Bewegung war eine signifikante Schiefstellung des Pfahles allerdings nicht feststellbar.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die im Kapitel 2 diskutierten Mechanismen durch die Ergebnisse der Modellversuche eher bestätigt werden und damit auch in situ zurzeit nicht ausgeschlossen werden können.

3.3 In situ Versuche

Neben den Modellversuchen werden derzeit auch in situ Messungen am Monopile von FINO3 sowie an den Pfählen der Tripod-Struktur einer OWEA im Versuchsfeld alpha ventus (RAVE) durchgeführt. Anhand dieser Messergebnisse sollen Berechnungsmodelle wie auch Modellversuche validiert und angepasst werden. Bei den in situ Messsystemen ist die Eignung der Messtechnik hinsichtlich der Robustheit gegenüber hoher Rammenergie sowie die Seewasserfestigkeit und die Integration der Montage der Messtechnik im Bauablauf der OWEA von hoher Bedeutung. Diese Aspekte stellen für sich schon ein eigenes Forschungsgebiet dar.

Tabelle 2: Übersicht über zurzeit durchgeführte in situ Messungen an Offshore-Installationen mit Forschungshintergrund

	Einbindelänge [m] / Durchmesser [m] / Maßstab	**Baugrund**	**Sättigungs-grad**	**Ziele**
FINO³	30,00 / 4,75 / 1:1	Fein- bis Mittelsand	Vollständig gesättigt	Ramm- und see-wasserfeste Installation der Messtechnik (Schockbeständigkeit) Langzeitverhalten der Pfahltragfähigkeit (horiz. Pfahlbettung) Validiertes dynamisches Pfahlgründungsmodell
RAVE alpha ventus	30,00 / 2,50 / 1:1	Fein- bis Mittelsand	Vollständig gesättigt	Weiterentwicklung von Bemessungsansätzen

Abbildung 6 zeigt schematisch die Messgeberanordnung an einem Sleeve-Pile der Tripodgründung bei alpha ventus. Messergebnisse wurden noch nicht veröffentlicht.

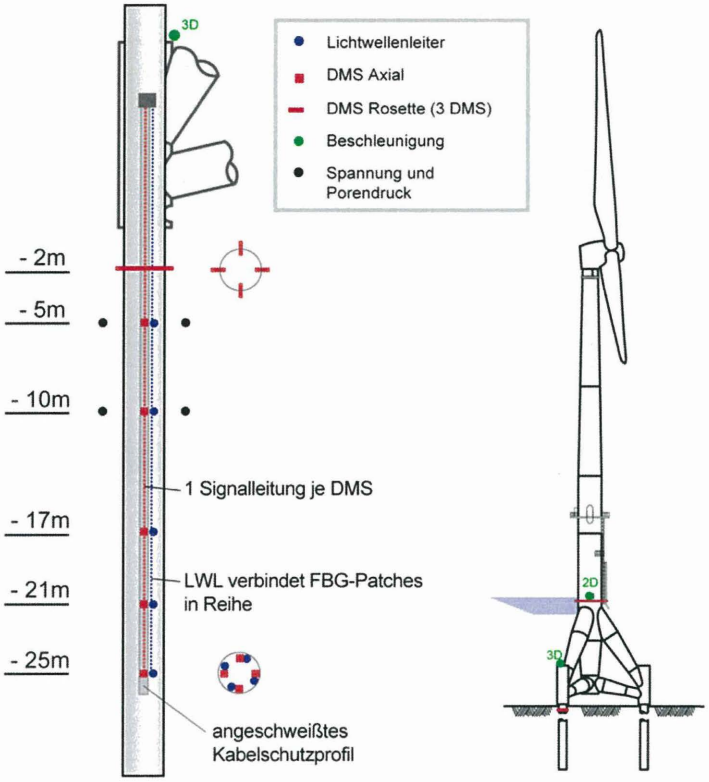


Abb. 6: In situ Tripod-Messeinrichtung bei alpha ventus (RAVE, 2011)

Dies trifft im Wesentlichen auch auf die Messungen des IGB-TUBS an der FINO3-Forschungsplattform zu. Die rammbegleitenden Messungen lieferten gute Ergebnisse und bestätigten die Eignung der eingesetzten Messtechnik hinsichtlich der Robustheit gegenüber der Rammung. Aufgrund baubetrieblicher Unzulänglichkeiten nahmen die Messeinrichtungen Schaden und müssen nach einer erfolgten Teilreparatur weiter untersucht werden. Abbildung 7 zeigt schematisch die am Monopile installierten Messgeber, die weitgehend zu Einheiten in Messstationen zusammengefasst wurden. Eine detaillierte Beschreibung der sogenannten Geotechnischen Messstationen für Offshore Gründungs-Strukturen (GEMSOGS) sowie zum Messprogram kann in GATTERMANN et al. (2009) nachgelesen werden.

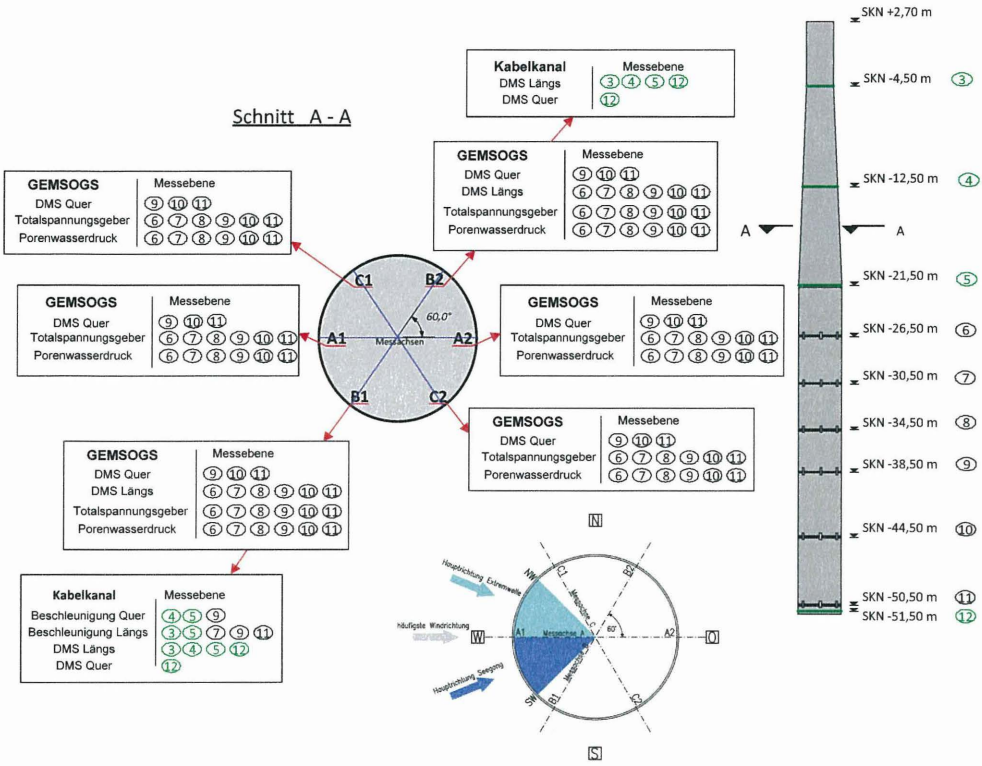


Abb. 7: In situ Messeinrichtung FINO3 (ZAHLMANN, 2008)

Wie zu erkennen ist, besteht das Konzept hauptsächlich aus Totalspannungs- und Porenwasserdruckgebern, die in der Achse der häufigsten Windrichtung sowie zu dessen abgewandten Seite angebracht wurden. Durch laufende Langzeitmessungen könnten hierdurch Rückschlüsse über die Pfahlbettung sowie über die Spannungsverteilung in dem pfahlumgebenden Boden gewonnen werden, die zu einem besseren Verständnis der Standsicherheiten dieser Anlagen beitragen.

Generell sind mit den Ergebnissen aus Messungen an in situ Strukturen keine Grenzzustandsbetrachtungen möglich, da die Offshore-WEA mit großen Sicherheitsreserven bemessen werden. Somit bleibt auch bei erfolgreichen Messungen die Frage nach dem Ausnutzungsgrad unbeantwortet. Diese Fragestellungen müssen dann wieder in Modellversuchen oder mit numerischen Verfahren untersucht werden.

3.4 Numerische Berechnungsverfahren und Stoffmodelle

Parallel zu den Modellversuchen und in situ Versuchen werden numerische Simulationen für Offshore-Installationen und zur Rückrechnung der gegenständlichen Versuche durchgeführt. Mit den bisher verwendeten Verfahren und Stoffmodellen lassen sich die in Kapitel 2 diskutierten Mechanismen jedoch teils überhaupt nicht oder nur durch Vereinfachungen abbilden. So ist die Spaltbildung zurzeit im realen Maßstab nicht abbildbar. Der Porenwasserdruckaufbau wird nach dem Stoffmodell nach Finn&Byrne nur vereinfacht über die Änderung der Volumendehnung berücksichtigt. Die Akkumulationsmodelle zu den Verschiebungen sind in der Entwicklung.

Tabelle 3: Übersicht der zurzeit verwendeten Stoffgesetze bei numerischen Berechnungsverfahren

	Stoffgesetz
BAM Berlin/ TU Berlin	Hypoplastizität mit intergranularen Dehnungen
TU Hamburg-Harburg	Hypoplastizität mit intergranularen Dehnungen
LU Hannover	Elastoplastisches Stoffgesetz mit Mohr-Coulombscher Bruchbedingung und spannungsabhängiger Steifigkeit
KIT	Hypoplastizität mit hochzyklischem Akkumulationsmodell
TU Braunschweig	Elastoplastisches Stoffgesetz mit Mohr-Coulombscher Bruchbedingung Finn & Byrne Model (PWD)

Allen numerischen Modellen ist gemein, dass eine Kalibrierung der Eingangsparameter bzw. der erforderlichen Kopplungen verschiedener Mechanismen an realen Bauwerken bisher nicht vorgenommen werden konnte und somit nicht bekannt ist, ob die Berechnungen die reale Situation hinreichend abbilden.

3.5 Empfehlungen und Standards

Wie bereits mehrfach ausgeführt, waren die zyklischen bzw. dynamischen Beanspruchungen von Gründungsstrukturen bisher von eher untergeordneter Bedeutung. Mit den neueren Entwicklungen insbesondere auf dem Gebiet der Nutzung der Windenergie hat sich

das geändert. Aus diesem Grund gründeten die Arbeitskreise 1.4 'Baugrunddynamik' und 2.1 'Pfähle' der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) einen gemeinsamen Unterausschuss, der Empfehlungen zum Tragverhalten zu Nachweisen von Pfählen unter zyklischen, dynamischen und stoßartigen Einwirkungen erarbeitet. Diese Arbeiten sind weitgehend abgeschlossen, die Ergebnisse werden in der EA-Pfähle veröffentlicht. Für die Nachweise von Gründungen von Offshore-WEA noch wesentlicher, ist die Ergänzung des BSH-Standards 'Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen' in Form von Anwendungshinweisen. Diese Ergänzung wird zurzeit von einem Expertengremium in einem Arbeitskreis des BSH erarbeitet und steht kurz vor der Fertigstellung. Enthalten sind Anwendungshinweise zur Vorschriftenhierarchie, zur Berücksichtigung zyklischer Einwirkungen, zu Nachweisen der Grenzzustände und zu dynamischen Probebelastungen. Hinsichtlich der Nachweise der Grenzzustände wird die Anwendung der Beobachtungsmethode für die Fälle gefordert, in denen die Ergebnisse der Nachweise nicht zweifelsfrei sind und nicht erhebliche Sicherheitsreserven unterstellt werden können. Auf der Grundlage des derzeitig vorhandenen Kenntnisstandes und dem Ziel, die Gründungskonstruktionen möglichst wirtschaftlich zu dimensionieren, dürfte das auf den überwiegenden Teil der Offshore-Windparks zutreffen.

4 Beobachtungsmethode

4.1 Allgemeines

Die Beobachtungsmethode gemäß EC7 ist in DIN 1054 als Methode des Standsicherheitsnachweises im Erd- und Grundbau vorgesehen. Die Vorschriften verstehen unter der Beobachtungsmethode eine Kombination aus geotechnischen Untersuchungen und rechnerischen Prognosen mit der laufenden messtechnischen Kontrolle während der Herstellung und auch während der Nutzung des Bauwerks. Bei Abweichungen des realen Bauwerksverhaltens vom prognostizierten Verhalten sind die Berechnungsmodelle und deren Eingabeparameter anzupassen, sowie Gegenmaßnahmen zu ergreifen.

Die Beobachtungsmethode sollte dort eingesetzt werden, wo eine Vorhersage des Baugrundverhaltens aber auch die Baugrund-Bauwerksinteraktion nicht mit ausreichender Sicherheit und Zuverlässigkeit vorausgesagt werden kann. Dies gilt insbesondere bei Bauwerken mit hohem Schwierigkeitsgrad sowie mit komplexen Wechselwirkungssystemen, wie sie z.B. infolge zyklischer bzw. dynamischer Einwirkungen zu erwarten sind.

Vor Beginn der Bauausführung sind Grenzen des Bauwerks- und Baugrundverhaltens festzulegen. Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die zugrundeliegenden Kriterien projektspezifisch festzulegen. Weiterhin sollte für den Fall der Überschreitung der Kriterien ein Maßnahmenkatalog erstellt werden. Es ist ein Messprogramm aufzustellen, mit dessen Hilfe überprüft werden kann, ob das tatsächliche Systemverhalten in den einzuhaltenden Grenzen liegt.

Die Besonderheit der Anwendung der Beobachtungsmethode bei Offshore-Gründungen besteht damit in der Überschreitung von Grenzkriterien. Zum einen ist die Güte der Prognosen wie oben dargelegt noch nicht hinreichend, zum anderen dürften bei den zurzeit hohen Sicherheitsmargen dann doch noch erhebliche Kenntnislücken im Systemverständnis vorhanden sein. Darüber hinaus dürften die Maßnahmen hohe Kosten verursachen. Die Beobachtungsmethode ist somit nicht eingeengt für ein Bauwerk zu sehen, sondern für in der Folge zu erstellende Anlagen. Dies setzt jedoch eine erhebliche Transparenz in der Vorgehensweise und der Ergebnisweitergabe voraus. In Abbildung 8 ist eine mögliche Methodik der Beobachtungsmethode für Offshore-WEA dargestellt.

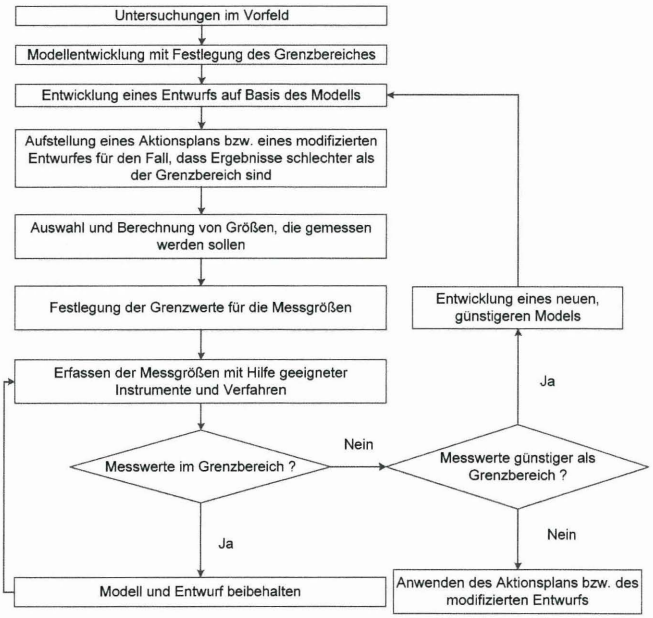


Abb. 8: Methodik der Beobachtungsmethode

4.2 Anwendung der Beobachtungsmethode während der Installation

Aufgrund einer Vielzahl von zusätzlichen Randbedingungen (vgl. Kapitel 2) ist der Nachweis der Tragfähigkeit von großer Bedeutung. Die Tragfähigkeitsberechnung dieser Pfähle basiert momentan nur auf der Grundlage der an den einzelnen Standorten durchgeführten Baugrunduntersuchungen und deren Auswertung.

Die Abschätzung der Tragfähigkeit nach den einschlägigen Regelwerken bzw. der EA-Pfähle auf Grundlage der Baugrundbeurteilung bedarf daher einer weiteren Überprüfung, um eine sichere und wirtschaftliche Dimensionierung zu gewährleisten.

Um Aufschlüsse über die tatsächliche Tragfähigkeit der Pfähle zu erhalten, können entweder aufwendige statische Probebelastungen oder den Offshore-Anforderungen angepasste dynamische Probebelastungen durchgeführt werden.

Aufgrund zurzeit nicht ausreichender Erfahrungen sollten mindestens 10% der Gründungen oder bei weniger als 30 Anlagen mindestens 3 Pfähle pro Baugrundhomogenbereich und vergleichbarer Belastung getestet werden. Die Anzahl der durchzuführenden dynamischen Probebelastungen bestimmt den anzusetzenden Streuungsfaktor ξ der zur Ableitung der charakteristischen Pfahlwiderstände aus Messungen benötigt wird.

Um eine realistische Tragfähigkeit schon bereits bei der Planung und Auslegung der Pfähle berücksichtigen zu können ist die Erstellung eines Probefeldes zu empfehlen. In diesem Probefeld können rammbegleitende Messungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit nach CASE, Leistung des Hammers, Pfahlintegrität, eine Aufteilung der Widerstände in Mantelreibung und Spitzendruck (End-of-Driving) sowie Restrike-Tests durchgeführt werden. Detaillierte Informationen zu dynamischen Probebelastungen können in STAHLMANN et al. (2004) und FISCHER et al. (2011) nachgelesen werden.

4.3 Anwendung der Beobachtungsmethode während der Betriebsphase

Wie man aus den theoretischen und experimentellen Erkenntnissen zur Porenwasserdruckentwicklung bei Pfahlgründungen im Offshore-Bereich schlussfolgern kann, besteht auf diesem Gebiet noch erheblicher Forschungsbedarf. Wie hoch z.B. das Risiko einer Bodenverflüssigung im Gründungsbereich von realen Offshore-Strukturen tatsächlich ist, kann nur mit Hilfe der Beobachtungsmethode festgestellt werden.

Eine mögliche Anordnung von Messgebern/Messkonzept zur Erfassung der Spannungsänderungen sowie der Bewegungen einer Offshore-Gründungsstruktur könnte so aussehen:

- Außen am Schaft: Totalspannung, Porenwasserdruck, Spaltbildung
- In der Struktur: Spannungen (biaxial), Beschleunigung, Neigung
- Allgemein: Temperatur, geodätische Höhenlage
- Einwirkung: Windbelastung, Wellenschlag, Wasserstand

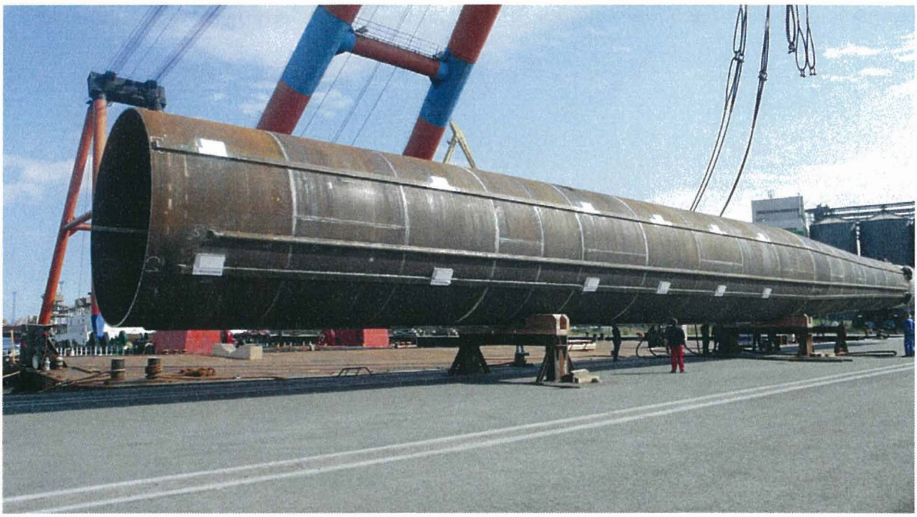


Abb. 9: Messtechnisch bestückter Monopile für FINO3 (IGB-TUBS)

Abbildung 9 zeigt den vom IGB-TUBS instrumentierten Monopile für FINO3 mit umlaufend 36 GEMSOGS (im Bild weiß), mit denen die meisten zuvor aufgezählten Parameter rammbegleitend und während der Betriebsphase gemessen werden können.

Die Messfrequenz richtet sich bei den Messaufgaben nach der zyklischen bzw. dynamischen Beanspruchung der Struktur. Eine Abtastrate für den Offshore-Bereich während der Betriebsphase sollte dabei nicht unter 2 Hz liegen. Die Position der Messstationen sollte in unterschiedlichen Einbindetiefen liegen und mit den Haupteinwirkungsrichtungen aus Wind und Wellen einhergehen. Aufgrund der zwingenden Schockbeständigkeit der Messtechnik sind ebenfalls Messungen aller Geber während des Einbringvorgangs möglich. Hier beträgt die erforderliche Abtastrate 20 kHz.

Fazit:

Durch die im Beitrag beschriebenen Untersuchungsprogramme könnten die Unsicherheiten in der Dimensionierung sowie der Langzeittragfähigkeit in Bezug auf die horizontale Bettung durch zyklische Belastungen überprüft werden. Eine Verbesserung der Bemessungsmodelle führt nach Meinung der Autoren zu wirtschaftlicheren Gründungsstrukturen.

Literatur

API; *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design,* American Petroleum Institute 21th Edition, API Publishing Service, 2000

Berndt, U.; *Geotechnisches Messkonzept zur Bestimmung der Monopile/Boden-Interaktion bei der Forschungsplattform FINO³,* Diplomarbeit; Institut für Grundbau und Bodenmechanik; 2008 (unveröffentlicht)

BMU, Stiftung Offshore Windenergie; *Entwicklung der Offshore-Windenergienutzung in Deutschland*, www.bmu.de, 2011

BSH Standard; *Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen*, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 2007

DIN 1054:2010-12: *Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1*, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.; 2010

EA-Pfähle; *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle"*, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin, ISBN: 978-3-433-01870-5, 2007

Fischer, J., Hensel, J., Zahlmann, J., Stahlmann, J.: *Zur Messgeberapplikation bei dynamischen Pfahltests an Offshore - Gründungselementen,* Pfahlsymposium 2011, 17.-18.02.2011 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 94, 2011

Gattermann, J., Stahlmann, J., Zahlmann, J.: *Rammbegleitende Messungen am Monopile von FINO³ - Der Einsatz von GEMSOGS im Offshore Bau*, 3. VDI-Fachtagung BAUDYNAMIK, 14.-15. Mai 2009 in Kassel, VDI-Berichte 2063, VDI Verlag GmbH, ISBN 978-3-18-092063-4, S. 443-454, 2009

GL; *Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines*, Germanischer Lloyd WindEnergie GmbH, Edition 2005

Kluge, K.; *Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations – Scale Model Investigations,* Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 85, 2008

Kudella, P., Triantafyllidis, T.: *Geotechnische Robustheit und Selbstheilung bei der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen,* Workshop 'Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen', Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Heft 172, S. 19 - 33, 2010

RAVE; *Research at alpha ventus*, www.rave-offshore.de, 2011

Richwien, W.; Lesny, K.; *Gründung von Offshore-Windenergieanlagen -Werkzeuge für Planung und Bemessung-* Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen, 2008

Stahlmann, J.: *Erfordernis geotechnischer Messungen an Offshore-Windenergieanlagen*, OGOWin-Abschlussveranstaltung in Bremerhaven, Vortrag, 31. Mai 2010 (unveröffentlicht)

Stahlmann, J., Kirsch, F., Schallert, M., Klingmüller, O., Elmer, K.-H.: *Pfahltests – modern dynamisch und / oder konservativ statisch*, 4. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Technische Akademie Esslingen, S. 23-40, 2004

Zahlmann, J.; *Untersuchungen zur Wellenausbreitung während der Rammung des Monopiles der Forschungsplatform – FINO³*, Diplomarbeit; Institut für Grundbau und Bodenmechanik; 2008 (unveröffentlicht)

Versuchsstand BAM Berlin:

Rücker, W., Baeßler M., Cuéllar P., Möller, G., Georgi, S.: *Anwendungsorientiertes Bemessungs- und Überwachungsmodell für Pfahlgründungen von Offshore-Windenergieanlagen unter zyklischer Belastung*, 2. Treffen des Arbeitskreises 'Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen' in Braunschweig, Vortrag, 2009 (unveröffentlicht)

Cuéllar P., Baeßler M., Georgi, S., Rücker, W.: *Special issues for coupled transient simulation of laterally loaded offshore piles and novel experimental findings*, Workshop 'Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen', Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Heft 172, S. 117 - 138, 2010

Versuchsstand TU Berlin:

Savidis, S. A., Rackwitz, F., Taşan, H. E.,: *1g-Modellversuche mit zyklisch horizontal belasteten Einzelpfählen im wassergesättigten Sand,* Pfahlsymposium 2007, 22.-23.02.2007 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 84, S. 115-130, 2007

Savidis, S. A., Rackwitz, F., Taşan, H. E.: *Anwendungsorientiertes Bemessungs- und Überwachungsmodell für Gründungskonstruktionen von Offshore-Windenergieanlagen unter zyklischer Belastung*, 2. Treffen des Arbeitskreises 'Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen' in Braunschweig, Vortrag, Februar 2009 (unveröffentlicht)

Versuchsstand KIT:

Triantafyllidis, Th., Kudella, P., Wichtmann, T.: *Geotechnische Robustheit und Selbstheilung bei der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen,* 2. Treffen des Arbeitskreises 'Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen' in Braunschweig, Vortrag, Februar 2009 (unveröffentlicht)

Solf, O.: *Modellversuche zur Untersuchung der Selbstheilungseffekte an Monopile-Gründungen,* Workshop 'Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen', Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Heft 172, S. 49 - 63, 2010

Versuchsstand TU Hamburg-Harburg:

Dührkop. J.: *Zum Einfluss von Aufweitungen und zyklischen Lasten auf das Verformungsverhalten lateral beanspruchter Pfähle im Sand*, Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 20, 2009

Dührkop. J.: *Zyklisch horizontal belastete Offshore-Monopiles,* Workshop 'Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen', Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Heft 172, S. 209 - 223, 2010

Dührkop. J., Grabe. J.: *Modellversuche zum Tragverhalten von Monopiles unter zyklischen Horizontallasten,* Vorträge zum 15. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Heft 79, S. 95 - 106, 2008

Versuchsstand LU Hannover:

Achmus, M., Abdel-Rahman, K., Kuo, Y., Peralta, P.: *Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopilegründungen unter zyklischer Belastung,* Pfahlsymposium 2007, 22.-23.02.2007 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 84, S. 95 - 114, 2007

Versuchsstand TU Braunschweig:

Kluge, K.: *Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations - Scale Model Investigations*, Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 85, 2008

Stahlmann, J.; Kluge, K.: *Theoretische Überlegungen zur Porenwasserdruckausbildung im Gründungsbereich von Offshore-Pfählen*, 5. FZK-Kolloquium 'Seegang, Küstenschutz und Offshorebauwerke' am 08.03.05 in Hannover, Hrsg.: Forschungszentrum Küste, ISSN 1610-5249, S. 129 – 140

IGB-TUBS

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann — j.stahlmann@tu-braunschweig.de
Akad. Oberrat Dr.-Ing. J. Gattermann — j.gattermann@tu-braunschweig.de
Dipl.-Ing. Jörn Zahlmann — j.zahlmann@tu-braunschweig.de

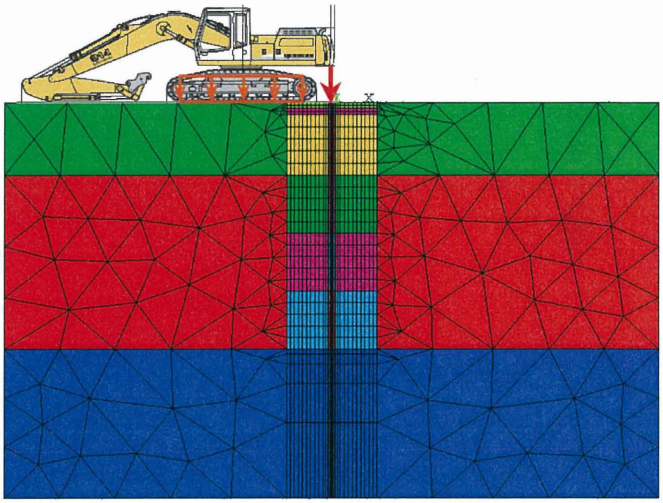
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig — www.IGB-TUBS.de
Beethovenstraße 51 b, 38106 Braunschweig — Tel.: 0531/391-62000

PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ UND PARTNER
BERATENDE INGENIEURE FÜR GEOTECHNIK GMBH

PROF. RODATZ UND PARTNER

Die Ingenieurgesellschaft PROF. RODATZ UND PARTNER entwickelt und realisiert Erkundungs- u. Messkonzepte sowie Nachweismethoden und bautechnische Entwürfe für die wirtschaftliche Dimensionierung, Herstellung und Überwachung von Bauwerken des Erd-, Grund- und Spezialtiefbaus.

Geotechnische Erkundungen und Messungen der Interaktion Baugrund - Bauwerk werden unter Berücksichtigung der Bauverfahren auf math.-statistischer Grundlage ausgewertet sowie mess- und ingenieurtechnisch beurteilt. Die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit erfolgt u. a. mit FE-Methoden, bspw. bei der Interpretation von Probebelastungen.



Für ausführliche Informationen stehen als Ansprechpartner gerne zur Verfügung:

Dipl.-Ing. W. Oltmanns	Mobil: (01 71) 5 33 77 22	Tel.: (05 31) 7 01 36 - 11
Dipl.-Ing. J. Mühlmann	Mobil: (01 71) 5 33 77 23	Tel.: (05 31) 7 01 36 - 14

Nußbergstraße 17 D-38102 Braunschweig www.RuP-Geotechnik.com

Anwendungsbeispiele und Anwendungsgrenzen von gebohrten Vollverdrängerpfählen System BAUER

Thomas Boeck, Franz-Werner Gerressen

Einleitung

Verdrängerpfähle sind Ortbetonbohrpfähle bei denen ein Verdrängerbohrkopf mit einem Drehbohrgerät in den Boden eingedreht und eingedrückt wird. Die Voraussetzung für einen erfolgreichen Einsatz sind moderne Drehbohrgeräte mit hohem Drehmoment, großen Vorschub und Rückzugkräften und einem hohen torsionssteifen Bohrmast. Das Verfahren kann in einem weiten Spektrum an Bodenarten eingesetzt werden. Dieses reicht von sandigen Kiesen, Sand, Schluff und Ton bis zu weichen organischen Böden. Es muss sich allerdings um einen verdrängbaren Boden handeln. Als Faustregel gelten: SPT < 30 oder CPT < 10 MPa. Durch die Verwendung von Verdrängerköpfen mit einem verlängerten Schneckenanfänger ist es möglich, gering mächtige, nicht verdrängbare Schichten zu durchörtern oder in diese einzubinden

1 Generelle Vorteile des Vollverdrängerpfahl-Systems

Das Vollverdrängerpfahl-System zeigt eine Reihe signifikanter Vorteile im Vergleich zu anderen Pfahlsystemen, die die Anwendung des Systems sowohl technisch wie auch wirtschaftlich sinnvoll erscheinen lassen, vorausgesetzt das die Bodenbedingungen eine Verwendung des Systems zulassen

1.1. Hohe Tragfähigkeit

Das Verdrängen des Bodenvolumens in das umgebende Erdreich erzeugt einen hoch verdichteten Bodenbereich. Dieser Effekt bewirkt eine Erhöhung der Mantelreibung und des Spitzendrucks (bezogen auf den Nenndurchmesser).

1.2. Erschütterungsfreier Herstellprozess

Das Einbringen des Verdrängerwerkzeuges im Drehbohrverfahren mit zusätzlichem Vorschub erzeugt keine Erschütterungen an Nachbargebäuden.

1.3. Minimierung von Aushubmaterial

Während des Eindrehens und Eindrückens des Werkzeuges wird das verdrängte Bodenvolumen vollständig in das umgebende Erdreich gedrückt. Durch die fehlende Bodenförderung ist dieses Pfahlsystem optimal geeignet zum Arbeiten in kontaminierten Böden. Der geringe Bodenaushub erleichtert die Manövrierfähigkeit des Bohrgerätes auf der Baustelle



Abbildung 1: Kontinuierliche Bohrgutförderung bei SOB (als Vergleich)



Vernachlässigbare Bohrgutförderung bei FDP

1.4. Hohe Produktivität

Die Produktivität der Pfahlherstellung ist abhängig von

- Pfahldurchmesser
- Drehmoment und Anpresskraft des Bohrgerätes
- Lagerungsdichte des Bodens
- Verdrängbarkeit des Bodens
- Leistung der Betonpumpe

2. Vollverdrängersysteme BAUER

Für die Herstellung von Vollverdrängerpfählen werden prinzipiell zwei Systeme unterschieden. Es gibt das sogenannte Standard FDP Verfahren sowie das FDP Verfahren mit Lost Bit (verlorener Spitze).

Beide Systeme unterscheiden sich in einigen Details des Bohrwerkzeuges. Darüber hinaus unterschieden sich die beiden Systeme beim Einbau des Bewehrungskorbes sowie im Betoniervorgang.

2.1. FDP Standard System

2.1.1. Bohrwerkzeug

Das Standard Bohrwerkzeug zeigt folgende Eigenschaften



Nachverdichten beim Ziehen
Gegenläufige Wendel mit Konus förmigem Körper zum Verdichten von gelockerten Bereichen beim Ziehen des Werkzeuges

Stabilisieren
Zylindrischer Walzenbereich zum Stabilisieren des verdrängten Bodens

Verdichten
Konus förmige Seelengeometrie erzeugt Horizontalkräfte im aufsteigenden Boden (horizontale Verdichtungsenergie)

Lösen
Der Boden wird mit einem Schneckenanfänger gelöst und über die Wendeln nach oben transportiert

Abbildung 2: Standard Verdrängerbohrwerkzeug

2.1.2. Arbeitsablauf

Der Arbeitsablauf im Standardsystem unterteilt sich in die folgenden, wie in Abbildung 3 dargestellten, Schritte:

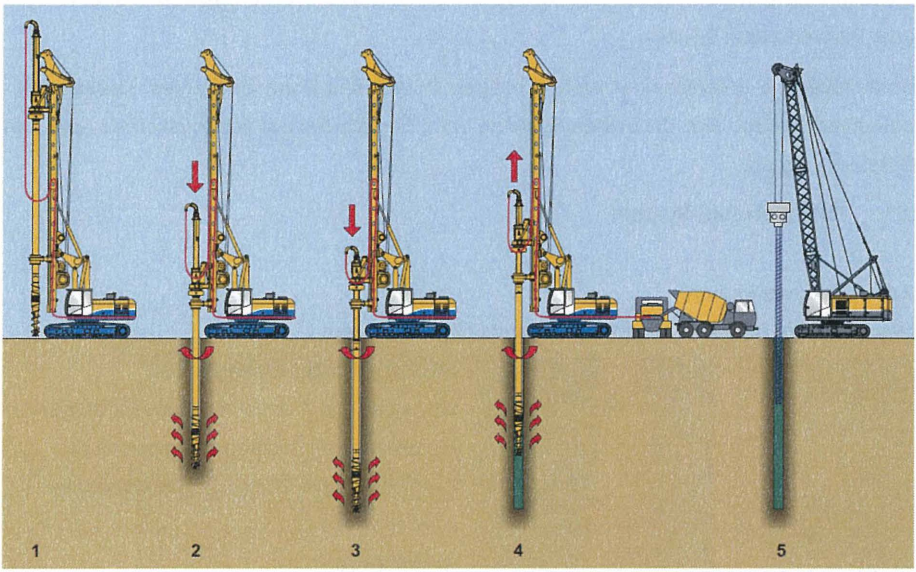


Abbildung 3: Arbeitsablauf Standard System

Schritt 1:

Einrichten des Gerätes am Bohrpunkt

Schritt 2:

Einbohren des Verdrängerkopfes in den Boden durch Drehen und Eindrücken des Werkzeuges. Der Boden wird mit dem Schneckenanfänger gelöst und durch den konischen Verdrängerkörper in das umgebende Erdreich gedrückt

Schritt 3:

Abbohren bis zur Endtiefe. Die Bohrtiefe ist durch die Masthöhe begrenzt, kann jedoch durch die Verwendung einer Kelly- oder Gittermastverlängerung je nach Gerätetyp um 6 – 12 m verlängert werden.

Schritt 4:

Nach dem Erreichen der Endtiefe wird das Werkzeug gezogen. Gleichzeitig wird mit einer Betonpumpe der Beton durch die Hohlseele des Werkzeuges in den entstandenen Hohl-

raum gepumpt. Während des Ziehens wird das Werkzeug in gleicher Richtung gedreht und verdichtet mit der oberhalb des Verdängerkörpers liegenden gegenläufigen Wendel eventuell nachgefallenes Erdreich oder entspannte Bohrlochwandbereiche.

Schritt 5:

Der Bewehrungskorb wird, unterstützt durch Vibration, in den frischen Beton gedrückt.

Bohrgeräte der BG-Reihe und Universalträgergeräte der Tochterfirma RTG Rammtechnik (RG-Geräte) sind ideale Trägergeräte für das FDP-Verfahren. Die Geräteauswahl richtet sich nach der erforderlichen Bohrtiefe und dem erforderlichen Drehmoment. Die Bohrtiefen können durch Verwendung von Zusatzausstattungen (Kelly- und Gittermastverlängerung) vergrößert werden.

2.2. FDP Lost Bit Verfahren

2.2.1. Bohrwerkzeug

Als Variante zum Standardverfahren kann das Verdrängerbohrsystem FDP mit verlorener Bohrspitze („Lost bit") verwendet werden. Es unterscheidet sich durch eine vollflächig abstoßbare Bohrspitze (Abbildung 4), ein Seelenrohr mit einem größeren Innendurchmesser und durch einen Betoniertrichter der auf das Seelenrohr aufgesetzt wird (Abbildung 5). Damit kann der Pfahl „drucklos" betoniert werden. Durch den drucklosen Betoniervorgang wird vor allem in weichen Böden der Betonmehrverbrauch minimiert. Außerdem verringert sich die Gefahr desFestpressens des Verdrängerkörpers während des Betonierens



Abbildung 4: Verlorene Bohrspitze – Lost Bit, Standard: Stahl (links)- oder Gussspitze (rechts)

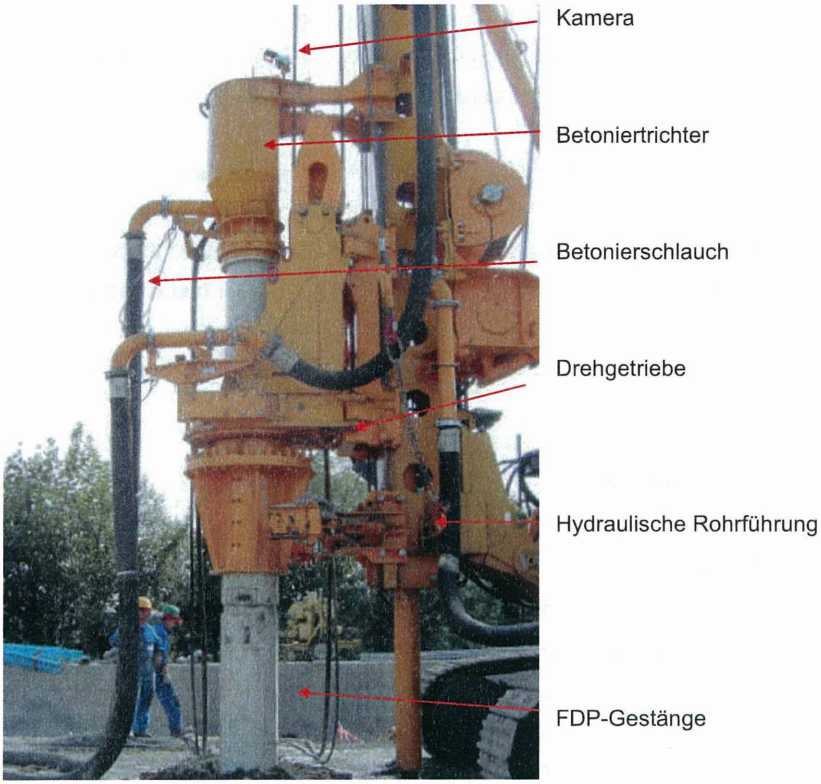


Abbildung 5: Antriebseinheit mit Betonierausrüstung

Die verlorene Bohrspitze (Lost bit) wird standardmäßig als Stahl- oder Gussspitze (Abbildung 4) hergestellt. Bohrspitzen aus ultrahochfestem Beton sind in der Erprobungsphase

2.2.2. Arbeitsablauf

Der Arbeitsablauf im Lost Bit System unterteilt sich in die folgenden, wie in Abbildung 6 dargestellten, Schritte. Dabei ist insbesondere der optionale Zeitpunkt des Einbaus der Bewehrung vor Beginn der Betonage von Bedeutung. Um eine zentrierte, über den kompletten Pfahl gehende Bewehrung auch für große Tiefen gewährleisten zu können, kann der Bewehrungskorb durch das Seelenrohr zentriert auf Endtiefe eingebaut werden. Anschließend wird dann die Betonage begonnen, wobei das Seelenrohr wie ein Schüttrohr wirkt.

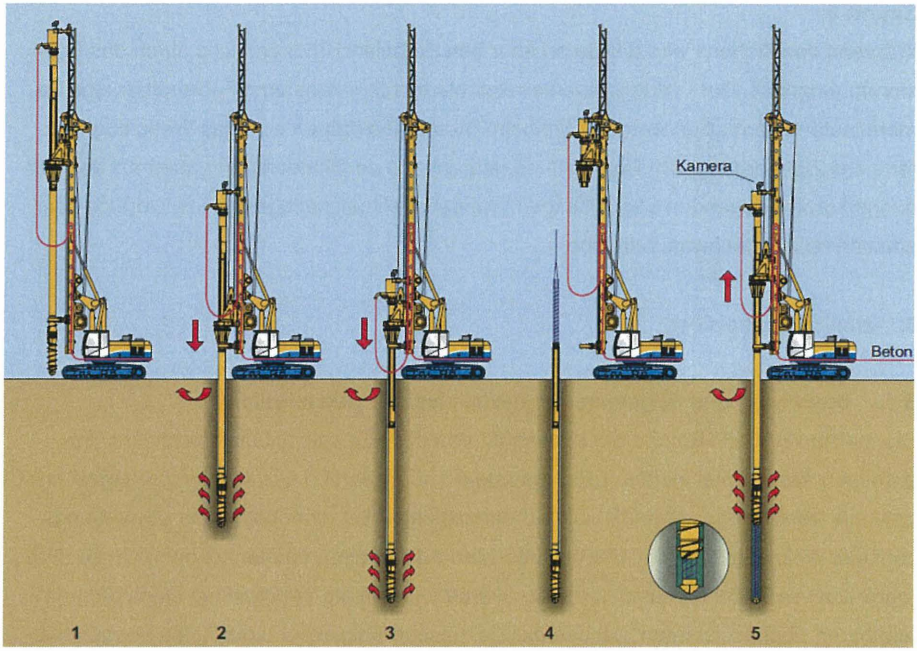


Abbildung 6: Arbeitsablauf System verlorene Spitze (Lost Bit)

Schritt 1:

Einrichten des Gerätes am Bohrpunkt, Aufnehmen der verlorenen Spitze

Schritt 2:

Einbohren des Verdrängerkopfes in den Boden durch Drehen und Eindrücken des Werkzeuges. Der Boden wird mit dem Schneckenanfänger gelöst und durch den konischen Verdrängerkörper in das umgebende Erdreich gedrückt.

Schritt 3:

Abbohren bis zur Endtiefe. Die Bohrtiefe ist durch die Masthöhe begrenzt, kann jedoch durch die Verwendung einer Kellyverlängerung je nach Gerätetyp um 6 – 12 m verlängert werden.

Schritt 4:

Nach dem Erreichen der Endtiefe wird das Drehgetriebe vom Bohrrohr abgekoppelt und der Bewehrungskorb wird mit der Hilfswinde oder einem Hilfskran in das Seelenrohr auf die volle Länge eingebaut.

Schritt 5:

Während des Ziehens wird der Beton über den Betoniertrichter drucklos durch das Seelenrohr eingefüllt. Der Füllungsgrad des Betoniertrichters kann vom Fahrer über eine Kamera laufend kontrolliert werden. Wie beim Standardverfahren wird das Werkzeug während des Ziehvorganges in Bohrrichtung gedreht und verdichtet mit der oberhalb des Verdängerkörpers liegenden gegenläufigen Wendel eventuell nachgefallenes Erdreich oder entspannte Bohrlochwandbereiche

3. Qualitätssicherung

3.1. Steuerung und Regelung mit elektronischen „Assistenten"

Die meisten BAUER-Bohrgeräte können für den FDP-Einsatz mit elektronischen Programmen ausgerüstet werden („Bohrassistent"), die während des Abbohrvorganges eine optimale Vorschubgeschwindigkeit und Vorschubkraft bei einer optimalen Umdrehungszahl des Wekzeuges regeln. Die gewünschten Ausgangsparameter können vom Gerätefahrer über einfache Menüs eingegeben werden. Durch die Verwendung eines programmierbaren „Ziehassistenten" können die Ziehgeschwindigkeit und die Betonmenge aufeinander abgestimmt werden. Dabei wird während des Betoniervorganges die Betonmenge kontinuierlich ermittelt und anhand des Betondurchflusses wird die Ziehgeschwindigkeit automatisch reguliert. Die „Assistenten" sind im Allgemeinen im elektronischen Kontroll- und Steuersystem B-Tronic integriert. Sie gewährleisten eine hohe und konstante Pfahlqualität.

Die aufgezeichneten Daten können gesamt oder selektiv im Zusatzmodul B-Report ausgewertet und als Produktionsprotokoll und Qualitätssicherungsprotokoll ausgedruckt werden.

3.2. α-Wert (Alphawert)

Während des Bohrvorganges werden die Eindringrate (mm/U), die Drehzahl und die Vorschubkraft gemessen. Aus diesen Basisdaten errechnet der Computer den α-Wert. Dieser Wert ist ein Indikator für die Festigkeit oder Lagerungsdichte des Bodens. Er gibt einen Hinweis auf das Antreffen des erforderlichen Traghorizontes bei jedem Pfahl. Damit kann die Pfahllänge optimiert werden (Abbildung 7)

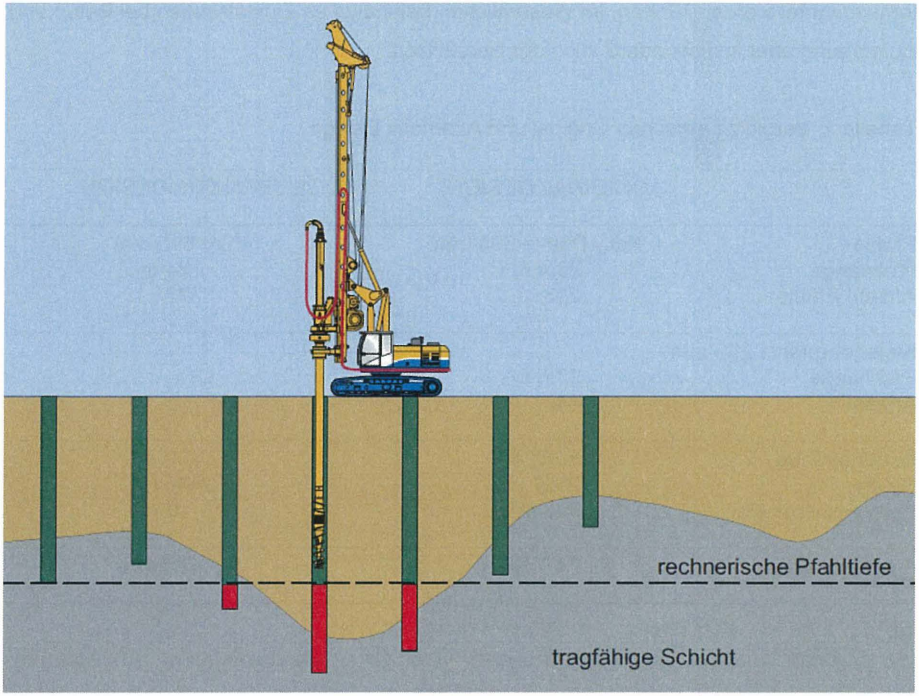


Abbildung 7: Selbsterkundendes System für flexible Pfahllängen, die an die geologischen Verhältnisse angepasst werden können

4. Projektbeispiele

Hauptanwendung für die Nutzung der Vollverdrängersysteme ist die Nutzung als Gründungspfahl. Neben der Nutzung als Gründungspfahl werden die Systeme als Bodenstabilisierungselemente genutzt. Die im Folgenden beschriebenen Projektbeispiele zeigen sowohl die Chancen des Systems wie auch Beispiele die Herstellbarkeit im Grenzbereich der Anwendung.

4.1. Gründung in Padua, Italien

Die Möbelhauskette plante eine Erweiterung des Möbelhauses sowie ein zweistöckiges Parkhaus. Die nachstehende Tabelle zeigt sowohl das Originaldesign als Kombination aus Bohrpfählen und Kleinbohrpfählen sowie das Alternative Design mit der Vollverdrängermethode. Das alternative Design zeigt alle Einsparungseffekte, die bei der Nutzung des Sys-

tems erwartet werden können. Im Wesentlichen beinhaltet es Einsparungen bei Beton und Entsorgung aber insbesondere auch der Herstellzeit.

Tabelle 1: Vergleich zwischen Original und Alternativ Design

	ORIGINAL DESIGN	ALTERNATIV DESIGN
Pfähle	Kelly Pfähle 800 mm	FDP 610 mm
Pfahllänge	23,4 m	24 m
Anzahl Pfähle	216	372
Kleinbohrpfähle 250 mm		
Pfahllänge	23,5 m	--
Anzahl	446	0
Bodenaushub	3065 m³	400 m³
Beton	2527 m³	2446 m³
Zementsuspension	398 m³	0
Ausführungszeit	**74 Tage**	**47 Tage**

Die Baustelle wurde ausgeführt mit einer BG 24 mit Gittermastverlängerung (Abbildung 8). Als System wurde das System der verlorenen Spitze gewählt, um die Installation der Bewehrung auf die volle Pfahllänge zu gewährleisten.



Abbildung 8: BG 24 H mit Gittermastverlängerung und Lost Bit System

4.2. Gründungspfähle für einen Supermarkt in Norddeutschland

Die Baugrundsituation zeigt einen sehr weichen Boden (Klei) mit c_u-Werten zwischen 2 und 5 kPa (Abbildung 9).

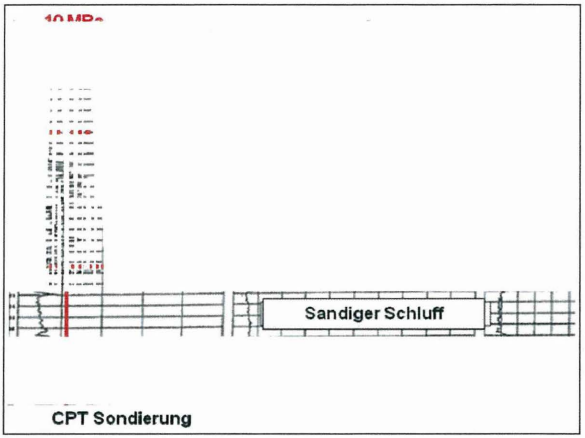


Abbildung 9: Bodenprofil

Diese extrem geringen Scherfestigkeiten erlauben in der Regel keine Betonage unter Druck. Die Wahl des Systems mit verlorener Spitze und drucklosen Betonieren ermöglichte auch unter diesen Verhältnissen eine ordnungsgemäße Herstellung der Pfähle. Die hier hergestellten Pfähle mit einem Durchmesser von 440 mm wurden mit einer RG 20 (Abbildung 10) bis in 13 m Tiefe hergestellt.



Abbildung 10: RG 20 mit FDP Lost Bit, Durchmesser 440 mm

4.3. Conegliano, Italien

Obwohl der anstehende Boden über schlecht bis gar nicht zu verdrängende Bodenschichten verfügt (Abbildung 11), wurde für die Gründung einer aufgeständerten Fahrbahn das Vollverdrängersystem gewählt. 1000 Pfähle mit einem Durchmesser 620 mm und Längen bis zu 18 m mussten eingebracht werden.

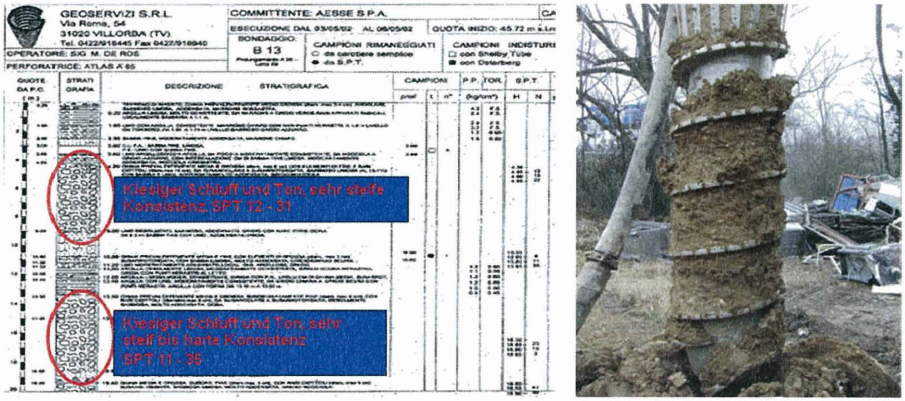


Abbildung 11: Bodenprofil und gefüllte Vorlaufschnecke

Erwartungsgemäß waren die Produktionszeiten mit der Standardausrüstung anfänglich unbefriedigend, so dass nur 1 – 2 Pfähle pro Tag hergestellt werden konnten. Die Umstellung auf die Verwendung einer Vorlaufschnecke (Abbildung 11) sowie einer Anpassung des Freischnittes am Anfänger ermöglichte die Herstellung der Pfähle in einer vertretbaren Zeit. Allerdings zeigt dieses Beispiel ganz deutlich, dass hier die Grenzen des Systems erreicht wurden.

4.4. Hamburg Pfeilerbahn, Deutschland

Im Zuge der Erneuerung der Pfeilerbahn in Hamburg war zwischen Hamburg Harburg und Hamburg Hauptbahnhof ein ca. 2 km langer Streckenabschnitt komplett zu erneuern. Dazu war das bestehende flach gegründete Bauwerk abzubrechen und ein Fangedamm mit geogitterbewehrten Gründungspolster bzw. Stahlbetonplatte neu zu errichten. Die Gründung erfolgte jeweils als Tiefgründung auf Vollverdrängerpfählen mit einem Durch-

messer von 510 mm. Besondere Anforderungen bestanden in der komplexen Abwicklung der Abbruch-, Erdbau-, Spezialtiefbau- und Gleisbauarbeiten zusammen mit Ingenieurbauarbeiten in einem sehr kurzen Zeitfenster.

Die Baugrundverhältnisse waren im Wesentlichen durch folgende Schichtungen gekennzeichnet. Unter Auffüllungen standen Torf- und Kleischichten bis ca. 10-13 m Tiefe an, die dann von tragfähigen Sandschichten unterlagert wurden.

Im Zuge der Ausführung wurden umfangreiche Maßnahmen zur Überprüfung der Eignung und Sicherstellung der Qualität im Rahmen der Erteilung der Unternehmensinternen Genehmigung (UIG) und Zulassung im Einzelfall (ZIE) der DB festgelegt.

Es wurden insgesamt 3 Probefelder ausgeführt. Im ersten Probefeld waren die äußeren Pfahltragfähigkeiten anhand von Pfahlprobebelastungen nachzuweisen. Die erforderlichen Prüflasten von 1.500 kN wurden mit 3.100 kN problemlos erreicht.

Im zweiten Probefeld wurden im normalen Produktionsraster 15 Pfähle hergestellt. Anschließend wurden 3 Pfähle zur Begutachtung durch die Sachverständigen komplett geborgen. Dazu wurde die Mantelreibung durch zusätzliche Bohrungen mit Suspensionszugabe verringert, so dass die Pfähle erst statisch mit einer Presse und dann mit einem Kran gezogen werden konnten (Abbildung 12).





Abbildung 12: gezogene Vollverdrängerpfähle

Im dritten Probefeld wurde umfangreiche Messtechnik zur Überwachung der Verdrängungswirkung und der Verformung der Spundwand eingesetzt. Es wurden Flügel-, Drucksondierungen und Porenwasserdruckmessungen vor und nach der Pfahlherstellung, Inklinometermessungen zwischen und in den Pfählen und an der Spundwand und Lagemessungen am Betriebsgleis durchgeführt. Auch hier wurde die Eignung und Qualität des Vollverdrängungssystems und der Herstelltechnologie nachgewiesen. Die Herstellung erfolgte im Abgleich mit den Probefeldern reihenweise im Pilgerschrittverfahren (Abbildung 13).

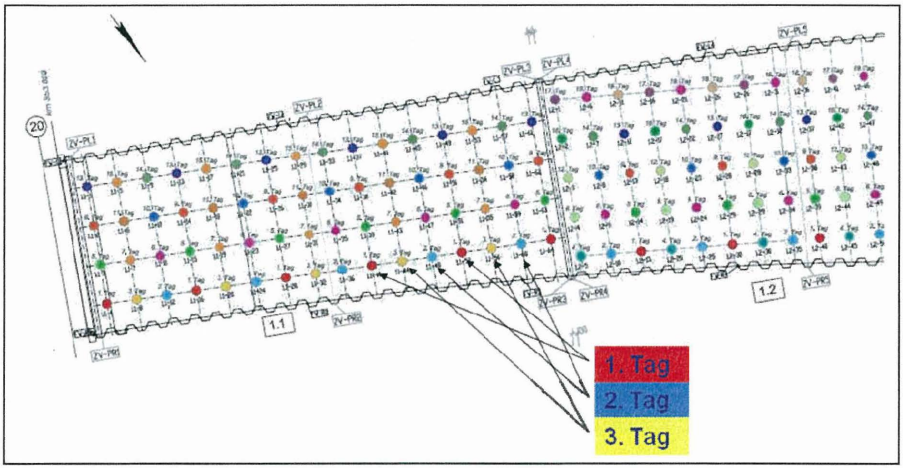


Abbildung 13: Grundrissplan mit Produktionsreihenfolge im Pilgerschritt

Für die Herstellung der 40.000 lfm Vollverdrängerpfähle stand im Rahmen des Bauablaufes ein Zeitfenster von 13 Kalenderwochen zur Verfügung. Die Arbeiten wurden mit 2 Geräten des Typs BG 25 und BG 28 (Abbildung 17) im Zweischichtbetrieb ausgeführt. Der enge Terminplan für die Durchführung der Arbeiten erforderte eine detaillierte Planung der Baustellenabwicklung (Abbildung 15).

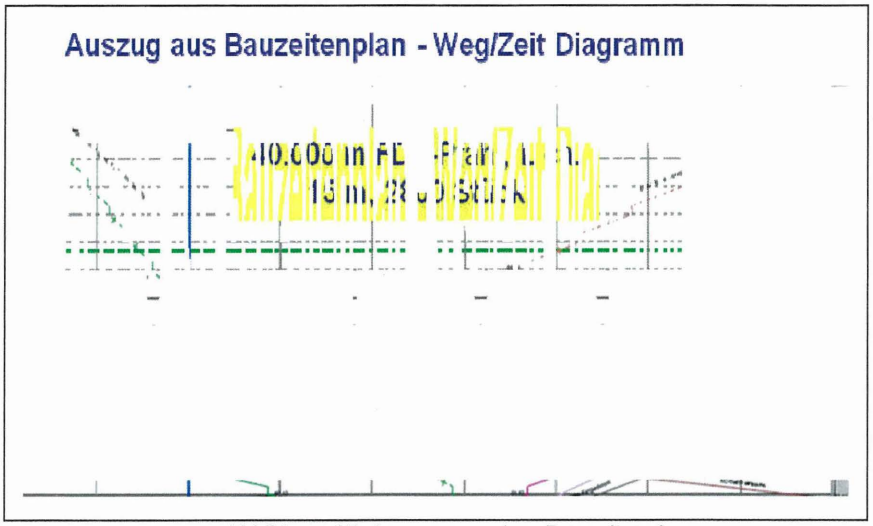


Abbildung 15: Auszug aus dem Bauzeitenplan

Anhand der Herstellprotokolle konnte die Pfahlqualität überzeugend dokumentiert werden. Der Nachweis der Einbindung von 1,5-2 m in die tragfähigen Sandschichten wurde durch die Aufzeichnung und Auswertung der α-Werte (Alphawert) dokumentiert.

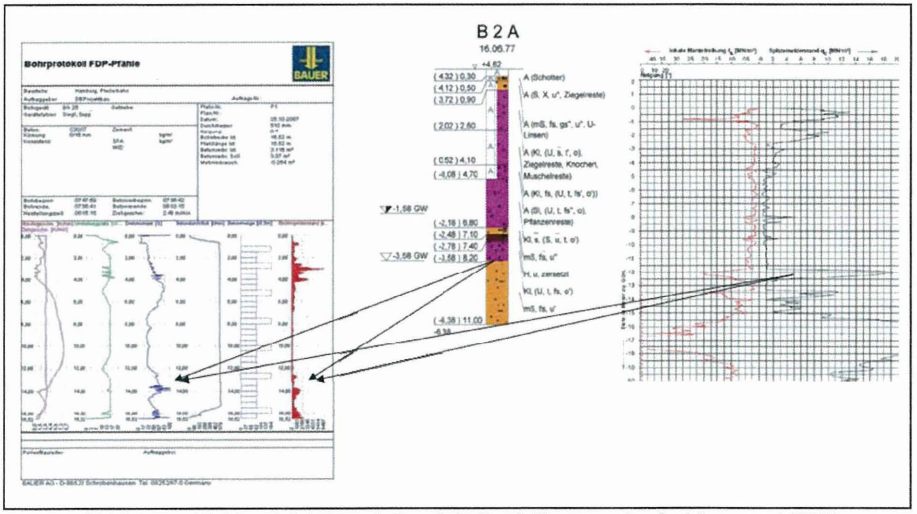


Abbildung 16: Vergleich Herstellprotokoll mit Baugrundaufschluss und CPT

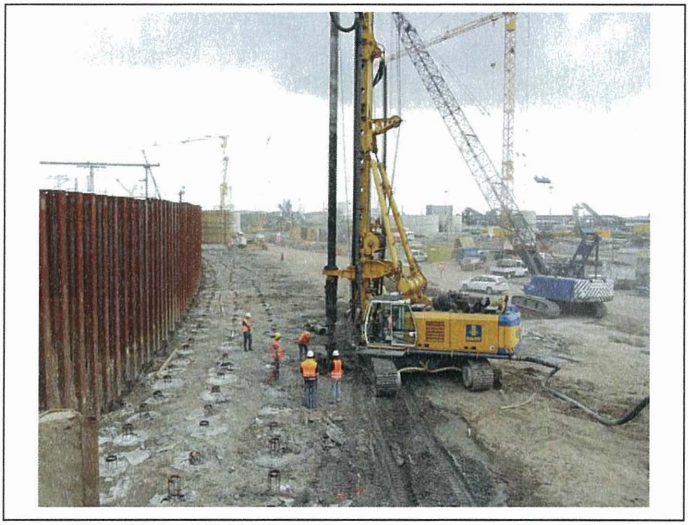


Abbildung 17: BG 28 mit FDP Ausrüstung 510 mm

5. Zusammenfassung

Die verschiedenen Vollverdrängersysteme zeigen eine Reihe von Anwendungsmöglichkeiten zur Optimierung von existierendem Design. Vorteile in der Reduzierung von Bodenaushub oder der Vermeidung von Vibrationen und/oder Hammerschlägen erlauben den Einsatz sowohl in kontaminierten Bereichen wie auch in erschütterungsempfindlichen Bereichen. Die Nutzung der elektronischen Hilfen in Form von Abbohr- und Ziehassistenten sowie des Eindringwiderstandes in Form des α – Wertes stellen eine hohe Produktqualität sicher. Insgesamt betrachtet stellt die Weiterentwicklung Vollverdrängersysteme einen weiteren Schritt in die Zukunft der Gründungsmethoden dar.

Literatur

F.-W. Gerressen, FDP – Displacement piles – an alternative method to bored piles, *Symposio International 2009, Mexico City, Mexico S. 99-106, 2009*

P. Busch, Research and development of displacement piles, *17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, 2009*

P. Busch, J. Grabe, F.-W. Gerressen, G. Ulrich; Use of foundation piles for reinforcement of existing pile foundation, *DFI and EFFC 11th international conference: Geotechnical challenges in urban regeneration, London, UK, S. 113-119, 2010*

Autoren

Dipl.-Ing. Thomas Boeck — Thomas.Boeck@bauer.de

BAUER Spezialtiefbau GmbH — www.bauer.de
Industrieweg 2 a, 99727 Nordhausen — Tel.: 3631 632-727

Dipl.-Ing. Franz-Werner Gerressen — Franz-Werner.Gerressen@bauer.de

BAUER Maschinen GmbH — www.bauer.de
BAUERStrasse 1, 86529 Schrobenhausen — Tel.: 08252 97-1812



BAUER-Messtechnik - ein kompetenter Dienstleister für Spezialtiefbaufirmen

Die Abteilung Bautechnik der BAUER Spezialtiefbau GmbH betreut die Bauausführung in allen verfahrenstechnischen, qualitätssichernden und messtechnischen Fragen. Die Bautechnik ist Entwickler und Hersteller von speziellen Ausrüstungen für die Versuchs- und Messtechnik des Spezialtiefbaus:

- Inklinometermessungen
  - zur Bestimmung von Baugrubenverformungen
  - Lagevermessung von Horizontalbohrungen
  - Hebungen von Unterwasserbetonsohlen
- Vermessung von Schlitzwänden und suspensionsgestützen Pfählen mit Ultraschall (Kodenmessgerät)
- Bohrlochverlauf von verrohrten Pfählen mit Seilneigungsmessgerät
- Verkauf von Kraftmessdosen inkl. automatischer Datenerfassung
- Probebelastungen an Pfählen und Schlitzwandelementen inkl. Messtechnik
  - Druck bis 30 MN (höhere Lasten mit Sonderkonstruktionen auf Anfrage)
  - Zug bis 10 MN
  - Ankerprüfungen/Mikropfahlprüfungen

BAUER Spezialtiefbau GmbH
Abteilung Bautechnik
BAUER-Straße 1, 86529 Schrobenhausen
Tel. 08252 97-1303, BST-BT-SEK@bauer.de
www.bst-messtechnik.de

Vergleich von Vibrexpfählen und Schraubbohrpfählen anhand von Probebelastungen

Dr.- Ing. M.Sc. Jimmy Wehr
Dr.- Ing. Jerzy Świniański

1 Einleitung

Im Rahmen der Erweiterung einer Raffinerie sind zahlreiche Installationen und Objekte in den Jahren 2007 bis 2010 in Planung und in Bau, um die Produktivität des Unternehmens in den nächsten Jahren zu verdoppeln. Dies ist z. Z. die größte petrochemische Investition Europas. Es sind mehrere weltweittätige Spezialfirmen, Lieferanten und Ingenieurbüros aktiv, die alle neuen Installationen entworfen haben und bauen. Gebäude, mehrere Tanks (max. 50 000 m^3), Reaktoren, Kamine (bis 80 m) und zahlreiche Stahlkonstruktionen werden gebaut. Teile der neuen Installationen werden sehr nah an und zwischen bestehenden Objekten, oft mit sehr schwierigem Zugang und in engsten räumlichen Verhältnissen errichtet.

In den Ausschreibungsdokumenten hat der Bauherr für alle empfindlichen Objekte und Installationen die zulässige maximale Setzung auf 25 mm begrenzt. Da Installationen in schwierigen Baugrundverhältnissen zu realisieren sind, hatten mehrere GU's, Baufirmen und deren Büros zu entscheiden und vor dem Bauherrn zu verantworten, welche Fundamente flach oder tief zu gründen sind.

2 Geotechnische Verhältnisse und Aufgabe

Die Raffinerie liegt im Mündungsbereich eines Flusses mit komplizierten Bodenverhältnissen, die für viele Städte im Ostseeraum charakteristisch sind. Der typische Bodenaufbau mit einigen Drucksondierungsprofilen ist in Abb. 1 dargestellt.

Bis 4 m unter GOK wurden mitteldichte/lockere Feinsande (S1), stellenweise mit organischen Schluffen/Tonen (C1) geschichtet, angetroffen. Darunter liegt dichter

Feinsand (S2) und noch tiefer organischer Ton (C2, cu ≈ 20-30 kPa). Weitere mitteldichte/dichte Feinsande S3 und S4 sind noch durch organischen Ton (C3, cu ≈ 30-40 kPa) unterteilt. Der untere Feinsand (S4) geht in dichten Mittelsand (S5) über. Den Drucksondierungsprofilen ist zu entnehmen, dass Grenzen der Bodenschichten z. T stark variieren. Grundwasser wurde ca. 1,0- 2,5 m unter GOK erbohrt. In diesem Teil des Geländes wird das Wasser abgesenkt.

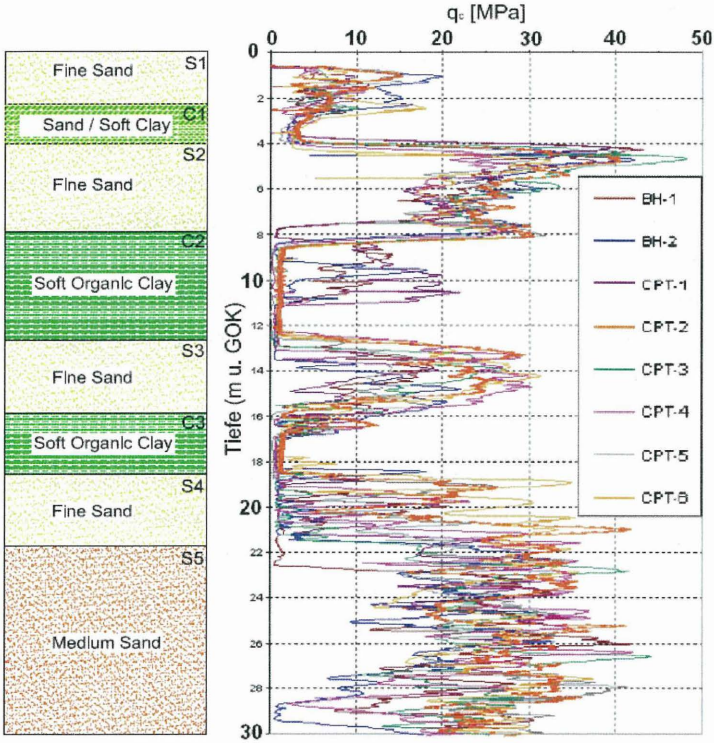


Abbildung 1: Baugrundaufbau im Bereich der Raffinerie

In bestehendem Baugrund war eine Flachgründung mit Bodenverbesserung für sehr leichte Konstruktionen mit kleinen Fundamenten selbst ohne die organische Schicht C1 nur bedingt (z. B. für nicht sehr empfindliche Tanks) möglich. In anderen Fällen musste eine Tiefgründung auf Pfählen oder starren pfahlähnlichen Elementen bis in eine maximale Tiefe von 21-26 m angewandt werden.

Die Firma Keller hat den geotechnischen Wettbewerb gewonnen und von dem zweitem Auftrag an alle weiteren über 20 Aufträge erhalten (beim Ersten hatte ein Mitbewerber Schraubbohrpfähle von über 20 m Länge nicht problemlos geschafft). Der Ausführungsentwurf ist vorbereitet und die Arbeiten termingerecht und einwandfrei ausgeführt worden.

Die ausgeführten und beauftragten Arbeiten umfassen:

- 3180 Pfähle (64.000 m), davon: a) 1440 Vibrex-/Gürtelrüttlerpfähle (406 mm, L = 21 - 23 m), b) 1180 CFA - Schraubbohrpfähle (430 mm, 630 mm und 800 mm, L = 12 - 26 m) und c) 560 MESI Mikropfähle gebohrt mit 101-127 mm Stahlrohren (L = 15 - 16 m).
- 3340 Rüttelstopfsäulen (26.800 m) für die Gründung der 3 Tanks und 4 leichten Gebäude, sowohl 140 DSM- Säulen für den Baugrubenverbau.

Die oben genannten Pfahlarten sowie die Rüttelstopfverdichtung sind, bis auf die Vibrex-/Gürtelrüttlerpfähle, seit mehreren Jahren bekannt und auch von Keller oft ausgeführt worden. Deswegen werden im nachfolgenden Teil nur die Vibrex-/Gürtelrüttlerpfähle detailliert beschrieben.

3 Vibrex-/Gürtelrüttlerpfähle

Vibrex-/Gürtelrüttlerpfähle sind Ortbeton-Vollverdrängungspfähle, die mithilfe moderner Gerätetechnik seit ca. zwei Jahren auf dem deutschsprachigem Markt angeboten werden. Ein erstes derartiges Pfahlgroßprojekt in Domdidier in der Schweiz wurde vor kurzem fachtechnisch beschrieben (Schmid 2008). Im Vergleich zu Domdidier waren die Pfahlfundamente hier anderen Lastkombinationen (z. B. Druck/Zug mit z. T. hohen Horizontalkräften) ausgesetzt und es wurden auch andere Bodenverhältnisse angetroffen.

3.1 Ablauf der Pfahlherstellung

An das Liebherr Gerät LRB 255 wurde das 30 m lange Rammrohr (406 mm) und ein Gürtelrüttler 32 VMR gehängt (s. Abb 5). Diese ca. 100 Tonnen schwere Gerätschaft mit verstellbarem Moment und frequenzgesteuertem Rüttler konnte eine ca. 400 kN große Druck- oder Zugkraft beim Vortreiben oder Herausziehen des Rohres ausüben um einen optimalen Pfahlherstellvorgang zu erreichen.

Am Einsatzpunkt wird das Rammrohr zuerst mit einem verlorenem Stahlfussdeckel (s. Abb. 3) von unten verschlossen und dann auf eine Solltiefe einvibriert (s. Abb. 2, links). Um dichte Sande (S2-S4) zu durchdringen, die Penetrationszeit zu verkürzen und Erschütterungen in der Umgebung zu minimieren wurde eine Niederdruckwasserspülung beim Vortreiben angewendet. Die Wasserspülung wurde oben eingeschaltet und ca. 2 m über der Solltiefe abgestellt. Zwei Kreiselpumpen haben Leitungswasser aus einem Spülcontainer mit einem Druck von ca. 20 bar in zwei Spülrohre gefördert (s. Abb. 4).

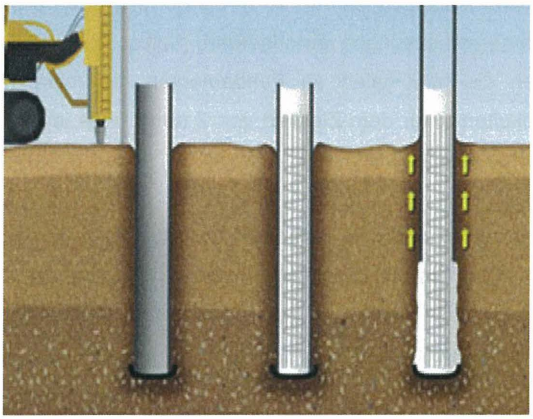






Abbildung 2: Etappen der Pfahlerstellung (links): Einvibrieren des Rohres, Einbau der Bewehrung, Betonieren mit Herausziehen des Rohres

Abbildung 3: Verlorener Stahlfußdeckel (rechts oben)

Abbildung 4: Reinigen der Spülrohre (rechts unten)

Nach dem Erreichen der Solltiefe wurde ein aus zwei Teilen zusammengesetzter Bewehrungskorb in das Rammrohr eingeführt (s. Abb. 2 Mitte, Abb. 7). Die Pfähle wurden über die ganze Länge bewehrt (5 Stäbe mit bis zu 20 mm und Spirale). In Abb. 6 sind noch zwei Stahlrohre für eine Ultraschall-Pfahlintegritätsprüfung mit der CSL-Methode (Crosshole Sonic Logging) zu sehen.

Nach dem Einführen der Bewehrung wird der Beton C25/30 von einer Betonpumpe über eine Leitung und den Schwenkkopf direkt ins Rammrohr gefördert (s. Abb. 2 rechts und Abb. 8). Da hier Vibrexpfähle ohne Geotextilummantelung, die in der Schweiz angewendet wurde, erstellt worden waren, war der Betonverbrauch um 40-50 % größer als der theoretische Querschnitt des Rammrohres.

Vor ersten Pfahlarbeiten wurden Probepenetrationen und Pilotpfähle mit begleitenden Erschütterungsmessungen ausgeführt. Der Bauherr und der Auftraggeber wollten die Vertraglichkeit der neuen Technologie und die Pfahltragfähigkeiten verifizieren.

In einer Entfernung zu empfindlichen Installationen von 20 m bis 60 m wurden alle 10 m Probepenetrationen mit Erschütterungsmessungen durchgeführt. Selbst in der kleinsten Entfernung von ca. 20 m lagen die maximalen an Fundamenten der Installationen gemessenen Partikelgeschwindigkeiten unter dem Zielwert von 2 mm/s, was immer noch deutlich unter den zulässigen Werten des Bauherrn lag.

Während der Pfahlherstellung wurden folgende Prozessdaten über die Zeit und die Tiefe überwacht und kontinuierlich in Pfahlprotokollen aufgenommen: Eindringtiefe und -geschwindigkeit des Rohrs, Frequenz und Amplitude des Rüttlers, Druck- und Ziehkraft des Geräts, Öldruck im Rüttler und Betonverbrauch.









Abbildung 5: LRB 255 mit 30 m langem Rohr und Gürtelrüttler

Abbildung 6: Bewehrungskorb mit Abstandhalter und 2 Rohren für Crosshole Sonic Logging (recht oben)

Abbildung 7: Montage des zweiten Teils des Bewehrungskorbs (rechts Mitte)

Abbildung 8: Betonieren des Pfahles im Rohr über dem Schwenkkopf (r. unten)

4 Qualitätskontrolle und Pfahltests

Außer der Erfassung der Prozessdaten jedes Pfahles wurden überprüft:

- Die Betonqualität jeder Lieferung (z. B. Würfelproben),
- Die Pfahlintegrität für insgesamt ca. 50% der Pfähle,
- 250 % der Gebrauchslast der Pilotpfähle mit Probebelastungen
- 150 % der Gebrauchslast der Produktionspfähle mit Probebelastungen. Ein Prozent der Produktionspfähle wurden statisch belastet.

Bei langen Vollverdrängungspfählen (bei L/D > 30 ÷ 50) ist manchmal das Fußsignal bei der „Low strain" Integritätsprüfung schwer auswertbar. Deswegen wird in solchen Fällen eine Ultraschall-Pfahlintegritätsprüfung, deren Beispiel in Abb. 9 dargestellt ist, empfohlen.

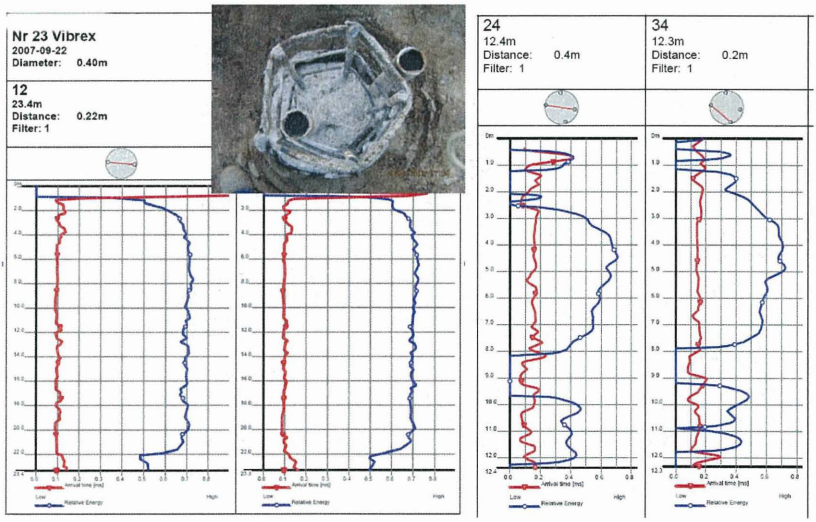


Abbildung 9: Ergebnisse einer Ultraschall-Pfahlintegritätsprüfung:
gesunder Vibrexpfahl links, Pfahl mit Defekten rechts

5 Vergleich der Probebelastungen und statische Berechnungen

Die Last-Setzungskurven der auf Druck statisch belasteten Vibrex- und CFA-Pilotpfähle lassen folgende Schlüsse zu (s. Abb. 10):

- Vibrexpfähle mit einer Länge von 21 m, 23 m, und 25 m zeigten ähnliches, fast lineares Verhalten bis zu einer maximalen Prüflast von 3000 kN. Die gemessene Maximalsetzung betrug 6-8 mm, d. h. ca. 15-20 % des Pfahldurchmessers. Bleibende Setzungen von Vibrexpfählen lagen bei 1,4-2,2 mm. Die maximale Spannung im theoretischen Pfahlquerschnitt betrug ca. 23 MPa bei einer zulässigen Druckfestigkeit im bewehrten Beton C25/30 von 16,7 MPa.

- CFA-Pfähle mit einer Länge von 21 m und 25 m zeigten ebenfalls ähnliches Verhalten bis zur maximalen Prüflast von 3500 kN. Gemessene Maximalsetzungen betrugen 12-14 mm, d. h ca. 20-22 % des Pfahldurchmessers. Bleibende Setzungen von CFA-Pfählen lagen bei 7,2-8,5 mm. Die maximale Spannung im theoretischen Pfahlquerschnitt betrug ca. 11,2 MPa bei einer zulässigen Druckfestigkeit im unbewehrten Beton C25/30 von 13,9 MPa (CFA-Pfähle waren nur bis 12-15 m Tiefe bewehrt).

- Bei hohen Lasten (2500-3000 kN) zeigten Vibrexpfähle (D = 406 mm) steiferes Verhalten und kleinere bleibende Setzungen als CFA-Schraubbohrpfähle (D = 630 mm). Die Grenzmantelreibung der CFA-Pfähle war bei der maximalen Prüflast von 3500 kN bereits überwunden, was wiederum bei Vibrexpfählen (bei 3000 kN) nicht festgestellt wurde.

- Bei keinem der Probepfähle wurde bis 3000-3500 kN die Grenzlast erreicht. Die geotechnische Pfahltragfähigkeit eines Einzelpfahles konnte zu 80 % der maximalen Prüflast, d. h ca. 2400 kN für Vibrex- und ca. 2800 kN für CFA-Pfähle abgeschätzt werden.

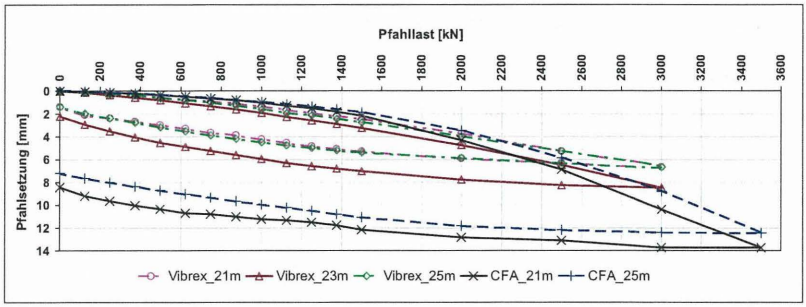


Abbildung 10: Last-Setzungskurven der drei Vibrex 406 mm und zwei CFA 630 mm Testpfähle

Die Last-Hebungskurven der auf Zug statisch belasteten Vibrexpfähle lassen folgende Schlüsse zu (s. Abb. 11):

- Das Last-Hebungsverhalten der Vibrexpfähle auf Zug war durch die Festigkeit der Bewehrung geprägt. Nach Überschreiten der zulässigen Spannungen im Bewehrungskorb, z. B. 422 kN bei 5 Stäben ∅16 mm nahmen die Hebungen deutlich zu. Bleibende Hebungen nach Entlastung lagen bei 1,5-2,2 mm.

- Bei einem Zugprobepfahl mit einer Bewehrung von 7 Stäben ∅25 war bis 1400 kN keine Grenzlast festzustellen. Die bleibende Hebung lag nach der Entlastung nur bei 2,4 mm.

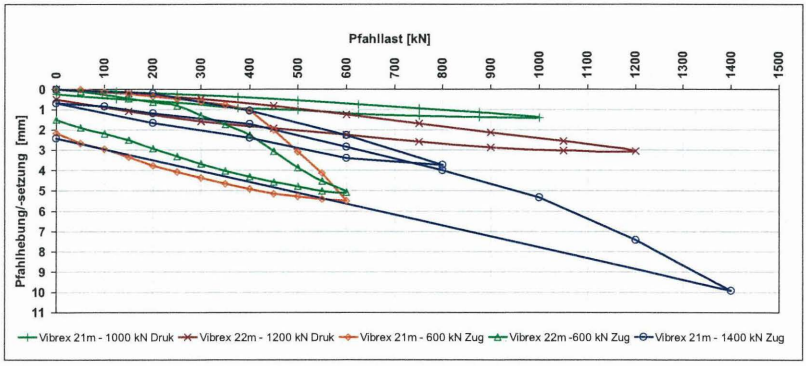


Abbildung 11: Last-Hebungs- und Setzungskurven der Vibrexpfahle aus statischen Probebelastungen

Tabelle 1: Zulässige Pfahllasten berechnet nach LCPC Methode und geschätzte Pfahllasten aus Probebelastungen

	Zulässige Pfahllasten aus stat. Berechnungen und Probebelastungen [kN][1]		
Pfahllänge	LCPC B&G [2]	LCPC B&G [3]	Probebelastung [4]
1	2	3	4
Vibrex-/Gürtelrüttlerpfähle 406 mm			
21 m	1290	1690	2400
23 m	1330	1750	2400
25 m	1380	1940	2400
Schraubbohrpfähle - CFA 630 mm			
21 m	1380	1950	2800
23 m	1610	2270	--
25 m	1840	2400	2800

Legende:

1. Pfahllasten mit Teilsicherheitsbeiwerten ohne Gruppeneffekte und eventuelle negative Mantelreibung
2. Tragfähiger Boden: nur Sande S4 und S5, unter dem organischem Ton C3
3. Tragfähiger Boden: Sande S3, S4 und S5, d. h. auch Sand über dem Ton C3
4. Tragfähigkeit eines Einzelpfahles: interpretiert als 80 % der maximalen Prüflast

In geschichtetem Bodenaufbau (s. Abb. 1) wurde angenommen nur die Sandschichten S4 und S5 als tragfähig zu betrachten. Mit der LCPC Methode von Bustamante & Gianeselli (1982), der Ergebnisse von Drucksondierungen zugrunde liegen, erhielt man die zulässigen Pfahllasten der Tabelle 1, Spalte 2. Die Berücksichtigung der tragfähigen Sandschicht S3 zusätzlich führt zu höheren, realistischen zulässigen Pfahllasten, die den Ergebnissen der Probebelastungen näher kommen (s. Tabelle 1, Spalte 3).

Aufgrund der zulässigen Druckfestigkeit des Betons C25/30 mit einem zusätzlichen Teilsicherheitbeiwert von 1,5 und 2,0 wurden in dem Ausführungsentwurf die zulässigen Pfahllasten auf maximal 1460 kN für Vibrexpfähle und auf maximal 2170 kN für CFA Schraubbohrpfähle 630 mm begrenzt.

7 Zusammenfassung

Für die Erweiterung einer Raffinerie wurden Vibrex-/Gürtelrüttlerpfähle angewendet. Da die Raffinerie im Mündungsbereich eines Flusses liegt, wurden auf dem ganzen Gelände komplizierte Bodenverhältnisse angetroffen. Sandiger Untergrund ist mit mehreren Schichten organischer Sedimente bis in eine Tiefe von maximal 22 m angesprochen worden. Alle empfindlichen und schweren Gebäude und Installationen sollten tief auf Pfählen gegründet werden, da die zulässigen Setzungen vom Bauherrn auf maximal 25 mm begrenzt wurden.

Vor den eigentlichen Pfahlarbeiten wurden Pfahlprobebelastungen an 25 m langen Vibrexpfählen mit 406 mm Durchmesser ausgeführt, welche eine fast lineare Steifigkeit zeigten. Bis 3.000 kN konnten nur vernachlässigbare Setzungen und keine Grenzlast nachgewiesen werden. Die Pfahltragfähigkeiten haben die zulässigen Lasten deutlich überschritten.

Insgesamt wurden über über 3000 Vibrex-, Schraubbohrpfähle und MESI Mikropfahle mit einer Länge bis 27 m hergestellt. Die mit Gürtelrüttler hergestellenten Vibrexpfähle konnten im Gegensatz zu Schraubbohrpfählen über die ganze Pfahllänge bewehrt werden, was für hohe Anlagenteile mit großen Zugkräften, z. B. Kamine, von großer Bedeutung war.

Insgesamt wurden über 30 Probebelastungen (Druck und Zug) und mehrere Integritätstests durchgeführt. Probebelastungen von Vibrexpfählen im Vergleich zu Schraubbohrpfählen zeigten bei hohen Lasten steiferes Verhalten und kleinere bleibende Setzungen. Statische Berechnungen schätzten die Ergebnisse der Probebelastungen in konservativer Wese ab.

Literatur

M. Bustamante / L. Gianeselli, (1982); Pile bearing capacity predictions by means of CPT, *In European Symposium on Penetration Testing, ESOPT, 2(2)*

Liebherr / BVV, (2008); Spezialtiefbau – Kompendium Verfahrenstechnik und Geräteauswahl, *Ernst & Sohn, 1. Auflage, Berlin*

D. Schmidt, (2008); Ortbeton- Verdrängungs-Pfahl, Einführung eines neuen Gründungselement am Beispiel Sonderfundierung ALDI, CH-Domdidier, 7268 Pfähle à 35 m Länge. *6. Kolloqium, Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, S. 571-578, 2008.*

Autoren

Dr. Ing. M.Sc. Jimmy Wehr J.Wehr@kellerholding.com
Dr.-Ing. Jerzy Świniański jswinianski@keller.com.pl

Keller Holding GmbH www.KellerHolding.com
Kaiserleistraße 44, 63067 Offenbach Tel.: 069 8051-257

Professional Pile Testing Equipment
Geotechnical Monitoring Systems

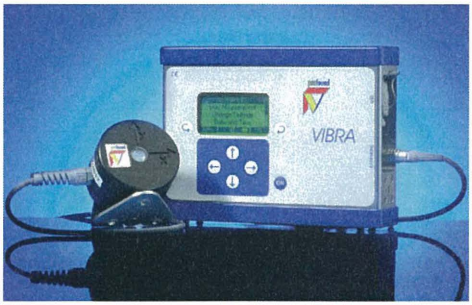


SIT-Serie
Innovatives Pfahlintegritätsgerät

- ✓ Prüfung von Betonpfählen mit dem Low Strain Verfahren
- ✓ Gemäß ASTM D5882-07, EA Pfähle
- ✓ Hochwertiger Beschleunigungsaufnehmer
- ✓ Kostengünstige Methode
- ✓ Expert Analyse Software
- ✓ Project Quality Control, mit u.a. integriertem GPS

VIBRA-Serie
Schwingungsmessgerät

- ✓ Gemäß DIN 4150 Teil 2 und 3
- ✓ Peak-Geschwindigkeit, -Beschleunigung Frequenz der Geschwindigkeit, Schwingweg
- ✓ Kompakt und robust
- ✓ Option: vollständiger Signalverlauf
- ✓ Bis zu 4 Wochen unbeaufsichtigt messen
- ✓ Integrierte GPRS-Option



Profound, your partner in:

Pile Load Testing (STN, DLT)	Pile Integrity Testing (*SIT*-series and *The WOODPECKER*)
Pile Driving Analysis (PDA)	Vibration Monitoring (*VIBRA*-series)
Wave Equation Programs (TNOWAVE)	Geotechnical and Structural Monitoring (IS)

Weitere Auskünfte:

Profound BV
Limaweg 17
Waddinxveen, Niederlande

Tel. +31 (0)182 640 964
www.profound.nl
info@profound.nl

Wiedernutzbarmachung über 30 Jahre alter Pfähle als Gründungselemente für einen Kraftwerksneubau

F. Kirsch, Th. Richter
A. Buchheim

Kurzfassung:

Durch Pfahlprüfungen und betontechnologische Untersuchungen sowie ergänzende Baugrunduntersuchungen auf dem Gelände des Heizkraftwerkes Lichterfelde in Berlin wird untersucht, ob die unter den Gründungsplatten von zwei alten zwischenzeitlich abgetragenen Öltanks im Untergrund verbliebenen Pfähle für die Wiederverwendung beim Neubau von Kraftwerksanlagen geeignet sind.

Zur Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit der historischen Pfähle aus den 1970er Jahren wurden Integritätsprüfungen sowie statische und dynamische Probebelastungen an ausgesuchten Pfählen durchgeführt.

Berücksichtigt wurden dabei unterschiedliche Baugrundverhältnisse im Plattenbereich sowie die Lage der Pfähle. Die Stahlbetonplatten wurden an drei Stellen sowohl in Plattenmitte als auch im Randbereich aufgebrochen und insgesamt 18 Pfähle freigelegt. Anhand von Integritätsprüfungen und Untersuchungen des in Kernproben entnommenen Pfahlbetons wurde die Unversehrtheit der Pfähle überprüft.

Mit zwei statischen Probebelastungen wurden Grenzlasten bis zu 12 MN nachgewiesen. Anhand der Last-Verformungs-Diagramme können die Steifigkeiten der Einzelelemente ermittelt werden. Darüber hinaus wurden 18 dynamische Pfahlprüfungen durchgeführt und nach dem CAPWAP-Verfahren ausgewertet.

Mithilfe der vorliegenden Ergebnisse aus historischer Recherche, ergänzenden Baugrundaufschlüssen und betontechnologischen Untersuchungen, Pfahlintegritätsprüfungen sowie statischen und dynamischen Probebelastungen kann ein Konzept für die Wiedernutzbarmachung der Altgründung erarbeitet werden, um eine ressourcenschonende Errichtung des Kraftwerksneubaues zu gewährleisten.

1 Einleitung

Die Vattenfall Europe Wärme AG plant die Neuerrichtung eines modernen Heizkraftwerkes auf dem Gelände des derzeitigen Heizkraftwerkes Lichterfelde in Berlin.

Das Heizkraftwerk ging Anfang der 1970er Jahre nach dem Prinzip der Kraft-Wärme-Kopplung in Betrieb. Das Kraftwerk wurde zunächst jahrelang mit Schweröl betrieben. Alle drei Blöcke des heutigen Heizkraftwerks werden mit dem Brennstoff Erdgas versorgt.

Bis Ende 2014 wird Vattenfall das bestehende Heizkraftwerk durch ein modernes Gas- und Dampfturbinen-Heizkraftwerk ersetzen, das weiterhin den Energieträger Erdgas nutzen wird. Aufgrund des höheren Wirkungsgrades wird die neue Anlage in Lichterfelde effizienter und ressourcenschonender als ihr Vorgänger sein.

Für die Errichtung der neuen Kraftwerksanlage wird auch der Bereich eines ehemaligen Tanklagers herangezogen, von dem nach dem Abbruch der Öltanks noch die Gründungsplatten mit einer Dicke von ca. 1,3 m und einem Durchmesser von ca. 55 m sowie die darunter angeordneten insgesamt ca. 350 Pfähle vorhanden sind. Bild 1 zeigt ein Luftbild der Situation.

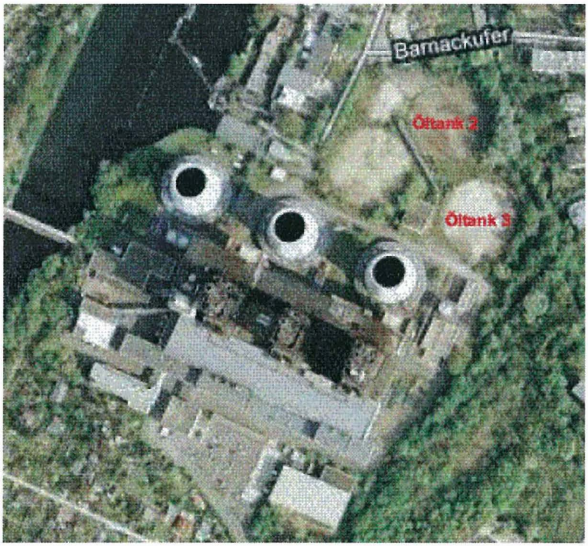


Bild 1: Heizkraftwerk Lichterfelde mit dem Bereich der abgebrochnen Öltanks.

2 Baugrundverhältnisse

Das Gelände des Heizkraftwerks Lichterfelde liegt im Bereich der Hochflächenbildung des Pleistozän der Wechseleiszeit. Der nordwestliche Bereich ist von einer Sandfläche überdeckt, die in unterschiedlichen Tiefen von Geschiebemergel unterlagert ist. Auf der Südostseite dagegen werden diese Schichten von einem Flachmoortorf über Wiesenkalk bzw. von Moorerde überdeckt.

Im Bereich des ehemaligen Tanklagers steht unter der teilweise bis 6 m Tiefe reichenden Auffüllung organischer Boden an, der an der tiefsten Stelle im Bereich des ehemaligen Tanks 3 erst ab einer Tiefe von 14 m unter Gelände von mitteldicht bis dicht gelagertem Sand oder steifem bis halbfesten Geschiebemergel unterlagert wird. Die organische Schicht streicht an den Rändern der Teilfläche auf kurze Entfernung aus. Die Konsistenz der organischen Schichten liegt im breiigen Bereich. In einer aus 10,5 m Tiefe untersuchten Probe wurde eine flüssige Konsistenz ermittelt. Nachfolgendes Bild 2 zeigt einen repräsentativen Schnitt durch den Bereich der Tankgründungen.

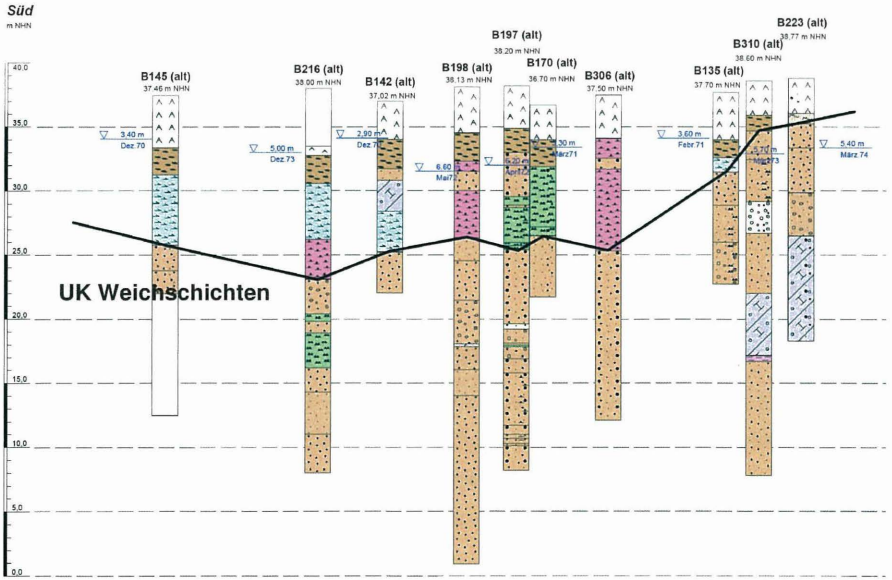


Bild 2: Untergrundaufbau mit UK der Weichschichten.

3 Altgründung

3.1 Gründung auf Preßbetonpfählen (Tank 2, 1973)

Die Gründung des im Jahre 1973/74 gebauten Öltanks 2 erfolgte auf 183 Bohrpfählen mit einem Durchmesser von 0,9 m und einer planmäßigen Fußverbreiterung auf dem untersten Pfahlmeter auf eine Durchmesser von ca. 1,6 m. Die Pfähle wurden als sog. Preßbetonpfähle der Fa. Grün+Bilfinger nach dem Hochstrasser-Weise Verfahren mit Längen zwischen 17,6 m und 22,6 m hergestellt.

Auf den Pfählen ruht eine ca. 1,1 m dicke Stahlbetonplatte, die den ca. 54,5 m durchmessenden Öltank trug, der mit einer Höhe von 26 m ein Fassungsvolumen von 60.653 m^3 hatte.

Beim Hochstrasser-Weise-Verfahren wird das einteilige Bohrrohr mit einer pneumatisch betriebenen Drehschwinge, die mit Anschlägen am Rohr befestigt ist, in oszillierende Bewegung gebracht und unter dem Gewicht des Rohres und der Drehschwinge in den Boden versenkt, während mittels Seilgreifer die Bohrgutförderung vorgenommen wird.

Beim Ziehen des Bohrrohres mit einem Seilzug wird das Rohr oben verschlossen und Druckluft in den Zwischenraum zwischen Deckel und Frischbetonsäule aufgebracht. Auf diese Weise wird das Bohrrohr stetig aus dem Boden herausgezogen. Der Überdruck kann auch dazu verwendet werden, durch Auspressen des Frischbetons am Pfahlfuß eine Verbreitung der Betonsäule zu erreichen. In Bild 3 ist die planmäßige Fußverbreiterung des Pfahldurchmessers von 90 cm auf 160 cm dargestellt.

3.2 Gründung auf Drehbohrpfählen (Tank 3, 1979)

Der Öltank 3 wurde 1979 auf 148 Großbohrpfählen (d= 1,22 m) der Fa. Bauer abgesetzt. Die Pfahlherstellung erfolgte als Drehbohrpfahl wahrscheinlich unter Einsatz einer am Bohrgerät befestigten Verrohrungsmaschine und einer intermittierenden Bohrgutförderung über Bohreimer oder Schnecke (Kelly-Gerät).

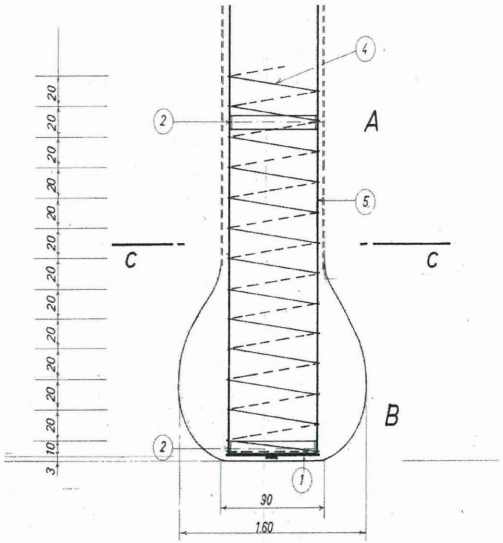


Bild 3: Preßbetonpfähle der Fa. Grün+Bilfinger (Planauszug 1973).

Die planmäßigen Pfahlbelastungen betrugen seinerzeit 3.800 kN, 4.600 kN bzw. 5.000 kN. An einem 12,1 m langen Testpfahl, der am Standort in Sand, Kies und Geschiebemergel steht, wurde 1979 eine statische Probebelastung vorgenommen. Die Grenzlast wurde mit 6.400 kN ermittelt. Daraus abgeleitet wurden ein Pfahlspitzendruck von 2,3 MN/m² und Mantelreibungswerte zwischen 75 kN/m² und 100 kN/m².

4 Untersuchungen der Gründungsqualität

4.1 Konzept

Zunächst sind die 1,1 m dicken Stahlbetonplatten der Öltanks bereichsweise aufzubrechen und die Pfahlköpfe freizulegen. Insgesamt sollen 18 Pfähle einer Untersuchung im Hinblick auf Qualität und Tragfähigkeit unterzogen werden. Je Öltank wurden drei Bereiche festgelegt, die die unterschiedlichen Pfahllängen und Baugrundeigenschaften abbilden (vgl. Bild 4).

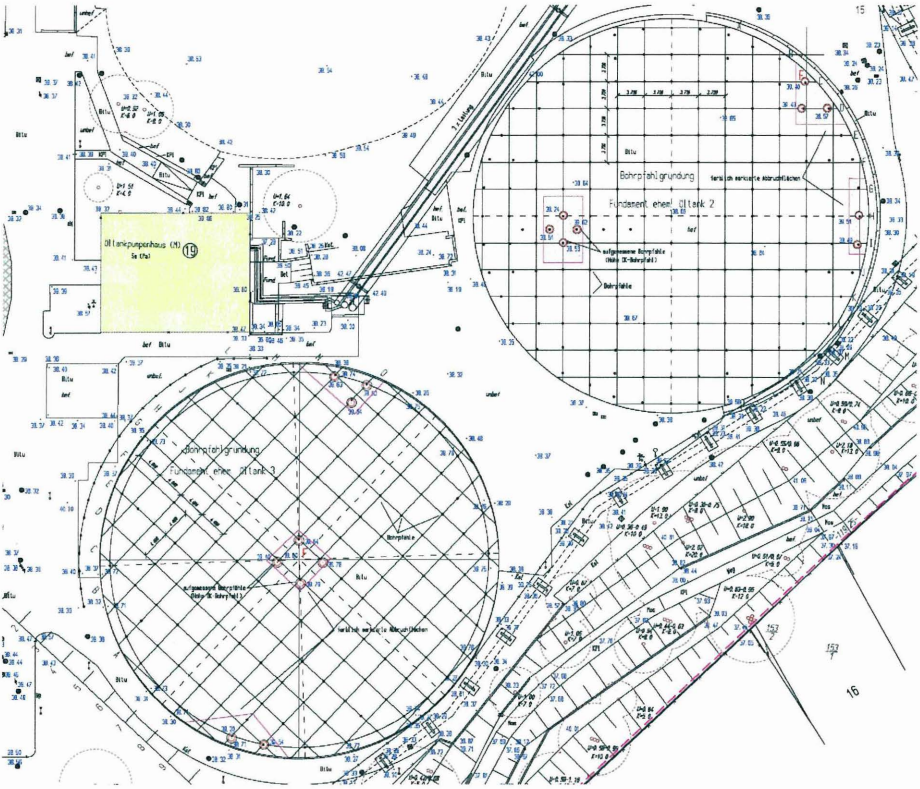


Bild 4: Testbereiche für die weitergehenden Untersuchungen.

Der Abbruch der Gründungsplatten musste erschütterungsarm erfolgen, damit die darunter befindlichen Pfähle nicht beschädigt werden. Zum Einsatz sind hier Sägeverfahren gekommen, die die Platte bis in eine Tiefe von ca. 90 cm vorgeschnitten haben. Der Restabbruch erfolgte dann mit leichten Abbruchhämmern. Bild 5 zeigt einen der sechs Bereiche und die freigelegten Pfahlköpfe.



Bild 5: Ausgeschnittene Gründungsplatte und freigelegte Pfahlköpfe.

Die Daten der zu untersuchenden Pfähle sind in nachfolgenden Tabellen 1 und 2 zusammengefasst.

Tabelle 1: Daten zu den geprüften Pfählen Öltank 2 (Preßbetonpfähle, System H-W).

Öltank 2	Planmäßige Pfahllänge*	Messlänge in m	Durchmesser in cm	Herstelldatum
10	15,75	16,40	90	21.02.1973
11	18,58	19,30		14.05.1973
12	18,58	19,40		04.05.1973
13	16,23	16,60		28.04.1973
14	18,59	19,00		27.06.1973
15	19,09	19,50		23.06.1973
16	19,99	20,00		19.06.1973
17	19,58	20,00		12.06.1973
18	19,58	20,00		08.06.1973

* ab UK Pfahlkopfplatte

Tabelle 2: Daten zu den geprüften Pfählen Öltank 3 (Drehbohrpfähle).

Öltank 3	Planmäßige Pfahllänge*	Messlänge in m	Durchmesser in cm	Herstelldatum
1	21,09	20,50	120	1979
2	20,59	20,90		
3	20,84	18,20		
4	20,84	18,20		
5	20,84	18,60		
6	22,84	20,30		
7	24,09	20,00		
8	25,59	26,20		
9	25,59	22,50		

* ab UK Pfahlkopfplatte

An allen freigelegten Pfählen waren Kernbohrungen zur Probengewinnung und Ermittlung der Betonqualität, Pfahlintegritätsprüfungen nach der low-strain-Methode sowie dynamischen Pfahltests nach dem high-strain-Verfahren durchzuführen. Darüber hinaus wurden je ein Preßbeton- und ein Drehbohrpfahl einer statischen Probebelastung unterzogen.

4.2 Pfahlqualität

Im Mai 2010 wurden die 18 freigelegten Pfähle im Hinblick auf Ihre Unversehrtheit durch Pfahlintegritätsprüfungen nach dem low-strain Verfahren untersucht. Bei allen Messsignalen sind eindeutige Fußechos erkennbar. Auch sind keine Impedanzrückgänge entlang der Pfahlachse zu erkennen, die auf Einschnürungen, Risse oder Minderungen der Betonqualität hinweisen würden (vgl. Beispielsignale in Bild 6).

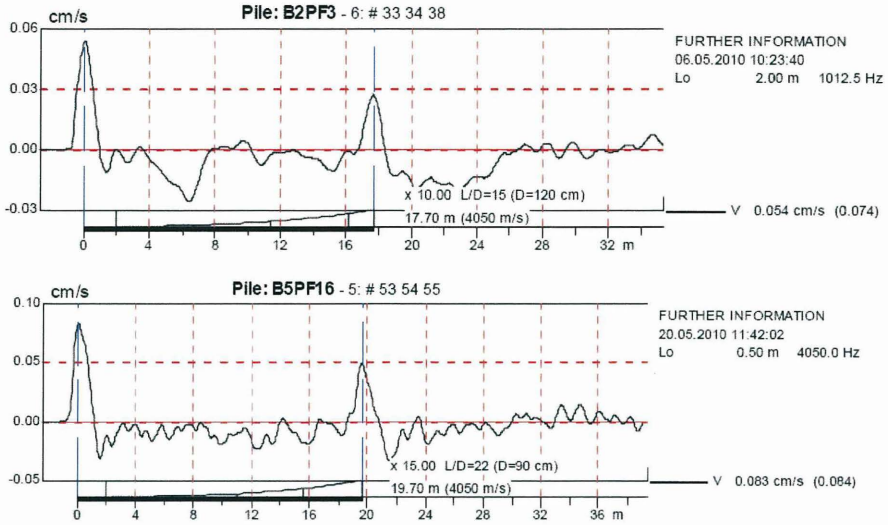


Bild 6: Beispiele für Meßsignale an Preßbetonpfählen des Tanks 2 bzw. Drehbohrpfählen des Tanks 3.

Bei einer einheitlich angesetzten Wellengeschwindigkeit von c = 4050 m/s (Baustellenmittel) weisen alle Pfähle bis auf zwei Abweichungen der so ermittelten Länge von der Planlänge von weniger als 5% auf. Die Messsignale für die Pfähle 7 und 9 deuten zwar auf keine Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit hin, jedoch liegen die Abweichungen zwischen ermittelter und Solllänge mit ≥ 15% in einem auffälligen Bereich. Vermutlich sind diese Pfähle kürzer als geplant. Bei keinem der Preßbetonpfähle am Tank 2 kann die lt. Planung eigentlich zu erwartende Fußaufweitung in den Signalen der Integritätsprüfung erkannt werden.

Die Betonfestigkeiten wurden anhand von aus Kernbohrungen entnommenen Prüfkörpern bestimmt und sind in nachfolgender Tabelle 3 zusammengefaßt. Die angegebenen Elastizitätsmoduln sind aus den Festigkeiten korrelativ errechnet.

Tabelle 3: Betonfestigkeiten.

Pfahl	β_{zyl}	β_{WN}	E
-	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
1	53,0	69,4	37.397
2	41,3	54,1	34.842
3	38,0	49,8	34.039
4	36,5	47,8	33.665
5	39,5	51,7	34.405
6	50,0	65,5	36.773
7	43,7	57,2	35.383
8	46,7	61,1	36.055
9	46,7	61,1	36.055

Pfahl	β_{zyl}	β_{WN}	E
-	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
10	51,7	67,7	37.122
11	44,3	58,1	35.534
12	37,8	49,6	33.998
13	43,3	56,8	35.307
14	45,0	59,0	35.685
15	46,3	60,7	35.981
16	42,3	55,5	35.076
17	36,3	47,6	33.623
18	44,8	58,7	35.647

4.3 Statische Probebelastungen

An dem Preßbetonpfahl P13 (Tank 2) und dem Drehbohrpfahl P4 (Tank 3) wurde je eine statische Pfahlprobebelastung durchgeführt. Hierzu wurden zunächst Verpreßanker (GEWI ∅ 63,5) in den Baugrund eingebracht und eine Belastungskrone errichtet (vgl. Bild 7).

Zur Aufbringung der Versuchslast für die statischen Pfahlprobebelastungen wurden drei hydraulischer Pressen mit einer max. Druckkraft von je 4,0 MN und den zugehörigen Manometern verwendet. Die Überprüfung der eingeleiteten Kraft erfolgte über Kraftmessdosen. Setzungen und Horizontalverschiebungen des Probepfahls wurden analog mittels Feinmessuhren und digital mit elektrischen Wegaufnehmern gemessen und aufgezeichnet.

Für die Durchführung der Probebelastung galten die Festlegungen der EA-Pfähle. Nach Aufbringung einer Vorlast von 200 kN wurden die Pfähle in drei Laststufen bis zur halben Prüflast von 5 MN belastet und nach Abklingen der Verformungen bis zur Vorlast entlastet. Danach konnte in einer zweiten Lastschleife die Grenzlast aufgebracht werden. Bei Pfahl 13 (Durchmesser 1 m, planmäßige Fußverbreiterung auf Durchmesser 1,6 m) unter Öltank 2 wurde eine Grenzlast von 10.190 kN und bei Pfahl 4 (Durchmesser 1,2 m) unter Öltank 3 eine Grenzlast von 12.138 kN erreicht. Die Widerstands-Setzungs-Diagramme sind in Bild 8 gezeigt.



Bild 7: Belastungskrone der Fa. Franki für die statische Probebelastung.

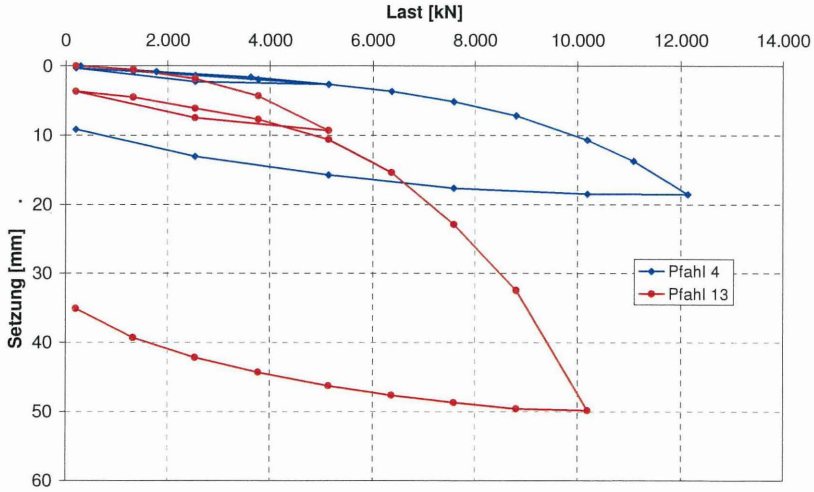


Bild 8: Widerstands-Setzungs-Diagramme der Pfähle P13 und P4.

In den nachstehender Tabelle sind die Ergebnisse für die statischen Probebelastungen zusammengestellt und mit den entsprechenden Streuungsfaktoren gem. DIN 1054:2005-01 ausgewertet. Zusätzlich zu den Grenzlasten sind auch die gemessenen Grenzsetzungen beim Erreichen der Höchstlast sowie die nach der Entlastung noch verbleibenden Setzungen angegeben. Die Differenz dieser Werte entspricht der elastischen Zusammendrückung des Pfahls.

Tabelle 4: Daten der statischen Probebelastungen.

Pfahl-Nr.	Grenzlast	Setzungen [mm]			Streuungsfaktor DIN 1054,Tab. 4	Charak. Widerstand des Einzelpfahls
	$R_{1m,i}$ [kN]	s_{grenz}	$s_{bleibend}$	$s_{elast.}$	ξ	$R_{1,k}$ [kN]
Öltank 2 - P13	10.190	49,9	35,1	14,8	1,15	8.860
Öltank 3 - P4	12.138	18,6	9,2	9,4	1,15	10.555

4.4 Dynamische Pfahltests

An sämtlichen freigelegten Pfählen wurden im Juni 2010 dynamische Pfahltests gem. EA-Pfähle durchgeführt. Zur Krafteinleitung wurde eine Stahlhülse auf den vorhandenen Pfahlkopf betoniert und mit Anschlußbewehrung versehen. Die Lasteinleitung erfolgte durch ein Fallgewicht mit einer Fallmasse von ca. 11 to.

Zur Auswertung der dynamischen Probebelastungen standen die Ergebnisse der statischen Pfahlprüfungen zur Verfügung. Darüber hinaus lagen Herstellprotokolle der Pfähle aus dem Jahre 1973 am Öltank 2 vor. Von den Pfählen am Öltank 3 lag lediglich ein Bestandsplan der Fa. Bauer aus dem Jahre 1979 vor.

Im Sinne einer Kalibrierung an den statischen Prüfungen wurde der Auswertung der dynamischen Probebelastungen nach dem CAPWAP-Verfahren so vorgegangen, dass neben der eigentlichen Angleichung von gemessener und gerechneter Kurve auch die in der statischen Probebelastung ermittelte Tragfähigkeit der Auswertung zu Grunde gelegt wurde. Die jeweilige Baugrundschichtung wurde aus den vorhandenen Aufschlüssen und den Herstellprotokollen abgeleitet.

Durch dieses Vorgehen wurden die wesentlichen Modellparameter, wie z.B. die Bandbreite der Case-Dämpfungsbeiwerte an Mantel und Fuß oder die Bandbreite der Werte der elastischen Grenzverschiebung (Quake) für das hier getestete Pfahlsystem in dem anstehenden Baugrund angepasst und bei den Auswertungen der übrigen Pfähle weiterhin zugrunde gelegt.

Es zeigt sich, dass die bei den Preßbetonpfählen ggf. vorhandene Pfahlfußaufweitung ähnlich wie bei den Integritätsprüfungen auch den Mess-Signalen der dynamischen Probebelastungen nicht ohne weiteres entnommen werden kann. Allerdings war zur Erzielung einer guten Angleichung im CAPWAP-Modell die Anordnung einer zusätzlichen Masse am Pfahlfuß erforderlich.

Die nachfolgenden Tabellen 5 und 6 enthalten die Ergebnisse der CAPWAP-Auswertung, in Bild 11 sind die gemessenen Widerstands-Setzungs-Linien den rechnerisch nach dem CAPWAP-Verfahren ermittelten exemplarisch gegenübergestellt.

Tabelle 5: Ergebnisse der dynamischen Probebelastungen für Öltank 2.

Pfahl	Ausgewerteter Schlag	Solllänge [m]	Aktivierte Tragfähigkeit [MN]	Mantelreibung Rs [MN]	Spitzendruck Rt [MN]
10	7	15,75	7,5	4,0	3,5
11	9	18,58	7,7	4,8	2,9
12	7	18,58	8,4	4,7	3,7
13	4	16,23	10,0	6,8	3,2
14	6	18,59	8,3	4,7	3,6
15	8	19,09	9,1	5,4	3,7
16	9	19,99	9,3	6,0	3,3
17	4	19,58	7,8	5,6	2,2
18	7	19,58	8,4	5,8	2,6

Die Ergebnisse der dynamischen Probebelastungen sind in der nachstehenden Tabelle 7 weiter ausgewertet. Dabei sind die Streubreiten der minimalen und maximalen Einzelwerte angegeben. Während bei den Pfählen mit Fußverbreiterung unter Öltank 2 die Streubreite der Ergebnisse zwischen ca. 7.500 kN und 10.000 kN liegt, wurden bei Öltank 3 Werte zwischen ca. 5.400 kN und 17.300 kN ermittelt.

Tabelle 6: Ergebnisse der dynamischen Probebelastungen für Öltank 3.

Pfahl	Ausgewerteter Schlag	Solllänge [m]	Aktivierte Tragfähigkeit [MN]	Mantelreibung Rs [MN]	Spitzendruck Rt [MN]
1	9	21,09	10,4	9,5	0,9
2	7	20,59	5,4	4,1	1,3
3	7	20,84	14,0	8,9	5,1
4	10	20,84	13,0	7,1	5,9
5	8	20,84	14,3	9,2	5,1
6	9	22,84	12,2	8,0	4,2
7	8	24,09	12,0	8,5	3,5
8	5	25,59	17,3	12,2	5,1
9	10	25,59	10,0	8,6	1,4

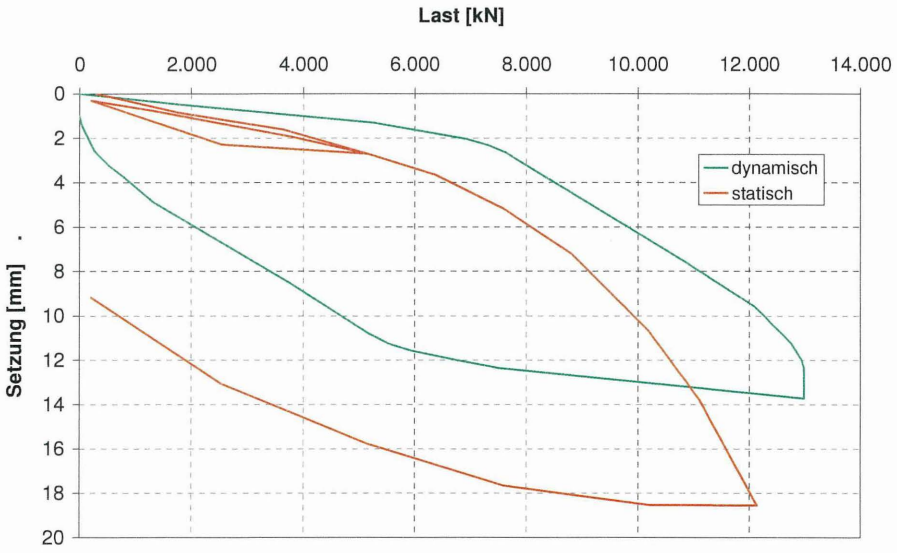


Bild 9: Vergleich der Widerstands-Setzungs-Diagramme aus statischer und dynamischer Probebelastung.

Tabelle 6: Zusammenfassung der dynamischen Probebelastungen.

Pfahl-Nr.	Mittelwert $\overline{R}_{1m,i}$ [kN]	Standardabweichung s_N [kN]	Einzelwerte Min / Max $R_{1m,i}$	Streuungsfaktor ξ	Charak. Widerstand des Einzelpfahls $R_{1,k}$ [kN]
Öltank 2 P10 bis P18	8.509	771	7.466 (P10)/ 10.000 (P13)	1,02	8.342
Öltank 3 P1 bis P9	12.068	3.142	5.372 (P2)/ 17.324 (P8)	1,05	11.492

5 Zusammenfassung der Ergebnisse

Nachstehend sind die charakteristischen Pfahlwiderstände der Pfähle unter Öltank 2 und 3 zusammengefasst.

Öltank 2 - Preßbetonpfähle

∅ 1,0 m; (Pfahlfuß ∅ 1,60 m)

statisch R1,k = 8.860 kN

dynamisch R1,k = 8.342 kN

Öltank 3 – Drehbohrpfähle

∅ 1,20 m

statisch R1,k = 10.555 kN

dynamisch R1,k = 11.492 kN

Deutlich wird eine recht gute Übereinstimmung der gem. DIN 1054:2005-01 ermittelten, charakteristischen Pfahlwiderstände für die statischen und die dynamischen Probebelastungen.

Literatur

Karl Bauer Spezialtiefbau GmbH (1979) Pfahlprobebelastung BEWAG berlin, berlin Lichterfelde, Am Barnack-Ufer.

Seitz, J. und Schmidt, H.G. (2000) Bohrpfähle. Wiley-VCH.

Danksagung

Die Autoren danken den Projektbeteiligte:

FRANKI Grundbau GmbH & Co.KG

Ingenieurservice Grundbau GmbH

Dipl.-Ing. R.Pieczak

Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethoden mbH

für die gute Zusammenarbeit.

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Th. Richter, Dr.-Ing. F. Kirsch

GuD Consult GmbH, Dudenstr. 78, 10965 Berlin

richter@gudconsult.de, kirsch@gudconsult.de

Dipl.-Ing. A. Buchheim

Vattenfall Europe Wärme AG

andreas.buchheim@vattenfall.de

Vergleich von Tiefgründungsvarianten mittels 3D Finite Elemente Berechnungen

Franz Tschuchnigg, Helmut F. Schweiger

1 Kurzfassung

Ergebnisse von 3D Finite Elemente Berechnungen, mit dem Ziel das Setzungsverhalten der DC Towers in Wien abzuschätzen, werden dargestellt. Als Tiefgründung kommen für die beiden Türme Schlitzwandelemente zum Einsatz. Um die maximalen und differentiellen Setzungen zu reduzieren wurde mittels 3D FE Berechnungen ein Layout der Tiefgründungselemente mit Längenabstufung erarbeitet. Für das endgültige Gründungskonzept mit mehr als 300 Tiefgründungselementen und Schlitzwandlängen zwischen 20 - 30 m errechneten sich maximale Setzungen beider Towers von ca. 80 mm.

Zusätzlich wird das Setzungsverhalten der DC Towers für einige Gründungsvarianten mittels Pfählen untersucht. Die große Anzahl der Pfähle erfordert jedoch eine spezielle Modellierungstechnik in der numerischen Simulation, da eine explizite Berücksichtigung jedes Pfahles mit Kontinuumselementen praktisch nicht realisierbar ist. Es wurde daher die "Embedded Pile" Option verwendet. Bei dieser Modellierungstechnik werden die Pfähle nicht diskret modelliert, sondern als "interne" Elemente betrachtet und es ist daher möglich unterschiedliche Anordnungen, Längen und eventuelle Schrägstellungen mit geringem Modellierungsaufwand zu erfassen. Abschließend wird ein Vergleich der unterschiedlichen Gründungsvarianten dargestellt.

Zur Beschreibung des Bodens wurden das Hardening Soil und Hardening Soil Small Modell eingesetzt. Beide Modelle können das Verformungsverhalten des Baugrundes wirklichkeitsnäher beschreiben als einfache Bruchkriterien (z.B. Mohr-Coulomb'sches Bruchkriterium). Für die Berechnungsvariante mit Schlitzwandelementen wird der Einfluss der hohen Anfangssteifigkeit bei geringen Dehnungen auf das Setzungsverhalten dargestellt.

Alle vorgestellten Berechnungen wurden mit dem Finite Elemente Programm Plaxis 3D Foundation durchgeführt.

2 Einleitung

Im Allgemeinen können Hochhäuser, wie das in diesem Aufsatz behandelte, nicht auf Flachfundierungen gegründet werden und es kommen Tiefgründungen zum Einsatz. Abhängig vom Bodenaufbau und Bodenkennwerten kommt in den meisten Fällen eine Pfahl-, kombinierte Pfahl- Platten- oder Schlitzwandgründung zum Einsatz. Für diese Art von Tiefgründungssystemen ist die Bestimmung von maximalen und differentiellen Setzungen die Kernaufgabe. Daher werden in diesem Aufsatz auch keine Grenzzustände der Tragfähigkeit betrachtet. Um das Setzungsverhalten derartiger Tiefgründungen beurteilen zu können sind numerische Berechnungen unverzichtbar.

In dem hier vorgestellten Projekt handelt es sich um die beiden DC Towers in Wien (siehe Abbildung 1). Nach Fertigstellung wird der DC Tower I das höchste Gebäude Österreichs sein. Für die Gründung beider Türme kommen Schlitzwandelemente zum Einsatz. Ziel der numerischen Berechnungen ist es, ein Layout der Tiefgründungselemente zu finden, welches die maximalen und differentiellen Setzungen der Türme auf ein vertretbares Maß minimieren. Da zweidimensionale Berechnungen auf Grund der geometrischen Randbedingungen nicht möglich sind, mussten dreidimensionale Berechnungen durchgeführt werden.

Außerdem werden die Ergebnisse der Schlitzwandgründung mit alternativen Gründungssystemen verglichen. Dazu wurden numerische Berechnungen unterschiedlicher kombinierte Pfahlplattengründungen studiert. Um kombinierte Pfahl- Plattengründungen mit einer großen Anzahl an Pfählen modellieren zu können, wurde die sogenannte "Embedded Pile" Formulierung (Sadek & Shahrour 2004) verwendet. Die Ergebnisse dieser speziellen Modellierungstechnik werden der Standardmodellierungstechnik gegenübergestellt. Es wird aber darauf hingewiesen, dass diese Vergleiche theoretische Studien sind, da bei der Auswahl des Gründungskonzeptes neben technischen Gesichtspunkten noch andere, z.B. ausführungstechnische Randbedingungen, berücksichtigt werden mussten.

Alle vorgestellten Berechnungen wurden mit dem Finite Elemente Code Plaxis 3D Foundation (Brinkgreve & Swolfs 2007) durchgeführt und die Schlitzwandelemente sind in den Berechnungen als individuelle Volumenelemente modelliert. Das mechanische Verhalten des Bodens wurde mit dem Hardening Soil (Schanz et al. 1999) und dem Hardening Soil Small (Benz 2007) Modell beschrieben. Beide Modelle sind "Double Hardening" Modelle und in der Plaxis Material Datenbank verfügbar.

3 Allgemeine Informationen

3.1 Projektübersicht

Bei den beiden DC Towers in Wien handelt es sich um zwei hohe und sehr schlanke Türme. Der DC Tower I besitzt eine Höhe von 225 m und der DC Tower II von 168 m. Es ist geplant, die Tiefgründung beider Türme gleichzeitig herzustellen, den DC Tower II aber erst einige Jahre später zu errichten. Aufgrund des geringen Abstandes von nur 24 m zwischen den beiden Gebäuden ist es jedoch notwendig, die Lasten beider Türme in den FE-Berechnungen zu berücksichtigen.

Abbildung 1a zeigt eine 3D Ansicht (© beyer.co.at) beider DC Towers, Abbildung 1b zeigt den Grundriss des gesamten Bauobjektes mit den geplanten Schlitzwandelementen. Die einzelnen Panele haben eine Länge von 3,6 m und eine Breite von 0,6 m. Die Gründungstiefe liegt für beide Türme bei ca. 8,5 m unter der Geländeoberkante.

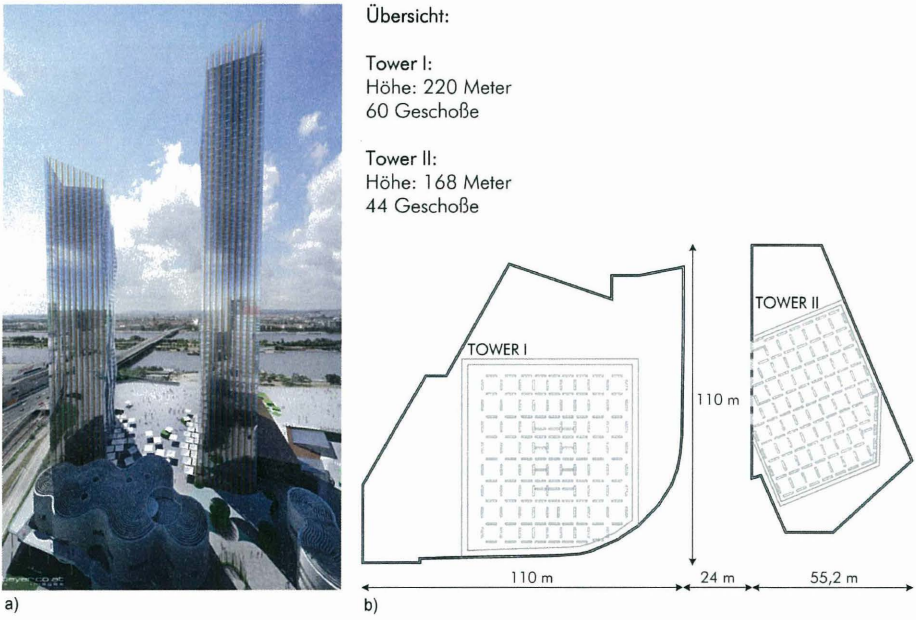


Abbildung 1: Übersicht DC Towers Wien a) 3D Ansicht (© beyer.co.at); b) Grundriss

3.2 Bodenaufbau und mechanische Beschreibung

Das Bodenprofil im Bereich der Türme wurde mit Kernbohrungen bis in eine Tiefe von -70 m unter der Geländeoberkante aufgeschlossen. Unter einer Deckschicht aus Anschüttungen wurde ein Paket sandiger Fein- bis Grobkiese aufgeschlossen. Darauf folgt eine dünne Schicht sandiger bis toniger Schluffe. Darunter liegt eine relativ mächtige Schicht mitteldicht gelagerter Fein- und Mittelsande, welche sandig bis tonige Schluffe überlagert. Eine genauere geologische Beschreibung des anstehenden Untergrundes ist in Martak et al. (2007) enthalten. Des Weiteren ist aus Fross (1973) bekannt, dass die im Bereich des Wiener Beckens anstehenden Sande und Schluffe geologisch vorbelastet sind. Abbildung 2 zeigt den Bodenaufbau samt einigen wichtigen geometrischen Koten der beiden Türme.

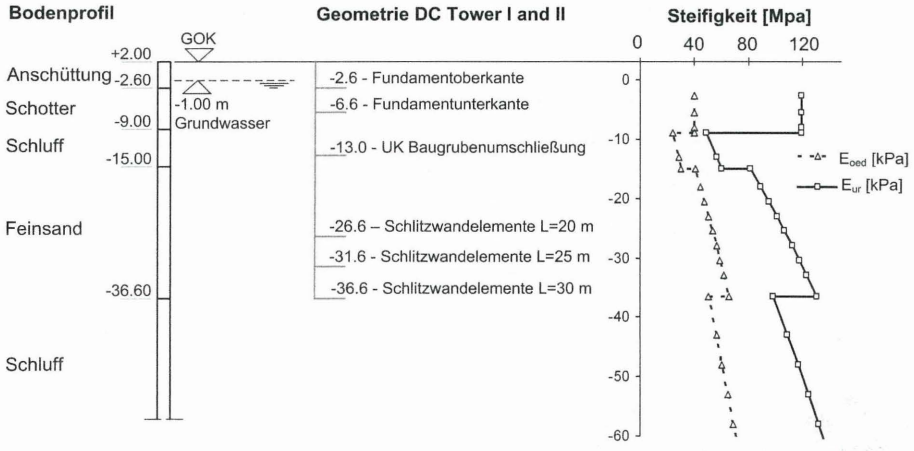


Abbildung 2: Bodenprofil samt geometrischer Randbedingungen der DC Towers

Als Materialgesetze stehen im Programm Plaxis 3D Foundation neben den gebräuchlichen linear elastisch - ideal plastischen Stoffgesetzen auch Plastizitätsmodelle mit Verfestigung zur Verfügung. Das so genannte Hardening Soil Modell (HS) hat sich beim Einsatz in der Praxis bewährt. Das Hardening Soil Small Modell (HSS) berücksichtigt zusätzlich zur spannungsabhängigen Steifigkeit die hohe Anfangssteifigkeit bei sehr geringen Dehnungen. Beide Modelle sind elasto-plastische Stoffgesetze mit deviatorischer und volumetrischer Verfestigung.

Grundlegende Eigenschaften dieser Modelle sind:

- Spannungsabhängige Steifigkeit durch ein Potenzgesetz
- Hyperbolische Beziehung zwischen Dehnung und Deviatorspannung für triaxiale Spannungspfade (Abb. 3a)
- Unterscheidung zwischen deviatorischer Erstbelastung und Ent- bzw. Wiederbelastung (Abb. 3a)
- Mohr-Coulomb'sches Bruchkriterium

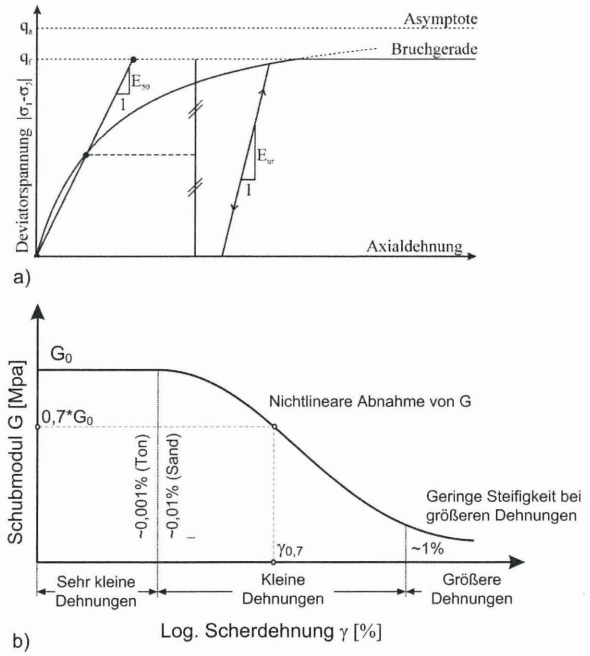


Abbildung 3: a) Hyperbolische Spannungs- Dehnungsbeziehung des HS und HSS Modells im drainierten triaxialen Kompressionsversuch; b) Abhängigkeit des Schubmoduls von der Scherdehnung (Scharinger, 2007)

Zur Beschreibung der spannungsabhängigen Steifigkeit wird im HS Modell eine leicht modifizierte Variante des Ansatzes nach Ohde (1939) verwendet. Für den Sekantenmodul bei 50% der maximalen Deviatorspannung ist die Steifigkeit folgendermaßen definiert:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos\varphi + \sigma_3' \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \cdot \sin\varphi}\right)^m \quad (1)$$

worin E_{50}^{ref} die Referenzsteifigkeit bei einer Referenzspannung p_{ref} ist. φ und c sind die effektiven Festigkeitsparameter des Bodens, σ_3 entspricht der minimalen Hauptnormalspannung und m definiert die Abhängigkeit der Steifigkeit vom Spannungsniveau.

Zur Bestimmung der Steifigkeitsparameter wurde die Schichtenfolge entsprechend den Aufschlussbohrungen aus dem Bodengutachten übernommen. Die Werte für Erstbelastung und Ent-/Wiederbelastung wurden gemäß der Beschreibung des Bodens, aus Erfahrung und auf Basis veröffentlichter Literatur festgelegt (Fross, 1973). Abbildung 2 zeigt die im Modell initiell vorhandene Ödometer- und Ent-/Wiederbelastungssteifigkeit über die Tiefe.

Zur Defintion des "Small strain" Bereichs des HSS Modells sind zwei zusätzliche Parameter, nämlich G_0 und $\gamma_{0,7}$, notwendig. G_0 entspricht dem initiellen Schubmodul bei sehr geringen Dehnungen und kann z.B. aus Alpan (1970) und Wichtemann und Triantafyllidis (2009) bestimmt werden. Der Wert $\gamma_{0,7}$ definiert die Scherdehnung, bei welcher sich der Schubmodul auf 70% seines initiellen Wertes reduziert. Werte dafür lassen sich aus Vucetic und Dobry (1991) ableiten. Abbildung 3b zeigt qualitativ die Abhängigkeit der Steifigkeit vom Dehnungsniveau, wie sie im HSS Modell realisiert ist.

3.3 Berechnungsschritte

Der initielle Spannungszustand wurde mit $\sigma_v = \gamma \cdot h$ (h = Tiefe unter GOK) und $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$ definiert. Der Ruhedruckbeiwert wurde aufgrund der geologischen Vorbelastung näherungsweise für alle Bodenschichten mit $K_0 = 0{,}7$ angenommen. Das verwendete Stoffgesetz ermöglicht es, in der Generierung des initiellen Spannungszustands die geologische Vorbelastung zu berücksichtigen. Dazu wurde ein sogenannter Pre-Overburden-Pressure (POP) verwendet, der die geologische Auflast beschreibt (Gleichung (2), Abbildung 4a).

$$POP = \left|\sigma_p' - \sigma_{yy}'^0\right| \quad (2)$$

Die geologische Vorbelastung wurde für alle Bodenschichten mit 600 kPa angesetzt. Dies bewirkt, dass die Fließflächen entsprechend der Vorbelastung definiert werden, was wiederum bedeutet, dass sich der elastische Bereich, für den im Hardening Soil Modell der Wiederbelastungsmodul verwendet wird, vergrößert. Somit wird der Erstbelastungsmodul nur für Spannungszustände, die über dem Vorbelastungsspannungszustand liegen, wirksam. Abbildung 4b zeigt die initielle Defintion der deviatorischen und volumetrischen Fließfläche, worin p´ die mittlere effektive Hauptnormalspannung und q die Deviatorspannung ist.

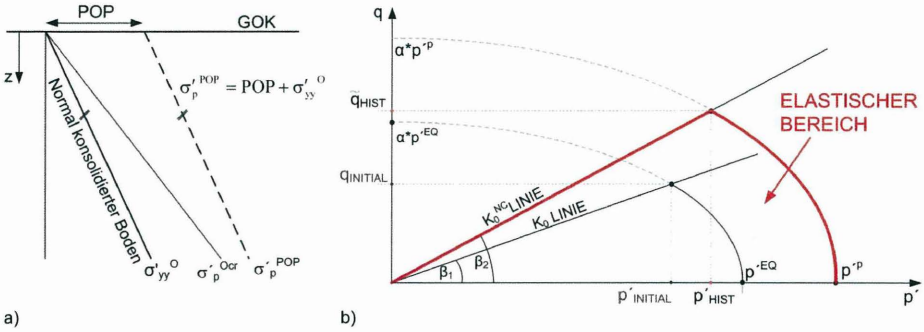


Abbildung 4: Initieller Spannungszustand: a) Defintion der geologischen Vorbelastung b) Defintion der Fließflächen

Der weitere Berechnungsablauf wurde wie folgt definiert:

- Aktivierung der Schlitzwände
- Aushub und Grundwasserabsenkung
- Aktivierung der Barrettes bzw. Pfähle durch "Model Change", d.h. Änderung der Kennwerte in entsprechenden Bodenbereichen bzw. Definition als "Embedded Piles"
- Aktivierung der Bodenplatten
- Aufbringen der vollen Lasten des Towers I und der Lasten der Untergeschosse im Bereich des Towers 2
- Schließen der Setzungsfuge im Bereich des Towers I
- Aufbringen der vollen Lasten des Towers II
- Schließen der Setzungsfuge des Towers II
- Beenden der Grundwasserabsenkung

4 Berechnungsmodelle

4.1 Tiefgründung mit Schlitzwandelementen

In den 3D Berechnungen wurden 15 knotige Prismenelemente mit quadratischer Ansatzfunktion verwendet. Da die beiden Towers nur 24 Meter voneinander entfernt errichtet werden, ist auch eine gegenseitige Beeinflussung er Towers zu erwarten. Dies hat zur Folgen, dass beide Türme in einem FE Modell abgebildet werden müssen.

Die Schlitzwandelemente wurden als Kontinuum modelliert. Um die Komplexität der Berechnungsmodelle im ersten Schritt zu verringern wurde in den ersten Berechnungen nur die Tiefgründung eines Towers detailliert abgebildet und die Gründung des zweiten Towers mit einem homogenisierten Block definiert. Mit dieser Vereinfachung kann sichergestellt werden, dass das globale Setzungsverhalten samt einer eventuellen gegenseitigen Beeinflussung der Towers erfasst wird.

Um diese Modelle zu validieren wurde für das endgültige Layout der Barrettes ein Modell ohne geometrische Vereinfachungen erstellt (Abbildung 5). Dieses Modell besteht aus ca. 137 000 15 knotigen Elemente und 317 Tiefgründungselemente sind explizit als Kontinuum abgebildet.

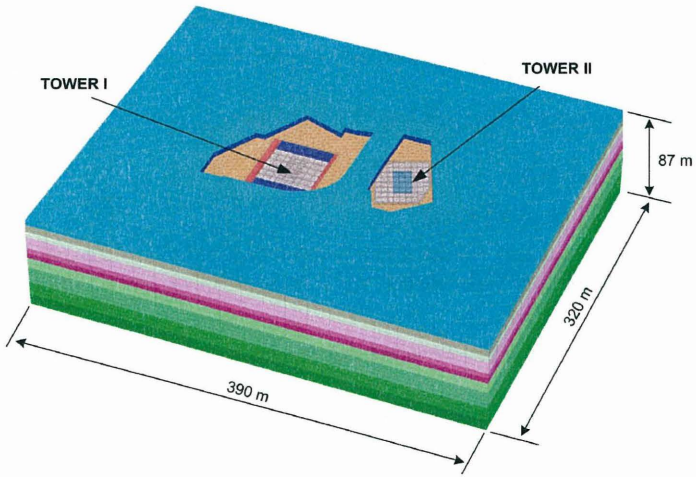


Abbildung 5: 3D FE-Modell

4.2 Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit Standard FE Modellierung

Bei der Standard FE Modellierung werden die Pfähle als Kontinuum abgebildet und mit finiten Elementen diskretisiert. Die Interaktion zwischen Pfahl und Boden wird mit Hilfe von Interface-Elementen beschrieben, in welchen die Festigkeit, im Vergleich zum angrenzenden Boden, abgemindert werden kann (siehe Gleichungen (4) bis (6)).

$$c_i = R_{inter} \cdot c_{soil} \tag{4}$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \cdot \tan \varphi_{soil} \leq \tan \varphi_{soil} \tag{5}$$

$$\psi_i = 0° \text{ for } R_{inter} < 1.0, \text{ otherwise } \psi_i = \psi_{soil} \tag{6}$$

Die explizite Modellierung jedes Pfahles führt zu großen Berechnungsmodellen, die einerseits ihre Grenze in der zur Verfügung stehenden Soft- und Hardware finden und andererseits zu langen Berechnungszeiten führen.

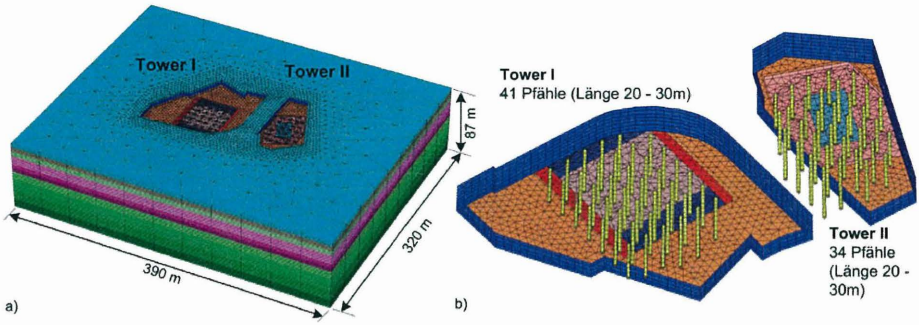


Abbildung 6: KPP Layout 1 a) Komplettes 3D Modell; b) Unteransicht der Strukturelemente

Die hier untersuchte Pfahl-Plattengründung (Layout 1) besteht aus 75 Pfählen mit 1,5 m Durchmesser. Die Anzahl der Pfähle wurde auf Grundlage von in der Literatur dokumentierten ähnlichen Bauvorhaben gewählt.

Dieses Layout von Tiefgründungselementen wurde untersucht um den Anstieg der Setzungen zufolge dieser drastische Reduktion von Tiefgründungselementen zu quantifizieren und um diese Ergebnisse mit jenen der "Embedded Pile" Berechungen zu vergleichen. Abbildung 6a zeigt das gesamte 3D FE-Modell und Abbildung 6b eine Unteransicht der modellierten Strukturelemente. Das Modell besteht aus ca. 238 000 Elementen.

4.3 Kombinierte Pfahl- Plattengründung mit "Embedded Pile" Konzept

Ein "Embedded Pile" besteht aus einem Balkenelement, welches in beliebiger Orientierung in einem finiten Element angeordnet werden kann, aus "Embedded Interface" Elementen um die Interaktion zwischen Boden und Pfahl zu beschreiben und aus nichtlinearen Federelementen um den Pfahlspitzwiderstand zu modellieren. Bei der Defintion von "Embedded Piles" werden in den bestehenden Finiten Elementen des Bodens automatisch virtuelle Knoten generiert. Die Mobilisierung der Pfahlwiderstände ist abhängig von der Relativverschiebung zwischen diesen virtuellen Knoten und den Knoten des Balkenelements.

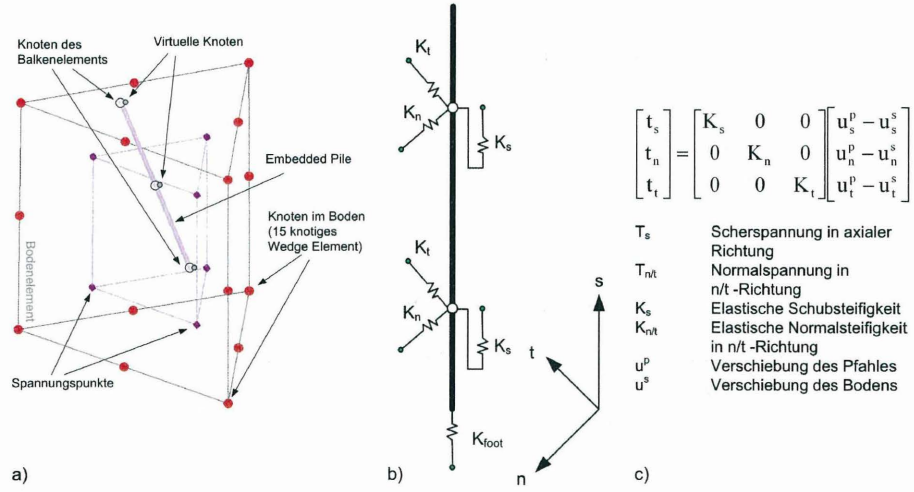


Abbildung 7: "Embedded Pile": a) Defintion in einem 15 knotigen Bodenelement; b) Schematische Darstellung der "Embedded Interface" Steifigkeiten; c) Stoffgesetzgleichung

Zur Beschreibung eines solchen "Embedded Piles" muss neben der Steifigkeit des Pfahls auch die Tragfähigkeit des eingebetteten Elementes vorgegeben werden. Dies bedeutet, dass die maximale Tragfähigkeit der Pfähle nicht errechnet, sondern vorgegeben wird. Abbildung 7a zeigt ein "Embedded Pile" Element in einem 15 knotigen Bodenelement, 7b die schematische Darstellung der vorhandenen "Embedded Interface" Steifigkeiten und 7c die Stoffgesetzgleichung dieses Elements.

Da beim Einsatz der "Embedded Pile" Option keine Diskretisierung der Pfähle notwendig ist, kann mit dieser Modellierungstechnik eine deutlich größere Anzahl an Pfählen abgebildet werden. Daher werden im Folgenden auch unterschiedliche Varianten untersucht. Abbildung 8 zeigt exemplarisch die Strukturelemente eines FE-Modells, in welchem 241 "Embedded Piles" (Layout 2) definiert wurden. Das gesamte FE-Modell bestehlt aus ca. 189 000 Finiten Elementen.

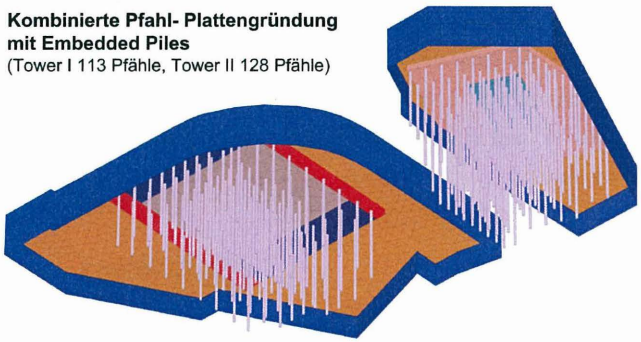


Abbildung 8: Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit "Embedded Piles"

5 Ergebnisse

5.1 Tiefgründung mit Schlitzwandelementen

Die erste Berechnungsvariante wurde mit konstanten Schlitzelementlängen von 25 m durchgeführt. Mit dem HSS Modell errechnete sich damit eine maximale Setzung von ca. 80 mm, jedoch kommt es bei dieser Variante, aufgrund der exzentrisch wirkenden Belastung und der gegenseitigen Beeinflussung beider Towers, zu großen differentiellen Setzungen.

Daher war es notwendig, die Tiefgründungselemente abzustufen. Für diese Optimierung wurden etliche FE-Berechnungen durchgeführt, und das Ergebnis ist ein Layout von Schlitzwandelementen mit Längen zwischen 20 und 30 m. Die maximale Setzung beträgt wieder rund 80 mm, jedoch kommt es mit dieser Anordnung der Tiefgründungselemente zu keiner außermittigen Setzungsmulde.

Abbildung 9a zeigt das Layout samt Längenabstufung und Abbildung 9b die vertikalen Verschiebungen der Strukturelemente für die optimierte Berechnungsvariante. Da die beiden Towers in einem stark bebauten Gebiet errichtet werden sind auch Setzungsmulden bzw. die Auswirkungen auf bestehende Objekte ein Kernpunkt der Setzungsprognose. Abbildung 10 zeigt die Situation schematisch im Grundriss. Zusätzlich sind einige ausgewählte Punkte markiert, für welche die differentiellen Setzungen und die Winkelverdrehungen (tan α) ausgewertet wurden.

Im Bereich der Gleisanlagen ergibt sich die kritischste Zone. Mit vertikalen Verschiebungen von bis zu 18 mm und einer Winkelverdrehung tan α von 1/600. Nach Bjerrum (1973) ist dieser Wert jedoch noch akzeptabel. Zwischen den beiden Türmen sind Setzungen bis zu 40 mm zu erwarten, und in dem Bereich der Autobahnen ergeben sich Mitnahmesetzungen von ca. 14 mm.

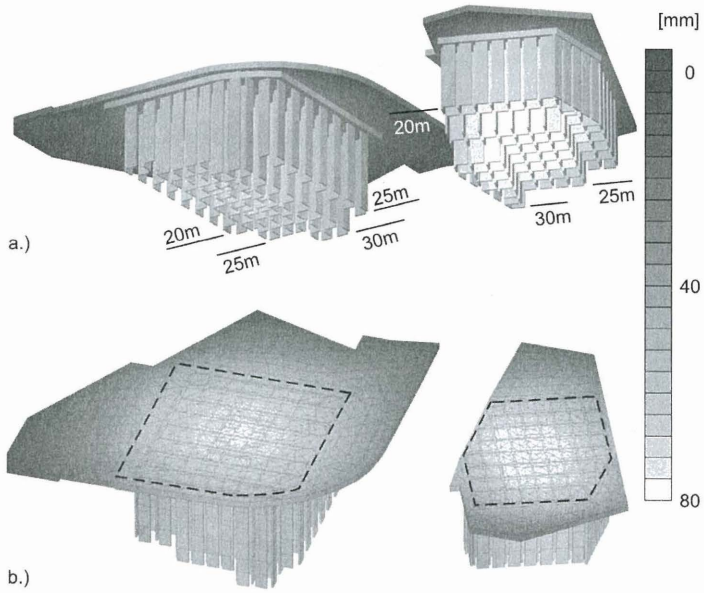
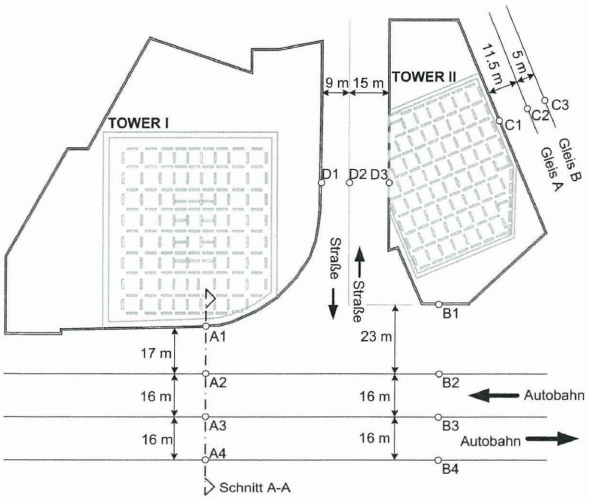


Abbildung 9: Tiefgründung mit Schlitzwandpanelen a) Layout; b) Vertikale Verschiebungen



Punkt	u_y (mm)	tan α (-)
A1	33	
A2	14	1/900
A3	6	1/2000
A4	2	1/4000
B1	19	
B2	5	1/1600
B3	2	1/5300
B4	0	1/8000
C1	36	
C2	18	1/600
C3	13	1/1000
D1	38	
D2	32	1/1500
D3	48	1/900

Abbildung 10: Schematischer Grundriss samt angrenzenden Objekten

5.2 Kombinierte Pfahl- Plattengründungen

Die erste untersuchte Variante (Layout 1) besteht aus 75 Pfählen mit 1,5 m Durchmesser und einem regulären Pfahlabstand von 6-mal dem Pfahldurchmesser. Abbildung 6 zeigt das FE Modell dieser Gründungsvariante, in welchem alle Pfähle explizit mit Volumselementen (VP) abgebildet wurden. Die Pfahl- Bodeninteraktion wird mit einem Festigkeitsreduktionsfaktor R_{inter}=0,8 definiert und die Abstufung der einzelnen Pfähle ist ähnlich wie in der entgültigen Variante mit Schlitzwandelementen definiert. In einer weiteren Berechnung wurde Layout 1 auch mit der "Embedded Pile" Option modelliert um zu untersuchen ob die Modellierungstechnik einen Einfluss auf das Setzungsverhalten im Gebrauchslastbereich hat. Abbildung 11 zeigt eine Gegenüberstellung der beiden Berechnungen. Man kann erkennen, dass sowohl die maximalen als auch die differentiellen Setzungen fast identisch sind. Des Weiteren sieht man, dass im Vergleich zur zuvor diskutierten Variante mit Schlitzwandpanelen die Setzungen signifikant höher sind. Daher wurde im Folgenden eine kombinierte Pfahl-Plattengründung (Layout 2) studiert, in der der Pfahlabstand im Bereich der hohen Belastungen deutlich reduziert wurde. Aufgrund der höheren Anzahl von Pfählen kann diese Variante nur mehr mit der "Embedded Pile" Option berechnet werden, da eine explizite Modellierung die Kapazität der verwendeten Programmsysteme übersteigt.

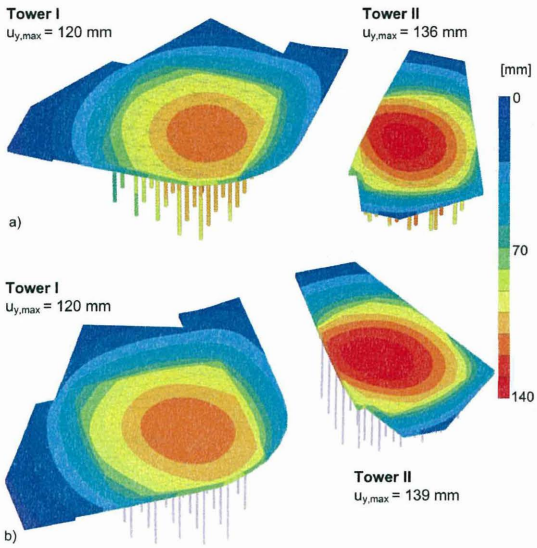


Abbildung 11: Vertikale Verschiebungen Layout 1 a) Standard FE Modellierung; b) "Embedded Pile" Konzept

Abbildung 8 zeigt die Tiefgründungselemente in einer Unteransicht. Es wurden 241 "Embedded Piles" modelliert. Diese kombinierte Pfahl- Plattengründung reduziert die Setzungen im Vergleich zum Layout 1 im Bereich des Tower I von 120 mm auf 87 mm und im Bereich des Towers II von 139 mm auf 88 mm. Außerdem werden durch diese Anordnung der Pfähle die differentiellen Setzungen deutlich reduziert. Abbildung 12a zeigt einen Konturplot der vertikalen Verschiebungen und Abbildung 12b einen Ausschnitt von Flächen gleicher vertikaler Verformung (Iso-Flächen).

6 Vergleiche

6.1 Verschiedene Gründungssysteme

Um die unterschiedlichen Gründungsvarianten zu vergleichen wurde im Bereich des Towers I der Schnitt A-A (Abbildung 12b) für alle Gründungen ausgewertet. Abbildung 13 vergleicht die Setzungen des Gründungskonzepts mit Schlitzwandelementen mit jenen des Layouts 1 und Layouts 2.

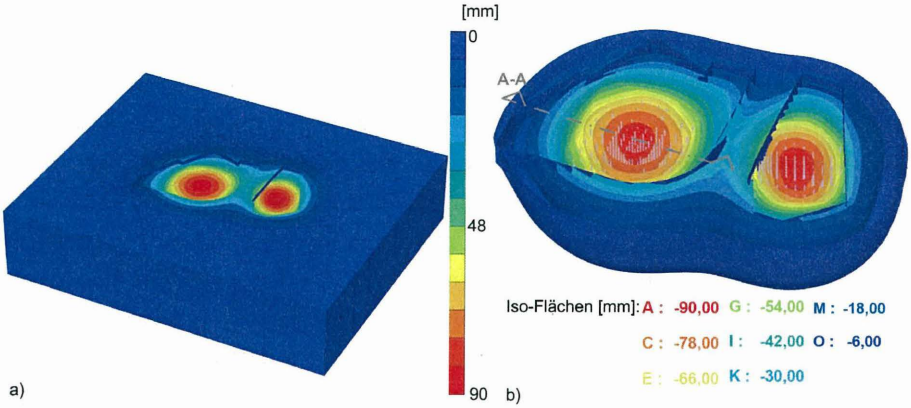


Abbildung 12: Vertikale Verschiebungen Layout 2 a) Gesamtes FE Modell; b) Flächen gleicher vertikaler Verformung (Iso-Flächen)

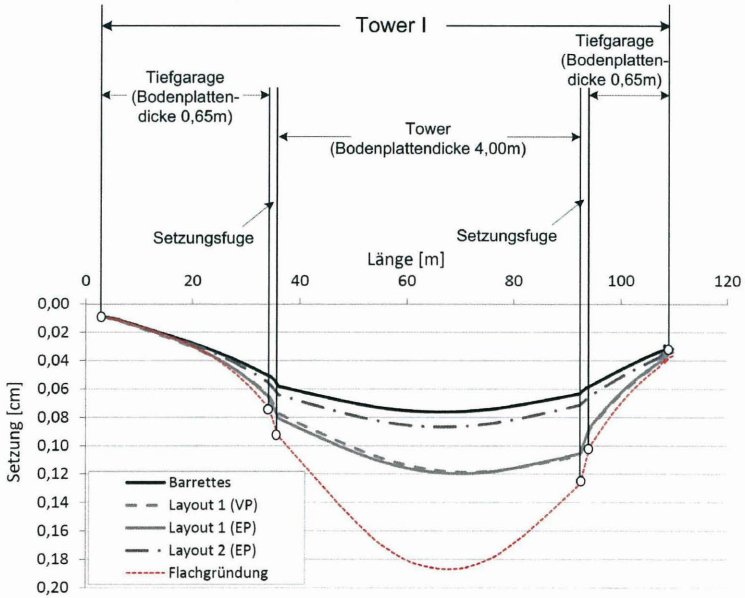


Abbildung 13: Vergleich der Setzungen (Schnitt A-A)

Die Ergebnisse des Layouts 1 werden für beide Berechnungsvarianten, Standard FE Modellierung und "Embedded Pile" Konzept, dargestellt. Zusätzlich wird auch das Ergebnis einer reinen Flachgründung abgebildet. Wie zu erwarten war hat eine Flachgründung des Towers I die größten maximalen und differentiellen Setzungen zur Folge. Zusätzlich sind die maximalen Verformungen exzentrisch, was zu einer Schiefstellung des Turmes führen würde. Der Vergleich der unterschiedlichen Berechnungsvarianten für die kombinierte Pfahl- Plattengründung des Layouts 1 zeigt, dass beide Modellierungsansätze fast idente Setzungen ergeben. Im Vergleich zur Gründung mit Schlitzwandpanelen sind aber sowohl höhere Setzungen als auch größere differentielle Verschiebungen zu erwarten. Die Ergebnisse des Layouts 2, in welchem die Anzahl der Pfähle signifikant erhöht wurde, zeigen eine signifikante Reduktion der Verschiebungen im Vergleich zu Layout 1. Abschließend werden die unterschiedlichen Gründungsysteme in Abbildung 14 hinsichtlich der Effizienz verglichen indem die maximalen Setzungen der Anzahl der Tiefgründungselemente, deren Gesamtlänge und Gesamtvolumen gegenübergestellt werden. Für die kombinierten Pfahl-Plattengründungen wird zusätzlich der α_{KPP} Faktor angeführt, welcher das Verhältnis der von den Pfählen getragenen Last zur Gesamtlast ist.

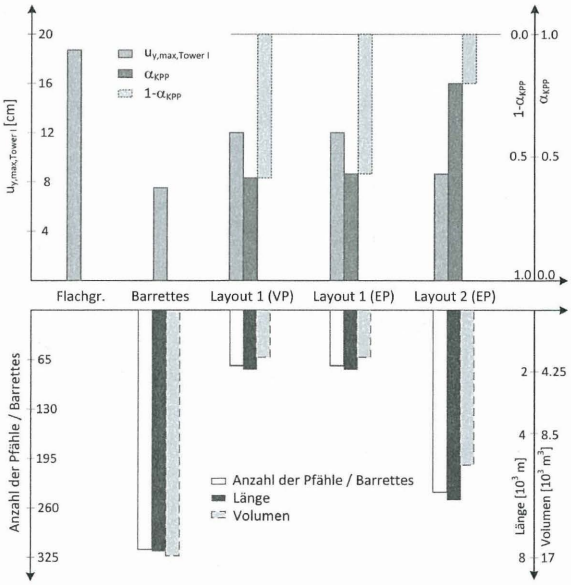
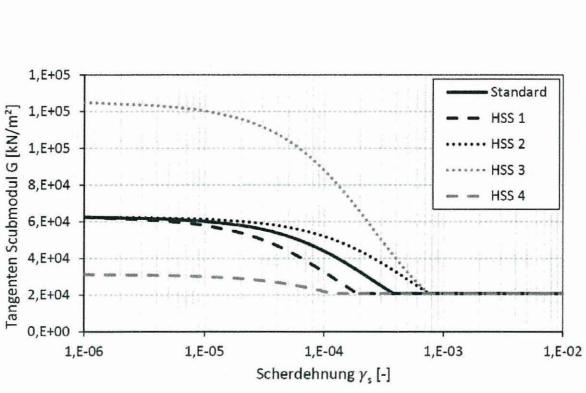


Abbildung 14: Vergleich der unterschiedlichen Gründungsvarianten

6.2 HS vs HSS Modell

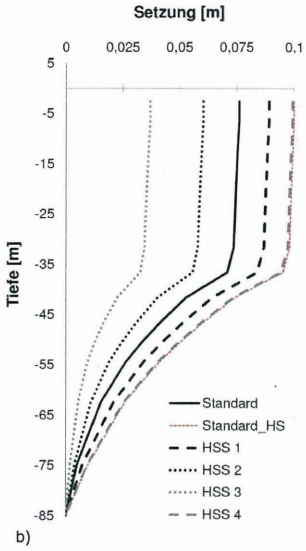
Um den Effekt der hohen Anfangssteifigkeit bei sehr geringen Dehnungen darzustellen, wurde die endgültige Variante der Tiefgründung mit dem HS Modell und HSS Modell berechnet. Für einen Punkt in der Mitte des DC Towers I wurde die Setzungsentwicklung über die Tiefe für beide Stoffgesetze ausgewertet. Zusätzlich wurden die beiden Eingabewerte $\gamma_{0,7}$ und G_0 für das HSS Modell variiert und der Einfluss auf das globale Setzungsverhalten dieses Randwertproblems studiert. Abbildung 15a zeigt die unterschiedlichen Definitionen des "Small strain stiffness" Bereichs exemplarisch für eine Schluffschicht. Das Verhältnis G_0/G_{ur} und die Scherdehnung $\gamma_{0,7}$ wurden für alle Bodenschichten in gleicher Weise modifiziert. Abbildung 15b zeigt die Ergebnisse der Setzungsentwicklung über die Tiefe. Bis in eine Tiefe von -36,6 m, dies entspricht der Länge der Schlitzwandelemente in dem untersuchten Bereich, ist der Verlauf der Setzungen in allen Berechnungen identisch, jedoch ist der Absolutwert der vertikalen Verformungen von der Defintion des "Small strain" Bereichs stark beeinflusst.

Vergleicht man die Ergebnisse der "Standard"-Rechnung des HSS Modells mit der HS Berechnung kann man deutlich erkennen, dass der Effekt der hohen Anfangssteifigkeit bei geringen Dehnungen mit der Tiefe stark zunimmt. In 75 m Tiefe sind die errechneten Setzungen mit der Standarddefinition des HSS Modells beispielsweise um ca. 50% geringer als mit dem HS Modell. Dieses Ergebnis zeigt, dass bei Berücksichtigung der “Small Strain Stiffness” der Einfluss der Modellrandbedingungen reduziert wird, was zur Folge hat, dass die Einflusstiefe für die Setzungsberechnung automatisch vom Stoffgesetz bestimmt wird und nicht a priori festgelegt werden muss. Die Unterschiede der einzelnen HSS Berechnung zeigen, dass eine Änderung der Scherdehnung $\gamma_{0,7}$ einen geringeren Einfluss auf das globale Setzungsverhalten hat als eine Modifikation des Verhältnisses G_0/G_{ur}. Setzt man lineares elastisches Materialverhalten im "Small strain" Bereich voraus (hohe geologische Vorbelastung) hat ein Verdoppeln des Verhältnisses G_0/G_{ur} (HSS 3) beispielsweise zur Folge, dass die notwendigen Schubspannungen, um das Niveau der Scherdehnung $\gamma_{0,7}$ zu erreichen, im Vergleich zur Standarddefintion, auch doppelt so groß sein müssen. Daher hat ein Verdoppeln des Verhältnisses G_0/G_{ur} auch eine signifikante Reduktion der Setzungen zur Folge. Im Gegensatz dazu zeigt die Berechung HSS 4, das ein Halbieren des Verhältnisses G_0/G_{ur} zur Folge hat, dass der Effekt der hohen Anfangssteifigkeit bei geringen Dehnungen keinen Einfluss auf das Setzungsverhalten hat.



	Standard	HSS 1	HSS 2	HSS 3	HSS 4
Eur=	50000	50000	50000	50000	50000
G0/Gur=	3	3	3	6	1,5
$\gamma_{0,7}$=	2,00E-04	1,00E-04	4,00E-04	2,00E-04	2,00E-04
ν=	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

a)



b)

Abbildung 15: a) Defintion des "Small strain stiffness" Bereichs (Schluff); b) Vergleich der Setzungen im Bereich des DC Towers I

7. Zusammenfassung

Ergebnisse von 3D Finite Elemente Berechnungen, mit dem Ziel das Setzungsverhalten der DC Towers in Wien abzuschätzen, wurden dargestellt. Die ersten Berechnungen mit einer einheitlichen Länge der Schlitzwandelemente führten zu exzentrischen Setzungsmulden. Als Konsequenz musste mittels 3D FE Berechnungen ein Layout der Tiefgründungselemente mit Längenabstufungen erarbeitet werden. Für das endgültige Gründungskonzept mit Schlitzwandlängen zwischen 20 - 30 m errechneten sich maximale Setzungen beider Towers von ca. 80 mm.

Die Gegenüberstellung mit alternativen Gründungsvarianten zeigt, dass die kombinierte Pfahl- Plattengründungen Layout 1, mit einem relativ großen Pfahlabstand, zu ca. 50 % größeren Setzungen und zusätzlich zu deutlich größeren differentiellen Setzungen führt. Im Weiteren wurde gezeigt, dass die Standard FE Modellierungstechnik und das "Embedded Pile" Konzept bei Layout 1 fast idente Ergebnisse liefern.

Mit einem reduzierten Pfahlabstand in den hochbelasteten Bereichen (Layout 2), ergibt sich im Bereich des Towers 1 eine Erhöhung der Setzungen, im Vergleich zur Variante mit Schlitzwandelementen, von ca. 76 mm auf ca. 87 mm.

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse des Hardening Soil Modells (HS) mit jenen des Hardening Soil Small Modells (HSS) zeigt, dass bei Berücksichtigung der hohen Anfangssteifigkeit bei geringen Dehnungen die Setzungsanteile aus größeren Tiefen abnehmen. Dadurch wird der Einfluss der Randbedingungen auf die errechneten Setzungen reduziert und ein realitätsnäheres Setzungsverhalten von Tiefgründungen erhalten. Die unterschiedlichen Definitionen des "Small strain" Bereichs zeigen, dass das globale Setzungsverhalten stark von den beiden Inputparametern, $\gamma_{0,7}$ und G_0, abhängig ist, wobei gezeigt wurde, dass das Verhältnis G_0/G_{ur} einen quantitativ größeren Einfluss auf die errechneten Verformungen hat.

Literatur

Alpan, I.; The geotechnical properties of soils, *Earth-Science Reviews 6(1): 5–49, 1970*

Benz, T.; Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences, *Dissertation, Mitteilung 55 des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart, 2007*

Bjerrum, L;. Allowable settlements of structures. *3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering; Proc. int. conf., Wiesbaden, 15-18 October 1963, Vol. 3: 135 -137, 1963*

Brinkgreve, R.B.J. & Swolfs, W.M.; Plaxis 3D Foundation, Finite element Code for soil and rock analyses, *Users manual, Netherlands, 2007*

Fross M.; Untersuchung über die Zusammendruckbarkeit vorbelasteter toniger Böden des Wiener Beckens, *Mittelungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Wien, Heft 12, 10-21, 1973*

Martak L., Mayerhofer A.F., Tschuchnigg F. & Vorwagner A.; Bahnhof Wien Mitte – Ein zentrales Infrastrukturprojekt im Herzen Wiens, *Proc. 23. Christian Veder Kolloquium, März 27-28, 2008, Graz, Österreich, 2008*

Ohde, J.; Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund, *Der Bauingenieur, Vol. 20, 451-459, 1939*

Sadek M. & Shahrour I.; A three dimensional embedded beam element for reinforced geomaterials, *Int. J. f. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 28(9), 931-946, 2004*

Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.; The Hardening-Soil Model: Formulation and Verification, *In R.B.J. Brinkgreve (ed.), Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 281-290, Rotterdam: Balkema, 1999*

Vucetic, M., Dobry, R.; Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response, *Journal of Geotechnical Engineering 117 (1): 89–107, 1991*

Wichtemann T., Triantafyllidis T.; On the correlation of "static" and "dynamic" stiffness moduli of non-cohesive soils, *Bautechnik Special Issue 2009 - Geotechnical Engineering 86 (S1): 28-39, 2009*

Autoren

Dipl.-Ing. Franz Tschuchnigg — franz.tschuchnigg@tugraz.at
Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut F. Schweiger — helmut.schweiger@tugraz.at
Arbeitsgruppe Numerische Geotechnik
Institut für Bodenmechanik und Grundbau
Technische Universität Graz — www.soil.tugraz.at/ibg/cgg
Rechbauerstrasse 12, 8010 Graz — Tel.: 0316 873-6231

GKT Spezialtiefbau GmbH

Tiefgründungen

- Ortbetonrammpfähle Simplex GKT
- Teilverdrängungsbohrpfähle
- Energiepfähle
- Kleinverpresspfähle
- Ortbetonrammpfähle mit Fußausrammung
- Vollverdrängungsbohrpfähle
- Großbohrpfähle
- Fertigpfähle

Komplettbaugruben

- Bohrpfahlwände
- Berliner- und Essener Verbau
- Spundwände
- Dichtwände in Schlitzwandbauweise

Ihr Partner für Gründungsberatungen und Problemlösungen

Winsbergring 3 b • **22525 Hamburg**
Telefon: (040) 853 254 - 0 • Telefax: (040) 853 254 - 40
e-mail: info@gktspezi.de • internet: www.gktspezi.de



Container Terminal Wilhelmshaven / JadeWeserPort - landseitiger Kranbahnbalken
Statische Probebelastung bis 8700 kN - Ortbetonrammpfähle mit Fuß System GKT

Herstellung und Tragverhalten von Bohrpfählen für den Pylon der Lekki-Ikoyi Schrägseilbrücke in Lagos, Nigeria

Florian Unold, Axel Nernheim, Jörn Seitz, Roberto Cudmani

1 Einleitung

In Lagos wird zurzeit die Lekki-Ikoyi-Brücke – die erste Schrägseilbrücke Nigerias (Abbildung 1) – gebaut. Sie stellt eine Verbindung zwischen den beiden Stadtteilen Lekki im Osten und Ikoyi im Westen, die durch eine Lagune getrennt sind, her (Abbildung 2). Die Baumaßnahme ist Teil eines übergeordneten Verkehrskonzeptes zur Entlastung des innerstädtischen Straßennetzes von Lagos.



Abbildung 1: Die erste Schrägseilbrücke Nigerias, Visualisierung

Die Brücke besteht aus der Vorlandbrücke auf der Ikoyi Seite, die in Tafelbauweise erstellt wird und eine Länge von ca. 722 m bei Stützweiten von ca. 19 m aufweist, und der Hauptbrücke auf der Lekki Seite, die in Segmentbauweise errichtet wird und eine Länge von ca. 635 m hat, wobei hiervon ein ca. 225 m langer Abschnitt als Schrägseilbrücke ausgeführt wird. Die Stützweite im Schrägseilbereich beträgt 112,5 m (Abbildung 3).

Die Brücke ist mit Ausnahme des Pylons auf Stahlbetonpfählen mit dem Durchmesser 914 mm gegründet. Zur Herstellung dieser Pfähle werden zunächst Stahlrohre mit geschlossener Spitze eingerammt. Diese Stahlrohre dienen als verlorene Schalung und werden nach dem Einhängen der Bewehrung ausbetoniert. Der Pylon wird auf Bohrpfählen mit dem Durchmesser 1524 mm gegründet.

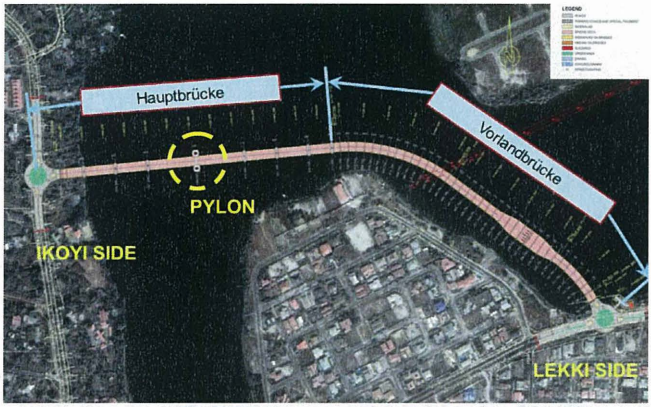


Abbildung 2: Lekki-Ikoyi-Bridge, Lageplan

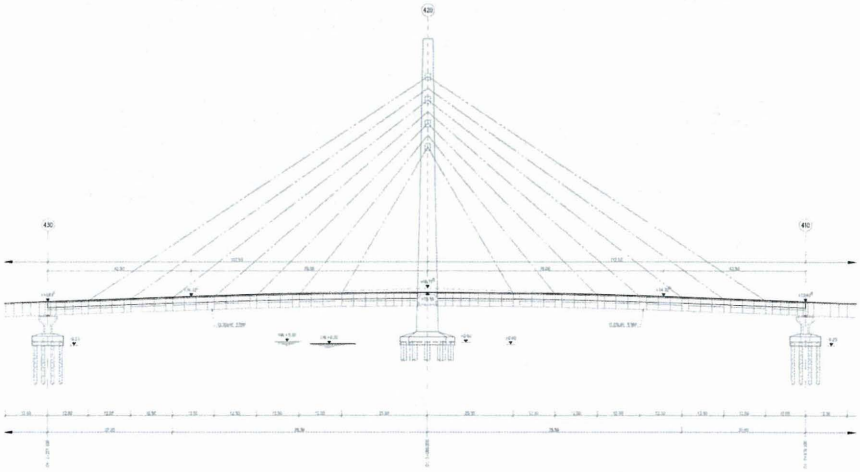


Abbildung 3: Lekki-Ikoyi-Bridge, Schrägseilbereich, Achsen 410, 420 (Pylon) und 430

Die Brücke, inklusive der Gründung, wurde von einer Planungsgemeinschaft der Technischen Büros der Bilfinger Berger Nigeria GmbH und Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH geplant. Das Bauvorhaben wird von Julius Berger Nigeria ausgeführt. Die Brücke wird voraussichtlich Mitte 2012 fertiggestellt.

Der vorliegende Beitrag befasst sich ausschließlich mit der Herstellung und dem Tragverhalten der Bohrpfähle der Pylon-Gründung.

2 Baugrundbedingungen

Lagos liegt im Südwesten Nigerias am Golf von Guinea. In der Region, in welcher sich die neue Brücke befindet, stehen Sedimentgesteine (hauptsächlich Sandstein, Schieferstein und Kalkstein) aus der Kreide (Abeokuta Formation) bis in große Tiefen an. Sie werden von tertiären Formationen (Ilaro, Oshosun und Ewekoro Formationen) bestehend aus Sand- und Tonstein überlagert. Oberhalb lagern sich quartäre Formationen (Benin und Delta Formationen) ab, die im Wesentlichen aus Sandstein sowie Sanden, Schluffen und Tonen bestehen. Oberflächennah entstehen Wechsellagen aus holozänen sandigen, schluffigen, tonigen und torfigen Sedimenten mit fluviatilem und maritimem Ursprung. Sie liegen auf dicht bis sehr dicht gelagerten Wechsellagen aus pleistozänen Kiesen, Sanden, Schluffen und Tonen, die im Bereich der Lagune erst in Tiefen von 50 m bis 100 m anzutreffen sind.

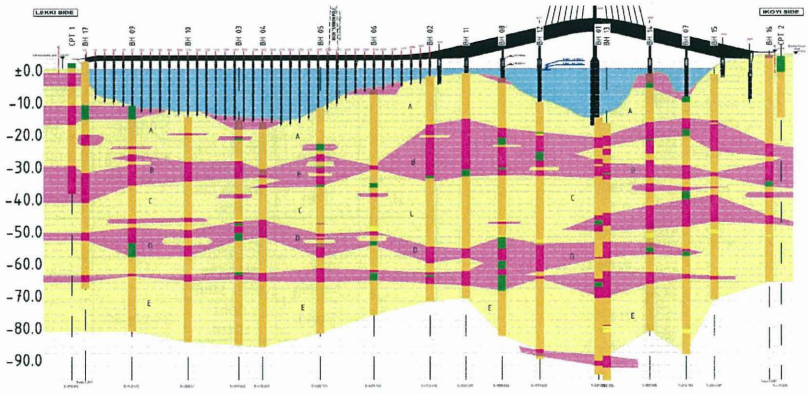
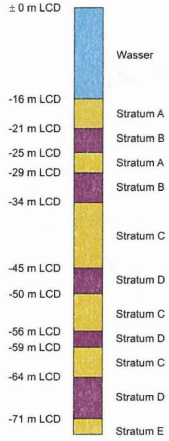


Abbildung 4: Baugrundmodell mit Verlauf der Hauptbodenschichten

Das Baugrunderkundungsprogramm umfasste insgesamt 17 Bohrungen entlang der Brückenachse, die bis in Tiefen von ca. 80 m niedergebracht wurden. Aus den Bohrlöchern wurden gestörte und ungestörte Bodenproben zur Bestimmung der Materialeigenschaften sowie Wasserproben zur Ermittlung der chemischen Eigenschaften des Grundwassers entnommen. Die Lagerungsdichte der rolligen Bodenschichten wurde mittels Standard Penetration Tests (SPT) im Bohrloch bestimmt. Im Bereich der Widerlager wurden zudem Drucksondierungen (CPT) durchgeführt. Als Ergebnis der Baugrunderkundung zeigt Abbildung 4 das dem Design zugrunde gelegte Baugrundmodell mit der für Lagos typischen Wechsellagerung von Sanden und Tonen.

Nahezu unmittelbar unterhalb der Gewässersohle stehen die oberen Sande an, die locker bis mitteldicht gelagert sind (Stratum A). Sie können Toneinlagerungen beinhalten und sind bereichsweise von weichen und organischen Lagunensedimenten überlagert. Darunter steht mittel- bis hochplastischer, teilweise organischer Ton von weicher bis steifer Konsistenz an (Stratum B). Stratum B besitzt sandige und schluffige Beimengungen und weist stark schwankende Mächtigkeit auf. Diese Schicht wird von mitteldicht gelagertem Fein- bis Mittelsand, der zum Teil tonig ist, unterlagert (Stratum C). Darunter steht steifer bis sehr steifer Ton an (Stratum D). Stratum C und D stehen zum Teil – insbesondere im Bereich der Pylon-Gründung – in dichter Wechsellagerung an. Es folgen sehr dicht gelagerte Basalsande (Stratum E).



Stratum	Bodenart	Zustand	Reibungs-winkel	undrainierte Kohäsion
			φ' [kPa]	c_u [kPa]
A	Sand	locker bis mitteldicht	32 bis 35	0
B	Ton	weich bis steif		60 bis 80
C	Sand	mitteldicht bis dicht	32 bis 35	0
D	Ton, sandig	steif bis sehr steif		60 bis > 100
E	Sand	sehr dicht	35 bis 40	0

Abbildung 5: Bodenschichtung und Kennwerte im Bereiche der Achse 420

In Abbildung 5 sind die für das Design angenommene Bodenschichtung sowie die Bodenkennwerte für den Bereich des Pylons dargestellt.

3 Vorgaben für die Herstellung der Bohrpfähle

Neben den anspruchsvollen Baugrundverhältnissen waren bezüglich des Gründungsdesigns verschiedene Randbedingungen hinsichtlich Art und Herstellung der Gründung zu berücksichtigen. So war beispielsweise der sonst für die Herstellung von Offshore Großbohrpfählen übliche Einsatz von Stützflüssigkeiten wie Bentonit oder Polymer zur Herstellung der Bohrpfähle aufgrund eines Einfuhrverbotes nicht möglich (lokal vorhandenes Bentonit erfüllt nicht die Anforderungen). Die Möglichkeit unverrohrt bzw. teilverrohrt nur unter Wasserüberdruck zu bohren wurde wegen der anstehenden Sandschichten (Strata A und C) verworfen. Letztlich ergaben sich für die Herstellung der Bohrpfähle der Pylon-Gründung folgende Vorgaben:

Die Bohrpfähle mit dem Durchmesser 1524 mm sollten vollverrohrt im Greiferverfahren hergestellt werden. Stahlrohre mit einer Wandstärke von 10 mm und 15 mm (unterer 1. Rohrabschnitt von 15 m Länge mit Wandstärke 15 mm), die bis auf Gründungstiefe einzuvibrieren waren, sollten dabei als verlorene Schalung dienen, d.h. nach dem Ausgreifen und dem Einhängen der Bewehrung sollten sie vollständig ausbetoniert werden. Die maximale Pfahllänge war für dieses Herstellungsverfahren aufgrund des erwarteten Rammwiderstandes für das gewählte Rohr und den Vibrationshammer Müller MS 200 HHF auf 60 m begrenzt (davon ca. 42 m Einbindung im Boden).

4 Ursprüngliches Gründungsdesign

Unter Berücksichtigung des vorgegebenen Herstellungsverfahrens der Pfähle wurde die Pfahltragfähigkeit gemäß British Standard BS EN 1997-1:2004 und nationalem Anhang NA to BS EN 1991-1:2004 abgeschätzt. Hierzu wurden die Mantelreibung für die verschiedenen Bodenschichten sowie der Spitzenwiderstand des Gründungshorizontes auf der Basis der Ergebnisse der Baugrunderkundung unter Berücksichtigung von Erfahrungswerten, die von anderen Projekten in Lagos vorlagen, bestimmt.

Die der Tragfähigkeitsermittlung zugrunde liegenden Werte für Mantelreibung und Spitzenwiderstand sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Da der Pfahl ausbetoniert werden

sollte, wurde der Spitzenwiderstand des Gründungshorizontes in Anlehnung an Erfahrungswerte für Bohrpfähle abgeschätzt. Eine nennenswerte Beeinflussung des Spitzenwiderstandes durch das Vibrationsrammen war nicht zu erwarten. Eine Abminderung des Spitzenwiderstandes wurde daher nicht berücksichtigt. Die in Tabelle 1 angegebenen Werte für die Mantelreibung der einvibrierten Pfähle sind im Mittel um ca. 20 % bis 50 % geringer als die Werte, die für die Ermittlung der Tragfähigkeit der eingerammten Stahlrohre angesetzt und die in den benachbarten Brückenachsen mit Hilfe von dynamischen Pfahltests bestätigt wurden. Die angenommene Abminderung der Mantelreibung entspricht einschlägigen Erfahrungen aus der Literatur (u.a.: Hartung 1994, Mazurkiewicz 1986, Borel et al. 2002; Brown 2001).

Tabelle 1: Charakteristische Mantelreibungswerte der Hauptbodenschichten und Spitzenwiderstand

Stratum	Bodenart	Zustand	Mantelreibung	Spitzenwiderstand
			[kPa]	[kPa]
A	Sand	locker bis mitteldicht	30 bis 40	-
B	Ton	weich bis steif	20 bis 30	-
C	Sand	mitteldicht bis dicht	45 bis 80	4.000
D	Ton, sandig	steif bis sehr steif	25 bis 35	-
E	Sand	sehr dicht	80 bis 120	5.000

Im Hinblick auf die Gesamttragfähigkeit wurde infolge des Einvibrierens von einer Verminderung auf ca. 75 % der Tragfähigkeit eines eingerammten Pfahls (bei gleichem Spitzenwiderstand) ausgegangen (vgl. Abbildung 6).

Die Einzelpfahltragfähigkeit im Grenzzustand der Pfähle ergibt sich für eine Einbindelänge von ca. 42 m damit zu ca. 13 MN bis 17 MN (siehe Abbildung 10). Aus Zeitgründen war die Durchführung von Probebelastungen an Testpfählen vor Baubeginn nicht möglich. Zur Validierung der Designannahmen bezüglich des Tragverhaltens des Einzelpfahls war daher die Durchführung von statischen Pfahltests an Bauwerkspfählen vorgesehen (siehe Abschnitt 5).

Die Pylon-Gründung umfasst zwei getrennte Pfahlkopfplatten (Nord und Süd). Zur Abtragung der vorhandenen Lasten wurde eine Anzahl von mindestens 2 14 Pfählen ermittelt (Abbildung 7). Die gewählte Anordnung erlaubte die Installation von zusätzlichen Pfählen.

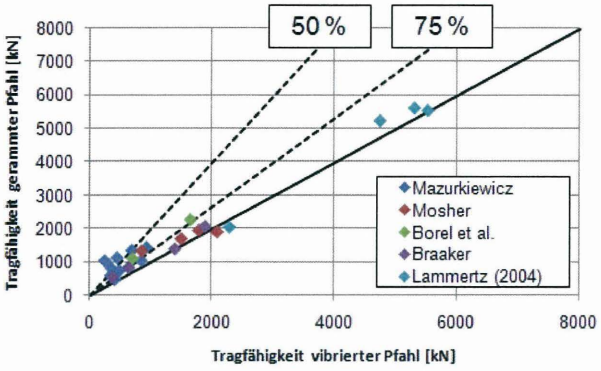


Abbildung 6: Tragfähigkeit einvibrierter Pfähle im Vergleich zu gerammten Pfählen, modifiziert nach Lammertz 2003, ergänzt um Lammertz 2004

Die Entscheidung über die endgültige Pfahlanzahl sollte auf der Basis der Widerstands-Setzungs-Line der Pfahltests erfolgen (Abbildung 10).

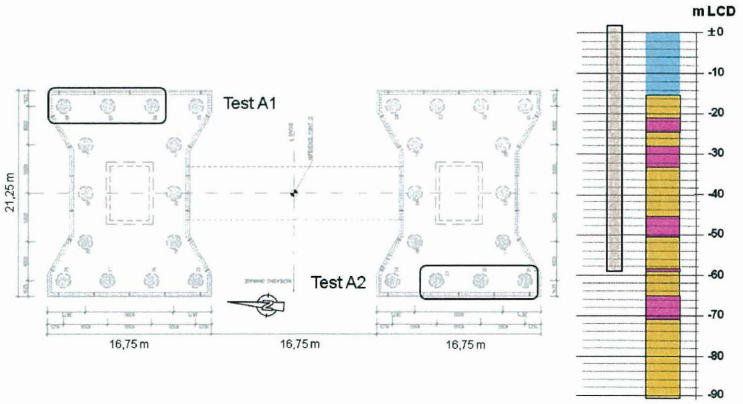


Abbildung 7: Ursprünglich geplante Pfahlanordnung

Für den Fall, dass sich die Widerstands-Setzungs-Linie der getesteten Pfähle im Bereich oder oberhalb der definierten Obergrenze des grauen Bereichs gem. Abbildung 10 befindet, war die Installation von 2 14 Pfählen vorgesehen. Die ursprünglich geplante Pfahlanordnung erlaubte die Installation von zusätzlichen Pfählen. Wenn die Widerstands-Setzungs-Line der getesteten Pfähle innerhalb des grauen Bereichs liegt, war die Installation von 2 16 Pfählen erforderlich. Im Falle des Auftretens eines Last-Setzungsverhalten unterhalb der prognostizierten Untergrenze wäre eine tiefgreifende Änderung des Designs erforderlich geworden.

Die Berechnung der Setzungen und Schiefstellungen erfolgte unter Berücksichtigung der Lastabtragung über den Pfahlmantel in den Untergrund, wodurch die setzungserzeugenden Spannungen realistischer abgeschätzt werden können. Außerdem wurde die gegenseitige Beeinflussung der Pfähle der Gruppe in der Berechnung unmittelbar mit erfasst und berücksichtigt. Die so abgeschätzten Gesamtsetzungen bewegten sich für die Pfahlgruppe der Pylon-Gründung bei 5 cm bis 8 cm. Die mögliche Schiefstellung der Pfahlkopfplatte ergab sich rechnerisch zu maximal 1:700. Zur Abschätzung der nach dem Schließen zu den benachbarten Brückenpfeilern verbleibenden Rest-Differenzsetzungen wurde, auf der Basis der Informationen über den Lastverlauf während der Bauphase und den zu erwartenden Konsolidierungszeiten, eine Abschätzung des zeitlichen Verlaufs der Setzungen durchgeführt. Für die ursprüngliche Gründungsvariante (Pfahlanordnung gem. Abbildung 7 und 60 m Gesamtpfahllänge) ergaben sich rechnerisch mögliche Restsetzungen der Pylon-Gründung von ca. 3 cm bis 5 cm und verbleibende Differenzsetzungen infolge unterschiedlicher Geometrie der Gründung, der unterschiedlichen Belastung und des zeitlichen Belastungsverlauf sowie unter Berücksichtigung einer Variabilität bei den Baugrundbedingungen von bis zu 4 cm (vergl. Unold & Cudmani, 2009). Die sich rechnerische ergebenden relativ hohen Setzungen erklären sich dadurch, dass die Pfahllänge mit maximal 60 m vorgegeben war und damit die Bauwerkspfähle in den Mittelsanden (Stratum C) einbinden, die von einer bis zu mehreren Meter mächtigen Tonschicht unterlagert werden. Die rechnerischen Setzungen und Schiefstellungen wurden bei der Dimensionierung des Überbaus berücksichtigt.

5 Pfahltests und Pfahltragverhalten

5.1 Einleitung

Aufgrund enger terminlicher und organisatorischer Randbedingungen (z.B. Notwendigkeit der Bestellung der Stahlrohre außerhalb Nigerias mehrere Monate vor Baubeginn) musste bei dem vorgestellten Projekt auf die Installation von Testpfählen im Vorfeld der Baumaßnahme verzichtet werden. Es wurden zur Validierung der Designannahmen der vollverrohrten Pfähle zwei statische Pfahltests (Test A1 und A2) an Bauwerkspfählen der nördlichen und südlichen Pfahlkopfplatte durchgeführt (Abbildung 7).

Insgesamt betrug der Zeitraum von der Installation eines Testpfahles bis zum Vorliegen des Testergebnisses ca. 2 Monate (Installation der Pfähle ca. eine Woche, Setup [Zunahme des Mantelreibungswiderstandes mit der Zeit nach der Installation] von ca. 4 bis 6 Wochen, Durchführung des Tests und Auswertung ca. eine Woche).

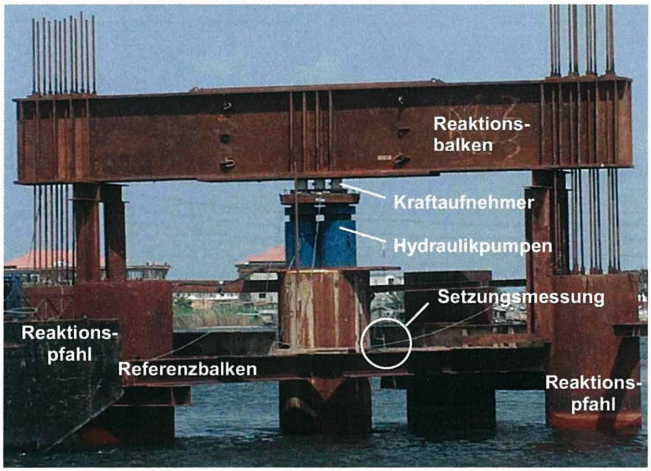


Abbildung 8: Ansicht der Pfahltesteinrichtung

An den Testpfählen wurden in Anlehnung an BS 8004 und ASTM D 1143 statische Belastungsversuche unter Verwendung einer Stahlrahmenkonstruktion durchgeführt. Abbildung 8 zeigt eine Ansicht dieser Pfahltesteinrichtung. Der Testpfahl und die Reaktionspfähle sind mit Wegaufnehmern ausgestattet. Zusätzlich sind ausgewählte Test- und Reaktionspfähle mit Dehnungsmessgebern ausgerüstet, die in verschiedenen Tiefen an der Pfahl-

bewehrung befestigt wurden, um axiale Pfahlkräfte in unterschiedlichen Tiefenlagen messen sowie daraus die Verteilung der Mantelreibung entlang des Pfahlschaftes ableiten zu können. Die aufgebrachte Testlast und die gemessenen Pfahlkopfverschiebungen des Testpfahls sowie der Reaktionspfähle sind in Abbildung 9 exemplarisch für den Belastungstest A2 (vollverrohrter Pfahl) dargestellt.

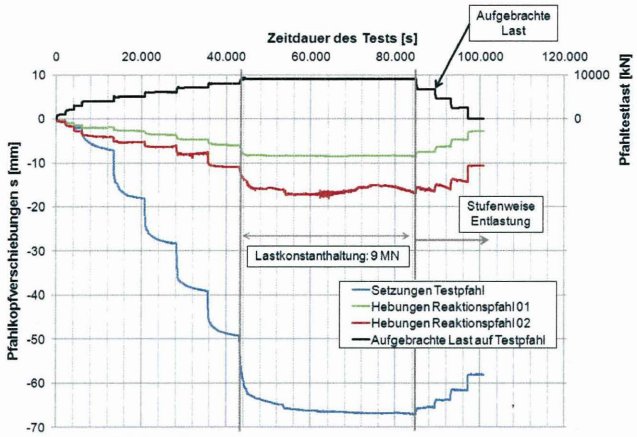


Abbildung 9: Gemessene Pfahlkopfverschiebungen während des Testablaufes am Beispiel des Belastungstests A2 (vollverrohrter Pfahl)

5.2 Tragverhalten Testpfahl A1 (vollverrohrter Pfahl)

Zum Zeitpunkt des Tests A1 waren bereits die in Abbildung 11 in orange markierten 8 Pfähle in zwei Viererreihen an beiden Pfahlkopfplatten hergestellt worden. Diese Pfähle weisen in der Regel keine signifikanten unverrohrten Pfahlmantelabschnitte auf (vollverrohrte Pfähle).

Abbildung 10 zeigt die gemessene Pfahlkopfverschiebung der Testpfähle in Abhängigkeit der aufgebrachten Testlast für alle vorgestellten Belastungstests. Zusätzlich ist die im Vorfeld prognostizierte obere und untere Grenze des Pfahltragverhaltens dargestellt.

Das Ergebnis des ersten durchgeführten Pfahltests A1 zeigt, dass die Untergrenze des prognostizierten Tragverhaltens knapp erreicht werden konnte. Jedoch wurde eine mit ca.

15 kPa bis 20 kPa unerwartet geringe Mantelreibung ermittelt, die durch einen Spitzenwiderstand von q_b > 4 MPa teilweise kompensiert wurde.

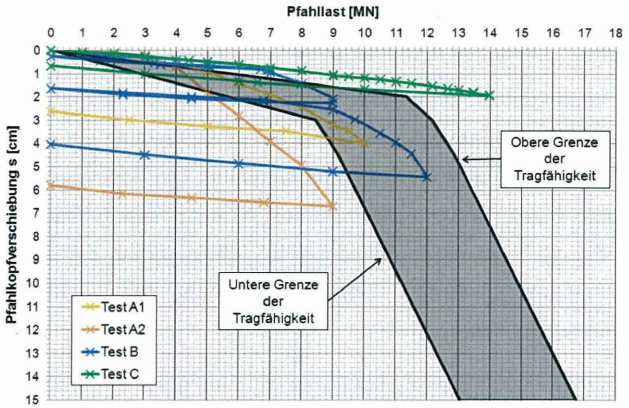


Abbildung 10: Gemessene und prognostizierte Widerstands-Setzungs-Linien der Pfahltests

Um die erforderliche Tragfähigkeit sicherstellen zu können, wurden auf der Grundlage dieser Ergebnisse folgende Maßnahmen zur Verbesserung des Tragverhaltens der noch zu installierenden Pfähle (blaue Pfähle in Abbildung 11) ergriffen:

a. Erhöhung der Mantelreibung durch Verlängerung des Pfahles um ca. 13 m mit einer Gründungstiefe von ca. -72 mLCD und Einführung eines unverrohrten Abschnittes unterhalb von ca. -63 mLCD (aufgrund der geringen Mantelreibung war es möglich, die Rohre bis auf eine Tiefe von ca. -63 mLCD einzuvibrieren. Die steife bis sehr steife Tonschicht [Stratum D] ermöglichte einen unverrohrten Aushub in den unteren Pfahlmetern).

b. Einbindung der Pfahlspitze in die nach Baugrunderkundung sehr dichten und mit einem gleichmäßigen Schichtenhorizont versehenen unteren Basalsande zur Sicherung und eventuellen Erhöhung des Pfahlspitzenwiderstandes.

Durch die beschriebenen Maßnahmen wurden Erhöhungen der charakteristischen Tragfähigkeit in der Größenordnung von bis zu 3 MN erwartet. Es wurde entschieden, einen zusätzlichen Pfahltest (Test B) zu realisieren, um das Tragverhalten dieses Pfahltyps zu

untersuchen. Für diesen Pfahltest wurde ein zusätzlicher Pfahl in der Mitte des südlichen Pylonfußes installiert.

5.3 Tragverhalten Testpfahl B (Verlängerter Pfahl)

Der Test an den verlängerten Pfählen (Test B) sowie der zweite Test an den vollverrohrten Pfählen (Test A2) erfolgten fast zeitgleich, aus ablauftechnischen Gründen (z.B. Position der Bargen) wurde jedoch zunächst Test B durchgeführt. Die Widerstands-Setzungs-Linie des Belastungstests B zeigt im Vergleich zum Test A1 ein besseres Tragverhalten (höhere Traglast bei geringeren Setzungen; Abbildung 10). Die aufgrund der sehr dichten Lagerungsdichte der unteren Basalsande erwartete Erhöhung des Spitzenwiderstandes ist jedoch weitgehend ausgeblieben.

Die Maßnahme führte jedoch zu einer deutlichen Erhöhung der mittleren Mantelreibung im Vergleich zu den vollverrohrten Testpfählen (Abbildung 12). Die mittlere Mantelreibung wurde dabei aus der Widerstands-Setzungs-Linie sowie aus den Dehnungsmessgebern ermittelt. Während der vollverrohrte Testpfahl A1 eine mittlere Mantelreibung q_s von etwa 15 kPa bis 20 kPa aufweist, konnte die mittlere Mantelreibung bei Testpfahl B auf ca. 30 kPa erhöht werden. Diese Erhöhung wird im Wesentlichen auf eine hohe Mantelreibung im unverrohrten Teil des Pfahls zurückgeführt. Insgesamt kommt es dadurch zu einer Erhöhung der charakteristischen Tragfähigkeit in einer Größenordnung von R_k = 1 bis 2 MN.

5.4 Tragverhalten Testpfahl A2 (Vollverrohrter Pfahl)

Hingegen zeigten die Ergebnisse des nur kurze Zeit nach Test B durchgeführten Pfahltests A2 ein deutlich schlechteres Tragverhalten als beim vergleichbar hergestellten Testpfahl in Test A1. Obwohl in beiden vollverrohrten Versuchen eine ähnliche mittlere Mantelreibung ermittelt wurde, lag der Spitzenwiderstand q_b bei Test A2 in der Größenordnung des im Design prognostizierten Wertes. Im Gegensatz zum Test A1 konnte somit der Verlust an Mantelreibung nicht durch einen entsprechend hohen Spitzenwiderstand ausgeglichen werden. Bedeutsamer ist das deutlich weichere Tragverhalten von Testpfahl A2 im Vergleich zu den Testpfählen A1 und B.

Basierend auf den Ergebnissen der Pfahltests A2 und B ließen sich zu diesem Zeitpunkt die Designvorgaben aus folgenden Gründen nicht mehr erfüllen:

a. Die Tragfähigkeit des Testpfahls im Test A2 (und somit der zugehörigen, in orange markierten Vierergruppe [Abbildung 11]) ist zu gering. Die nach Test A1 vorgenommenen Modifikationen reichen für eine Kompensation des Tragfähigkeitsverlustes dieser Pfähle nicht aus.

b. Die in den Pfahltests A2 und B ermittelte unterschiedliche Steifigkeit der Pfähle innerhalb einer Pfahlkopfplatte sowie zwischen der nördlichen und südlichen Pfahlkopfplatte führt zu starken Umlagerungen der Pfahlkräfte und erhöhen das Risiko unverträglicher Gründungsverformungen im Vergleich zum ursprünglichen Design.

Eine Anpassung des Gründungsdesigns wurde daher erforderlich, wobei aufgrund der signifikanten Erhöhung der Mantelreibung im unverrohrten Bereich des Testpfahls B eine Variante mit einer teilweise gezogenen Verrohrung favorisiert wurde.

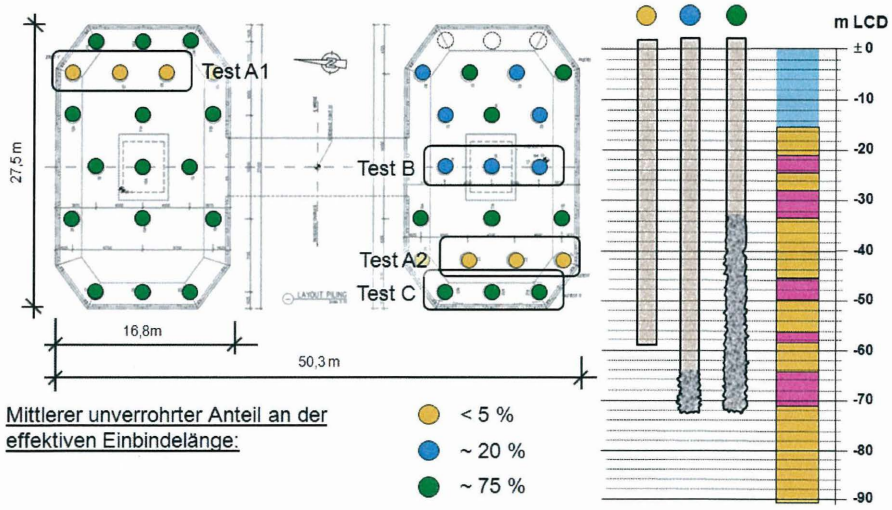


Abbildung 11: Endgültiges Layout der Pfahlkopfplatten mit angeschlossenen Bauwerkspfählen sowie Lage der vorgestellten Pfahltests

Dabei wurde die in Abschnitt 5.3 beschriebene Verlängerung der Pfähle in die sehr dichten unteren Sand mit einer Absetztiefe von -72 mLCD beibehalten. Um eine weitere Erhöhung der Tragfähigkeit im Vergleich zu den Ergebnissen des Testpfahls im Pfahltest B zu erreichen und damit die erforderliche Designanpassung zu minimieren, wird die Verrohrung

teilweise gezogen und damit die unverrohrte Mantelfläche entsprechend erhöht. Diese Maßnahme wurde nach Erkenntnissen der ersten Belastungstests in Betracht gezogen, wonach die Mantelreibung im vollverrohrten Bereich deutlich geringer als angenommen ausfällt, so dass ein Ziehen der Verrohrung mit den vorhandenen Geräten (Kräne, Bargen, Vibrationsbär etc.) möglich wurde. Die technischen und logistischen Herausforderungen für die Herstellung des zuletzt erwähnten Pfahltyps werden in Abschnitt 6 beschrieben.

Das endgültige Layout der Pfahlkopfplatten zeigt Abbildung 11. Gegenüber dem ursprünglichen Layout sind die Pfahlkopfplatten vergrößert worden, es wurden zusätzliche Pfähle vorgesehen und es wurden drei grundsätzliche Pfahltypen in das Layout integriert (vollverrrohrte Pfähle in orange; verlängerte, teilweise unverrohrte Pfähle in blau; verlängerte Pfähle mit teilweise gezogener Verrohrung in grün).

5.5 Tragverhalten Testpfahl C (Pfahl mit teilweise gezogener Verrohrung)

Das Tragverhalten der mit gezogener Verrohrung hergestellten Pfähle wird durch den Belastungstest C überprüft. Die Unterkante des Mantelrohres ist bei diesem Testpfahl bis auf eine Höhe von ca. -32 mLCD gezogen worden. Somit steht ein unverrohrter Pfahlabschnitt von ca. 40 m Länge zur Verfügung. Dies entspricht in etwa 75 % der effektiven Einbindelänge des Pfahls.

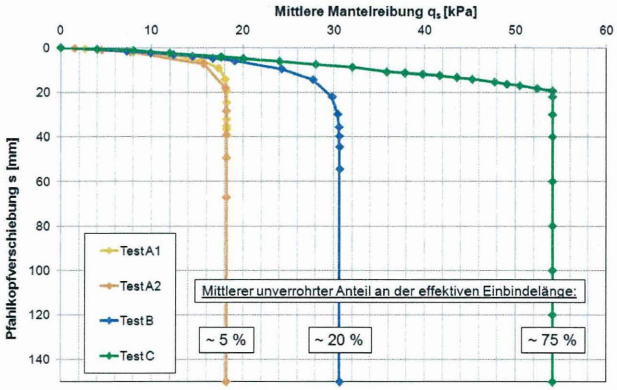


Abbildung 12: Ermittelter mittlerer Mantelreibungswiderstand der vorgestellten Pfahltests

In Abbildung 12 wird die aus gemessenen Widerstands-Setzungs-Linien sowie Dehnungsdaten ermittelte mittlere Mantelreibung q_s in Abhängigkeit der Pfahlkopfverschiebung für die verschiedenen Belastungstests angegeben. Durch das Ziehen der Verrohrung und die damit vergrößerte unverrohrte Mantelfläche wird die mittlere Mantelreibung q_s signifikant auf Werte über 50 kPa erhöht. Dadurch erhöht sich die Gesamttragfähigkeit der mit gezogener Verrohrung hergestellten Pfähle deutlich. Abbildung 10 ist zu entnehmen, dass bei einer durch die Belastungskonstruktion vorgegebenen maximalen Beanspruchung des Testpfahls von 14 MN lediglich eine Pfahlkopfverschiebung von ca. 20 mm gemessen worden ist. Es wurde daher eine charakteristische Tragfähigkeit von über 20 MN abgeschätzt, die deutlich über der oberen Grenze der ursprünglichen Prognose für die kürzeren, vollverrohrten Pfähle liegt.

Das endgültige Layout der Pfahlkopfplatten (Anzahl und Anordnung der Pfähle), wie in Abbildung 11 vorgestellt, wurde anhand von umfangreichen 3D-FE-Simulationen auf Basis der Pfahltestergebnisse (Abschnitt 7) optimiert.

Die Entwicklung der Mantelreibung in den verrohrten und unverrohrten Pfahlabschnitten kann anhand von Abbildung 13 quantitativ und qualitativ beurteilt werden. Das Diagramm zeigt die aus den Dehnungsgebern des Belastungstests C resultierenden Scherspannungen am Mantel als Funktion der aufgebrachten Last abschnittsweise für den verrohrten und den unverrohrten Pfahlabschnitt.

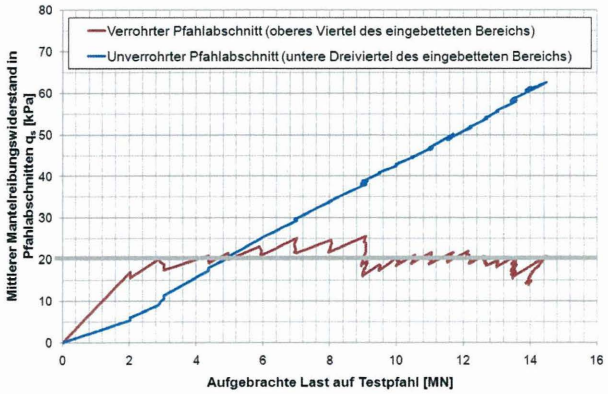


Abbildung 13: Tendenzieller Verlauf der mittleren Mantelreibung in verrohrten und unverrohrten Pfahlabschnitten am Beispiel des instrumentierten Pfahltests C

Es zeigt sich, dass die Mantelreibung des verrohrten oberen Pfahlabschnittes bereits bei sehr geringen Pfahlkopfverschiebungen von wenigen Millimetern aktiviert wird und bei ca. 3 MN bis 5 MN Testlast einen Grenzwert erreicht. Die Größenordnung der Grenzmantelreibung des verrohrten Abschnittes von ca. 20 kPa deckt sich mit der mittleren Mantelreibung der Belastungstests A1 und A2 an vollverrohrten Pfählen.

Die mittlere Mantelreibung des unverrohrten unteren Pfahlabschnittes nimmt linear mit der aufgebrachten Last auf den Testpfahl zu. Auch bei Aufbringung der maximalen Testbelastung sind noch keine Indizien für das Erreichen der Grenzmantelreibung erkennbar. Unter den gegebenen Baugrund- und Herstellungsbedingungen sind die Mantelreibungswerte im unverrohrten Abschnitt in der Größenordnung $q_s > 65$ kPa um mehr als den Faktor 3 größer als die Werte im verrohrten Bereich.

6 Herstellung der Pfähle mit gezogener Verrohrung

Die Gesamtlänge der Pfähle mit gezogener Verrohrung beträgt ca. 73 m. Die unverrohrte Mantellänge nach dem Ziehen beträgt in der Regel ca. 35 m. Bei dem überwiegenden Teil der Pfähle sind nur die oberen 40 m der Pfähle bewehrt.

Der Bauablauf zur Herstellung der Bohrpfähle lässt sich vereinfacht folgendermaßen zusammenfassen:

- Einvibrieren des Stahlrohrs in 3 Schüssen (35 m, 22 m und 15 m)
- Ausgreifen des Bodens im Stahlrohr mit dem Kugelgreifer nach jedem Schuss unter Wasserauflast bis ca. 1 m bis 2 m oberhalb des Stahlrohrfußes
- Nach der Installation des letzten Teilstücks der Verrohrung wird unter Wasserauflast vollständig ausgegriffen und gespült
- Schüttrohr einführen und betonieren
- Erster Abschnitt der Verrohrung (ca. 20 m) beim Betonieren unter Einsatz des Vibrationshammers ziehen
- Abschneiden der Verrohrung, Installation der Bewehrung und Hammer neu aufsetzen
- Zweiten Abschnitt der Verrohrung (ca. 20 m) beim Betonieren unter Einsatz des Vibrationshammers ziehen
- Abschneiden der Verrohrung und Fertigbetonieren des Pfahls



a) Betonieren des Pfahls



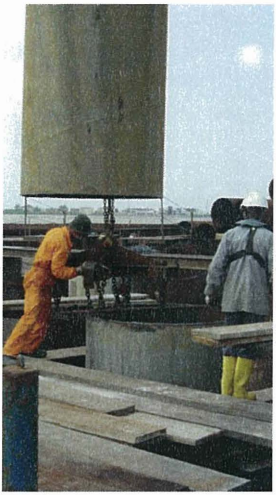
b) Installation des Bewehrungskorbes

Abbildung 14: Bohrpfahlherstellung

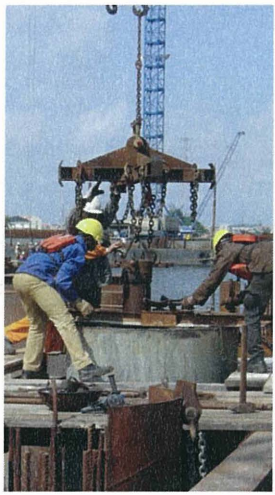
Die Herstellung der Bohrpfähle mit gezogener Verrohrung mit dem verfügbaren Mitteln stellte höchste Anforderungen an Gerät und Personal. Als besondere Herausforderung erwies sich unter anderem das Halten des Schüttrohrs während des Ziehens der Verrohrung und insbesondere der Einbau der Bewehrung dar.

Nach dem Abschneiden der gezogenen Verrohrung (Abbildung 15a) wurde das Schüttrohr mittels einer dafür konstruierten Haltevorrichtung an der im Boden verbleibenden Verrohrung eingehängt (Abbildung 15b). Nach dem Ablegen des abgeschnittenen Rohrabschnitts wurde der Bewehrungskorb mit dem ersten Seil des Krans aufgenommen. Das zweite Seil wurde innerhalb des Korbes herabgelassen und nahm für die Installation des Bewehrungskorbs das Schüttrohr wieder auf (Abbildung 15c).

Bei den Pfählen, bei welchen eine verlängerte Bewehrung einzubauen war bzw. bei den Pfählen, die über ihre gesamte Länge bewehrt wurden (Reaktionspfähle der Pfahltests), musste während des Vorgangs des Ziehens noch zusätzlich der Bewehrungskorb in Position gehalten werden. Während des Ziehens wurde die Bewehrung in diesem Fall von einem dritten Kran gehalten. Während des Ablegens der abgeschnittenen Verrohrungsstücke wurde die Bewehrung ebenfalls temporär über die Haltevorrichtung gemäß Abbildung 15b am im Boden verbleibenden Stahlrohr eingehängt.



a) Verrohrung wird entfernt



b) Schüttrohr wird an verbleibender Verrohrung aufgehängt



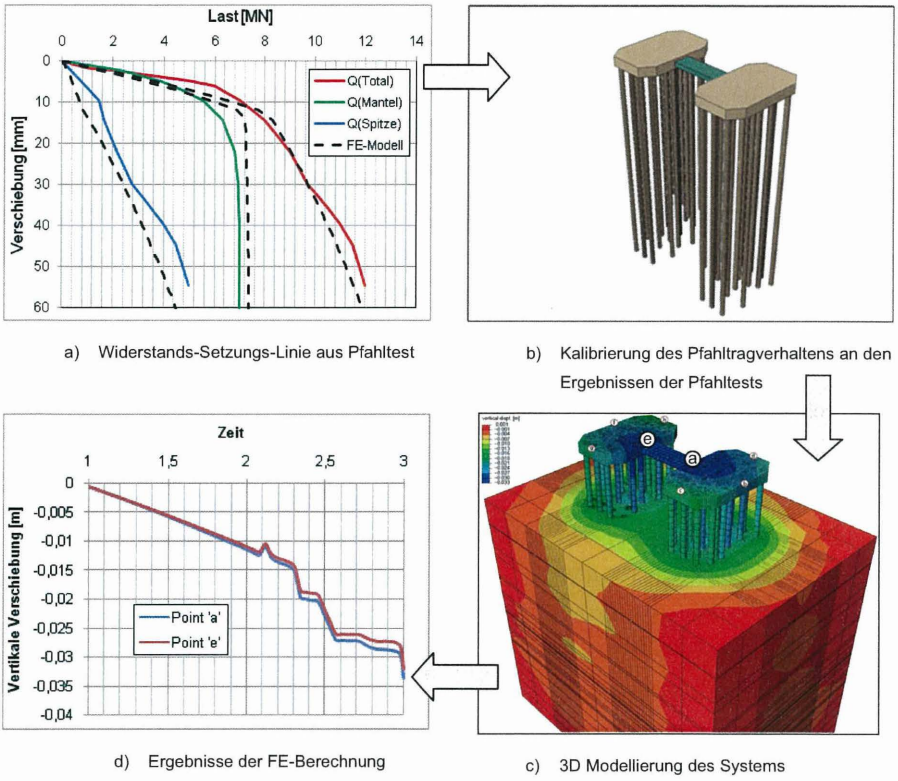
c) Seil 1: Bewehrungskorb, Seil 2: Schüttrohr

Abbildung 15: Halten des Schüttrohrs sowie Aufnehmen und Einbau des Bewehrungskorbs

7 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Infolge der Veränderung der Pfahlanordnung (Abbildung 11) gegenüber dem ursprünglichen Design (Abbildung 7) sowie infolge der Tatsache, dass die Gründung Pfähle unterschiedlichen Typs (vollverrohrt/teilverrohrt, 60 m Länge / 73 m Länge) und damit unterschiedlichen Tragverhaltens (vgl. Abschnitt 5) umfasst, war es notwendig, die Gebrauchstauglichkeit (Setzungen, Differenzsetzungen und Schiefstellungen) detailliert zu untersuchen.

Hierzu wurde die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Gründung dreidimensional mit Hilfe des FE-Programms ABAQUS modelliert (Abbildung 16c). Das Tragverhalten der Pfähle im FE-Modell (Abbildung 16b) wurde dabei an den Ergebnissen der Pfahltests (Abbildung 16a) kalibriert. Die Bodenschicht, in welche die Pfähle einbinden, wurde mit dem hypoplastischen Stoffgesetz modelliert. Für alle übrigen Bodenschichten wurde das Mohr-Coulombsche Stoffgesetz verwendet.



a) Widerstands-Setzungs-Linie aus Pfahltest

b) Kalibrierung des Pfahltragverhaltens an den Ergebnissen der Pfahltests

c) 3D Modellierung des Systems

d) Ergebnisse der FE-Berechnung

Abbildung 16: FE-Berechnung zur Ermittlung der Setzungen und Schiefstellungen

Auf der Basis der FE-Berechnungen bewegen sich die rechnerischen Setzungen der Pfahlkopfplatte des Pylons in der Größenordnung von 2 bis 4 cm (Abbildung 16d) und sind damit ca. 50 % geringer als die Setzungen, die für das ursprüngliche Design abgeschätzt wurden. Dies ist einerseits auf die Verbesserung der Pfahltragfähigkeit des Einzelpfahls zurückzuführen, da die überwiegende Anzahl der Gründungspfähle teilverrohrt ausgeführt wurde. Andererseits binden die meisten Pfähle in die untere Sandschicht ein, so dass auch das Verhalten der Gruppe günstiger ist. Die Reduzierung der Setzungen führt gleichzeitig auch zu einer Reduktion der zu erwartenden Schiefstellungen, die auf der Basis der FE-Ergebnisse in einer Größenordnung von nur noch etwa 1:1300 erwartet werden.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Der Pylon der Lekki-Ikoyi-Schrägseilbrücke wird auf Bohrpfählen mit dem Durchmesser 1524 mm gegründet. Die Bohrpfähle werden im Greiferverfahren vollverrohrt hergestellt. Ursprünglich sollte die Verrohrung einvibriert werden und im Boden als verlorene Schalung verbleiben. Anhand der durchgeführten Pfahltests zeigte sich jedoch, dass die vorgesehene Installationsmethode zu einer unerwartet starken Verminderung der Mantelreibung führte, so dass die Designannahmen bezüglich des Tragverhaltens der Gründung nicht bestätigt werden konnten. Das Herstellungsverfahren der Pfähle sowie das Design der Gründung wurden daraufhin modifiziert. Die Pfähle wurden verlängert und die Verrohrung wurde zum Teil wieder gezogen. Insbesondere das Ziehen der Verrohrung stellte eine große fachliche sowie logistische Herausforderung dar.

Das veränderte Herstellungsverfahren konnte planmäßig umgesetzt und die Bauwerkspfähle erfolgreich installiert werden. Das erforderliche Tragverhalten der Pfähle wurde anhand von Pfahltests nachgewiesen. Die Gebrauchstauglichkeit der Gründung wurde mit Hilfe einer detaillierten 3D FE-Analyse untersucht. Danach ergaben sich durch die Veränderung des Herstellungsverfahrens rechnerische Setzungen und Schiefstellungen der Gründung, die um ca. 50 % geringer ausfallen als diejenigen, die für das ursprüngliche Design abgeschätzt wurden.

Zur Validierung der Designannahmen und Kontrolle der Verformungen bereits während der Bauphase wird ein umfangreiches Monitoring-Programm umgesetzt, im Zuge dessen Setzungen der Pfahlkopfplatte sowie Schiefstellung mit Hilfe elektronischer Neigungsmesser erfasst werden sollen. Außerdem soll die Entwicklung der Lasten über Dehnungsmessgeber, die am Pfahlkopf eingebaut wurden, während der Herstellung des Pylons und des Überbaus sowie auch nach Inbetriebnahme der Brücke verfolgt werden. Die Messungen ermöglichen eine Kontrolle des tatsächlichen Tragverhaltens der Bauwerkspfähle (Widerstands-Setzungs-Linie).

Literatur

BS EN 1997-1:2004: *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules, British standard Institution (BSI), 2004*

NA to BS EN 1991-1:2004: *National Annex to Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules, British Standards Institution (BSI), 2007*

Hartung, M.: *Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit im Sand. Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, 1994, Heft 45*

Mazurkiewicz, B.: *Einfluss von Rammgerät auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonpfählen. Beiträge Pfahlsymposium 1986, Eigenverlag TH Darmstadt, S. 31-36*

Borel, S; Bustamante, M; Gianeselli, L.: *Two comparative studies of bearing capacity of vibratory and impact driven sheet piles. Transvib, Louvain-la-Neuve, 2002, pp. 167-174*

Brown, R. P.: *Predicting the ultimate axial resistance of single driven piles. Dissertation University of Texas at Austin, 2001*

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

Lammertz, P.: *Tragfähigkeit von gerammten und vibrierten Stahlrohrpfählen. Spezialsitzung "Forum für junge Geotechnik-Ingenieure", Baugrundtagung, Leipzig, 2004*

Unold, F; Cudmani, R.: *Gründungsdesign der Lagos Osborne Bridge in Lagos, Nigeria. OHDE-Kolloquium 2009*

Autoren

Dr.-Ing. Florian Unold — florian.unold@civil.bilfinger.com
Dr.-Ing. Axel Nernheim — axel.nernheim@civil.bilfinger.com
Dr.-Ing. Roberto Cudmani — roberto.cudmani@civil.bilfinger.com

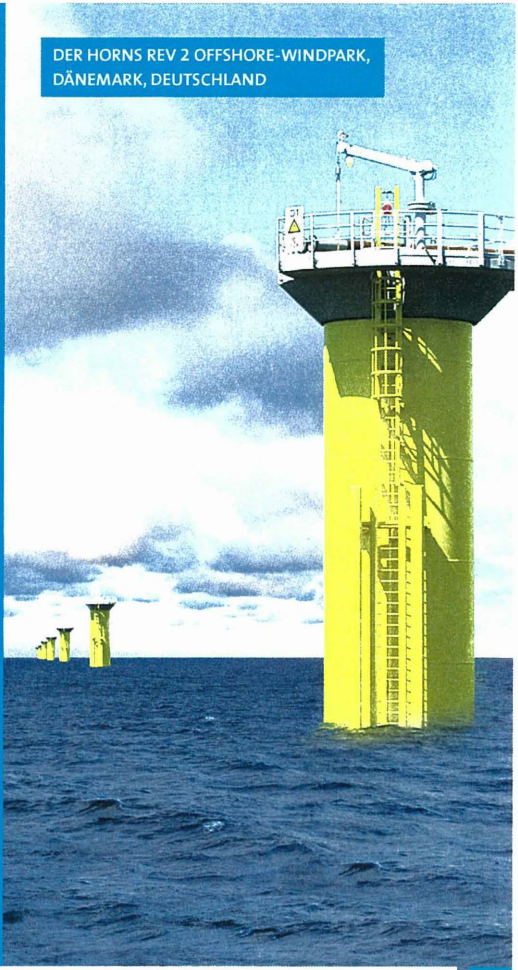
Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH
Technisches Büro — www.civil.bilfinger.com
Gustav-Nachtigal-Straße 3, 65189 Wiesbaden — Tel.: 0611 708-259

Dipl.-Ing. Jörn Seitz — joern.seitz@ julius-berger.com

Julius Berger Nigeria PLC
Berger Junction Utako District — www.julius-berger.com
P.O. Box 453 Abuja F.C.T. Nigeria — Tel.: +234 (09) 611 5326



PFAHLGRÜNDUNGEN AM UFER FÜR DIE GTL-ANLAGE IN ESCRAVOS, NIGERIA



DER HORNS REV 2 OFFSHORE-WINDPARK, DÄNEMARK, DEUTSCHLAND

Engineering the World.

Das Tätigkeitsspektrum der Bilfinger Berger Multi Service Group umfasst die Bereiche Immobilien, Infrastruktur und Industrie in den deutschen sowie internationalen Märkten. Zusammen mit ihren Beteiligungsgesellschaften liefert die Bilfinger Berger Group passgenaue Lösungen, die den jeweiligen internationalen Standards vollstens entsprechen. **Bilfinger Berger Civil** und **Bilfinger Berger Nigeria** sind Teil dieses globalen Netzwerks. Bilfinger Berger Civil ist weltweit tätig, beispielsweise mit Bauprojekten im Nahen Osten, Kanada, Europa und Vietnam. Bilfinger Berger Nigeria ist Dienstleister des nigerianischen Unternehmens Julius Berger Nigeria PLC, der größte private Arbeitgeber in Nigeria, und erste Wahl in der Baubranche des Landes. www.bilfinger.com

The Multi Service Group. BILFINGER BERGER Nigeria

The Multi Service Group. BILFINGER BERGER Civil

Nearshore-Anwendungen für Pfahlprüfungen mit der Osterberg-Zelle am Beispiel der Golden Horn Brücke in Istanbul

Carlos Fischer, Melvin England, Rolf Balthes

1 Einleitung

Der Beitrag beschreibt die Ausführung von zwei statischen Pfahlprobebelastungen, deren Ergebnisse zur Fundamentauslegung der in Istanbul entstehenden Golden Horn Brücke verwendet wurden. Die Pfahlprobebelastungen erfolgten unter Anwendung des Osterberg-Verfahrens. Das Projekt zeigt beispielhaft die Vorteile dieses Verfahrens auf, die ganz besonders für küstennahe Vorhaben wichtig sind, die über Wasser ausgeführt werden müssen.

2 Stadtbahnprojekt in Istanbul mit der Golden Horn Brücke

Zur Erweiterung des Stadtbahnnetzes der schnell wachsenden Stadt Istanbul gehört die Linie F2 Taksim-Yenikapi, auf deren Trasse sich die Golden Horn Brücke befinden wird. Sie wird die zwischen Bosporus und Marmarameer mündende Haliç-Bucht überqueren, die sich entlang des ursprünglichen Siedlungsgebiets von Byzanz erstreckt.

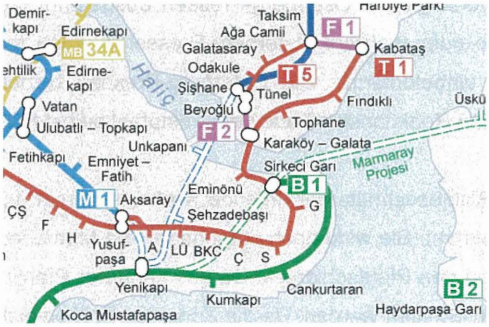


Abbildung 1: Trasse der Stadtbahn-Linie F2 über das Goldene Horn in Istanbul

Die Erweiterung der Stadtbahn auf dem Abschnitt Unkapani-Taksim wird eine 2.520 m lange Gleisstrecke mit 2 Haltestellen und der neuen Metrobrücke über das Goldene Horn umfassen. Die Länge des gesamten Brückenbauwerkes beträgt 1 km, aufgeteilt in einen als Schrägseilbrücke konzipierten Hauptbereichs mit 387 m Länge und in eine Drehbrücke mit einem 120 m langen Überbau. Die zwei im Wasser gegründeten Pylone werden 75 m hoch. Auf der Mitte der Brücke befindet sich eine Haltestelle. Ausgeführt wird das Bauwerk von der Arbeitsgemeinschaft Astaldi S.p.A. und Gülermak Heavy Industries Co.Inc.



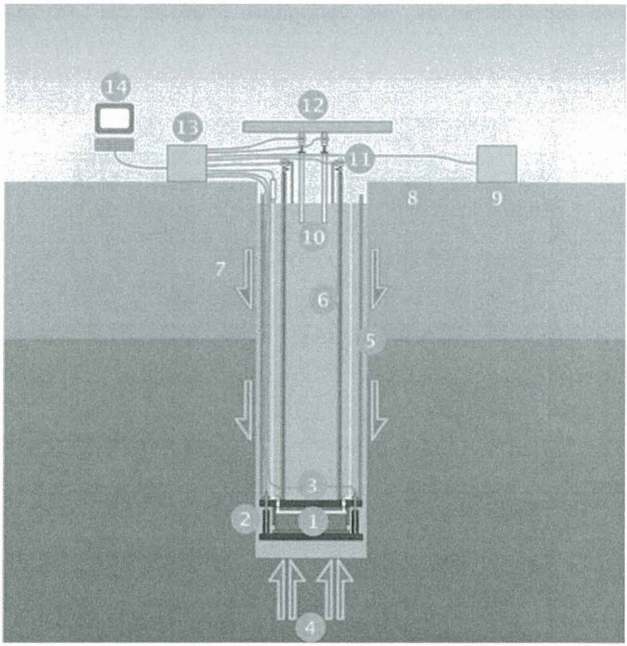
Abbildung 2: Bauwerksteilansicht mit Klappbrücke, Pylon und Haltestelle

3 Fundamentauslegung mit dem Osterberg-Verfahren

Die statische Probebelastung ist eine häufig verwendeten Methode, Kennwerte für die Auslegung von Pfählen zu ermitteln. Die statische Probebelastung nach dem Osterberg-Verfahren wird mit hydraulischen Osterberg-Pressen ausgeführt, die auch kurz O-cells® genannt werden. Eine oder mehrere Osterberg-Pressen werden meist in der Nähe des Testpfahlfußbereichs einbetonierter. Die Osterberg-Pressen beziehen im Kräftegleichgewicht die Aktions- und Reaktionskraft aus dem Testpfahl selbst (ENGLAND 2003).

Die somit auf beide Pfahlabschnitte einwirkende Kraft wird direkt und unmittelbar mit der Osterberg-Presse bestimmt. Sie wirkt nach oben gegen die Mantelreibung und nach unten im Wesentlichen gegen den Pfahlsohldruck. Daraus kann der Pfahlfußwiderstand und der Pfahlmantelwiderstand ermittelt werden. Da die Zone des Kräftegleichgewichts in die Tiefe verlagert ist, entfallen die sonst üblichen Reaktionseinrichtungen am Pfahlkopf, denn die

Osterberg-Presse bezieht ihre Aktions- und Reaktionskraft aus den Tragkraftkomponenten des Pfahls selbst. Ein herausragendes Merkmal dieses Verfahrens ist die Kostenersparnis, die sich aus dem vollständigen Verzicht auf Reaktionspfähle, Anker und am Pfahlkopf angeordnete Belastungseinrichtungen ergibt. Die Komponenten des Systems sind in der Abbildung 3 dargestellt.



1	Osterberg-Presse	8	Hydrauliksystem
2	Wegmesser mit schwingender Saite	9	Hydrauliksteuerung
3	Lastverteilplatte	10	Pfahlkopfabtastung
4	Spitzenwiderstandskraft (Spitzedruck)	11	Wegmesser oder digitale Messuhr
5	Bewehrungskorb oder Setzrahmen	12	Bezugstraverse
6	Stangenextensometer	13	Datenerfassung
7	Scherwiderstandskraft (Mantelreibung)	14	Steuerungsrechner mit Display (PC)

Abbildung 3: Aufbau eines Osterberg-Tests

Das Osterberg-Verfahren wird für die Probebelastung an Ortbetonbohrpfählen, Rammpfählen, Endlosschneckenbohrpfählen und Schlitzwänden eingesetzt. Die Osterberg-Pressen werden für verschiedene, nominelle Lastbereiche hergestellt, die von 0,89 MN bis 26,7 MN pro Richtung reichen. Die daraus jeweils resultierende, maximale Prüfkraft ist doppelt so hoch. Die Abbildung 4 zeigt die Verwendung mehrerer Osterberg-Pressen in einer definierten, horizontalen Ebene. Diese Anordnung sowie die Installation mehrerer Ebenen ermöglichen es, die verfügbare Prüfkraft bis auf über 300 MN zu erhöhen.



Abbildung 4: Anordnung mehrerer Osterberg-Pressen pro Horizont

Der Pfahl kann unter Verwendung einer mehrstöckigen Anordnung mit mehreren Osterberg-Pressen in individuelle Probebelastungsbereiche aufgeteilt werden. Mit steigender Prüflast steigt das Einsparpotential exponentiell gegenüber Pfahlprobebelastungen mit Belastungseinrichtungen am Pfahlkopf (FISCHER 2005).

Die Osterberg-Presse ist eine kalibrierte, hydraulisch betriebene Presse für den Einmaleinsatz, die in die Gründungsstruktur eingebaut wird. Durch ihre Wirkungsweise in zwei Richtungen, aufwärts gegen die Mantelreibung und abwärts gegen den Spitzendruck, trennt sie automatisch die Widerstandsanteile.

Die Probebelastung mit der Osterberg-Presse wird so lange fortgeführt, bis eine der drei möglichen Grenzzustände erreicht wird: die maximale Pfahlmantelkraft, die maximale Pfahlfußkraft bzw. die Leistungsgrenze der Osterberg-Presse. Die Osterberg-Presse wird mit Wegaufnehmern instrumentiert, um den Pressenhub an den Lastverteilplatten zu messen. Durch die zusätzliche Messung der Pfahlkopfverschiebung und der Pfahlstauchung wird die abwärts gerichtete Bewegung des Pfahls bestimmt.

3 Anwendung des Osterberg-Verfahrens beim Vorhaben Golden Horn Brücke

Es wurden zwei Bohrpfähle über Wasser unter Anwendung des Schnellverfahrens nach ASTM 1143 getestet, ein Probepfahl in zwei Meter Entfernung vom Ufer (Pfahl TP 1) und ein Bauwerkspfahl in größerer Wassertiefe (Pfahl TP 2).

3.1 Prüfung des Testpfahls TP 1

Die Ergebnisse der Probebelastung des ersten Pfahls sollten zunächst dazu dienen, das Tragverhalten des überwiegend aus verwittertem Sandstein und verfestigtem Schluffmergel bestehenden Untergrunds einzuschätzen. Hierzu wurde ein Bohrpfahl mit 1 Meter Durchmesser und 39,5 m Länge eingesetzt.

Die für den Test vorgesehene Pfahlprüfkraft von maximal 31 MN wurde mittels vier Osterberg-Pressen mit 330 mm Durchmesser aufgebracht, die 5 m oberhalb des Pfahlfußes angebracht wurden. Bei Einwirkung dieser Prüflast wurde eine Pfahlbewegung von etwas über 30 mm registriert. Die Lastaufbringung wurde über die nominelle Kapazität der Pressen hinaus erhöht, bis eine Belastung von je 18,4 MN pro Richtung erreicht wurde, was einer Gesamtprüflast von 36,4 MN entspricht.

Durch Modellierung mit dem Programm Cemset konnten die Grenzmantelreibung zu 25 MN und der Grenzspitzendruck zu 27,5 MN bestimmt werden. Mit der so ermittelten Grenztragfähigkeit von 52,5 MN wurden zusätzliche Informationen über die Eigenschaften des Baugrunds und Vertrauen in die gewählte Pfahlauslegung gewonnen. Die Messergebnisse der unterhalb der Osterberg-Pressen angeordneten Bewehrungsmessfühler zur Bestimmung der spezifischen Betonverformung haben die Mobilisierung einer Nettomantelreibung im Felssockel von über 1.100 kPa angezeigt.

3.2 Prüfung des Testpfahls TP 2

Wegen der in dieser Region üblichen seismischen Aktivität und der bedeutend größeren Abmessungen dieses als Testpfahl verwendeten Bauwerkspfahls im Vergleich zum Testpfahl TP 1 wurde der Testpfahl TP 2 sehr stark bewehrt, wie die Abbildung 5 zeigt.



Abbildung 5: Bewehrung des Testpfahls TP2 mit Osterberg-Pressen und Lastverteilplatten

Die Montage der Osterberg-Pressen und der Einbau der Instrumentierung in die Bewehrungskörbe erfolgten an Land. Die so vorbereiteten Bewehrungskörbe wurden dann mit Lastkähnen an die 90 m von Ufer entfernte Prüfstelle verbracht.

Wie aus der Abbildung 6 zu ersehen ist, wurde der einbaufertige Bewehrungskorb durch einen Stahlträgerschlitten unterstützt aufgerichtet, um ihn in die Bohrung abzulassen. Die Abmessungen des daraus hergestellten Bauwerkspfahls betrugen 85,5 m Länge bei einem Durchmesser von 2.200 mm.

Der Betonkörper des Probepfahls wurde in einen ca. 29 m in den Baugrund reichenden und dort verbleibenden Stahlmantel von 2.500 mm Durchmesser und 63,5 m Länge gegossen. Der betonierte Abschnitt des Bohrpfahls ragt unten ca. 22 m über den Stahlmantel hinaus in den Felssockel. Von der Pfahlgesamtlänge von 85,5 m wurden nur die untersten 57,5 m betoniert. Der obere ca. 28,2 m lange Stahlmantelabschnitt bis zum Pfahlkopf verblieb leer, wobei in diesem Bereich ein weniger stark armierter Bewehrungskorb als Träger für die Hydraulik und die Messtechnik vorgesehen wurde.

Das Wasser ist an dieser Stelle ca. 33,5 m tief. Auf dem Meeresgrund befindet sich zunächst eine ca. 16 m mächtige Ablagerungsschicht aus locker gelagertem Material, gefolgt von ca. 10 m Ton und anschließend Sandstein.

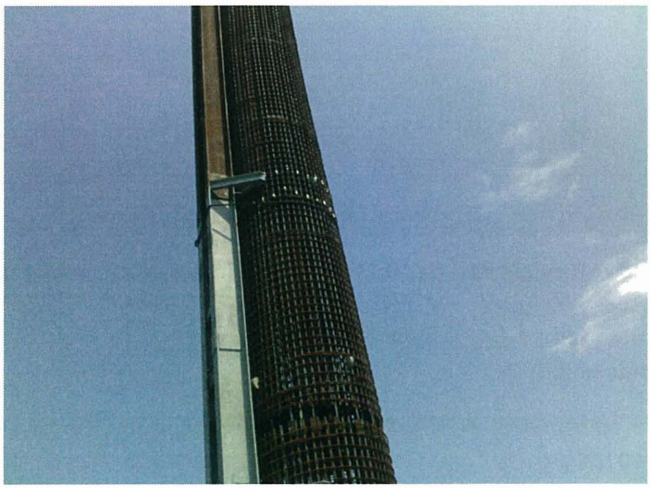


Abbildung 6: Aufrichten des bestückten Bewehrungskorbes TP 2

Der Testpfahl TP 2 wurde bis zu einer Bruttolast von 47 MN getestet, wobei während des Belastungstests keine nennenswerten Setzungen auftraten, so dass die am vorangegangenen Testpfahl TP1 vorab ermittelten Auslegungswerte bestätigt wurden und sich somit als angemessen für die endgültige Auslegung der Bauwerkspfähle erwiesen.

Die Probebelastungen über Wasser ließen sich problemlos ausführen. Einen Eindruck des sehr geringen Platzbedarfs am Pfahlkopf vermittelt die Abbildung 7. Der Testpfahl wurde nach Abschluss des Tests verpresst, um nach erfolgter, baulicher Komplettierung als Bauwerkspfahl zu dienen.



Abbildung 7: Referenztraverse als Bezugspunkt für Messtechnik am Pfahlkopf

4. Zusammenfassung

Infrastrukturbauwerke werden zunehmend auf Fundamenten abgesetzt, die Lasten von weit mehr als 10 MN pro Pfahl oder Schlitzwandelement abtragen müssen. Wenn im Vorfeld der Projektrealisierung statische Probebelastungen mit hoher Last geplant werden, gewinnt deshalb das Osterberg-Verfahren zunehmend an Bedeutung, da es wegen des

Verzichts auf Belastungseinrichtungen am Pfahl- oder Schlitzwandkopf und des Wegfalls der dafür erforderlichen Reaktionseinrichtungen mit zunehmender Prüflast gegenüber der traditionellen Probebelastung mit Prüflasteinleitung über Kopf immer wirtschaftlicher wird.

Bei den ausgeführten Pfahlprobebelastungen an der Golden Horn Brücke kommen neben dem wirtschaftlichen Vorteil zwei weitere Gesichtspunkte hinzu, welche die zusätzlichen Vorteile des Osterberg-Verfahrens eindrucksvoll unterstreichen: eine Prüflast von über 40 MN wäre über Wasser und bei den örtlichen Gegebenheiten mit einem traditionellen Verfahren nicht realisierbar gewesen, außerdem zeigen die Ergebnisse, dass das Osterberg-Verfahren ideal zur Prüfung der Lastabtragung in Felssockeln geeignet ist, da es die Last in der Tiefe direkt dort einträgt, wo sie wirken soll, sei es nun an Land oder über Wasser.

Literatur

M. England; Bi-directianol static load testing – State of the art, *Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe (ed.), Millpress, Rotterdam, 2001*

C. Fischer; Kostenreduktion bei der Fundamentherstellung durch Pfahlprobebelastungen nach dem Osterberg-Verfahren, *5. Österreichische Geotechniktagung, 21. und 22. Februar 2005 in Wien, Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein, S. 561-569, 2005*

Autoren

Dipl.-Ing. Carlos Miguel Fischer
Scanrock GmbH
Mühlenweg 3, D-29227 Celle
carlos.fischer@scanrock.de
www.scanrock.de
Tel.: +49 (5141) 28200

Melvin England, BSc., MSc., PhD., DIC
Fugro Loadtest Ltd.
14 Scotts Avenue, Sunbury Upon Thames, Middlesex, TW16 7HZ, UK
melvin@loadtest.com
www.loadtest.com
Tel.: +44 (1) 932 784807

Dr. Rolf Balthes
Fugro Consult GmbH
Wolfener Str. 36 V, D-12681 Berlin
r.balthes@fugro.de
www.fugro.de
Tel.: +49 (30) 93651-204

Pfahlprobebelastungen mit der **Osterberg-Presse** (O-cell®) von **Loadtest**



Vorteile der vielfach prämierten O-cell®

- Lastkonstanthaltung
- Hohe Arbeitssicherheit
- Kostengünstig
- Platzsparend
- Hohe Prüflasten (unbegrenzt)
- Zeitsparend
- Kein Widerlager am Pfahlkopf
- Keine Reaktionspfähle oder Anker

Fugro Consult GmbH
Tel: +49 (0)30 93 65 10
Kontakt: r.balthes@fugro.de
fugro.de / loadtest.com

LOADTEST

FUGRO

Probebelastungen an Bohrpfählen im Hamburger Hafen mit der Osterbergmethode

Dipl.-Ing. Klaus Brunow und Dr.-Ing. Jürgen Woldt

Inhalt

1. Einleitung

2. Standort der Kaimauer

3. Gewähltes Probebelastungsverfahren

4. Probebelastungsstandort

5. Auswahl und Abmessungen der Probepfähle

6. Herstellung und Instrumentierung der Pfähle

7. Auswertung und Ergebnisse der Probebelastungen

8. Zusammenfassung und Ausblick

1. Einleitung

Die Entwicklungen des Containerumschlags mit immer längeren und breiteren Schiffen im Hamburger Hafen erfordert erheblich größere Kaiquerschnitte und größere Containerbrücken.

Damit einhergehend sind immer größere Lasten in den tragfähigen Boden einzuleiten.

So haben sich beispielsweise die Kranlasten in den letzten 60 Jahren von ca. 150kN/m auf geplante 1.300kN/m nahezu verzehnfacht.

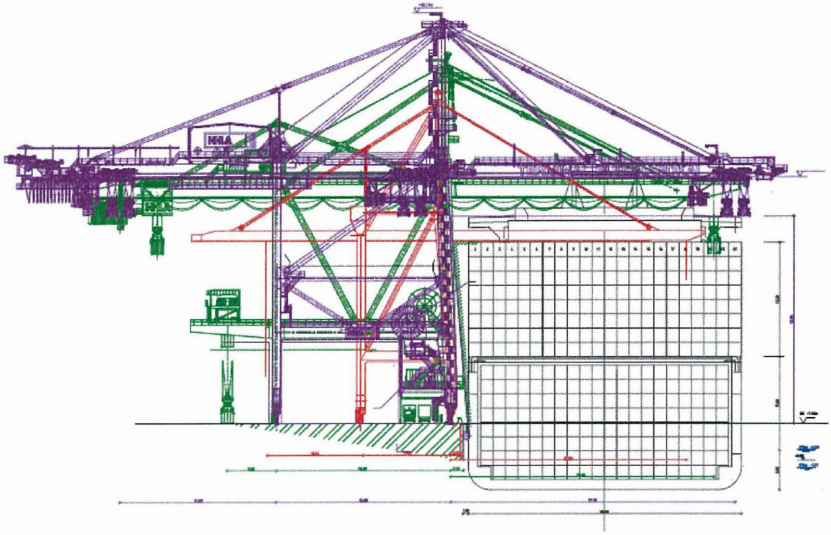


Abbildung 1: Containerbrücken(Baujahr ca. 1990 rot bis 2010 lila) Quelle HHLA

Aber nicht nur die Kranlasten stellen den Kaimauerbau vor immer neue Herausforderungen. Auch die Lage der Kaianlagen mit ihrer Nähe zu der vorhandenen Wohnbebauung von nur etwa 600m Luftlinie forderte bisher schon starke zeitliche Einschränkungen beim Herstellen der Kaianlagen.
So durfte beim lärmintensiven Rammen beispielsweise am Predöhl- und Burchardkai in den Mittagsstunden von 13 Uhr bis 15 Uhr sowie vor 8 Uhr und nach 18 Uhr nicht gerammt werden. Dies wurde von den Anwohnern strengstens kontrolliert.

Nunmehr wird immer häufiger ein Bauen ohne Lärmbelastung von den Anwohnern gefordert. Dies erfordert vom Kaimauerbau über andere Arten des Einbringens von Trag- und Verankerungselementen nachzudenken. Hierbei kann dann nicht wie bei gerammten Elementen auf langjährige intensive Erfahrungen bezüglich des Einbringens sowie der anzusetzenden Tragfähigkeiten zurückgegriffen werden.

Im Bodengutachten für die geplante Kaimauer der Westerweiterung des Container Terminal Hamburg (CTH) konnten daher nur sehr konservative Ansatzwerte für die Bemessung derBohrpfähle und Schlitzwände genannt werden.

Nach ersten Berechnungen für die geplante Kaimauer wurde schnell klar, dass hier ein Grenzbereich der angesetzten Tragfähigkeiten erreicht wird und sich die Frage stellt, ob die gewählte Konstruktion generell realisiert werden könnte.
Aus diesem Grunde wurde nach intensiver Diskussion mit der Projektgruppe und dem Bodengutachter beschlossen hier vorgezogene Probebelastungen durchzuführen um bessere Erkenntnisse zum Tragverhalten von gebohrten Pfählen und Schlitzwandkonstruktionen zu bekommen.

2. Standort der Kaimauer

2.1 Lage im Hafen



Abbildung2: Lage der Erweiterungsfläche Quelle HTG/HPA

Die geplante Kaimauer der Westerweiterung des Container Terminal Hamburg (CTH) befindet sich im nordwestlichen Teil des Hamburger Hafens und stellt die Verlängerung der Terminalfläche der Firma EUROGATE dar. Das Gelände wurde bisher von der Firma Vopak für die Lagerung flüssiger Gefahrengüter in Tanks genutzt. Nach dem Rückbau der

Tanks wird der Untergrund auf Kampfmittel und Schadstoffe untersucht. Es folgt eine Sanierung des Geländes mit erdbautechnischen Maßnahmen.

2.2 Baugrund

Im Rahmen der Baugrunderkundung für die geplante Kaimauer ist der Baugrund durch die Ingenieurgesellschaft IGB aufgeschlossen und bewertet worden.

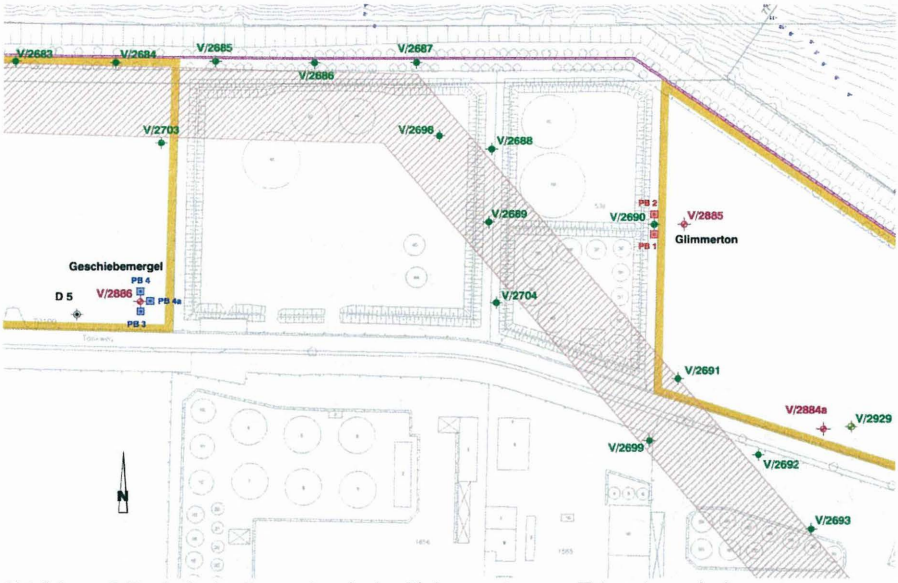


Abbildung 3:Probebelastungsstandorte, Kaimauertrasse, Erkundungsbohrungen

Das Gebiet liegt im Urstromtal der Elbe in der Hamburger Marsch. Die natürlichen Flussablagerungen reichen hier meist auf eine Höhe von ± 0 mNN. Zur baulichen Nutzung ist der Bereich des Hamburger Hafens flächenhaft aufgehöht, so dass unter Geländeoberkante mehrere Meter dicke bindige und sandige Auffüllungen anstehen.

Die darunter folgenden holozänen Verlandungs- und Überschwemmungssedimente der Elbe werden ortsüblich mit Klei bezeichnet. In und unterhalb des Kleis folgen vielfach organische Mudden und Torfe. Im Bereich verfüllter Hafenbecken oder Uferstreifen können diese Weichschichten gänzlich fehlen.

Die Weichschichten werden von holozänen Elbsanden und darunter von pleistozänen Schmelzwassersanden unterlagert. Hierunter folgen Wechsellagerungen von Geschiebemergel und Schmelzwassersanden. Die Basis dieser Schichten bildet der miozäne Glimmerton. Er hat eine reliefartige Oberfläche, die durch teils tiefe Rinnen gekennzeichnet ist, die durch die dynamischen Prozesse von Vereisungs- und Auftauvorgängen der Eiszeiten entstanden sind.

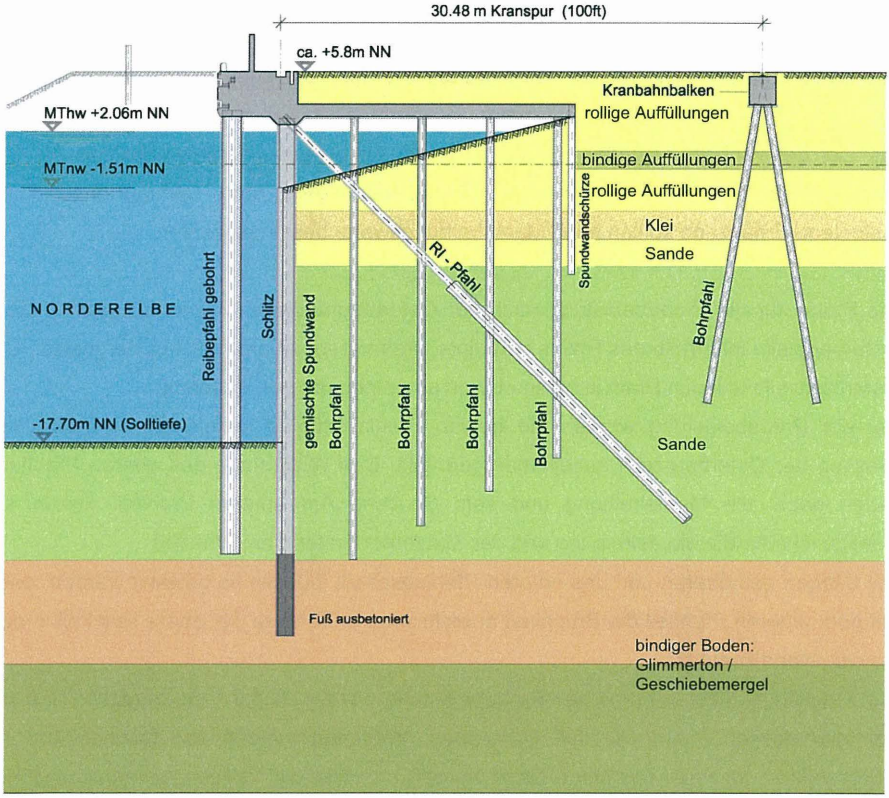


Abbildung4:Schematischer Bodenaufbau und geplanter Kaiquerschnitt Quelle HTG/HPA

3. Gewähltes Probebelastungsverfahren

Für die Probebelastung standen dynamische und statische Verfahren zur Auswahl (vgl.auch EAP 9.2.3). Auf Grund der Nähe zur Wohnbebauung und dem noch laufenden

Genehmigungsverfahren schieden dynamische oder statnamische Probebelastungsverfahren wegen ihrer starken Lärmemissionengenerell aus.
Gegen standardmäßige statische Probebelastungen sprach, dass die üblicherweise im Baugrund verbleibenden Reaktionsanker eine Einschränkung für die spätere Nutzung der Flächen darstellen.
Daher kam hier erstmals im Hamburger Hafen eine Probebelastung nach der Osterbergmethode zum Einsatz. Diese Methode schien hier besonders gut geeignet, da die zu beprobenden Böden in einer ausreichenden Tiefe anstehen und so eine ausreichende Aktivierung von Reaktionskräften über Mantelreibung zu erwarten war.

Als Ziel der Probebelastungen wurden in erster Linie neue Bemessungswerte für den Spitzenwiderstand der anstehenden Geschiebemergel- und Glimmertonschichten festgelegt. Ergänzend sollten auch Mantelreibungswerte bestimmt werden.

Die Pfähle für die Probebelastung nach der Osterbergmethode wurden mit jeweils einer Osterbergzelle innerhalb des Pfahls und einer Kraftmessdose am Pfahlfuß hergestellt. Die Osterbergzelle teilt den Pfahl in einen oberen und einen unteren Abschnitt.
Bei der Probebelastung werden die beiden Pfahlabschnitte mittels der hydraulischen Pressen der Osterbergzelle auseinandergedrückt. Den Widerstand des oberen Pfahlteils bilden dabei die Mantelreibung und sein Gewicht. Am unteren Pfahlteil wirken als Reaktionskräfte die Mantelreibung und der Spitzenwiderstand am Pfahlfuß
Die Längen des oberen und des unteren Pfahlabschnitt müssen so gewählt werden, dass mit dem unteren Pfahlteil die Bruchlast erreicht wird, ohne dass der obere Pfahlteil in den Bruchzustand kommt.
Die Pfahllängskräfte während der Probebelastung werden in der Osterbergzelle und mit der Kraftmessdose am Pfahlfuß gemessen. Weiterhin werden die Normalkräfte an Querschnitten im Pfahl bestimmt. Dazu werden mit Hilfe von Schwingsaitenmessgebern Dehnungen gemessen, aus denen über die Pfahlsteifigkeit die dazugehörigen Kräfte im Pfahlquerschnitt errechnet werden.

Für die Durchführung der Arbeiten wurde eine beschränkte Ausschreibung durchgeführt mit dem Ergebnis, dass die Fa. Brückner Grundbau mit den Arbeiten beauftragt wurde.

Die Instrumentierung der Pfähle und Durchführung der Messungen lag dabei in den Händen der Fa. Loadtest.

4. Standorte der Probebelastungen

Bei der Standortsuche für die Probebelastungen war in erster Linie wesentlich, dass die im Untergrund zu untersuchenden Bodenschichten aus Glimmerton und Geschiebemergel angetroffen wurden. Die Grundlage für die Standortauswahl bildeten die Baugrundaufschlüsse des geotechnischen Gutachtens der Kaimauer. Unter Berücksichtigung des noch laufenden Betriebes der Firma Vopakwurden zwei Bereiche ausgewählt, die sich durch das Auftreten von Glimmerton bzw. Geschiebemergel auszeichneten.

Wegen der bereichsweise stark wechselnden Bodenschichten wurden zur Bestätigung an den Probebelastungsstandorten weitere Bohrungen abgeteuft und zur Entnahme ungestörter Proben genutzt. Dabei wurden entgegen der Erwartungen im zunächst geplanten Standort Geschiebemergel keine ausreichend mächtige Mergelschicht erkundet.Erst eine erneute Suche stelltein dem auf der Abbildung 3 dargestellten Areal eine ausreichende Schichtmächtigkeit für den Geschiebemergel sicher.

Am Standort Glimmerton konnte der erwartete Baugrundaufbau mit der Ergänzungsbohrung bestätigt werden. Damit standen an jedem Probebelastungsstandort zwei unmittelbar benachbarte Bohrungen zur Verfügung.

5. Auswahl und Abmessungen der Probepfähle

Für die geplante Kaimauer sind als Gründungselemente u.a. verrohrt herzustellende Bohrpfähle vorgesehen. Für die Probepfähle wurde dementsprechend Bohrpfähle mit verrohrter Herstellung gewählt. Der Durchmesser der Probepfähle wurde auf 1,2 m festgelegt, um für die Instrumentierung und Verkabelung ausreichend Platz zu haben.
Die Länge der Probepfähle wurde durch die Tiefenlage und Dicke der zu untersuchenden Bodenschichten aus Glimmerton (PB1 und PB2) und Geschiebemergel (PB3 und PB4a) bestimmt. Die Oberkante der Glimmertonschicht wurde 30,7 m bzw. 34,0 m unter Gelände angetroffen. Mit einer Einbindelänge der Pfähle von 6,50 m bzw. 6,55 m in den Glimmerton ergaben sich für die Pfähle PB1 und PB2 Pfahllängen von 37,2 m und 39,6 m.

Die Durchgängigkeit des Glimmertons war mit der benachbarten Bohrung V/2690 bis 45 m unter Gelände erkundet.

Beim Geschiebemergel wurden in die Untersuchungen mit den Pfählen PB3 und PB4a zwei Schichten einbezogen. Die obere ca. 5 m dicke Schicht begann ca. 30 m unter Gelände und diente nur zur Untersuchung der Mantelreibung. Die Probepfähle durchteuften diese Schicht, sowie die darunter folgenden Sand- bzw. Schluffschichten und reichten mit Pfahllängen von 43,8 m und 43,2 m in die untere Geschiebemergelschicht, deren Dicke durch die benachbarte Bohrung V/2886 mit 4,3 m erkundet wurde.

6. Herstellung und Instrumentierung der Pfähle

Die Bohrungen wurden mit einem Drehbohrgerät BG36 mit Verrohrungsanlage im mäklergeführten verrohrten Kelly-Bohrverfahren abgeteuft. Dabei erfolgte das Ausrichten und Eindrehen der ca. 5m langen Bohrrohre und der Aushub mittels Bohreimer oberhalb des Grundwasserspiegels im Trockenen und unterhalb unter Wasserauflast mit voreilenden Bohrrohren.



Abbildung 5 : Herstellung Probepfähle mit Drehbohrgerät Quelle HPA/Brückner Grundbau

Aufgrund einer sehr starken Bodenkontamination aus der Vornutzung mussten die oberen Auffüllungen sehr aufwändig begutachtet werden. Das bedeutet, bis max. 17 Bohrmeter

wurde jeder Bohreimer in die Radladerschaufel entleert und das Bohrgut durch einen Fachmann hinsichtlich Belastungen sensorisch beurteilt, eingestuft und separiert.
Nach dem Durchteufen dieser Schichten erfolgte ein kompletter Wasseraustausch im Bohrloch.
Der weitere Aushub erfolgte dann zur Dokumentation des Schichtenprofils in Begleitung und Überwachung durch Baugrundgutachter seitens IGB Hamburg

Das Hauptaugenmerk lag darauf, die jeweiligen Schichtgrenzen des Geschiebemergels und Glimmertons für die Lage der Osterbergzelle genau zu erkunden. Dies stellte sich als zwingend erforderlich heraus.So versprang zwischen Bohrung V/2690 und Pfahl 1 die Schichtoberkante des Glimmertons auf nur fünf Grundriss-Metern um ca. 2,30m.

Nach Erreichen der Endteufe (bei max. 44 Bohrmetern) erfolgte ein erneuter kompletter Wasseraustausch, Säubern der Bohrlochsohle mittels Reinigungsbohreimer und Abloten der Bohrung.
Die letztendlich erfolgreiche Herstellung der 4 Bohrungen wurde jedoch auch durch einige Erschwernisse beeinflusst.So kam es bei einer Bohrung aufgrund eines größeren Steinhindernisses zum Einsatz der Bohrschnecke mit Rundschaftmeißeln.

Bei einer anderen Bohrung versagten nach Erreichen der Endteufe bei ca. 44 m Rohrlänge beim Anziehen/Andrehen des Bohrrohres am Morgen vor dem Bewehrungs- und Betoneinbau die Rohrverbinder in ca. 9m Tiefe. Die Rohre konnten nur unter großem Aufwand u.a. mit Taucherhilfe geborgen werden. Die aufgegebene Bohrung wurde mit Kies verfüllt und durch eine komplett neue Bohrung 4a ersetzt

Bei Längen der Probepfähle zwischen 37,2 m (PB1) und 43,8 m (PB3) kamen die Bewehrungskörbe in jeweils drei Teilkörben auf die Baustelle.

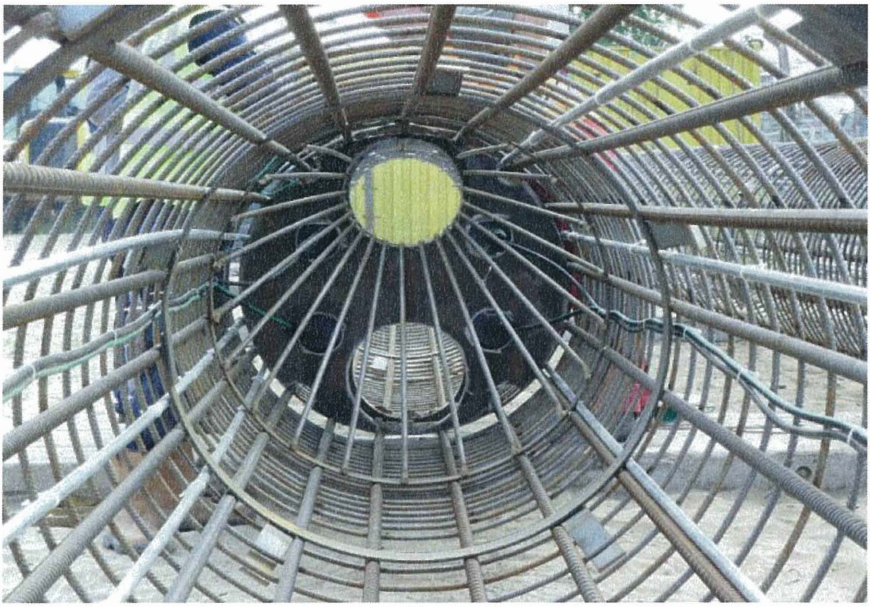


Abbildung 6: Pressenebene und Zieltrichter für das Kontraktorrohr Quelle: Brückner-Grundbau

Die vorgefertigten Einzelkörbe enthielten bereits den „Zieltrichter" aus konstruktiver Bewehrung, der oberhalb der Osterbergzelle angeordnet ist und das Kontraktorrohr beim Ablassen durch die exzentrische Öffnung der Osterbergzelle führt.

Die Osterbergzelle selber wurde erst auf der Baustelle montiert und in den Bewehrungskorb eingebaut. Sie besteht aus zwei Stahllastverteilungsplatten von 50 mm Dicke, zwischen denen zwei Hydraulikpressen angeordnet sind. Die Platten sind planparallel im Abstand von 20 cm mit konstruktivem Stahlwinkeln verbunden. Sie haben zwischen den Pressen kreisförmige Löcher zur Durchführung des Kontraktorrohrs beim Betonieren und zur Aufnahme von Messkabeln aus dem Pfahlteil unterhalb der Osterbergzelle.



Abbildung 7 : Osterbergpressen-Ebene mit Wegaufnehmer Quelle Brückner Grundbau

Zum Einbau der Zelle wurde im Bewehrungskorb unterhalb des Zieltrichters ein 30 cm langes Stück herausgeschnitten. In der Lücke wurde die Zelle auf die Pfahlachseausgerichtet und mit der Längsbewehrung verschweißt. Die Anpassung der Tiefenlage der Osterbergzelle auf die bei der Pfahlbohrung festgestellte Tiefe der Testschichtoberkante erfolgt an den Stößen der Teilkörbe bzw. am Pfahlfuß.

Der Einbau der Messinstrumente in den Bewehrungskorb erfolgt auf der Baustelle. Die Instrumentierung ist auf Abbildung 8 als Systemskizze dargestellt.

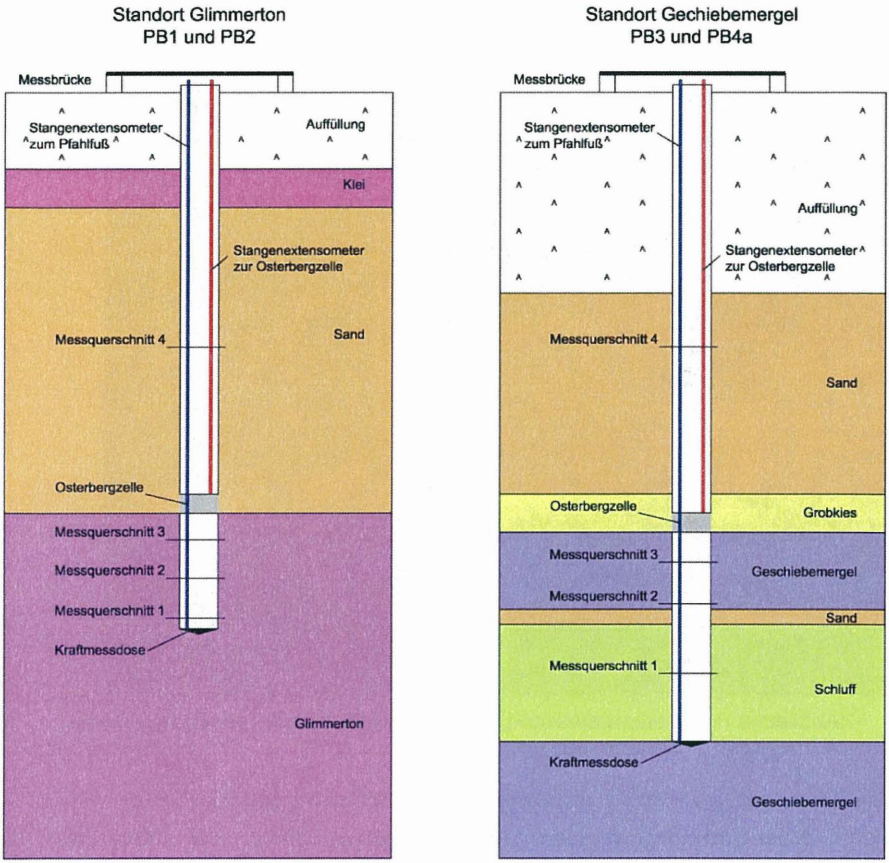


Abbildung 8: Bodenschichtung und Systemskizze der Instrumentierung für die Probepfähle PB1 und PB2 (Glimmerton) und PB3 und PB4a (Geschiebemergel)

Bei den installierten Messinstrumenten sind folgende Messmethoden zu unterscheiden:

Kraftmessungen

Die Kraftmessung in der Osterbergzelle erfolgte über die Messung des hydraulischen Drucks der Pressen. Die Kraft am Pfahlfuß wurde mit einer Kraftmessdose bestimmt. Sie hatte mit 1,05 m einen um 15 cm kleineren Durchmesser als der Pfahl mit 1,20 m.

Dehnungsmessungen

In jeweils vier Messquerschnitten wurden Dehnungsmessungen mit Schwingsaitenmessgebern durchgeführt. Die Schwingsaitengeber waren auf getrennten Bewehrungsstäben, so genannten Sister Bars, montiert, die in die Bewehrungskörbe integriert wurden.

Wegmessungen

Der Hub der hydraulischen Pressen in der Osterbergzelle wurde mit elektronischen Wegaufnehmern aufgezeichnet. Die Verschiebungen zwischen dem Pfahlkopf und der Osterbergzelle sowie zwischen dem Pfahlkopf und dem Pfahlfuß wurden mit Stangenextensometern gemessen. Der Höhenbezug wurde über eine 8 m lange Messbrücke hergestellt.

Nach Installation der Press- und Meßeinrichtungen wurden die einzelnen Bewehrungsabschnitte aufgenommen, gekoppelt und abgelassen.
Zur Schaffung eines „ satten" Auflagers für die Kraftmessdose am Pfahlfußwurde über einen gesonderten Schlauch die Pfahlsohle mit Zementsuspension aufgefüllt. Anschließend erfolgte der Betoneinbau im Kontraktorverfahren.Vor den Probebelastungen wurden an jedem Pfahl Integritätsprüfungen durchgeführt, die jedoch wie vermutet nur Ergebnisse bis zur Osterbergzelle lieferten.

7. Auswertung und Ergebnisse der Probebelastungen

Nach Standzeiten der Probepfähle von 29 bis 35 Tagen wurden die vier Probebelastungen an jeweils zwei Tagen durchgeführt. Am ersten Tag wurden die Messgeräte, die Messbrücke und die Einhausung installiert. Am zweiten Tag folgte der Belastungsversuch, der zwischen 14 Stunden (PB1) und 24 Std. (PB4a) dauerte. Das Ergebnis der Belastungsversuche zeigen die vier Widerstands-Setzungskurven des unteren Pfahlteils auf, Abbildung 9.

Die Probebelastung der vier Pfähle ergab für den unteren Pfahlabschnitt im Glimmerton bei den Pfählen PB1 und PB2 Grenztragfähigkeiten von 4,73 MN bzw. 5,04 MN. Für die Pfähle PB3 und PB4a konnte die Grenztragfähigkeit des unteren Pfahlabschnitts dagegen nicht erreicht werden, da der obere Pfahlabschnitt bei 12,05 MN bzw. 10,64 MN versagte.

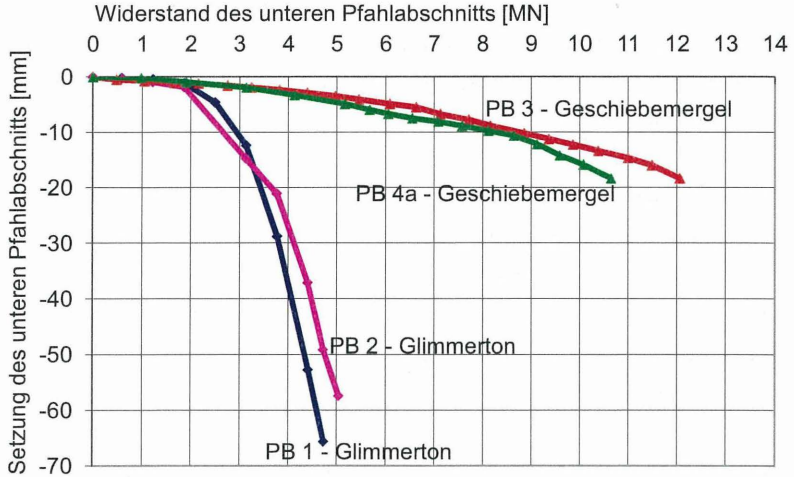


Abbildung 9:Widerstandssetzungskurve desunteren Pfahlabschnitts Quelle Brückner-Grundbau

Das Ziel der Pfahlprobebelastungen bestand darin, den Spitzenwiderstand und die Mantelreibung im Bruchzustand für einen Bohrpfahl von 1,2 m Durchmesser im Glimmerton und Geschiebemergel zu bestimmen.

Zur Auswertung der Messergebnisse wurden die unteren Pfahlabschnitte der vier getesteten Pfähle mit der Einbindung in den Glimmerton und den Geschiebemergel, dem dazugehörigen Bodenprofil und Normalkraftverlauf sowie den jeweiligen Mantelreibungen in den folgenden Abbildungen 10 und 11 grafisch dargestellt.

Ausgehend von der in der Osterbergzelle gemessenen Kraft im Grenzzustand zeigen die in den Messquerschnitten darunter bestimmten Pfahlkräfte den zu erwartenden, in Richtung Pfahlfuß abnehmenden Verlauf.

Die Messung der Pfahlmantelreibung und die Kraftmessungen am Pfahlfuß werden in den folgenden Abschnitten 7.1 und 7.2 diskutiert.

7.1 Pfahl PB1 und PB2 im Glimmerton

Die Pfähle PB1 und PB2 binden durchgängig 6,5 m in den Glimmerton ein.

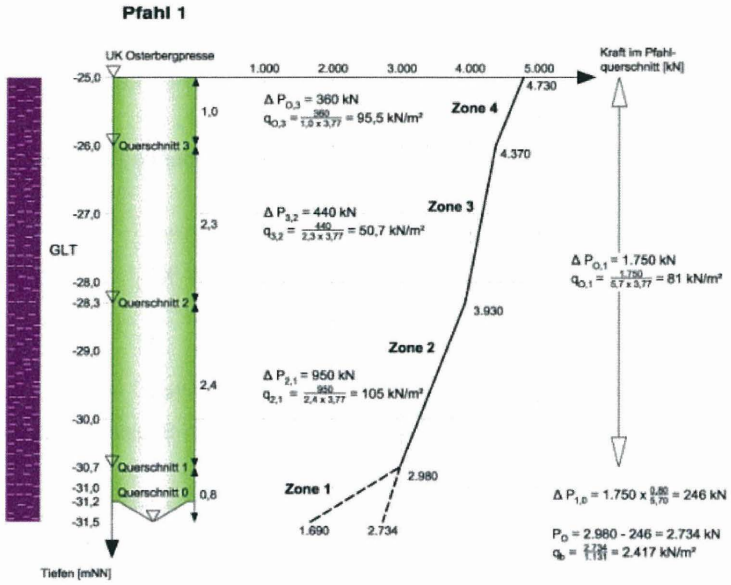


Abbildung 10: Normalkräfte und Mantelreibung im unteren Abschnitt des Pfahl1 im Glimmerton

Die Reibung zwischen Pfahlmantel und Boden ergibt sich aus dem Normalkraftabbau in den Zonen zwischen zwei Messebenen. Für den Glimmerton errechnen sich bei den Pfählen PB1 und PB2 innerhalb der insgesamt fünf gemessenen Zonen Mantelreibungen zwischen 49,7 kN/m² und 107,0 kN/m² mit einem Mittelwert von 77 kN/m².

Der Pfahlkraftabbau zwischen Querschnitt 1 und dem Pfahlfuß würde bei Berücksichtigung des in der Kraftmessdose gemessenen Fußwiderstands zu unrealistisch hohen Mantelreibungswerten führen. Der gemessene Pfahlfußwiderstand bedarf deshalb einer genaueren Betrachtung.

Von besonderer Bedeutung ist dabei, dass die Pfahlfußmessdose gegenüber dem Pfahlschaftdurchmesser von 1,2 m nur einen Durchmesser von 1,05 m aufweist. Der 0,075 m breite Ring um die Messdose ist vom Hersteller Glötzl mit Moosgummi ausgebildet, um zu vermeiden, dass ein Teil der Pfahlkraft an der Messdose vorbeigeleitet wird. Die oben genannten unrealistisch hohen Mantelreibungswerte deuten darauf hin, dass ein Teil der Pfahlkraft über diesen Ring abgeleitet wird und das Moosgummi vermutlich wirkungslos bleibt.
Der Pfahlquerschnitt, die Pfahlfußmessdose und der sie umgebende Ring haben folgende Grundflächen:

Pfahlquerschnitt	1,131 m^2	100 %
Fußmessdose	0,866 m^2	77 %
Außenring	0,265 m^2	23 %

Aufgrund der sehr hohen Steifigkeit des Pfahlfußes kann von einer Sohlspannungsverteilung unter einem starren Fundament nach Boussinesq ausgegangen werden.
Diese Spannungsverteilung nach Boussinesq unter einer starren, mittig belasteten Kreisplatte hat einen zum Pfahlmantel zunehmenden hyperbolischen Verlauf. Die Spannung nach Boussinesq in Pfahlmitte beträgt die Hälfte der mittleren Sohlspannung. Bei Rotation der Boussinesq-Funktion um die Pfahlachse entspricht das Integral unter der Spannungsfigur der Pfahlkraft.Angenähert durch ein Polygon ergibt die Ermittlung der Pfahlkraft, bei der die Hyperbel durch ein Polygon angenähert wurde, ergibt, dass jeweils die Hälfte im Bereich der Fußmessdose sowie im Bereich des Außenrings übertragen wird.

In einer Vergleichsbetrachtung wurde die Pfahlkraftreduzierung innerhalb der Zone 1 mit der mittleren Mantelreibung von 81 kN/m^2 für Pfahl 1 und 74 kN/m^2 für Pfahl 2 durchgeführt, vgl. auch Abb. 10. Daraus ergeben sich für die Pfähle 1 und 2 folgende Aufteilungen der Pfahlfußkraft.

Tabelle 1:Aufteilung der Pfahlfußkraft bei Spannungsverteilung nach Boussinesq

	Pfahl 1	Pfahl 2
Mantelreibung Zone 1:	81 kN/m^2	74 kN/m^2
Pfahlfußkraft 100 %:	2.734 kN	3.232 kN
Fußmessdosenkraft:	1.690 kN (62 %)	1.550 kN (48 %)
Außenringkraft	1.044 kN (38 %)	1.682 kN (52 %)

Somit stellt sich unter der Annahme eines starren Fundamentes eine Aufteilung der Pfahlkraft auf die Bereiche der Fußmessdose und des Außenrings von 60 % : 40 % bis 50 % : 50 % ein.

Aus der gesamten Pfahlfußkraft ergeben sich somit Spitzenwiderstände von q_b=2.417kN/m² für Pfahl 1 und q_b = 2.858kN/m² für Pfahl 2 mit einem Mittelwert von 2.640 kN/m².

7.2 Pfahl 3 und Pfahl 4a im Geschiebemergel

Die Pfähle PB3 und PB4a unterscheiden sich von den Pfählen 1 und 2 vor allem in drei Punkten:

- Der Pfahlteil unterhalb der Osterbergpresse hat eine größere Länge von 13,9 m bzw. 13,2 m, vgl. Tabelle 1.
- Der untere Pfahlteil ist durch die Einbindung in drei Schichten aus Geschiebemergel, Sand und Schluff gekennzeichnet.
- Der untere Pfahlteil konnte nicht bis zum Bruch belastet werden, da der obere ca. 30 m lange Pfahlteil zuerst versagte.

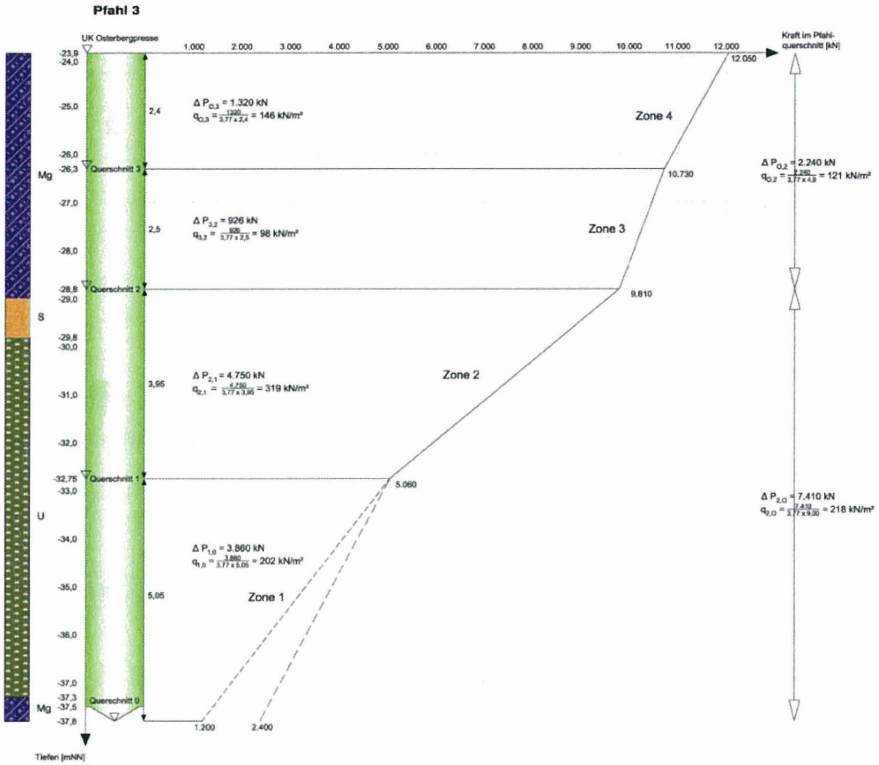


Abbildung 11: Normalkräfte und Mantelreibung im unteren Abschnitt des Pfahles 3 im Geschiebemergel

Die Messquerschnitte 3 und 2 mit den Zonen 4 und 3 liegen im Bereich des Geschiebemergels. Die Mantelreibungswerte, die sich aus dem Pfahlkraftabbau zwischen Osterbergzelle und Messquerschnitt 2 ergeben, können somit dem Geschiebemergel zugeordnet werden und wurden mit 121 kN/m^2 (Pfahl 3) bzw. 139 kN/m^2 (Pfahl 4a) mit einem Mittelwert von 130 kN/m^2 berechnet, Abbildung 11.

Die Zonen 2 und 1 überdecken keine einheitliche Bodenschicht, so dass den drei durchfahrenen Bodenarten keine eindeutigen spezifischen Mantelreibungen zuzuordnen sind.

Unter Berücksichtigung einer Verdoppelung der gemessenen Spitzenwiderstände ergeben sich für den Bereich der Zonen 1 und 2 mit drei Bodenschichten Mantelreibungswerte von 218 kN/m^2 für Pfahl 3 und 175 kN/m^2 für Pfahl 4a mit einem Mittelwert von 197 kN/m^2. Die Schichtanteile aus Sand und Geschiebemergel sind gegenüber dem Schluff sehr klein, so dass der Schicht mit überwiegend Schluff ein aufgerundeter Mantelreibungswert von ca. 200 kN/m^2 zugeordnet werden kann.

Der Verlauf der Mantelreibungswerte über die einzelnen Laststufen bei den Pfählen PB3 und PB4a zeigte, dass sich die Kurven im asymptotischen Grenzbereich befinden, während der Spitzenwiderstand die Grenzlast hingegen noch nicht erreicht hat.

Der mit der Fußmessdose gemessene Spitzenwiderstand von 1.200 kN (Pfahl 3) und 1.300 kN (Pfahl 4a) stellt also zum einen im Hinblick auf den Verlauf der Kurve über die Laststufen keinen Grenzwert dar und repräsentiert zum anderen nach den Ausführungen in Kapitel 7.1 nur ca. 50 % der Spitzenwiderstandes des Gesamtpfahlquerschnitts. Daraus kann geschlossen werden, dass der Spitzenwiderstand des Pfahls mit einem Durchmesser von 1,20 m im Geschiebemergel **größer** als 2.500 kN ist.

Zur Abschätzung der Grenzwerte für den Bruchzustand im Geschiebemergel wurden für die Lastsetzungsdiagramme der Probelastungen von Pfahl 3 und 4a eine Extrapolation durchgeführt. Als Ansatz wurde ein hyperbolischer Verlauf der Lastsetzungskurve mit folgender Funktion gewählt.

$$P = f(s) = \frac{s}{a + b * s}$$

Als Ergebnis der Extrapolation sind für die Pfähle PB3 und PB4a auf Abb. 12 die gemessenen und die berechneten Teile des hyperbolischen Lastsetzungsverlaufs dargestellt.

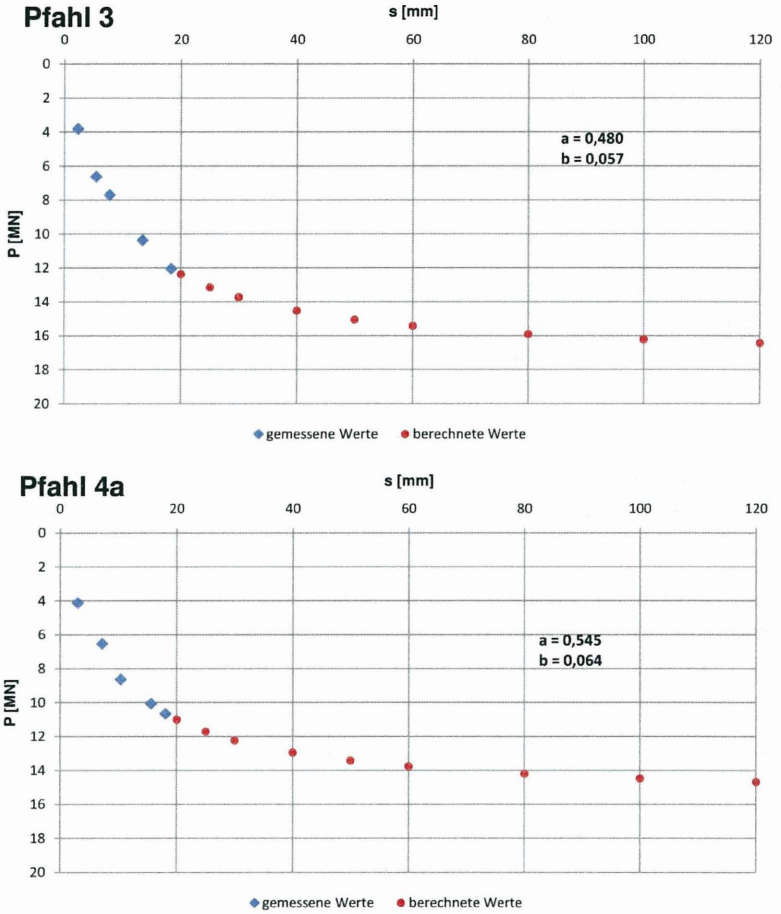


Abbildung 12: Extrapolation der Lastsetzungskurve Probepfähle 3 und 4a

Als Ergebnis der Extrapolation sind für die Pfähle PB3 und 4a auf Abbildung. 12 die gemessenen und die berechneten Teile des hyperbolischen Lastsetzungsverlaufs dargestellt.

Die Extrapolation ergibt für eine Setzung von 0,1*D = 120 mm Bruchlasten von 16,4 MN für Pfahl 3 und 14,7 MN für Pfahl 4a.

Zur Abschätzung des maximalen Spitzenwiderstands des Bohrpfahls im Geschiebemergel wurde die gemessene Mantelreibungskraft zum Erreichen der Grenzmantelreibung um 10 % erhöht. Daraus ergeben sich Spitzenwiderstände von 5.150 kN/m² bzw. 5.160 kN/m²,

Tabelle 2:Aufteilung der extrapolierten Bruchlast in Mantelreibung und Spitzenwiderstand

	Pfahl 3		Pfahl 4a	
Extrapolierte Bruchlast	16.440 kN		14.680 kN	
Gemessene maximale Mantelreibungskraft + 10 %		10.615 kN		8.840 kN
Berechnete Spitzenwiderstandskraft	5.825 kN		5.840 kN	
Berechnete Spitzenwiderstandsspannung	5.150 kN/m²		5.160 kN/m²	

Das Ergebnis der Extrapolation mit einer Hyperbel-Funktion zeigt, dass der Spitzenwiderstand im Geschiebemergel deutlich größer ist als im Glimmerton. Berücksichtigt man, wie in der Tabelle 2 dargestellt eine Erhöhung der gemessenen Mantelreibung um 10 % bis zum Bruchzustand, so ergeben sich mit 143 kN/m² für die Mantelreibung und ca. 5.000 kN/m² für den Spitzenwiderstand etwa doppelt so große Kennwerte wie für den Glimmerton.

8. Zusammenfassung und Ausblick

Insgesamt konnten durch die Probebelastungen gute Ergebnisse erzielt und dass Tragverhalten der Bohrpfähle und der Gründungselemente in Schlitzwandbauweise wesentlich besser eingeschätzt werden.

Unter Berücksichtigung des Streuungsfaktors gemäß DIN 1054:2005-01 erbeben sich damit für den Spitzenwiderstand und die Mantelreibung folgende charakteristische Kennwerte:

Tabelle 3: Spitzenwiderstand- und Mantelreibungswerte

	Mantelreibung $q_{s1,k}$ (kN/m²)	Spitzenwiderstand $q_{b1,k}$ (kN/m²)
Glimmerton	72 (65)	2475 (1500)
Geschiebemergel	122 (75)	4000 (1650)

Werte in Klammer gemäß Gutachten IGB von 2008/Ergänzung 2009

Damit konnten durch die frühzeitige Durchführung der Probebelastungen erheblich höhere Bemessungswerte für Spitzendruck- und Mantelreibung nachgewiesen werden.

Das bedeutet Planungssicherheit für die im Entwurf gewählten Gründungsverfahren und Kostenreduktion für die gesamte Kaikonstruktion.

Im Frühjahr 2011 ist eine zweite Probelastung an den vorhandenen Pfählen vorgesehen.

Ziel ist es hierbei in erster Linie für den Standort Geschiebemergel die Grenzlast des Spitzendruckes zu erreichen. Dabei soll durch eine Ballastierung des oberen Pfahlteiles der untere Pfahlteil bis zur Grenzlast belastet werden.

Desweiteren soll überprüft werden ob „Anwachseffekte" bei den Tragfähigkeiten insbesondere bei den Mantelreibungen festzustellen sind.

Danach erfolgt eine Überarbeitung der Baugrundbeurteilung unter Berücksichtigung der deutlich besseren Tragfähigkeitswerte.

Quellen/Literatur

/1/ Geotechnisches Gutachten Kaianlage am Bubendeyufer/ Dupeg Gelände/ Petroleumhafen vom 31.3.2008 IGB

/2/ Konzeption der Pfahlprobebelastungen Containerterminal Hamburg (CTH) vom 14.7.2009 IGB

/3/ Aufsatz Westerweiterung des EUROGATE Container Terminal Hamburg (CTH) Jahrbuch der HTG2009

/4/ Containerterminal Hamburg (CTH) Kaimauer Westerweiterung EUROGATE Untergrunderkundung im Bereich der Pfahlprobebelastungen 9.4.2010 IGB

/5/ Abschlussbericht Herstellung und Durchführung von Pfahlprobebelastungen vom Oktober 2010 Fa. Brückner Grundbau

Kontaktadressen

Dipl. Ing. K. Brunow Tel.: +49 40 42847-2465 , Klaus.Brunow@hpa.hamburg.de
HPA Hamburg Port Authority AöR, Neuer Wandrahm 4,20457 Hamburg
www.hamburg-port-authority.de

Dr.-Ing. Jürgen Woldt Tel.: +49 40 22700082, woldt@igb-ingenieure.de
IGB Ingenieurgesellschaft mbH, Heinrich-Hertz-Straße 116,22083 Hamburg
www.igb-ingenieure.de

FREDRICH

Unser Spezialwissen für Sie
europaweit vor Ort

Fredrich – auf gutem Grund



International Coffee
Plaza, Hamburg



Frauenhofer Institut –
CMWT, Bremerhaven

FREDRICH
SPEZIALTIEFBAU

Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH

Postfach 10 11 09
27511 Bremerhaven

Hausanschrift
Zur Siedewurt 17
27612 Loxstedt/Bremerhaven

Tel.: +49 471 97447-0
Fax: +49 471 97447-44
eMail: info@kurt-fredrich.de
web: www.kurt-fredrich.de

Empirische Bemessungsverfahren für axial beanspruchte Pfähle im internationalen Vergleich

Christian Moormann, Ernest Naesgaard, Bengt H. Fellenius

1 Einleitung

Die Prognose des Widerstandes axial beanspruchter Pfähle erfolgt trotz bemerkenswerter Fortschritte bei der numerischen Modellierung der Herstellung und des Tragverhaltens von Tiefgründungen in aller Regel noch immer mit empirisch begründeten Bemessungsansätzen (Randolph 2003).

Häufig haben sich dabei für einzelne Pfahltypen spezifische Ansätze herausgebildet und etabliert. Ein Beispiel hierfür sind die in der EA Pfähle (2007) für jeden Pfahltyp dokumentierten ´Erfahrungswerte´, die auf der statistisch abgesicherten Auswertung einer großen Anzahl von Pfahlprobebelastungen beruhen.

Auch im internationalen Kontext werden empirische Berechnungsansätze für axial beanspruchte Pfähle, insbesondere für Rammpfähle, seit Jahrzehnten angewendet (u.a. Tomlinson 1994) und immer weiter fortentwickelt. Die Anwendung dieser empirischen Beziehungen erfolgt hier oft viel unmittelbarer und mit größerer Stringenz als bei den eher zu einer ingenieurtechnischen Bewertung motivierenden Tabellenwerten der EA Pfähle. Oft wird dabei übersehen, dass wesentliche Einflussfaktoren durch die empirischen Ansätze nicht abgedeckt werden. Maßgebende Faktoren sind Herstellungseinflüsse (u.a. Reese & O´Neill 1999), der Ausgangsspannungszustand, Porenwasserdrücke, bodenphysikalische und bodenmechanische Eigenschaften und viele weitere Randbedingungen.

2 Bemessungsverfahren für axial beanspruchte Pfähle im Überblick

Die empirischen Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit axial beanspruchter Pfähle können im Wesentlichen in die Kategorien ´indirekte Verfahren´, ´direkte Verfahren´ und ´halbempirische Verfahren´ eingeteilt werden. Indirekte, also rein erdstatische Verfahren sind in Deutschland nicht zugelassen. Bei den direkten empirischen Verfahren wird die

Pfahltragfähigkeit aus Korrelationen mit Sondierwiderständen abgeleitet, primär aus Drucksondierungen und Rammsondierungen. Bei der Ermittlung der Pfahltragfähigkeiten mit halbempirischen Verfahren werden im Feld oder Labor projektspezifisch gewonnene Bodenkennwerte mit erdstatisch begründeten Ansätzen kombiniert. Halbempirische Verfahren haben heute die größte Verbreitung und Anwendung gefunden.

Viele zunächst für Verdrängungspfähle, insbesondere für Stahlrohrpfähle im Offshore-Bereich, hergeleitete empirische Verfahren wurden in der Folge auch für Bohrpfähle angewandt, ohne dass für diesen Pfahltyp eine die Übertragbarkeit belegende Datengrundlage vorlag (O´Neill & Hassan 1994). Nachfolgend soll der Schwerpunkt der Betrachtungen auf Bohrpfähle gelegt werden, wobei die Bemessung von Großbohrpfählen mit empirischen Verfahren an Hand eines internationalen Anwendungsbeispiels diskutiert wird.

3 Empirische Bemessungsverfahren

3.1 ´Total Stress´- / α-Methode

Die auch als α-Verfahren bekannte ´Total Stress´-Methode nutzt die undränierte Scherfestigkeit (hier der angelsächsischen Gepflogenheit folgend als s_u anstelle von c_u bezeichnet) bindiger Böden zur Ermittlung des tiefenabhängigen Bruchwertes der Mantelreibung q_{s1}:

$$q_{s1} = \alpha \cdot s_u \qquad (1)$$

Bei diesem einfachen Ansatz muss der α-Wert, ein Reduktions- oder auch Adhäsionsfaktor, integral die Auswirkungen der Bodeneigenschaften wie auch der Pfahlherstellung auf die mobilisierbare Mantelreibung berücksichtigen. Bei Bohrpfählen sind in diesem Zusammenhang u.a. die durch den Bohrvorgang bedingten Störungen und Spannungsänderungen im Boden, mögliche Filtrationsvorgänge und Filterkuchenbildungen bei Suspensionsstützung, der Einfluss der Frischbetonspannungen, der Abbindeprozess des Pfahlbetons und weitere Effekte zu berücksichtigen (O´Neill 2001).

Im Allgemeinen wird davon ausgegangen, dass die α-Werte von Bohrpfählen kleiner als diejenigen von Verdrängungspfählen sind. FHWA (1999) empfiehlt für Bohrpfähle in bindigen Böden α-Werte zwischen α = 0,40 und 0,55 als Funktion von s_u. Die in API (2000) empfohlenen Ansätze für α-Werte für Pfähle in bindigen Böden variieren zwischen 1,0 und 0,4 als Funktion von s_u/σ'_{v0}:

$$\alpha = 0{,}5 \cdot \left(\frac{s_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0{,}5} \leq 1{,}0 \qquad \text{für } s_u/\sigma'_{v0} \leq 1{,}0 \tag{2}$$

$$\alpha = 0{,}5 \cdot \left(\frac{s_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0{,}25} \leq 1{,}0 \qquad \text{für } s_u/\sigma'_{v0} > 1{,}0 \tag{3}$$

Der Ansatz beruht auf einer Auswertung von Randolph & Murphy (1985), die eine große Anzahl von Probebelastungen an Rammpfählen, insbesondere an gerammten Stahlrohrpfählen, analysiert hatten. Für Pfähle in unterkonsolidierten und normal konsolidierten, ausgeprägt plastischen Tonen kann näherungsweise α = 1,0 angenommen werden. Das Canadian Foundation Engineering Manual, kurz CFEM (2006), empfiehlt für Stahlpfähle in weichen bindigen Böden ($s_u \leq 25$ kN/m²) einen Wert α = 0,8.

Auch der Spitzendruck kann nach der ´Total Stress´-Methode abgeschätzt werden, wobei dieser im Grenzzustand nach API (2000) für bindige Böden zu ermitteln ist aus:

$$q_{b1} = 9 \cdot s_u \tag{4}$$

3.2 ´Effective Stress´- / β-Methode

Die ´Effective Stress´- oder β-Methode basiert auf einer linearen Korrelation zwischen dem Bruchwert der Mantelreibung und der effektiven vertikalen Überlagerungsspannungen in situ (Fellenius 2008):

$$q_{s1} = \beta \cdot \sigma'_{v0} \tag{5}$$

Das Verfahren findet verbreitet für Pfähle in nichtbindigen Böden, aber seit mehr als 40 Jahren (Burland 1973) auch für Pfähle in bindigen Böden Anwendung. Der Proportionalitätsfaktor, i.e. der β-Faktor, der bodenmechanisch den Zusammenhang zwischen effektiver Vertikalspannung im Kontinuum und mobilisierbarer Mantelreibung in der Kontaktzone zwischen Pfahlmantel und Boden beschreibt, kann im theoretischen Fall für nichtbindige Böden aus

$$\beta = K_0 \cdot \tan \delta' \tag{6}$$

abgeleitet werden, wobei der Reibungswinkel δ' der Kontaktzone in der Regel mit dem inneren Reibungswinkel φ' des Bodens gleich gesetzt wird. Setzt man für den Erdruhedruckbeiwert K_0 für normal konsolidierte Tone die Näherung (1 – sin φ') an, so ergibt sich der von Burland (1979) hergeleitete Ansatz für den β-Faktor:

$$\beta = M \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi') \, (OCR)^{0,5} \quad \text{mit} \quad M = \tan \delta' / \tan \varphi' \tag{7}$$

der auch einen Einfluss des Überkonsolidierungsgrades (OCR) berücksichtigt. Der Ansatz wurde u.a. durch Jardine et al. (2005) weiter verfeinert. Der β-Faktor muss zugleich aber auch integral Einflüsse aus Pfahlherstellung und Baugrundverhältnissen abdecken. Empirische Auswertungen von Karlsrud et al. (2005) für Pfahlprobebelastungen im Ton liefern β-Werte die mit steigendem Plastizitätsindex I_P von β = 0,10 auf 0,28 zunehmen. Eslami & Fellenius (1997) ermitteln aus der Analyse von 102 Pfahlprobebelastungen β-Werte von 0,25 bis 0,65 in Sanden, von 0,15 bis 0,35 in Schluffen und von 0,15 bis 0,55 im Ton.

Das Verfahren wird auch in den API (2000)-Empfehlungen als Standardverfahren für die Bemessung von Stahlrohrpfählen in nichtbindigen Böden aufgeführt und für gerammte Stahlrohrpfähle in nichtbindigen, silikatischen Böden die in Tab. 1 zusammengefassten β-Werte genannt. Der Grenzwert des Spitzendruckes q_{b1} von Pfählen in nichtbindigen Böden kann nach API analog über einen dimensionslosen Tragfähigkeitsbeiwert N_q (Tab. 1) mit der effektiven Vertikalspannung korreliert werden:

$$q_{b1} = N_q \cdot \sigma'_{v0} \tag{8}$$

Da sich mit diesem Ansatz linear mit der Tiefe zunehmende Werte für Mantelreibung und Spitzendruck ergeben, stellt API obere Grenzen für q_{s1} und q_{b1} zur Verfügung, auf die Mantelreibung und Spitzendruck bei Bedarf begrenzt werden können (Tab. 1). Diese oberen Grenzen sind für die Mantelreibung deutlich geringer, für den Spitzendruck in vergleichbarer Größe wie die Erfahrungswerte der EA-Pfähle für Fertigrammpfähle.

Bodenart	Lagerungsdichte	I_D [%]	β-Faktor [-]	oberer Grenze für Mantelreibung q_{s1} [kN/m²]	Tragfähigkeitsfaktor N_q [-]	oberer Grenze für Spitzendruck q_{b1} [kN/m²]
Sand	sehr locker	< 0,15	β-Verfahren nicht anwendbar, Anwendung von CPT-Verfahren seitens API empfohlen			
Sand	locker	0,15-0,35				
Sand-Schluff	locker	0,15-0,35				
Schluff	mitteldicht	0,35-0,65				
Schluff	dicht	0,65-0,85				
Sand-Schluff	mitteldicht	0,35-0,65	0,29	67	12	3.000
Sand	mitteldicht	0,35-0,65	0,37	81	20	5.000
Sand-Schluff	dicht	0,65-0,85				
Sand	dicht	0,65-0,85	0,46	96	40	10.000
Sand-Schluff	sehr dicht	> 0,85				
Sand	sehr dicht	> 0,85	0,56	115	50	12.000

Tabelle 1: β- und N_q-Werte für (Ramm-)Pfähle in nichtbindigen Böden (API 2000)

3.3 CPT-Methode

Weit verbreitet ist die Korrelation der Pfahltragfähigkeiten mit den Ergebnissen von Drucksondierungen (CPT). Dabei wird zwischen indirekten und direkten Methoden unterschieden. Bei den indirekten Verfahren werden aus den CPT-Versuchen abgeleitete bodenmechanische Kennwerte wie die undränierte Kohäsion s_u oder der Winkel der inneren Reibung φ' als Eingangswert für Bemessungsansätze wie das α-Verfahren genutzt. Die indirekten Ansätze liefern in der Regel weniger verlässliche Korrelationen, da die Ableitung der Bodenkennwerte mit Unsicherheiten verbunden ist und wesentliche Einflussfaktoren wie der Spannungszustand im Boden unberücksichtigt bleiben. Die direkten Verfahren basieren hingegen auf einer unmittelbaren Korrelation der Pfahltragfähigkeiten mit dem Spitzenwiderstand der Drucksonde. Ein Vorteil der direkten CPT-Verfahren ist darin zu sehen, dass wesentliche Einflussfaktoren - wie der effektive Spannungszustand im Boden, die Steifigkeit und Scherfestigkeit des Bodens etc. - eine Drucksonde und einen Pfahl in ähnlicher Weise beeinflussen. Auch die in DIN 1054:2005, Anhang B, bzw. der EA Pfähle (2007) dokumentierten Erfahrungswerte für Mantelreibung und Spitzendruck basieren auf einer direkten Korrelation mit dem Spitzenwiderstand der Drucksonde.

Als direkte CPT-Verfahren werden im nordamerikanischen Raum u.a. die Verfahren von Schmertmann (1978) und Nottingham (1975), von DeRuiter & Beringen (1979), von Bustamante & Gianeselli (1982), von Meyerhoff (1976, 1983) und von Tumay & Fakhroo (1981) seit Jahrzehnten angewendet. Aktuellere direkte CPT-Verfahren, die im Supplement 3 (2008) der API Recommendations zur Anwendung für gerammte Stahlpfähle in nichtbindigen Böden empfohlen werden, sind das ´ICP-05´ Verfahren (Jardine et al., 2005), die ´UWA-05´ Methode (Lehane et al., 2005a,b), die ´FUGRO-05´ Methode (Lehane et al., 2005a,b; Kolk et al., 2005) und das ´NGI-05´ Verfahren (Lehane et al., 2005a; Clausen et al., 2005).

Allen diesen vorgenannten Verfahren ist gemein, dass sie unmittelbar den gemessenen ´totalen´ Spitzenwiderstand q_c nutzen, den Einfluss von Porenwasserdrücken also nicht eliminieren.

International haben insbesondere der als ´LCPC-Methode´ bekannte Ansatz von Bustamante & Gianeselli (1982), der auf CPT-Versuchen (q_c) basiert, und die ´EF-Methode´ nach Eslami & Fellenius (1997), die das Ergebnis von CPTu-Versuchen und damit den ´effektiven Spitzendruck´ q_E als Input nutzt, Verbreitung gefunden.

Bei der LCPC-Methode wird der Bruchwert der Mantelreibung q_{s1} aus dem im Versuch ermittelten Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde durch Multiplikation mit einem Parameter α_{LCPC} ermittelt:

$$q_{s1} = \alpha_{LCPC} \cdot q_c, \tag{9}$$

nach oben hin aber durch Grenzwerte beschränkt. Der gemessene Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde geht dabei ohne Korrektur und ohne Berücksichtigung des Porenwasserdrucks in die Ermittlung der Mantelreibung ein. Der Faktor α_{LCPC} und die Grenzwerte sind abhängig vom Pfahltyp, dem Herstellungsverfahren, den Baugrundverhältnissen und der Bandbreite des Spitzenwiderstandes q_c (Tab. 2) und wurden auf der Basis einer Datenbank mit rund 200 statischen Pfahlprobebelastungen empirisch ermittelt. Der Bruchwert q_{s1} der Mantelreibung ergibt sich damit zu 0,5 % bis 3,0 % des totalen Spitzenwiderstandes q_c der Drucksonde.

Bodenart	Spitzenwiderstand q_c Drucksonde [MN/m²]	α_{LCPC} –Faktor				obere Grenze für den Bruchwert der Mantelreibung q_{s1} [kN/m²]			
		Kategorie				Kategorie			
		I / A	I / B	II / A	II / B	I / A	I / B	II / A	II / B
breiig-weicher Ton, Mudde	< 1	1/30	1/30	1/30	1/30	15	15	15	15
weicher-steifer Ton	1 - 5	1/40	1/80	1/40	1/80	35	35	35	35
Schluff und locker gelagerter Sand	≤ 5	1/60	1/150	1/60	1/120	35	35	35	35
steifer und halbfester Ton und halbfester Schluff	> 5	1/60	1/120	1/60	1/120	35	35	35	35
weiche Kreide	≤ 5	1/100	1/120	1/100	1/120	35	35	35	35
mitteldicht gelagerter Sand/Kies	5 - 12	1/100	1/200	1/100	1/200	80	35	80	80
verwitterter Kalkstein/Kreide	> 5	1/60	1/80	1/60	1/80	120	80	120	120
dicht und sehr dicht gelagerter Sand/Kies	> 12	1/150	1/300	1/150	1/200	120	80	120	120
Kategorien: I / A: suspensiongsgestützte Bohrpfähle, Schneckenbohrpfähle, Mikropfähle, Barretts I / B: verrohrt hergestellte Bohrpfähle, Ortbetonrammpfähle II / A. Stahlbeton-Fertigteilrammpfähle, II / B: Stahlrammpfähle									

Tabelle 2: α_{LCPC}-Werte und Grenzwerte der Mantelreibung im Bruchzustand nach Bustamante & Gianeselli (1982)

Es fällt auf, dass bei dem LCPC-Verfahren die Herstellungseinflüsse teilweise mit erheblichen Auswirkungen auf die Pfahltragfähigkeiten bewertet werden. So ergeben sich für in bindigen Böden suspensionsgestützt hergestellte Bohrpfähle doppelt so hohe α_{LCPC}-Faktoren wie für verrohrt hergestellte Bohrpfähle. Auch der Umstand, dass sich für Stahlrammpfähle um den Faktor zwei kleinere Mantelreibungen ergeben als für suspensionsgestützt hergestellte Bohrpfähle, ist nicht zwingend nachvollziehbar, mindert aber nicht die breite internationale Anwendung dieses Bemessungsverfahren.

Bei der ´EF-Methode´ wird der Bruchwert der Mantelreibung korreliert mit einem Spitzendruck q_E, der aus dem um die neutrale Spannung, also den Porenwasserdruck, reduzierten Sondierwiderstand q_c ermittelt wird:

$$q_{s1} = C_s \cdot q_E \qquad (10)$$

Der Parameter C_s variiert in Schluffen und Tonen zwischen 0,02 und 0,08 (Tab. 3a) in Abhängigkeit von der Bodenart, die auf der Basis der Ergebnisse der Drucksondierung identifiziert wird (Tab. 3b) (Eslami & Fellenius 1997).

Bodenart	C_s – Faktor [%]	
	Bandbreite	Mittelwert
soft sensitive soils	7,37-8,64	8,0
soft clay	4,62-5,56	5,0
stiff clay and mixture of clay and silt	2,06-2,80	2,5
mixture of silt and sand	0,87-1,34	1,0
sand	0,34-0,60	0,4

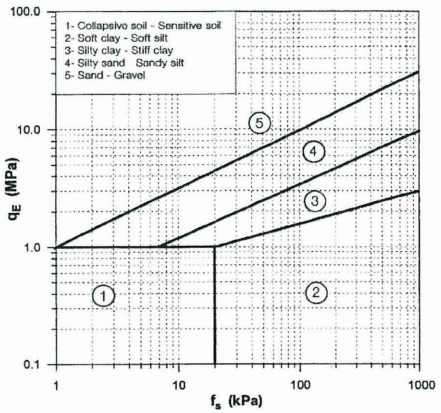


Tabelle 3: a. C_s-Faktor. b. Diagramm zur Bestimmung der Bodenart aus den Ergebnissen einer CPTu-Sondierung (f_s: Reibungsverhältnis, q_E: ´effektiver´ Sondierwiderstand) nach Eslami & Fellenius (1997)

4 Anwendungsbeispiel

Die vorgestellten empirischen Berechnungsansätze für axial belastete Pfähle sollen beispielhaft für die Prognose der Pfahltragfähigkeit von Bohrpfählen und Fertigteilrammpfählen in überwiegend bindigen Böden angewendet werden. Hierzu werden die im Zuge des Baus der Golden Ears Bridge erstellten Pfahlgründungen gewählt, deren Tragfähigkeit entsprechend der nordamerikanischen Gepflogenheiten zunächst mit empirischen Ansätzen prognostiziert und anschließend durch mehrere statische Pfahlprobebelastungen (Abb. 1) experimentell überprüft wurde (Amini et al. 2008).

Die sechsspurige Golden Ears Bridge (GEB) über den Fraser River ist das Herzstück einer umfangreichen Infrastrukturmaßnahme mit zahlreichen Ingenieurbauwerken, östlich von Vancouver in British Columbia, Kanada (Abb. 1). Das PPP-Projekt wurde von der Bilfinger-Berger AG als PPP-Projekt in einem Joint Venture entwickelt und realisiert. Die Hauptbrücke ist eine fünffeldrige Schrägkabelbrücke mit einer Länge von 968 m, an die sich über 1.827 m Vorlandbrücken anschließen. Der Entwurf und die Bemessung der Brücke als leichte hybride Schrägkabelbrücke mit 4 Pylonen (Fischer & Merzenich 2009) wurden entscheidend durch die ungünstigen Baugrundverhältnisse und den Umstand bestimmt, dass die Brücke in einem Bereich hoher seismischer Aktivität liegt und bei einem 475jährigen Erdbeben (SLS, PGA: 0,25 g) weitgehend elastische Verformungen erfahren und selbst bei einem 2.500jährigen Maximalbeben (PGA: 0,47 g) nicht kollabieren darf.

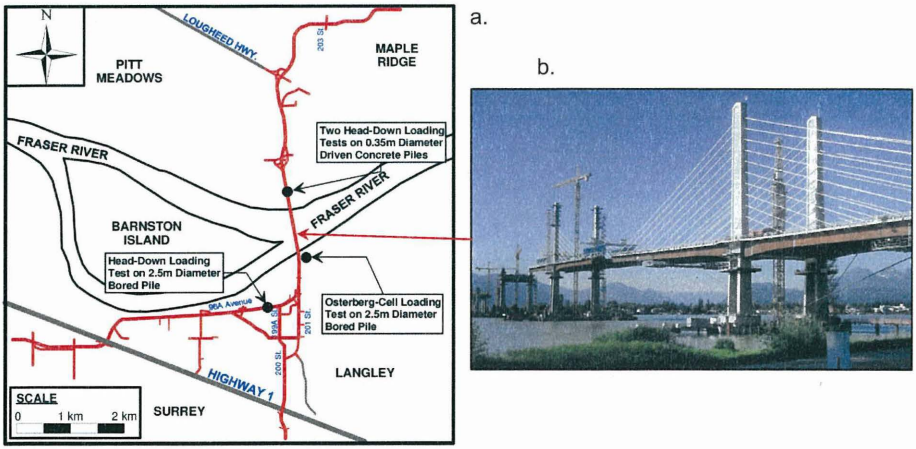


Abbildung 1: GEB. a. Übersichtsplan mit Lage der Probepfähle, b. Bau der Hauptbrücke

Im Bereich des Fraser-Deltas stehen unter der Flusssohle 20-35 m tief locker und mitteldicht gelagerte fluviale Sande an, die unterlagert werden von (glazial-)marinen Tonen und Schluffen weicher bis überwiegend steifer Konsistenz (Abb. 2). Diese normal- (NC) bzw. leicht überkonsolidierten (OC) Sedimente reichen bis in über 120 m Tiefe. In Sandlagen, die in den marinen Tonen eingelagerten sind, wurden artesische Wasserdrücke von 7 m bis 10 m über Gelände gemessen.

Die Gründung der vier im Fluss stehenden Pylone der Hauptbrücke erfolgt über jeweils 12 Großbohrpfähle mit einer Länge von bis zu 90 m und einem Durchmesser von 2,5 m. Auch Teile der Vorlandbrücken wurden auf sogenannten Monopiles gegründet, bei denen die Brückenstütze direkt in einen Einzelpfahl (D = 2,5 m, l ≤ 80 m) übergeht. Für die Bemessung der Pfähle mit Grenzwiderständen bis 60 MN waren die Erdbebenbeanspruchungen maßgebend.

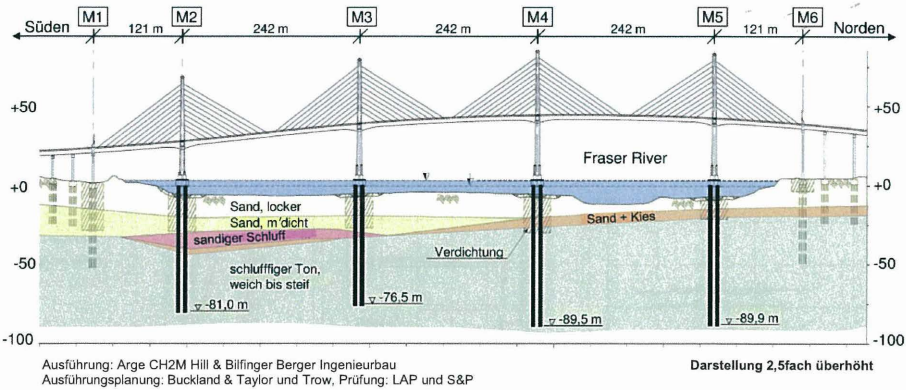


Abbildung 2: Golden Ears Bridge: Längsschnitt der Schrägkabelbrücke

Für die nördliche Vorlandbrücke kam eine ´Disconnected Spread Foundation · DSF´ genannte, innovative Abwandlung einer ´Spickpfahlgründung´ zum Einsatz: der Abtrag der vertikalen Lasten erfolgt über Stahlbeton-Fertigteilrammpfähle mit Kantenlängen von 35 cm und Pfahllängen von 12 m bis 36 m. Zwischen Unterkante Pfahlkopfplatte und Pfahlköpfen ist eine 5 cm bis 10 cm dicke Schotterschicht angeordnet, die die biegeschlanken und damit gegen Horizontalkräfte und Biegung sensiblen Pfähle von der Platte entkoppelt. Ein Teil der seismischen Horizontalbelastung soll über die Schotterschicht dispergiert werden (Moormann et al. 2010).

4.1 Probepfahl 1: 32 m langer Bohrpfahl (D = 2,5 m, ´Head-Down Test´)

Da die geplante Brückengründung regional betrachtet die erste Anwendung von Großbohrpfählen diesen Durchmessers und dieser Pfahllänge war, zugleich aber die Dimensionierung der Großbohrpfähle maßgebend für die Realisierung der Hauptbrücke war, konzentrierten sich die Überlegungen zunächst auf der Prognose der axialen Pfahltragfähigkeiten mit verschiedenen empirischen Verfahren. Deren Ergebnisse resultierten in einer so großen Bandbreite, dass Pfahlprobebelastungen unverzichtbar wurden, um die Eingangsparameter der empirischen Prognosemodelle zu kalibrieren.

Es wurden zwei statische Probebelastungen an den Großbohrpfählen durchgeführt. Die erste Probebelastung erfolgte an einem 32 m langen Bohrpfahl mit einer Pfahldurchmesser von D = 2,5 m, der für die Westcon Bridge am südlichen Ufer des Fraser Rivers ausgeführt wurde (Abb. 1). Am Standort des Probepfahles besteht der Baugrund aus 5,5 m mächtigen sandig-kiesigen Auffüllungen, die unterlagert werden von einem leicht überkonsolidierten Ton, der bis in über 50 m Tiefe ansteht. Der freie Grundwasserspiegel liegt 2,1 m unter Gelände. In den Tonsedimenten wurden in eingelagerten dünnen Sandlagen artesisch gespannte Wasserdrücke gemessen, die in 100 m Tiefe 7 m über Gelände lagen

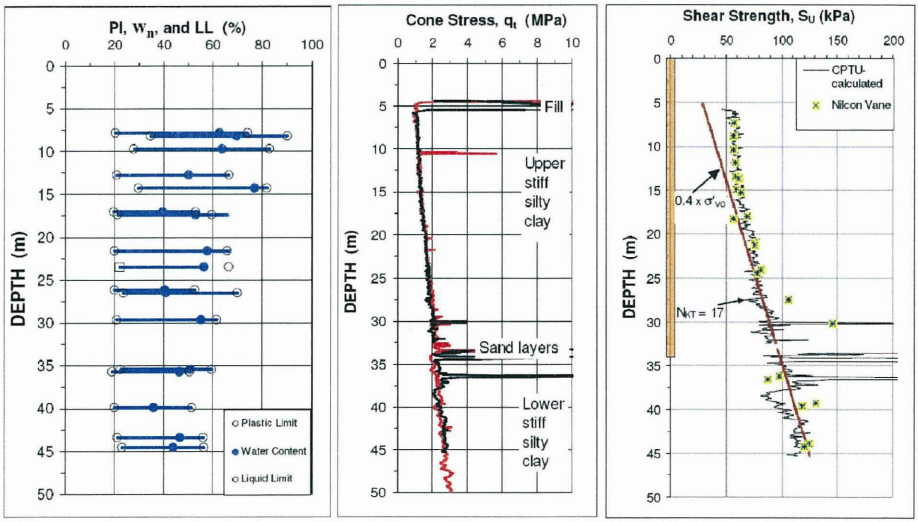


Abbildung 3: Baugrundverhältnisse und Ergebnisse von Feld- und Laborversuchen am Standort des 32 m langen Probepfahls (Bohrpfahl, D = 2,5 m)

und linear auf einen hydrostatischen Druck an Unterkante der sandig-kiesigen Decksicht abnehmen. Abb. 3 zeigt tiefenabhängig die Ergebnisse der Feld- und Laborversuche am Pfahlstandort. Neben den Atterberg´schen Grenzen (PL = plastic limit (w_P), LL = liquid limit (w_L)) und dem natürlichen Wassergehalt (w_n), ist der Spitzendruck q_t von zwei Drucksondierungen (CPT) sowie als Ergebnis von zahlreichen Flügelsondierungen (Nilcon-Flügelsonde) die undränierte Anfangsscherfestigkeit s_u dargestellt (ohne Korrektur nach Bjerrum). Zum Vergleich wurde die undränierte Anfangsscherfestigkeit s_u aus dem um den Porenwasserdruck korrigierten Spitzendruck q_t der Drucksondierungen unter Ansatz eines N_{KT}-Wertes von 17 mit der Gleichung

$$s_u = (q_t - \sigma_{v0}) / N_{KT} \qquad (11)$$

ermittelt, wobei σ_{v0} die totale vertikale (Überlagerungs-)Spannung ist. Das s_u/σ'_{v0} - Verhältnis liegt bei 0,4, wobei σ'_{v0} die effektive vertikale (Überlagerungs-)Spannung ist.

Das Bohrloch des Probepfahls wurde bei der Herstellung über die gesamte Pfahllänge mit einer temporären Verrohrung gestützt. Die Probebelastung erfolgte konventionell mit Pressen und einer aus einem Brückenwiderlager und zwei Reaktionspfählen bestehenden Widerlagerkonstruktion am Pfahlkopf (´Head-Down Loading Test´). Nach der in Abb. 4

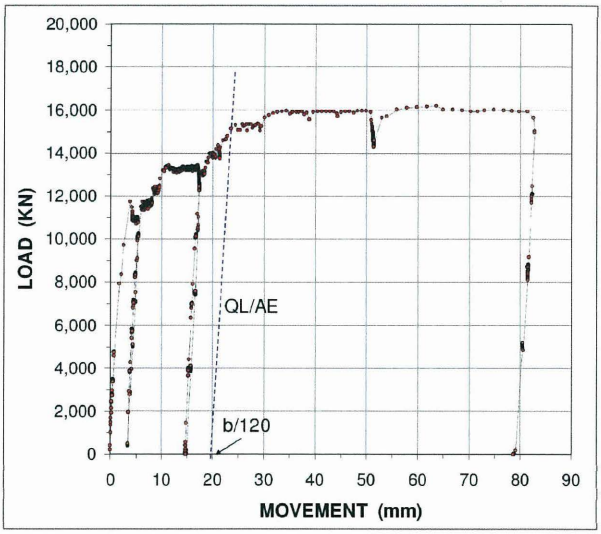


Abbildung 4: Widerstandssetzungslinie des 32 m langen Probepfahls (Bohrpfahl, D = 2,5 m)

dargestellten Widerstandssetzungslinie wurde im Versuch bei einer Pfahlkopfsetzung von 30 mm, i.e. nur 0,12 ‰ des Pfahldurchmessers D, ein Pfahlwiderstand von 16,0 MN mobilisiert.

Die tiefenabhängige Verteilung des Mantelwiderstandes wurde aus den im Pfahlschaft in 16 Ebenen angeordneten Verzerrungsmessgebern (Vibrating Wire) ermittelt (Abb. 5). Danach steigt der Bruchwert der Mantelreibung von q_{s1} = 90 kN/m² im oberen Bereich mit der Tiefe auf 150 kN/m² im unteren Bereich des Pfahlschaftes.

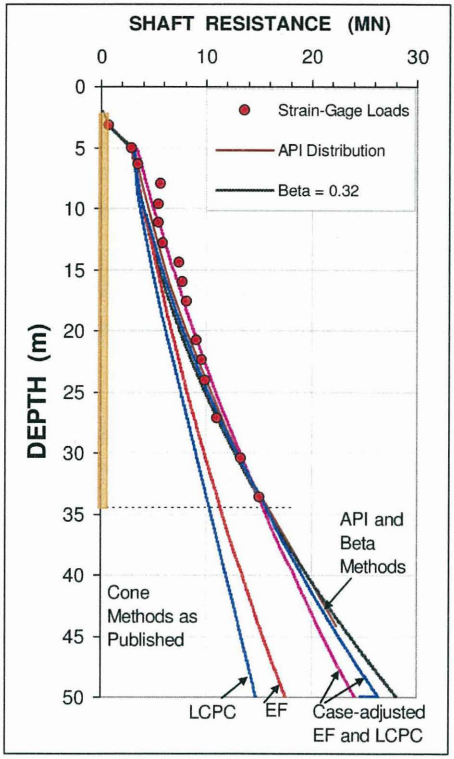


Abbildung 5: tiefenabhängiger Mantelwiderstand R_s des 32 m langen Probepfahls (Bohrpfahl, D = 2,5 m)

Die Darstellung zeigt, dass die Prognose des Mantelwiderstandes mit den CPT-Verfahren 'LCPC' und 'EF' zunächst zu einer deutlichen Unterschätzung der im Versuch mobilisierten Mantelreibung des Bohrpfahles führte, während sich nach Kalibrierung der Eingangsparameter eine gute tiefenabhängige Übereinstimmung ergibt. Die α-Methode unter Ansatz der API-Faktoren liefert hingegen bereits im ersten Ansatz eine gute Prognose.

Für die 'effective-stress' (β-)Methode kann ein mittlerer β-Wert von 0,32 aus den Daten der Probebelastung zurückgerechnet werden.

Der maximale Fußwiderstand wurde aus dem Pfahlwiderstand unter Berücksichtigung des Mantelwiderstandes und des effektiven Eigengewichtes des Pfahlschafes zu $R_{b,max}$ = 2,6 MN ermittelt und ist damit geringer als der Grenzwiderstand nach

$$R_{b1} = 9 \cdot s_u \cdot A_b = 9 \cdot 100 \text{ kN/m}^2 \cdot 4{,}9 \text{ m}^2 = 4{,}4 \text{ MN} \qquad (12)$$

4.2 Probepfahl 2: 74 m langer Bohrpfahl (D = 2,5 m, Osterberg-Test)

Eine zweite Probebelastung an einem Bohrpfahl wurde unter vergleichbaren Randbedingungen am südlichen Ufer des Fraser Rivers für die Hauptbrücke ausgeführt (Abb. 1). Der Probepfahl mit einem Durchmesser von ebenfalls D = 2,5 m besitzt eine Länge von 74,5 m. Die Bohrlochwandung wurde während der Herstellung auf den obersten 21 m durch eine bleibende, d.h. permanente Stahlverrohrung und im darunter folgenden Tiefenbereich durch eine Polymer-Suspension gestützt, deren Druckniveau zum Ausgleich der artesisch gespannten Wasserdrücke in den Sandlagen der Tonsedimente auf einem Niveau von 7,5 m über dem freien Grundwasserspiegel gehalten wurde.

Am Pfahlstandort wird die Baugrundsituation zunächst bis 17 m Tiefe geprägt durch locker bis mitteldicht gelagerte, teils schluffige Sande, unter dem 21 m mächtige, mitteldicht bis dicht gelagerte Fein- bis Mittelsande folgen, die ihrerseits die normalkonsolidierten bis leicht überkonsolidierten schluffigen Tonsedimente des Fraser Deltas überlagern, deren Basis auch in Tiefen von mehr als 100 m nicht aufgeschlossen wurde. Der Grundwasserspiegel liegt 3 m unter Gelände. Die standortspezifischen Ergebnisse der Feld- und Laborversuche sind in Abb. 6 zusammengefasst.

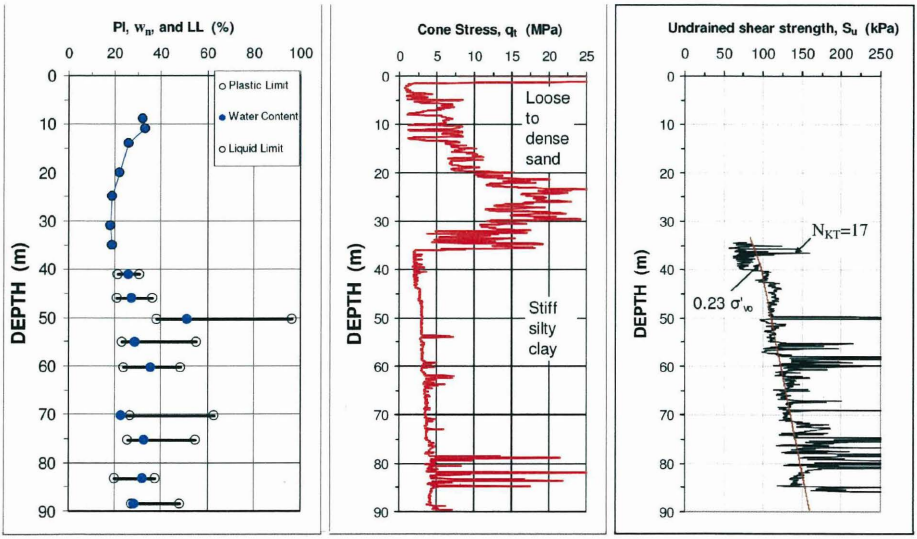
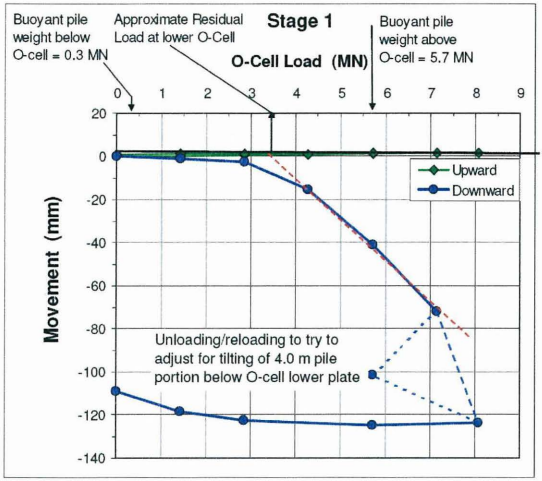


Abbildung 6: Baugrundverhältnisse und Ergebnisse von Feld- und Laborversuchen am Standort des 74 m langen Probepfahls (Bohrpfahl, D = 2,5 m)

a.



b.

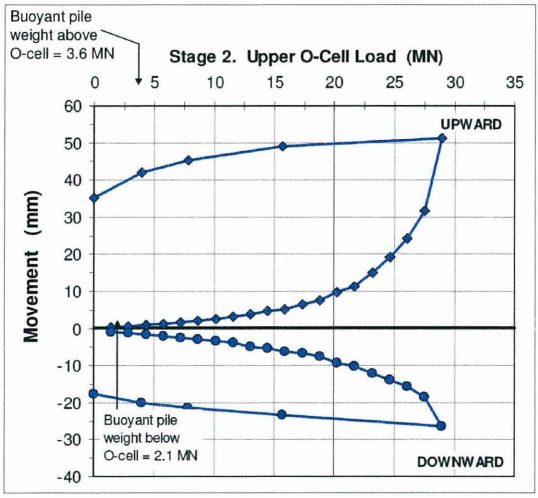


Abbildung 7: Widerstandssetzungslinie des 74 m langen Probepfahls als Ergebnis des Osterberg-Versuchs. a. Phase 1: untere O-cells aktiviert. b. Phase 2: Obere O-cells aktiviert.

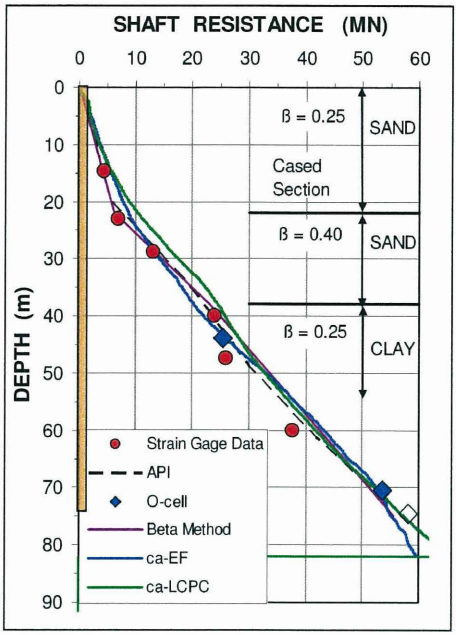
Die Pfahlprobebelastung wurde mit in den Pfahlschaft einbetonierten Pressen, sogenannten Osterberg-Zellen (´O-cells´, Osterberg 1989) durchgeführt, die den Verzicht auf Pressen und Widerlagerkonstruktion am Pfahlkopf erlauben. Dabei wurde der Pfahlschaft durch eine obere Ebene (3 O-cells mit 48 MN Kapazität in 44 m Tiefe) und eine untere Ebene (3 O-cells mit 19 MN Kapazität in 70,5 m Tiefe, i.e. 4 m über Pfahlfußebene) in drei Segmente unterteilt. Die Pfahlprobebelastung konnte so als sogenannter Multi-Level-Test (Moormann et al. 2005) in mehreren Phasen erfolgen

In der ersten Phase (Abb. 7a) wurde die untere Pressenebene aktiviert und primär der Widerstand des untersten Pfahlsegmentes (8,0 m bei 140 mm Verschiebung) getestet. In der zweiten Phase wurde bei geöffneter unterer Pressenebene die obere Pressenebene bis 29 MN aktiviert und so die Widerstände des oberen und mittleren Pfahlsegmentes mobilisiert (Abb. 7b). Abb. 7 zeigt die Last-Verschiebungs-Kurven der entgegengesetzt gleich belasteten Pfahlsegmente.

In der Summe konnte ein Pfahlwiderstand von 58,1 MN mobilisiert werden.

Die mittels der im Pfahlschaft installierten Verzerrungsmessgeber ermittelte Funktion des tiefenabhängigen Pfahlwiderstandes ist in Abb. 8 dokumentiert. Der unterhalb einer Tiefe von rund 40 m unter Gelände im Ton mobilisierte Bruchwert der Mantelreibung liegt mit im Mittel q_{s1} = 270 kN/m² deutlich über der beim Probepfahl 1 nachgewiesenen Grenzmantelreibung, was den deutlichen Einfluss des (effektiven) Ausgangsspannungszustandes auf die mobilisierbare Mantelreibung zeigt.

Die in Abb. 8 dargestellten Verläufe der ´total-stress´ Methode (API), der ´effective-stress´ (β-) Methode und der CPT-Methoden (LCPC, EF) sind bereits in der an den Probebelastungs-Ergebnissen kalibrierten Form aufgetragen. Die rückgerechneten β-Werte betragen β = 0,25 im Bereich des oberen, permanent verrohrten Pfahlabschnittes in den locker gelagerten schluffigen Sanden, β = 0,40 in den mitteldicht und dicht gelagerten Sanden im mittleren Pfahlabschnitt respektive β = 0,25 in den Tonsedimenten. Damit werden die von Eslami & Fellenius (1997) abgeleiteten β-Faktoren in ihrer Größenordnung bestätigt. Nach der entsprechenden Kalibrierung führen alle untersuchten empirischen Bemessungsverfahren zu einer vergleichbar ´guten´ Abbildung des tiefenabhängigen Pfahltragverhaltens.



"Cased Section" is pile length within the permanent casing. "Strain-gage loads" are preliminary evaluation of the measurements (no consideration of residual loads), "Beta" and "API" are effective stress method and API method fitted to the load data, and "ca-EF" and ca-LCPC are caseadjusted CPT and CPTU methods, respectively.

Abbildung 8: tiefenabhängiger Mantelwiderstand R_s des 74 m langen Probepfahls (Bohrpfahl, D = 2,5 m)

4.3 Probepfähl 3 und 4: 36 m lange Stahlbeton-Fertigteilrammpfähle

Für die ´Disconnected Spread Foundations´ der nördlichen Vorlandbrücke wurden in erheblichem Umfang Fertigteilrammpfähle eingesetzt. An zwei Schleuderbeton-Fertigteilrammpfählen wurden im Vorfeld statische axiale Pfahlprobebelastungen durchgeführt.

Am Pfahlstandort besteht der Baugrund bis in 12 m Tiefe aus weichen, normal konsoldierten Tonen und Schluffen, die einen leicht über konsolidierten schluffigen Ton mit einem s_u/σ'_{v0} -Verhältnis von etwa 0,4 überlagern (Abb. 9).

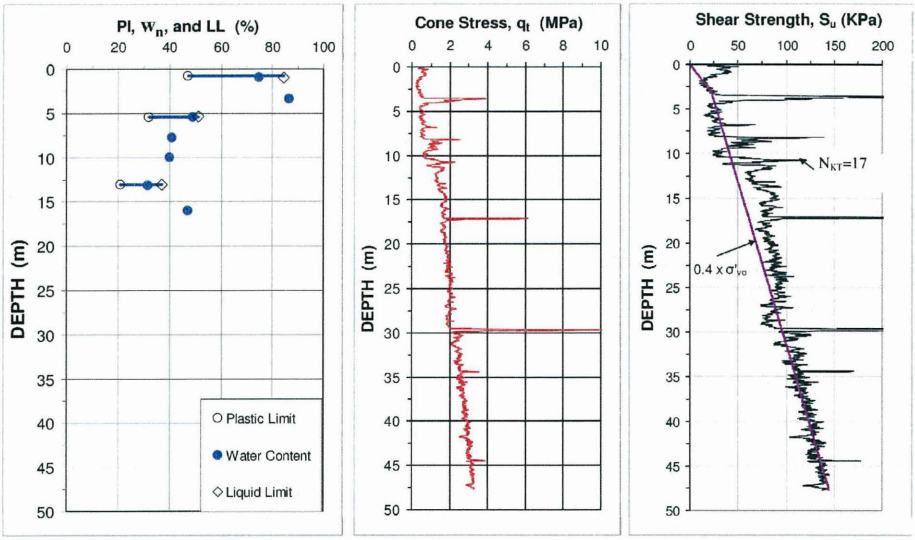


Abbildung 9: Baugrundverhältnisse und Ergebnisse von Feld- und Laborversuchen am Standort der Stahlbeton-Fertigteilrammpfähle

Es wurden zwei Schleuderbeton-Fertigteilrammpfähle mit 350 mm Durchmesser und 36 m Pfahllänge untersucht. Die Pfahlmanteloberfläche von Schleuderbeton-Pfählen ist bedingt durch den Herstellungsvorgang besonders glatt. Die Probebelastungen wurden 4 Monate nach der Rammung durchgeführt, um die erste Phase des zeitvarianten Tragfähigkeitszuwachs (Grabe & König 2006) erfassen zu können. Bei den als konventionelle ´Head-down Tests´ durchgeführten Probebelastungen wurde bei einem Test jede Laststufe 10 min, beim anderen Test jeweils 2 h gehalten. Unter der maximalen Prüflast von 2,5 MN konnte

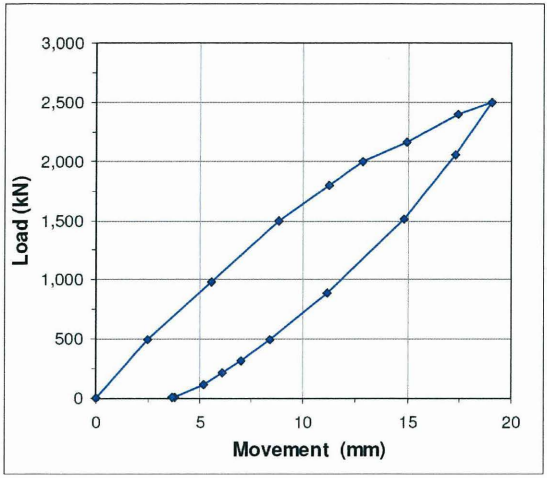


Abbildung 10: Widerstandssetzungslinie des Fertigteilrammpfahls (D = 350 mm), Versuch mit 2 h Beobachtungszeit je Laststufe

bei beiden Versuchen ein Grenzwert des Pfahlwiderstandes nicht erreicht werden (Abb. 10). Mit einer hyperbolischen Exploration lässt sich der Pfahlwiderstand zu R_1 = 2,8 MN bis 3,0 MN abschätzen, wobei der Anteil des mit Glg. (4) abgeschätzten Fußwiderstandes R_{b1} = 100 kN gering ist.

Eine Prognose mit den beiden CPT-Methoden (LCPC und EF) hatte einen Pfahlmantelwiderstand R_{s1} von 1,1 MN bzw. 1,6 MN ergeben. Mit den aus der Auswertung der beiden Probebelastungen der Bohrpfähle kalibrierten Parametern ergab sich der Pfahlmantelwiderstand mit den CPT-Methoden zu 2,0 MN bzw. 2,3 MN. Die ´effective-stress method´ liefert unter Ansatz des für die Bohrpfähle kalibrierten Wertes β = 0,25 einen Mantelwiderstand R_{s1} von 1,4 MN.

4.4 Diskussion

4.4.1 ´Total Stress´- / α-Methode

Die aus den Probebelastungen an den Bohrpfählen rückgerechneten α-Werte korrelieren weitgehend mit den nach dem API-Ansatz ermittelten α-Werten. Für das mittlere Pfahlsegment des mit dem Osterberg-Verfahren untersuchten Bohrpfahls (Herstellung mit Suspensionsstützung) ergibt sich mit s_u/σ'_{v0} = 0,23 im Mittel ein rückgerechneter Wert von $\alpha \approx 1{,}0$. Für den ´Head-Down Test´ an dem 32 m langen Bohrpfahl (Herstellung mit temporärer Verrohrung), bei dem das Verhältnis s_u/σ'_{v0} = 0,4 war, kann ein α-Wert von 0,6 bis 1,0 zurückgerechnet werden. Damit ergibt sich für die getesteten Bohrpfähle eine weitgehende Übereinstimmung mit den α-Werten gemäß API, obgleich diese primär für gerammte Stahlrohrpfähle abgeleiteten wurden. Auf der anderen Seite sind die aus den Probebe-

lastungen rückgerechneten α-Werte deutlich größer als die nach FHWA (1999) für Bohrpfähle empfohlenen α-Werte. Die Differenzen werden sogar noch größer, wenn man berücksichtigt, dass die in der Rückrechnung genutzten s_u-Werte mit Flügelsondierungen bestimmt wurden, während die Ansätze in FHWA (1999) auf UU-Triaxialversuchen basieren, wobei die mit Feldflügelsondierungen bestimmten undränierten Scherfestigkeiten im Allgemeinen deutlich größer als die im Labor mit UU-Versuchen ermittelten s_u-Werte sind (FHWA 2006). Anzumerken ist, dass die gemäß FHWA (1999) empfohlene Korrelation für die α-Werte nur auf s_u-Eingangswerten basiert und die Vorbelastung bindiger Böden vernachlässigt.

4.4.2 ´Effective Stress´- / β-Methode

Der aus den Probebelastungen für die Bohrpfähle rückgerechnete β-Wert liegt bei dem mit temporärer Verrohrung hergestellten Probepfahl 1 bei β = 0,32 und bei dem mit einer Suspensionsstützung hergestellten Probepfahl 2 bei β = 0,25. Diese Werte sind damit höher als die β-Werte, die im Vorfeld aus der Rückrechnung von in dieser Region durchgeführten statischen Probebelastungen an gerammten Stahlrohrpfählen ermitteltet worden waren (Fellenius 2008).

4.4.3 CPT-Methode

Die Anwendung der LCPC-Methode auf die Ergebnisse der Drucksondierungen führt zu einer deutlichen Unterschätzung der in den Probebelastungen an den Bohrpfählen nachgewiesenen Mantelreibungen (Abb. 5). Die von Bustamante & Gianeselli (1982) angegebene Begrenzung der Mantelreibung wurde daraufhin fallen gelassen. Ferner wurde für die Adaption der Methode auf die Testergebnisse der um den Porenwasserdruck korrigierte Spitzendruck q_t verwendet. Für den Probepfahl 1 wurde auf dieser Basis ein α_{LCPC}-Wert von 1,35 im Ton und für den Probepfahl 2 ein α_{LCPC}-Wert von 1,0 im Sand und von 1,6 im Ton ermittelt.

Auch die Prognose mit der ´EF-Methode´ führte zu einer deutlichen Unterschätzung des bei den Bohrpfählen versuchstechnisch nachgewiesenen Mantelwiderstandes, obwohl der Prognose C_s-Parameter zu Grunde gelegt wurden, die zuvor an in der Region durchgeführten statischen Probebelastungen an gerammten Stahlrohrpfählen kalibriert worden waren (Fellenius 2008). Für den Probepfahl 1 musste der C_s-Parameter mit 1,4 multipli-

ziert werden, um eine Übereinstimmung zu erzielen. Bei dem Probepfahl 2 wurde im Sand und in den Tonsedimenten oberhalb von 44 m Tiefe eine Erhöhung des C_s-Parameters ebenfalls um 1,4 und in den Tonsedimenten unterhalb von 44 m sogar um den Faktor 2,0 erforderlich. Die getesteten Großbohrpfähle zeigen damit in den Tonsedimenten des Fraser Rivers höhere Mantelwiderstände als gerammte Stahlrohrpfähle unter vergleichbaren Baugrundverhältnissen.

Zusammenfassend ergeben sich damit folgende Schlussfolgerungen:

(1) Das α-Verfahren nach FHWA (1999) unterschätzt die Mantelreibung von Bohrpfählen unter den hier maßgebenden Randbedingungen signifikant. Dies ist möglicherweise eine Konsequenz des gewählten Pfahlherstellungsverfahrens. Das α-Verfahren gemäß FHWA (1999) basiert zudem auf in UU-Triaxialversuchen ermittelten, undränierten Scherfestigkeiten und kann damit Auswirkungen einer Überkonsolidierung nicht angemessen berücksichtigen.

(2) Das α-Verfahren gemäß API (2000) führt bei beiden getesteten Bohrpfählen trotz unterschiedlicher s_u/σ'_{v0}-Verhältnisse auch tiefenabhängig zu einer guten Übereinstimmung. Dies ist überraschend, da die α-Werte dieses Verfahrens überwiegend aus Probebelastungen an gerammten Stahlrohrpfählen abgeleitet wurden. Da bei dieser Methode die α-Werte in Abhängigkeit von dem normierten Spannungsniveau s_u/σ'_{v0}- ermittelt werden, kann bei diesem Verfahren der Einfluss der Spannungsgeschichte (Überkonsolidierung) und des Spannungsniveaus, das einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten von überwiegend über Mantelreibung abtragenden Pfählen hat, berücksichtigt werden.

(3) Der Einfluss unterschiedlicher Herstellungsverfahren bei Probepfahl 1 (temporäre Verrohrung) und Probepfahl 2 (Polymer-Suspensionsstützung) auf die mobilisierbare Mantelreibung ist gering. Die Herstellung des Bohrpfahls mit einer Polymer-Suspensionsstützung führt in der ausgeprägt bindigen Schichtenfolge auf den Ausgangsspannungszustand bezogen sogar zu einer tendenziell leicht höheren Grenzmantelreibung.

(4) Die Anwendung des α-Verfahrens gemäß API (2000) führt für die im Ton gerammten Fertigteilrammpfähle aus Schleuderbeton zu einer Unterschätzung der Tragfähigkeit.

(5) Auch die Prognose mit dem ´Effective Stress´- oder β-Verfahren führt trotz einer Kalibrierung der β-Werte an unter vergleichbaren Baugrundverhältnissen gerammten Stahl-

rohrpfählen zu einer Unterschätzung der bei den Bohrpfählen im Ton mobilisierbaren Mantelreibung.

(6) Die auf Drucksondierungen basierenden Verfahren, hier das LCPC- und das EF-Verfahren unterschätzen den Mantelwiderstand der Bohrpfähle um 30 % bis 60 %. Die von Bustamante & Gianeselli (1982) vorgeschlagene Begrenzung der α_{LCPC}- bzw. Mantelreibungswerte auf einen oberen Grenzwert ist im vorliegenden Fall nicht zielführend.

5 Resümee und Ausblick

Empirische Berechnungsverfahren für axial beanspruchte Pfähle basieren auf deutlich vereinfachten Korrelationen zwischen Sondierergebnissen oder Bodenkennwerten einerseits und Pfahltragfähigkeiten andererseits. Dabei bleiben zahlreiche, das Pfahltragverhalten entscheidend beeinflussende Faktoren, wie die bodenphysikalischen Eigenschaften (Kornverteilung, Konsistenzgrenzen) und die mineralogische Zusammensetzung der Böden unberücksichtigt, obwohl beispielsweise in nichtbindigen Böden der Quarzanteil die mobilisierbare Mantelreibung beeinflusst (API 2000).

Die auf Korrelationen mit der undränierten Scherfestigkeit bindiger Böden basierende ´Total Stress´-Methode führt häufig zu weniger verlässlichen Ergebnissen, da bereits die Bestimmung des Profils der tiefenabhängigen undränierten Scherfestigkeiten aus Feldflügelsondierungen, Drucksondierungen oder undränierten, unkonsolidierten Laborversuchen mit erheblichen Unsicherheiten verbunden ist.

Die ´Effective Stress´-Methode und die CPT-Verfahren liefern in der Regel zuverlässigere Ergebnisse, die eine bessere Übereinstimmung mit Probebelastungsergebnissen zeigen.

Die konventionellen CPT-Verfahren basieren auf dem mit totalen Spannungen korrelierenden Spitzenwiderstand der Drucksonde, obwohl das Langzeit-Pfahltragverhalten durch effektive Spannungen bestimmt wird.

Die vorgestellten Fallbeispiele zeigen in Verbindung mit zahlreichen weiteren Erfahrungswerten, dass sich das direkte CPT-Verfahren nach Eslami & Fellenius (1997), das den effektiven, um die Porenwasserdrücke korrigierten Spitzenwiderstand der Drucksonde als Eingangswert nutzt, besonders bewährt hat. Es liefert in der Regel zuverlässigere Ergebnisse als andere CPT-Verfahren, wie beispielsweise das LCPC-Verfahren, weil es neben

der Berücksichtigung der die Mantelreibung bestimmenden effektiven Spannungen, auf die u.a. bei Bustamante & Gianeselli (1982) vorgegebenen, mehr oder minder willkürlichen Begrenzungen für die Mantelreibung verzichtet.

Die Untersuchungen zeigen, dass die Eingangsparameter empirischer Verfahren zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit stets einer projektspezifischen Kalibrierung bedürfen. Die empirischen Verfahren können daher nur grobe Vordimensionierungen oder aber – nach erfolgter statischer Pfahlprobebelastung – als Übertragungsmodell für die Bauwerkspfähle genutzt werden. Statische Pfahlprobebelastungen sind und bleiben daher nach wie vor projektbezogen unverzichtbar. Andererseits gilt aber auch: eine Pfahlprobebelastung ersetzt nicht eine sorgfältige Baugrunderkundung.

Literatur

Amini, A., Fellenius, B.H., Sabbagh, M., Naesgård, E., Bühler, M. (2008): Pile load testing at Golden Ears Bridge. *61st Can. Geotech. Conf., Edmonton, Alberta*

API · American Petroleum Institute (2000/2008): Recommended Practice for Planing, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design. 2A-WSD. *21st Ed., 242 pp.*

Burland, J.B. (1973): Shaft friction of piles in clay. *Ground Engineering, London, 6(3), 30-42*

Bustamante, M., Gianeselli, L. (1982): Pile Bearing capacity by means of static penetrometer CPT. *Proc. 2nd European Symp. Penetration Testing, Amsterdam, 493-499*

Canadian Geotechnical Society · CGS (2006): CFEM · Canadian Foundation Engineering Manual. *4th Edition, BiTech Publishers, Vancouver, 488 S.*

Clausen, C.J.F., Aas, P.M., Karlsrud, K. (2005): Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI Approach. *Proc. Int. Symp on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG-05), Perth, A.A. Balkema, 677-682*

DeRuiter, J., Beringen, F.L. (1979): Pile foundation for large North Sea structures. *Marine Geotechnology, 3(3), 267-314*

Eslami, A., Fellenius, B.H. (1997): Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. *Canadian Geotechnical Journal 34 (6), 886-904*

Federal Highway Administration · FHWA (1999): Drilled shafts: Construction Procedures and Design Methods. *U.S. Department of Transportation Publication No. FHWA-IF-99-025. Authors: M.W. O´Neill and L.C. Reese*

Federal Highway Administration · FHWA (2006): Soils and Foundations. *U.S. Department of Transportation Publication No. FHWA-NHI-06-088, December 2006; Vol. 1, Authors: N.C. Samtani and E.A. Nowatzki*

Fellenius, B.H. (2008): Effective stress analysis and set-up for shaft capacity of piles in clay. *ASCE Geotechnical Special Publication Honoring J. Schmertmann, edited by J.E. Laier, D.K. Crapps and M.H. Hussein, GSP180, 384-406*

Fischer, O., Merzenich, G. (2009): Golden Ears Bridge bei Vancouver. *Brückenbau, 02/2009, 46-49*

Grabe J., König F. (2006): Zeitabhängige Traglaststeigerung von Verdrängungspfählen. *29. Baugrundtagung 2006, Bremen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Essen, 291-298*

Jardine, R.J., Chow, F.C., Overy, R., Standing, J. (2005): ICP Design methods for driven piles in sand and clays. *Imperial College, Thomas Telford Publishing, London, 105 S.*

Karlsrud, K. Clausen, C.J.F., Aas, P.M. (2005): Bearing plasticity of driven piles in clay, the NGI approach. *Proc. Int. Symp on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG-05), Perth, A.A. Balkema, 775-782*

Kolk, H.J., Baaijens, A.E., Senders, M. (2005): Design criteria for pipe piles in silica sands. *In Gourvenec, S. and Cassidy, M. (Eds.): Frontiers in Offshore Geotechnics ISFOG 2005: Proc. 1st Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics, University of Western Australia, Perth, 19-21 September 2005, Taylor & Francis, London, 711-716*

Lehane, B.M., Schneider, J.A., Xu, X. (2005a): A review of design methods for offshore driven piles in siliceous sand. *University of Western Australia Geomechanics Group, Report No. GEO: 05358, September 2005*

Lehane, B.M., Schneider, J.A., Xu, X. (2005b): The UWA-05 Method for prediction of axial capacity of driven piles in sand. *In Gourvenec, S. and Cassidy, M. (Eds.): Frontiers in*

Offshore Geotechnics ISFOG 2005: Proc. 1st Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics, University of Western Australia, Perth, 19-21 September 2005, Taylor & Francis, London, 683-689

Meyerhoff, G.G. (1976): Bearing capacity and settlement of pile foundations. *The Eleventh Terzaghi Lecture. Journal of Geotech. Eng. Division, ASCE, 102(GT3), 195-228*

Meyerhoff, G.G. (1983): Scale effects of pile capacity. *Journal of Geotech. Eng. Division, ASCE, 108(GT3), 195-228*

Moormann, Chr., Svensson, H., Humpf, K. (2010): Gründungsoptimierung im internationalen Großbrückenbau – Neue Entwicklungen und aktuelle Projekterfahrungen. *31. Baugrundtagung, München, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Essen, 211-218*

Moormann, Ch., Jud, H., Keysberg, J. (2005): Single- und Multilevel Tests nach dem Osterberg-Verfahren – Erfahrungen bei Probebelastungen an Großbohrpfählen in Zentralamerika. *Mit. Inst. Grundbau u. Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 80, 391-428*

Nottingham, L.C. (1975): Use of quasi-static friction cone penetrometer dara to estimate capacity of displacement piles. *Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville*

O´Neill, M.W., Hassan, K.M. (1994): Drilled shafts: effects of construction on performance and design criteria. *Proc. Int. Conf. on Design and Constuction of Deep Foundations. U.S. Federal Highway Administration (FHWA), 1, 1994, 137-187*

O´Neill, M.W. (2001): Side resistance in piles and drilled shafts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 127(8), 1-16*

Osterberg, J. (1989): New device for load testing driven piles and bored piles separates friction and end-bearing. *Proc. Int. Conf. on Piling and Deep Foundations, London, Vol. 1, 421-427*

Randolph, M.F., Murphy, B.S. (1985): Shaft capacity of driven piles in clay. *Proc.17th Ann. Offshore Technol. Conf., Houston, Vol. 1, 371-378*

Randolph, M.F. (2003): Science and empiricism in pile foundation design. *43rd Rankine Lecture, Geotechnique, 53(10), 847-875*

Reese, L.C., O´Neill, M.W. (1999): Drilled Shafts: Construction procedures and design methods. *Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation*

Schmertmann, J.H. (1978): Guidelines for cone test, performance and design. *U.S. Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78209*

Tomlinson, M.J. (1994): Pile Design and Construction Practice. *E & FN Spon Publications, 4th Edition, London*

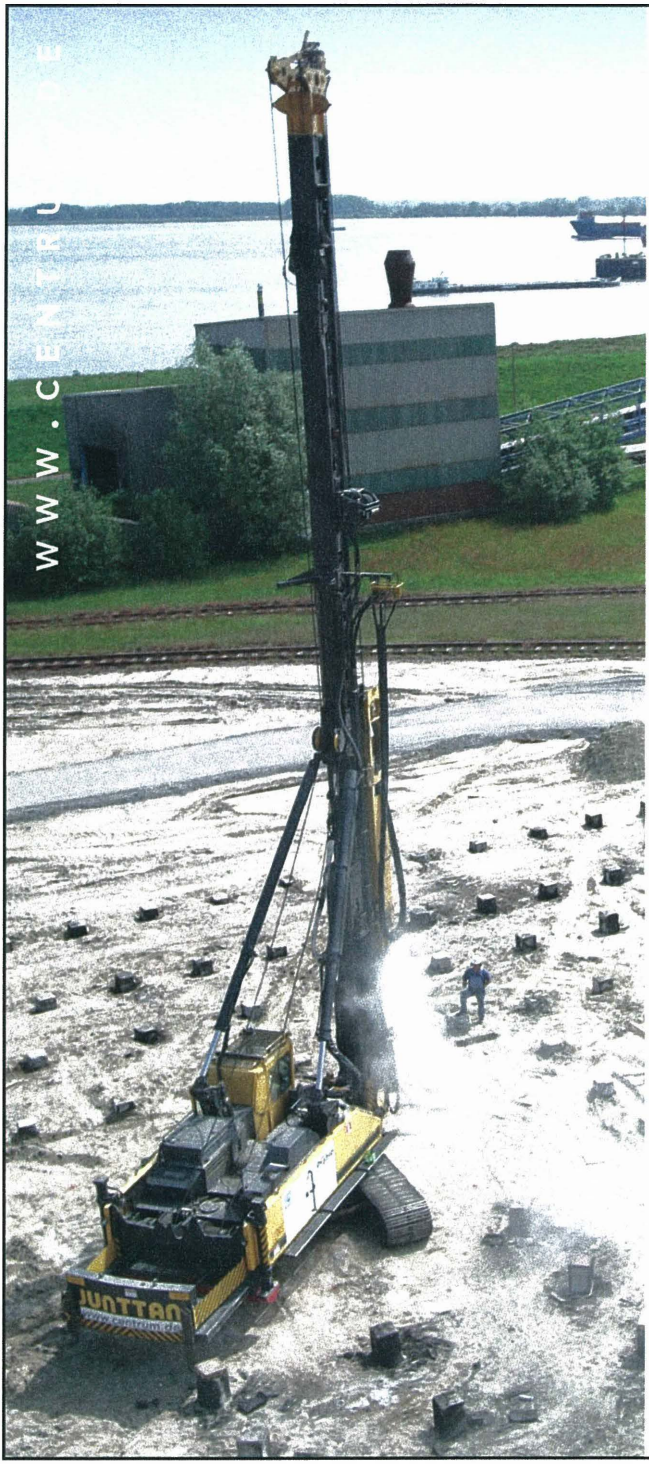
Tumuay, M.T., Fakhroo, M. (1981): Pile capacity in soft clays using electric QCPT data. *Proc. Conf. on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, 434-455*

Autoren

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann christian.moormann@igs.uni-stuttgart.de
Universität Stuttgart
Institut für Geotechnik www.uni-stuttgart.de/igs
Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart Tel.: 0711 / 685-62437

Ernest Naesgaard, P.Eng.
Naesgaard Geotechnical Ltd., Bowen Island, BC, Canada

Dr. Bengt H. Fellenius, M.Sc.
Calgary, AB, Canada



CentrumPfähle
Pfahlgründungen

Europaweit führen wir Pfahlgründungen mit Stahlbetonfertigpfählen aus und stehen Ihnen als kompetenter Partner für Beratung, Planung und Ausführung von Tiefgründungen zur Seite.

Unser Leistungsprofil:

- Stahlbetonfertigpfähle
- Injektionspfähle
- Energiepfähle

*Centrum**Pfähle*** GmbH

Hauptsitz Hamburg
Friedrich-Ebert-Damm 111
22047 Hamburg
Telefon 040.**69 672 0**
Telefax 040.69 672 222
info@centrum.de

Niederlassung Karlsruhe
Hauptstraße 33
76344 Eggenstein
Telefon 0721.**78 15 711**
Telefax 0721.78 15 714
infosued@centrum.de

Niederlassung Leipzig
Klostergasse 5
04109 Leipzig
Telefon 0341.**46 26 26 232**
Telefax 0341.46 26 26 233
infoost@centrum.de

Niederlassung München
Kronstadter Straße 4
81677 München
Telefon 089.**20 80 26 511**
Telefax 089.20 80 26 600
infosuedost@centrum.de

Niederlassung Oberhausen
Eimersweg 34
46147 Oberhausen
Telefon 0208.**62 93 763**
Telefax 0208.62 93 764
infowest@centrum.de

Spezialtiefbau im Bereich der Windenergie weltweit

Dipl.-Ing. Thomas Hartwig

1 Einführung

Die an den deutschen Küsten geplanten Offshore-Projekte sind in aller Munde und fordern die in der Branche tätigen Ingenieure zunehmend mit der Lösung der anspruchsvollen Gründungskonstruktionen. Die Onshore-Projekte treten in der Fachdiskussion zunehmend in den Schatten, obwohl sie national sowie insbesondere international gleichfalls interessante und anspruchsvolle Aufgabenstellungen bereithalten.

Der vorliegende Beitrag gibt eine kurze Einführung in die Bemessungsaufgabe von Spezialtiefgründungen für Windenergieanlagen und zeigt anhand der Kurzvorstellung nationaler und internationaler Projekte die verschiedenen Einflüsse auf die Auslegung und Ausführung.

2 Anlagengenerationen

Seit dem Markteintritt der ersten serienreifen Windenergieanlagenkonstruktionen zum Ende der 80iger Jahre, ist binnen zwei Jahrzehnten ein achtenswerter Entwicklungsprozess vollzogen worden.

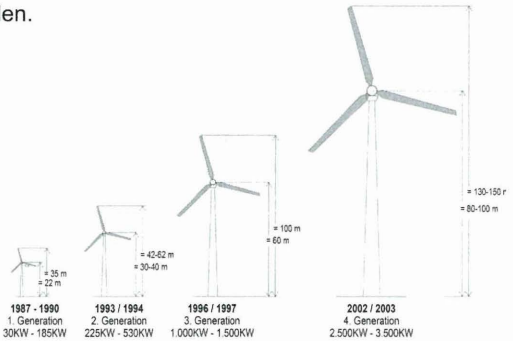


Abbildung 1: Größenordnung und Entwicklungsstufen von Windenergieanlagen (Prof. Alt)

Die anfänglich mit 150 bis 500 kW Nennleistung ausgelegten Anlagen werden heute zumeist mit 2,5 MW und Nabenhöhen von bis zu 100 m errichtet.

Weitere Entwicklungen mit bis zu 6 MW Nennleistungen und/ oder Nabenhöhen von ca. 125 m sind mittlerweile serienreif. Nabenhöhen von 140 m bis 160 m und mehr sind in der Entwicklungs- sowie z. T. auch schon in der Erprobungsphase (Prototypen).

3 Lastenüberblick

In der Tabelle 1 sind die Lasten einer Windenergieanlage bei verschiedenen Nabenhöhen und gleicher Leistung gegenübergestellt. Maßgebend für die Bemessung der Gründung erweist sich in der Regel das Moment M_{res} (resultierendes Kippmoment). Lediglich bei besonderen Baugrundverhältnissen (z. B. kein Ansatz von Bettung) können auch andere Schnittgrößen, wie zum Beispiel das Torsionsmoment, für die Bemessung der Gründung maßgebend werden.

Tabelle 1: Schnittgrößen am Turmfuß für 2.0 MW Leistung u. verschiedene Nabenhöhen

NH [m]	Leistung [MW]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	F_{res} [kN]	M_{res} [kNm]
59	2.00	690	0	-1902	0	37758	712	690	37758
95	2.00	770	0	-3041	0	48338	338	770	48338
105	2.00	740	0	-3369	0	66636	1195	740	66636
125	2.00	668	-24	-3760	3169	90538	477	668	90593

Die Lasten orientieren sich dabei in der Regel an dem in der Abbildung 2 dargestellten Koordinatensystem, welches der GL-Richtlinie entstammt.

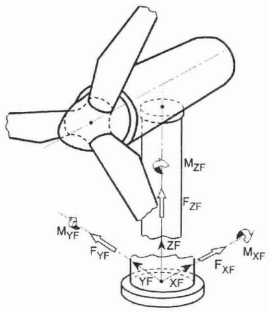


Abbildung 2: Koordinatensystem im Turmfuß (GL)

Wie Tabelle 1 zeigt, steigen die Kippmomente im Turmfuß bei einer Anhebung der Nabenhöhe überproportional an. Ein weiterer Anstieg der Nabenhöhen und der Leistung (> 3,0 MW) lässt eine Ausführung des Turmes in reiner Stahlrohrbauweise kaum noch zu. Aus diesem Grund werden Hybridlösungen angestrebt, bei denen der untere Teil des Turmes aus Spannbeton gefertigt wird, dem dann ein Stahlrohrturm aufgesetzt wird.

4 Aufgabenstellung und Grundlagen

Die Abbildung 3 zeigt die Schnittstellen im Entwicklungs- und Bemessungsprozess einer Windenergieanlage.

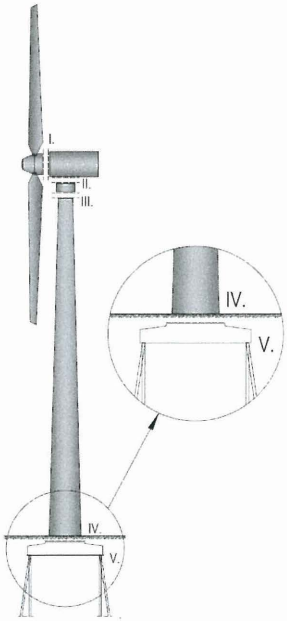


Abbildung 3: Schnittstellen im Entwicklungs- u. Bemessungsprozess einer WEA (HCE)

Die für die Auslegung der Gründungskonstruktion maßgebende Schnittstelle ist die Oberkante des Fundamenteinbauteils (FET) bzw. die Unterkante der Turmkonstruktion und somit die Schnittstelle IV-IV. Eine separate Bemessung der Fundament- und der z. B. hier dargestellten Tiefgründungskonstruktion auf Pfählen (V-V) ist nicht anzustreben, Die Gründungskonstruktion ist in einem Gesamtsystem bezogen auf die Schnittstelle IV-IV zu bemessen (siehe auch Abbildung 4).

Maßgebend für die Bemessung der Gründung einer Windenergieanlage sind hauptsächlich die Vorgaben der Anlagenhersteller. In den Spezifikationen zur Fundamentbemessung werden die maßgebenden Schnittgrößen und das zulässige Verformungsverhalten der Anlage definiert. Die Auslegung der Fundamentkonstruktion muss dann innerhalb dieser Parameter erfolgen. Im Wesentlichen enthalten die Spezifikationen der Hersteller dabei folgende Angaben:

a) charakteristische Turmschnittgrößen
b) design Turmschnittgrößen
c) Lastfall „klaffende Fuge“
d) Lastfall Mittelwert im Betrieb
e) Lastkollektiv (Rain-Flow-Count)
f) erforderliche Drehfedersteifigkeiten
g) erforderliche Horizontalfedersteifigkeiten
h) erforderliche Torsionsfedersteifigkeiten

Im Rahmen der Fundamentauslegung ist den Federsteifigkeiten als auch den Nachweisen zur Betriebsfestigkeit besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Die Federsteifigkeiten werden häufig bereits vor der Turmbemessung definiert und sind somit teilweise Grundlage für die Lastberechnung. Eine Unterschreitung der erforderlichen Mindestwerte führt direkt zu einer Erhöhung der unter a) bis e) genannten Lasten. Die Standsicherheit der Anlage, als auch deren störungsfreier Betrieb sind dann möglicherweise nicht mehr gegeben bzw. in Frage gestellt.

Die Nachweise zur Betriebsfestigkeit sind lückenlos zu führen, da sonst aufgrund von unplanmäßig hohen Schädigungen die Tragfähigkeit (GZT) der Anlage für die geplante Lebensdauer nicht gewährleistet ist. Genauere Angaben zu den erforderlichen Nachweisen werden im Kapitel 6 Bemessung einer Tiefgründung getätigt.

Tabelle 2: Auszug (5 von 361 Stufen) aus dem Lastkollektiv (RFC) einer WEA

Pos. [-]	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	n [-]	n_{acc} [-]
1	865.53	0.00	176.94	0.00	67323.07	5496.17	3.0E+01	3.0E+01
2	669.22	0.00	176.94	0.00	50148.82	5496.17	3.0E+01	6.0E+01
3	588.92	0.00	176.94	0.00	45340.03	5496.17	1.0E+02	1.6E+02
4	535.38	0.00	176.94	0.00	41905.18	5496.17	7.0E+01	2.3E+02
5	508.61	0.00	176.94	0.00	37783.36	5496.17	3.0E+01	2.6E+02

5 Normen, Standards und Richtlinen

Neben den Spezifikationen der Anlagenhersteller, die sich an

die DIBt-Richtline und/oder die GL-Richtline und/oder an den IEC 61400

orientieren, gilt es, die internationalen Normen, nationalen Anhänge und Standards einzuhalten. Ein Überblick hierzu gibt das beiliegende Literaturverzeichnis.

Ausreichend gute Grundlagen für die Bemessung von Gründungen von Windenergieanlagen sind in Deutschland vorhanden. Insbesondere durch die Schaffung der o. g. DIBt- und GL-Richtlinien und Vorlage des Heftes 439 des DAfStb (CEB-FIB Model Code 1990) hat sich das deutsche Ingenieurwesen auf dem Weltmarkt gut und nachhaltig positioniert. Die Erfahrungen im Ausland zeigen, dass die o. g. Schriften generell die wesentlichen Grundlagen für die Bemessung und Konstruktion sind; in China, Polen oder anderen Ländern.

6 Bemessung einer Tiefgründung

Tiefgründungen von Windenergieanlagen erfolgen i. d. R. auf Kreuz- oder Kreisfundamenten, die im Randbereich durch Pfähle unterstützt werden. Die Anzahl und Anordnung der Pfähle ist wesentlich durch das gewählte Pfahlsystem und dessen Tragfähigkeit bestimmt. Empfohlen ist es, ausgenommen von Gründungen in Erdbebengebieten, geneigte Pfähle vorzusehen.

Am Anfang der Bemessung steht die Wahl des geeigneten statischen Systems, wobei eine Betrachtung am 3D-Gesamtsystem (Fundament und Pfähle) Stand der Technik ist.

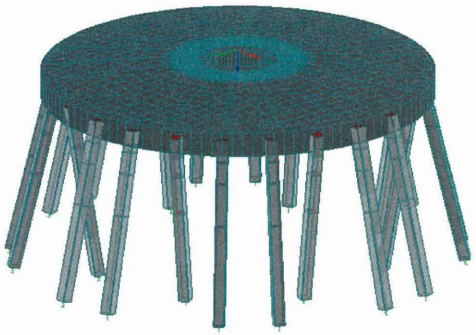


Abbildung 4: Beispiel eines 3D-Gesamtsystems (HCE)

Eine besondere Bedeutung kommt dabei der realitätsnahen Erfassung der standortabhängigen Baugrundverhältnisse und damit der Lagerungsbedingungen der Pfahlgründung zu (seitliche Pfahlbettung und Last-Setzungs-Verhalten der Pfähle). Erfahrungswerte über das Setzungsverhalten der Pfähle aus statischen Probebelastungen sind hier unverzichtbar. Weiterhin werden je nach Berechnungsziel die statischen und dynamischen Baugrundeigenschaften differenziert und ggf. Grenzwertbetrachtungen zur Steifigkeit angestellt.

Die Schnittgrößen werden i. d. R. in einer linearen Berechnung bestimmt. Bei bestimmten Randbedingungen kann auch eine nichtlineare Berechnung erforderlich werden (z. B. bei nicht vorhandener Zugtragfähigkeit). Im Folgenden wird nur auf die erforderlichen Nachweise für die Pfähle eingegangen und die Bemessung der Fundamentplatte an dieser Stelle ausgeklammert.

Zur Sicherstellung der inneren Tragfähigkeit sind folgende Nachweise zu erbringen:

Bemessung für Normalkraft und Biegung (im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Extremlasten und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die quasi-ständigen Lasten)

Bemessung für Querkraft

Nachweise der Ermüdungsfestigkeit für den Beton und den Betonstahl auf Grundlage von Mehrstufenkollektiven oder Markov-Matrizen

Nachweis des Pfahlkopfanschlusses sowie ggf. von Pfahlkupplungen

Zur Sicherstellung der äußeren Tragfähigkeit ist der Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegenüber den Extremlasten zu erbringen. Die axialen Pfahlwiderstände werden durch statische oder dynamische Pfahlprobebelastungen oder auf Grundlage von Erfahrungswerten (EA Pfähle, DIN bzw. landesspezifische Normen) bestimmt. Die Dynamik der Einwirkungen ist dabei zu berücksichtigen. Unter quasi-ständigen Einwirkungen sind Pfahlzuglasten generell auszuschließen.

Eine besondere Bedeutung kommt den Nachweisen der Verformungen zu, die im Falle von WEA-Gründungen über einzuhaltende Federsteifigkeiten zu führen sind, die sich aus den angesetzten Lagerungsbedingungen aus der Turmberechnung definieren. Es handelt

sich hierbei folglich nicht ausschließlich um Nachweise der Gebrauchstauglichkeit, sondern um Bestandteile des Tragfähigkeitsnachweises.

Im Wesentlichen sind die statische und die dynamische Drehfedersteifigkeit nachzuweisen. Entscheidendes Kriterium für die Drehfedersteifigkeit einer Pfahlgründung ist das Last-Setzungs-Verhalten der Pfähle in Verbindung mit der gewählten Pfahlauslastung. Zu berücksichtigen ist hierbei auch die Durchbiegung der Fundamentplatte im Zustand II.

Ferner ist bei einer Pfahlgründung im Gegensatz zu einer Flachgründung immer auch eine ausreichende Horizontalfedersteifigkeit nachzuweisen. Die Horizontalfedersteifigkeit wird neben Größe der seitlichen Pfahlbettung entscheidend durch eine geeignete Wahl der Pfahlneigungen bestimmt. Bei Pfahlgründungen mit ausschließlich Lotpfählen ist die Horizontalfedersteifigkeit besonders kritisch zu prüfen.

In einzelnen Fällen ist anlagen- sowie baugrundbedingt außerdem die Torsionsfedersteifigkeit zu untersuchen.

Zusätzlich zur Drehfedersteifigkeit ist nachzuweisen, dass die Schiefstellung in Folge ungleichmäßiger Setzungen des Baugrundes nicht das in der Turmstatik angesetzte Maß überschreitet. Übliche Werte sind hier 3 mm/m oder eine Setzungsdifferenz der Fundamentaußenkanten von 40 mm.

7 Allgemeine und besondere Einflüsse auf die Bemessungsaufgabe

Im folgenden Kapitel wird eine Auswahl an allgemeinen und besonderen Einflüssen auf die für die Gründungskonstruktion zu lösende Bemessungsaufgabe anhand von nationalen und internationalen Projekten vorgestellt.

Einflüsse und Zwänge ergeben sich im Wesentlichen genehmigungs- und/ oder baugrundbedingt. International ergeben sich diese nicht nur aus den unterschiedlichen landesspezifischen Vorschriften, sondern u. a. auch auf Basis der anderen "Denkweise".

Genehmigungsbedingte Einflüsse – ein Beispiel: Windpark Schlalach

Beispiel 1: Im Windpark Schlalach (Deutschland) war aus wasser- und naturschutzrechtlichen Gründen eine Beeinflussung des natürlichen Wasserhaushaltes ausgeschlossen worden. Der in 2010 errichtete Windpark musste somit ohne Anwendung einer Grundwasserabsenkung realisiert werden. Die Erkundungen ergaben einen Grundwasserspiegel in

Oberkante Gelände. Die Bemessungs- und sich bereits auch in regenreichen Monaten in Teilbereichen eingestellten Grundwasserstände lagen ca. 10 cm über Gelände.

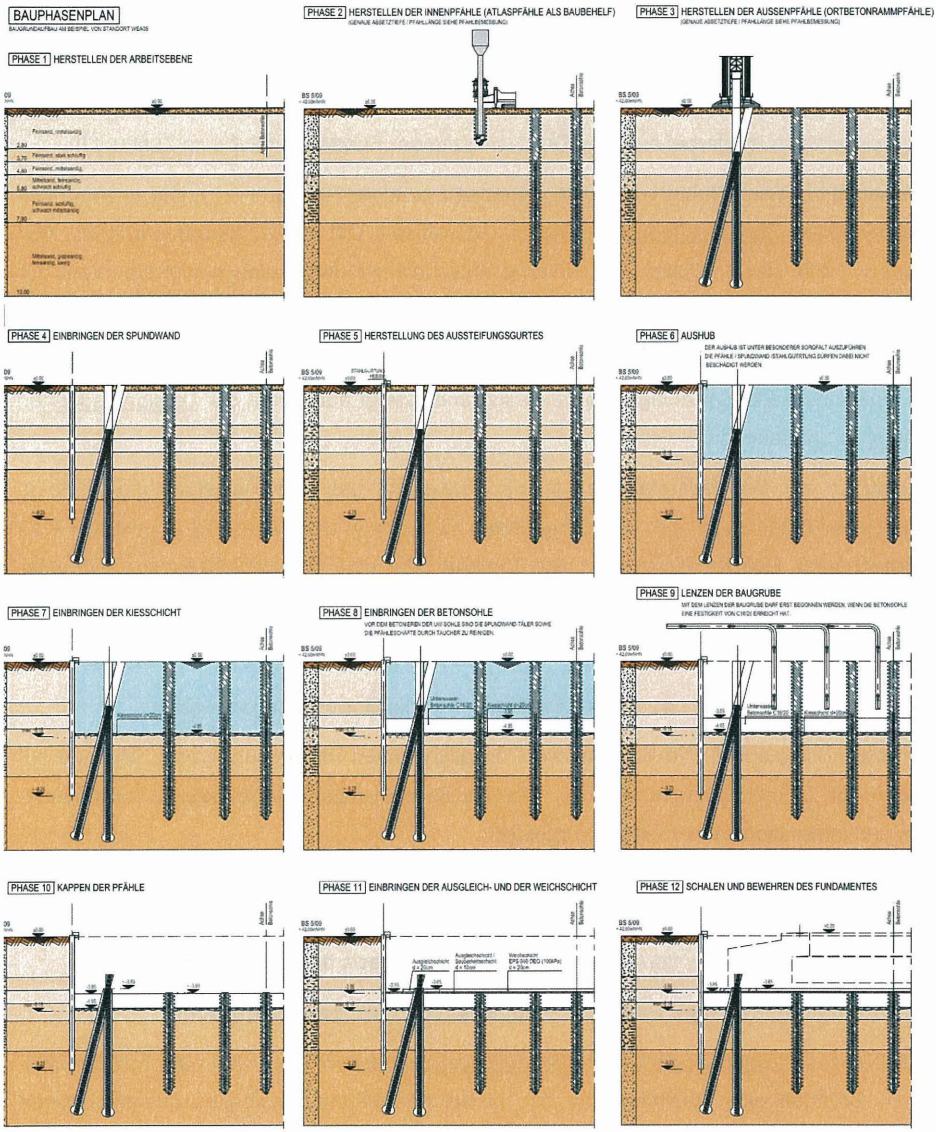


Abbildung 5: Bauphasenplan Gründung WP Schlalach (HCE)

Die Genehmigungsplanung sah neben dem Rammen einer geschlossenen, vertikal abdichtenden und durch einen aussteifenden Stahlbetonringbalken ausgesteifte Spundwandkonstruktion die Ausführung einer Weichgelsohle zur horizontalen Abdichtung vor.

Im Rahmen der Ausführungsplanung erfolgte die Umbemessung im Wesentlichen unter Ansatz einer mit Altas-Pfählen temporär für den Bauzustand rückverankerten Unterwasserbetonsohle. Für das Haupttragwerk wurden Ortbetonrammpfähle, System Franki Pfahl, vorgesehen. Für den Endzustand wurden zur Beherrschung der Steifigkeit des Gesamtsystems die Atlas-Pfähle „ausgeschaltet", was durch Anordnung einer auf der Unterwasserbetonsohle 20 cm mächtigen EPS-Schicht realisiert wurde.

Baugrundbedingte Einflüsse – WP Bremerhaven, Stora Lund (S) und andere

Beispiel 2: In Bremerhaven wurden zwischen 2000 und 2010 zahlreiche Prototypstandorte der neuen Anlagengeneration errichtet und u. a. in 2010 eine Windenergieanlage der 2,5 MW-Klasse mit einer Nabenhöhe von 98 m realisiert. Die Anlage wurde ca. 50 m neben einer bereits bestehenden Windkraftanlage, die zuvor zurückgebaut wurde, errichtet. Anhand der durchgeführten Baugrunderkundung (u.a. Drucksondierung) wurde an dem neu geplanten Prototypstandort bis in einer Tiefe von rd. 15,0 m unter Gelände ein sehr weicher Kleiboden erkundet (Spitzendruck q_c < 1 MN/m²). Erst ab rd. 15,0 m u. GOK wurde der tragfähige Baugrund (Sande, dicht bis sehr dicht gelagert) angetroffen.

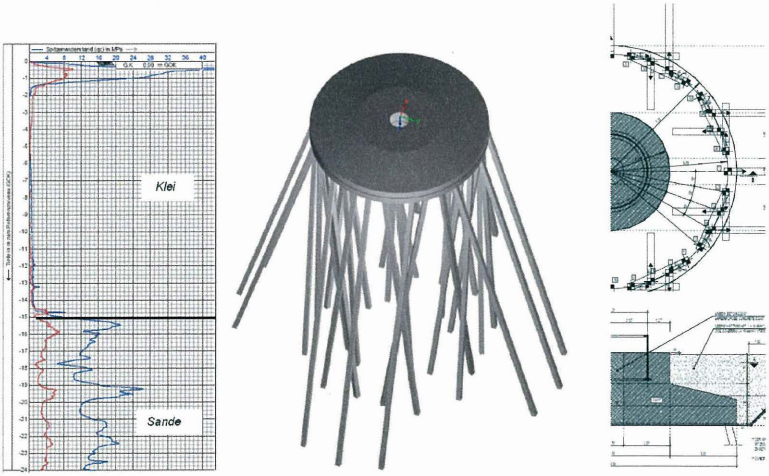


Abbildung 6: CPT / Fundament-Isometrie/ Pfahlanordnung im Grundriss (HCE)

Für die Gründung der Windenergieanlage wurde ein unter Auftrieb stehendes kreisförmiges Fundament (Ø 14,50 m), welches auf 36 Stahlbetonfertigrammpfähle gelagert wurde, (Querschnitt = 40 cm x 40 cm; Länge = 32,0m; einfach gekuppelt) bemessen. Aufgrund der ungünstigen Baugrundsituation musste auf den ersten 15,0 m auf den Ansatz einer seitlichen Pfahlbettung verzichtet werden. Um jedoch insbesondere die einwirkenden Torsionsmomente aus dem Turm sicher in den Baugrund ableiten zu können, wurde eine besondere Pfahlanordnung gewählt (radial, orthogonal und tangential ausgerichtete Pfahlstellungen; Abb. 6). Dabei kamen Pfahlneigungen von 4:1 bis 10:1 zur Ausführung. Die Pfähle wurden in den dichten bis sehr dichten Sanden bei rd. 33,0 m u. GOK abgesetzt. Bei der Pfahlbemessung wurde eine negative Mantelreibung in Ansatz gebracht, da das Gelände im Umfeld der Anlage bedeutend aufgefüllt wurde.

Hervorzuheben ist neben der ungewöhnlichen Pfahlstellung die Beachtung von Bauzuständen. Im vorliegenden Fall waren die in Gründungsebene anstehenden Bodenformationen nicht tragfähig genug, die Belastungen des Frischbetoneigengewichtes sicher aufzunehmen. Als Abhilfe wurden Betonierabschnitte definiert und nachgewiesen. Ferner wurde ein rd. 60 cm starkes Bodenpolster angeordnet.

Beispiel 3: In Hamburg Altenwerder wurden in 2008 die damals größten Windenergieanlagen der Welt errichtet. Die beiden mit je 6 MW Leistung und einer Gesamthöhe von 198 m (140 m Nabenhöhe) ausgelegten Anlagen, wurden je auf 120 Stahlbetonfertigteilrammpfählen vom Typ Centrum Pfahl (Kantenlänge 40 cm) tiefgegründet.

Die geologischen wie auch geometrischen Randbedingungen sind ein klassisches Beispiel für die Wirkung von Zusatzlasten aus Seitenschub, aus Auflast auf Schrägpfähle und negativer Mantelreibung.

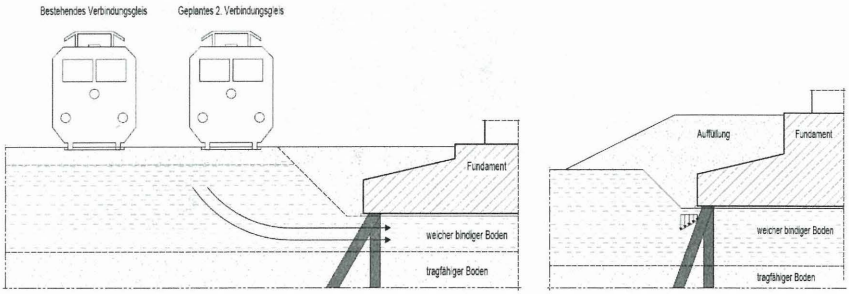


Abbildung 7: Schnittdarstellung Bauwerks- und Lastbildsituation (HCE)

Bekanntlich stehen im Hamburger Hafengebiet bis in größere Tiefen, hier bis ca. 23 m unter Gelände, nicht tragfähige setzungsempfindliche bindige Böden an.

Aufgrund der direkt neben dem Standort vorhandenen Bahngleise sowie der Tatsache, dass in naher Zukunft zusätzliche Gleise für den Schwerlastgüterverkehr realisiert werden sollen, ergab sich im ersten Schritt die Zusatzbelastung aus Seitenschub.

Im zweiten Schritt war an den Pfählen und den senkrechten Rändern des Fundamentkörpers die negative Mantelreibung infolge der Zusatzlast aus Schwerlastgüterverkehr sowie aufgrund der aus den umfangreich vorgesehenen Geländeaufschüttungen resultierenden Geländesetzungen auch die Auflast auf die Schrägpfähle zu berücksichtigen.

Beispiel 4: In einem ausgewiesenen Windpark in Aserbaidschan sollen Windenergieanlagen auf Gittermasttürmen errichtet werden. Die Belastung der Windenergieanlagen ist entsprechend der Windklasse IIA gemäß IEC 61400 anzusetzen. Der Standort liegt ferner in einem seismisch aktiven Gebiet in der Zone 8 gemäß MSK-Skala, was der Erdbebenzone 3 gemäß DIN 4149 vergleichbar ist. Die Turmlasten aus dem Lastfall Erdbeben sind in diesem Fall dimensionierend gegenüber den Extremlasten aus dem Wind.

Der anstehende Baugrund wird unterhalb des Oberbodens überwiegend von mittel- bis ausgeprägt plastischen Tonen (TM / TA) in großer Mächtigkeit gebildet. Die Tone erstrecken sich über den gesamten für die Gründung relevanten Tiefenbereich. Der Ton lässt sich in Schichten unterteilen, die sich in Konsistenz, Festigkeit und z. T. Farbe unterscheiden. Die Konsistenz der einzelnen Schichten variiert zwischen breiig und fest, überwiegend liegt der Boden in einer steifen oder halbfesten Konsistenz vor. Charakteristisch ist, dass die oberste Schicht häufig in halbfester oder gar fester Konsistenz vorliegt, wohingegen die in ca. 10-15 m Tiefe beginnende zweite Schicht in steifer oder gar nur weicher Konsistenz ansteht.

Ferner wurde erkundet, dass sich die Eigenschaften des Tons durch Wasseraufnahme erheblich verändern können. Es wurden sowohl Quelleigenschaften als auch Festigkeitsabnahmen in Folge Wasseraufnahme festgestellt. Während der Erkundungsphase wurde der Grundwasserstand vielerorts im Bereich zwischen 10 und 15 m Tiefe angetroffen, was in etwa mit der Höhenlage des Übergangs von der festeren zur weicheren Konsistenz zusammenkommt. In einigen Bereichen wurde einige Monate später ein bis auf ca. 2-3 m Tiefe angestiegener Wasserstand registriert. Nach einer Probenentnahme wurden erneute Kompressionsversuche durchgeführt, mittels derer festgestellt wurde, dass der Steifemo-

dul sich von ca. 23 MN/m² auf ca. 9 MN/m² reduziert hat. Das Niveau von 9 MN/m² entspricht dabei in etwa den in der unterlagernden Schicht vorhandenen Werten. Die unterlagernde Schicht ähnelt der oberen hinsichtlich der Korn- bzw. Sedimentzusammensetzung, stand jedoch schon zum Zeitpunkt der ersten Erkundungen unter Wasser. Die Schichtgrenze wurde somit vorrangig durch den Wasserstand bestimmt und hat sich gewissermaßen nach oben verlagert.

Darüber hinaus streuen die Bodenparameter nicht nur über die Tiefe sondern auch horizontal über den Bereich der Gründung. Insgesamt kann in Hinblick auf die Vermeidung einer unzulässigen Schiefstellung der Anlage nicht von einer ideal horizontalen Baugrundschichtung ausgegangen werden.

Generell wurde der Schwierigkeitsgrad der Baumaßnahme auch durch die örtliche Gerätetechnik bzw. Denkweise geprägt. So wurden beispielsweise Spitzendrucksondierungen (CPT) in ausreichender Anzahl ausgeführt, diese jedoch in Tiefen zwischen 5 und 8 m bei vergleichsweise geringen Spitzendrücken und Mantelreibungskräften mit dem Hinweis auf die Geräteauslastung abgebrochen. Ein Standard Penetration Test (SPT) wäre verfügbar, die Ergebnisse können aber auf Grund der örtlich üblichen Ausführungsweise nicht mit denen eines SPT-Versuchs gemäß DIN 4094 bzw. ISO 22476-3 gleichgesetzt werden.

Seitens des beauftragten ortansässigen Geologen wurde eine Gründungsempfehlung als Flachgründung ausgesprochen. Auf Grund der Anforderungen aus der Turmstatik hinsichtlich der zulässigen Schiefstellung und der zuvor beschriebenen Baugrundeigenschaften und –unterschiede hat sich durch ergänzende Setzungsberechnungen herausgestellt, dass Flachgründungen an zahlreichen Standorten jedoch nicht ohne Zusatzmaßnahmen möglich sind.

Für diese Standorte erfolgt derzeit die Planung und Herstellung von Probepfählen zwecks Durchführung von Pfahlprobebelastungen, da eine Pfahlbemessung auf Basis von Erfahrungswerten bei den anstehenden Baugrundverhältnissen insbesondere hinsichtlich der Ermittlung des für die Schiefstellung der Anlage relevanten Last-Setzungs-Verhaltens der Pfähle nicht zielführend ist.

Der anstehende Boden zeichnet sich ferner durch einen sehr hohen Salzgehalt aus. Sowohl im Grundwasser als auch im Boden wurden neben sehr hohen Chloridgehalten auch Sulfatgehalte festgestellt, die im Bereich von bzw. sogar oberhalb der Expositionsklasse XA3 angesiedelt sind. Der starke Betonangriff erforderte die Einschaltung eines Beton-

technologen zwecks Erarbeitung einer gutachterlichen Lösung zum Schutz des Konstruktionsbetons.

Der Lage des Bauwerkes in der Erdbebenzone 8 (MSK) wurde u. a. dadurch Rechnung getragen, dass die vier Fundamente unter den Turmfüßen des Gittermastes durch einen Stahlbetonring horizontal kraftschlüssig miteinander gekoppelt wurden.

Beispiel 5: Im Windpark Stora Lund (Schweden) war die Errichtung von drei Windenergieanlagen auf Ortbetonrammpfählen mit ausgerammten Fuß im steifen Ton geplant. Nach unproblematischem Einbringen der Pfähle am ersten Standort zeigte sich am zweiten und dritten Standort, dass die Pfähle beim Rammen zurückfederten und verflüssigter Boden seitlich des Rohres herausquellte. Anschließende, umfangreiche Laboruntersuchungen an der Technischen Universität Hamburg - Harburg (TUHH) ergaben, dass der Ton (bestehend zu rd. 60 % aus glimmerartigem Dreischichtmaterial Illit) mit seinem ungewöhnlich hohem, natürlichen Wassergehalt sehr nahe am Wassergehalt der Fließgrenze liegt. Bei Störung des Bodengefüges z. B. durch Erschütterungen kann der Boden daher abrupt ins Fließen übergehen.

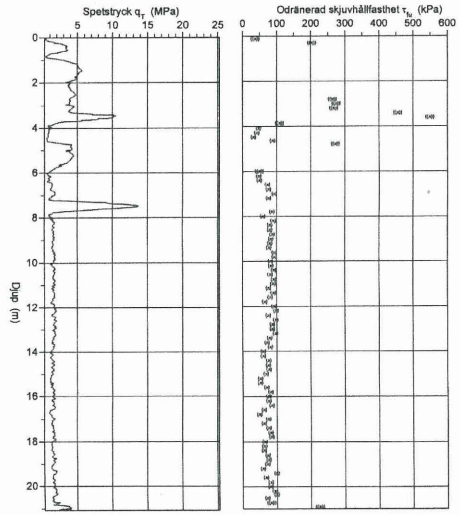


Abbildung 8: links Spitzendruck der CPT, rechts undränierte Scherfestigkeit

Die im Bodengutachten zunächst prognostizierte undränierte Scherfestigkeit zwischen $c_{u,k}$ = 60 N/mm² und 100 N/mm² konnte nach der festgestellten hohen Sensitivität des Tones

nicht mehr angesetzt werden. Eine seitliche Pfahlbettung und Mantelreibung am Pfahl war demnach nahezu nicht mehr bzw. gar nicht mehr vorhanden.

Die Beeinflussung des Bodens durch zyklische Belastungen aus der Windenergieanlage war daher baulich durch eine Vergrößerung der Stabilität auf ein Minimum zu reduzieren. Man entschied sich dazu, das Pfahlsystem auf Großbohrpfähle, mit einem Durchmesser von D = 120 cm umzustellen und die Pfähle auf dem Fels in ca. 40 m Tiefe abzusetzen. Die nun gedanklich nahezu „frei" stehenden Pfähle erhielten aus Stabilitätsuntersuchungen am 3D - Gesamtsystem (z. B. „Knicken" der Pfähle) eine zusätzliche Momentenbeanspruchung pro Pfahl von M = ca. 500 kNm. Das Bohren und Betonieren eines Pfahles während des Winters in Schweden dauerte ca. 24 Stunden.

Am ersten Standort, an dem bereits Rammpfähle mit ausgerammten Fuß mit einer Absetztiefe bei ca. 13 m erstellt wurden, wurden Probebelastungen mit Schwell- und Wechselbeanspruchungen durchgeführt, um die Gefahr einer Bodenverflüssigung dort auszuschließen.

Ergänzend: Die Tiefgründungen der Windenergieanlagen in Schweden erfolgen, wie es auch in Deutschland üblich ist, in der Regel mittels Ramm, Bohr – oder Schraubpfähle. Die Besonderheit bei der Bemessung der Tiefgründung in Schweden ist, dass bei den meisten Standorten der Baugrund von der Geländeoberkante bis zum Felshorizont aus feinkörnigem bindigem Material (z.B. Ton) besteht. Wie bereits zuvor dargelegt liegt der Spitzenwiderstand ab Geländeoberkante bis zum Felshorizont oftmals zwischen ca. 0,1 MN/m² und 1,0 MN/m². Die Lasten werden in diesen Fällen hauptsächlich über den Pfahlfußwiderstand und somit im Fels abgetragen.

Je nach Turmhöhe und Nennleistung der Windenergieanlagen treten gemäß Typenprüfung unterschiedlich hohe Zuglasten in der Fundamentunterkante bzw. in den Pfählen auf, die vom vorgefundenen Baugrund oftmals nicht abgetragen werden können.

Demzufolge werden statisch vereinfachend und abweichend von den Typenprüfungen die Fundamentabmessungen so vergrößert, dass die Zuglasten in den Pfählen reduziert bzw. vollständig überdrückt werden. In den für die Standorte zu erstellenden statischen Berechnungen werden verschiedene Systembetrachtungen angestellt. Dieses u. a. an nichtlinearen Berechnungen am 3D-System unter Annahme von Zugkraftausfall.

Beispiel 6: In der Nähe der Stadt Tianjin, China eröffnet in Kürze einer der weltweit modernsten Wind Energy Technology Center (WETC). Tianjin liegt ca. 120 km südöstlich der Hauptstadt Peking. In diesem Wind Energy Technology Center wurden drei Rotorblattprüfstände als voneinander entkoppelte Tiefgründungen gebaut, mit denen sich die statischen und dynamischen Tests parallel für verschiedene Rotorblattlängen durchführen lassen.

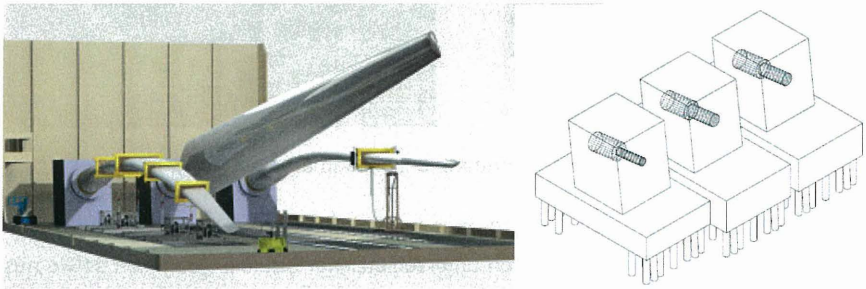


Abbildung 9: Darstellung Rotorblattprüfstände (SGS/HCE)

Die Besonderheit bei der Bemessung dieses Vorhabens lag darin, dass der Baugrund überwiegend aus breiigem bis steifem schluffigen Ton besteht. Erst ab einer Tiefe von ca. 36 bis 37 m unter GOK stehen mitteldicht bis dicht gelagerte Sande an. Die weiteren Bodenparameter können aus folgender Tabelle entnommen werden:

Tabelle 3: Baugrundverhältnisse am Standort der Rotorblattprüfstände

Tiefe		Bezeichnung des Bodens	Konsistenz/Lagerung	$E_{s,stat.}$	$E_{s,dyn.}$
von	bis				
[m u. GOK]	[m u. GOK]	[-]	[-]	[MN/m²]	[MN/m²]
0,0	5,3	schluffiger Ton	weich	5,0	25,0
5,3	16,0	schluffiger Ton	breiig bis weich	2,6	13,0
16,0	19,3	schluffiger Ton	weich	4,8	24,0
19,3	20,3	schluffiger Ton	weich bis steif	9,3	46,5
20,3	37,2	schluffiger Ton	weich	3,3	16,5
37,2	39,0	schluffiger Sand	mitteldicht bis dicht	18,4	55,2

Die Vorbemessung wurde durch ein chinesisches Ingenieurbüro erstellt. Die Teststände sollten ähnlich wie die sonstige Gebäudekonstruktion als schwimmende Gründung auf 15-18 m langen vorgespannten Schleuderbetonpfählen gegründet werden. Ein Grund für die Wahl dieser Pfahllängen war u. a.:

- Die Herstellung von längeren Schleuderbetonpfählen war nur durch Schweißung der Kupplungen möglich, die u. a. unter Ermüdungslasten gem. Standard nicht dimensionierbar waren.





Abbildung 10: Schleuderbetonrammpfahl / Rammarbeiten (SGS/HCE)

Um die Setzungsdifferenzen generell und auch insbesondere zwischen den Teststänaden und der Gebäudekonstruktion, infolge von unterschiedlicher Bauteileigenlasten sowie aus unterschiedlichen Einwirkungen, so gering wie möglich zu halten, wurde das Pfahlsystem unter den Prüfständen auf Bohrpfähle umgestellt und die Pfahlabsetztiefe bis in die tragfähigen Sande geändert. Die sonstige Gebäudekonstruktion (Hallenkonstruktion, Bürotrakt) wurde weiterhin auf Schleuderbetonpfählen, von den Prüfstand- und dazugehörigen Schienenfundamenten entkoppelt, gegründet. Die Setzungsdifferenzen zwischen den o. g. Bauteilen, sprich die Gebrauchstauglichkeit der Gesamtanlage, wurden in mehreren iterativen Setzungsbetrachtungen sowie einer Risikoanalyse untersucht und als vertretbar eingestuft. Die abschließend durchgeführten statischen Probebelastungen rundeten das Nachweiskonzept ab.

Länderspezifische Einflüsse – zwei Beispiele aus der Ukraine und Polen

Beim Bauen im Ausland sind immer auch die örtlichen Vorschriften zu beachten. Während zum Beispiel in Deutschland die windstarken Gegenden in Küstennähe gemäß DIN 4149 keine nennenswerten Erdbebenbeanspruchungen erfahren, müssen in anderen Ländern solche Untersuchungen zusätzlich durchgeführt werden. Dabei gestaltet sich häufig bereits die Literaturbeschaffung als schwierig, da nicht alle örtlichen Normen ins Englische übersetzt werden und nicht fachkundige Übersetzungen oft nicht schlüssig sind.

Beispiel 7: Im aktuellen Fall eines Windparks in der Ukraine musste daher auf einen Aufsatz zum Thema „Probabilistic seismic hazard characterization and design parameters for the sites of the nuclear power plants of Ukraine" von J.B. Savy und W. Foxhall zurückge-

griffen werden. Da die Sicherheitsanforderungen an Nuklearkraftwerke deutlich höher sind als für Windenergieanlagen, liegen die ermittelten Turmlasten im Lastfall Erdbeben auf der sicheren Seite. Für die betrachtete 2,5 MW Anlage mit einer Nabenhöhe von ca. 100 m ergibt sich inklusive der zu berücksichtigenden Windlastfälle:

Tabelle 4: Schnittgrößen mit und ohne Berücksichtigung des LF Erdbeben

NH [m]	Leistung [MW]	LF Erdbeben	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	F_{res} [kN]	M_{res} [kNm]
100	2.50	mit	802	-434	-4082	32413	55805	-9	912	64535
100	2.50	ohne	1062	0	-4058	0	91295	105	1062	91295

Durch Vergleich der ermittelten Lasten mit dem bisher maßgebenden Lastfall ohne Berücksichtigung von Erdbeben wird deutlich, dass der Einfluss aus Erdbeben für Windkraftanlagen in der Regel nicht maßgebend wird (siehe Tabelle 4) . Diese Beobachtung kann anhand von weiteren Projekten in Erdbebengebieten, wie zum Beispiel in China, Bulgarien, Rumänien oder der Türkei bestätigt werden.

Weiterhin ist zu beachten, dass Statische Berechnungen im Ausland selten durch unabhängige Instanzen geprüft werden. Die Verantwortung liegt somit komplett in den Händen des Statikers. Aus formellen Gründen muss dies in der Regel ein bauvorlageberechtigter Ingenieur vor Ort sein. Somit sind Kooperationen nötig und im Rahmen dieser die Anmerkungen bzw. Hinweise der örtlichen Planer zu diskutieren.

Bei dem hier betrachteten Windpark in der Ukraine war zum Beispiel eine Regel bezüglich des maximalen Pfahlabstandes einzuhalten. Dieser durfte, gemäß Aussage des örtlichen Statikers, den Wert von 10 x Pfahldurchmesser nicht überschreiten. Als Konsequenz hieraus musste eine zusätzliche Pfahlreihe unter der Fundamentplatte angeordnet werden.

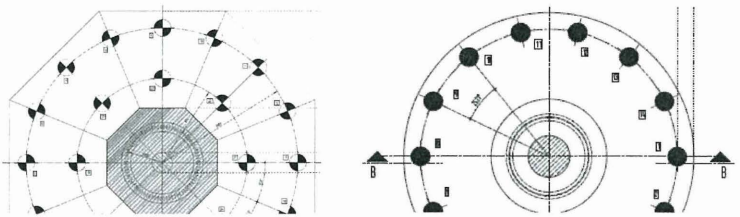


Abbildung 11: Grundriss Fundament mit / ohne zusätzliche Pfahlreihe (HCE)

Dieses ist jedoch gem. den Erfahrungen mit Windenergieanlagen nicht vereinbar, da evtl. Steifigkeitsunterschiede zugunsten der inneren Pfahlreihe ein sogenanntes "Reiten" und somit ein "Aufschaukeln" des Turmes bewirkt. Prämisse: Mit einer Pfahlreihe planen.

Beispiel 8: Der EC (EC2 und EC7) ist in Polen in der Einführungsphase. Der nationale Anhang des EC7 ist existent aber leer. Die Projekte zeigen, dass der PN weiterhin dominierend ist und in 95% der Fälle von den Behörden und Inspektoren als maßgebend vorgegeben wird. In diesem Kapitel werden zwei Themen, die sich von der deutschen und europäischen Normung unterscheiden, behandelt. Beim Nachweis der "klaffende Fuge" bzw. Kippnachweis ist die Bedingung e/B ≤ 0,25 bzw. C/B ≤ 0,25 (e = Exzentrizität; C = Maß "klaffende Fuge"; B = Breite des Fundaments) gem. PN 81/B-3020 einzuhalten.

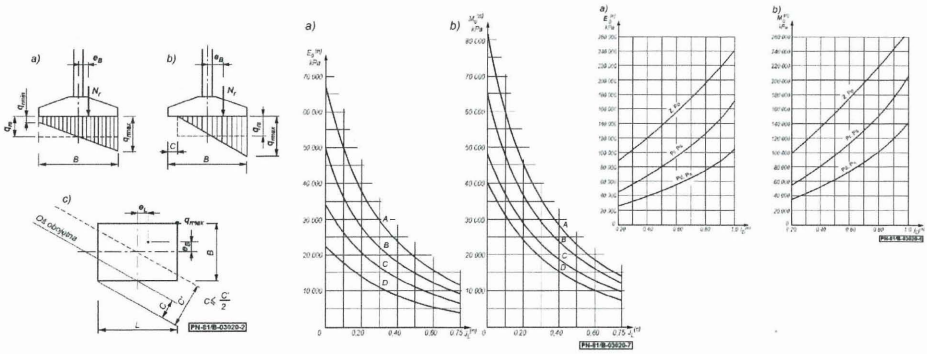


Abbildung 12: Nachweis der "klaffende Fuge" u. Nomogramm nach polnischen Norm (PN)

Die Fundamente der Windenergieanlagen sind dann wesentlich größer und massiger auszuführen, als die nach DIN bzw. EC ausgelegten.

Da die Auslegung des Fundamentdesigns über einen gemäß polnischem Recht anerkannten Ingenieur bzw. Inspektor bei der Behörde eingereicht werden muss, sind auch teilweise konservative Anforderungen des Inspektors zu erfüllen, die das Fundament noch unwirtschaftlicher machen.

Die Ermittlung der für die Bemessung erforderlichen Bodenparameter werden gem. polnischer Norm PN 81/B-3020 über Nomogramme durchgeführt. Dabei werden die nichtbindigen Böden über die Körnung in drei (schluffiger Sand oder Feinsand, Mittel- bis Grobsand, Grobsand und Kies) und die bindigen Böden über die Konsolidierung in vier Kategorien

(konsolidierte "Moräne" Böden, halb konsolidierte Böden, nicht konsolidierte Böden, Ton unabhängig geologischen Ursprungs) eingeteilt. Die o. g. Kategorien werden jeweils mit bezogener Lagerungsdichte I_D bzw. Konsistenzindex I_C kombiniert, um das statische E-Modul für die Bemessung zu ermitteln.

Die Baugrundgutachten in Polen werden hauptsächlich als geologisches Gutachten erstellt, die keine geotechnischen Nachweise sowie keine Gründungsempfehlung über die geplante Konstruktion angeben. Die Festlegung der Gründungsart und die Wahl des Bodenprofiles liegen im Verantwortungsbereich des zuständigen Statikers.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass in Polen im Falle von Flachgründungen unter Auftrieb und/oder mit Baugrundverbesserungsmaßnahmen die Umstellung auf Pfahlgründungskonstruktionen aus wirtschaftlichen Gründen sinnvoll ist.

8 Resultierende Schäden durch unsachgemäße Gründungen

Die Bilder von umgeknickten Türmen und einschl. Gründung gekippten Gesamtkonstruktionen oder von aus der Fundamentkonstruktion "entwurzelten" Türmen sind bekannt, aber sehr selten.

Aus unsachgemäß ausgelegten Gründungen an Windenergieanlagen resultieren jedoch jährlich erhebliche Sanierungskosten.

Schäden an Windenergieanlagenkonstruktionen unterliegen aufgrund der dynamischen Beanspruchung dem Phänomen des "Ongoing-Process", was bedeutet, dass das Schadensbild mit zunehmender Lebensdauer der Anlage überproportional zunimmt.

Selbst leichte Schäden an Fugenkonstruktionen (z. B. zwischen Fundament und Turm) können bei Nichtbehebung binnen kurzer Zeit (ca. 2 bis 6 Jahre gegenüber einer geplanten Lebensdauer von 20 Jahren) die Funktionalität und somit die Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit der Anlage beeinträchtigen, so dass sie vom Netz genommen werden muss.

Das in der Abbildung 13 dargestellte Schadensbild in Form von vom Turm abgeschobenen Betonschollen ist umfassend bekannt und häufig. In der Regel kann das Schadensbild auf eine unsachgemäße oder gar fehlende Fugenauslegung zurückgeführt werden. In nicht seltenen Fällen liegt die Ursache jedoch tiefgreifender.

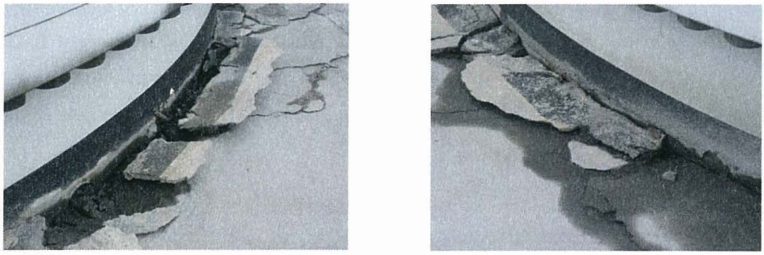


Abbildung 13: Schadhafte WEA im Turmeinspannbereich (HCE)

Die Nichtbeachtung bzw. fehlerhafte Berücksichtigung der erforderlichen Dreh- und/oder Horizontal- und/oder Torsionsfedersteifigkeiten und die somit z. T. erfolgte Fehleinschätzung der Baugrund- und Gründungsverhältnisse führt zwangsläufig zu unplanmäßigen Verformungen und Zusatzbeanspruchungen in der aufgehenden Turm- und Anlagenkonstruktion. Diese unplanmäßigen Lasten und Verformungen führen zu Beeinträchtigungen im Betrieb der Anlage und können in Kombination mit anderen Konstruktionsfehlern zu nahezu irreparablen Schäden im Fundament führen.

Literatur

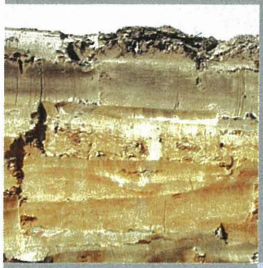
DIBt, Richtlinie für WEA, Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung
DAfStb/ DIBt - Richtlinie für massige Bauteile aus Beton, Ausgabe März 2005,
Germanischer Lloyd, Richtlinie zur Zertifizierung von Windenergieanlage
König, Danielewics, Ermüdungsfestigkeit v. Stahlbeton- u. Spannbetonbauteilen, DAfStb, H. 439
C. Petersen, Stahlbau, Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung, Dynamik, Vieweg
Mueller, BK, Jahrgang 1978 und 1997, Baudynamik – Dynamische Gründungskennwerte
Grünberg, BK, Jahrgang 2006, Turmbauwerke – Gründung turmartiger Bauwerke
DGGT - Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle", Ernst und Sohn Verlag

Autoren

Dipl.-Ing. Thomas Hartwig hartwig@hce-hamburg.de
und S. Brockmann, T. Ladisic, Z. Mahmood, N. Glaesener, T. Baqi, N. Chamoun, alle Dipl.-Ing.

HCE Ingenieurgesellschaft mbH
A member of the HCE Design Group www.hce-design-group.com
Bleicherweg 6, 21073 Hamburg Tel.: 040 43 09 75 25

HCE DESIGN GROUP



Beratung

- Projektentwicklung
- Projektbewertungen
- Baugrundgutachten
- Schadensgutachten



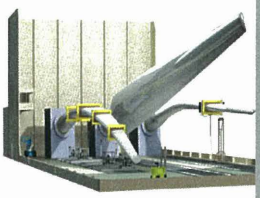
Planung

- Gesamtplanungen
- Statische Berechnungen
- Baudynamik / Fatigue
- Detailauslegungen



Überwachung

- Projektmanagement
- Bauleitung
- Bauüberwachung
- Verifizierung



Entwicklung

- Produktentwicklungen
- Speziallösungen
- Machbarkeitsstudien
- Patente und Gebrauchsmuster

Hartwig Consulting Engineers
HCE Ingenieurgesellschaft mbH
HCE Project Development & Design GmbH

Bleicherweg 6, D-21073 Hamburg
Tel. +49 (40) 43 09 75 25, Fax +49 (40) 43 09 75 26
www.hce-design-group.com

Erfolgreicher Einsatz kabelloser Messtechnik bei der dynamischen Pfahlprüfung von Gründungspfählen von Offshore - Bauwerken

Matthias Schallert, Oswald Klingmüller, Rainer Riecke, Galal Galal

1 Einleitung

Die dynamische Prüfung von Pfählen wird zur Bestimmung der axialen Tragfähigkeit weltweit seit vielen Jahren eingesetzt. Die High-Strain-Methode ist in vielen Ländern in Normung und Richtlinien aufgenommen und gilt als Stand der Technik für die Qualitätssicherung von Pfählen. Durchführung und Auswertemethoden sind für Deutschland in EA-Pfähle (2007) beschrieben.

Während das Monitoring der Rammung von Gründungspfählen onshore, nearshore und von Offshore-Plattformen z.B. der Ölindustrie bereits herkömmliche Praxis ist, stellt die Anwendung der dynamischen Pfahlprüfung bei großen Rammpfählen von Offshore-Windenergieanlagen (WEA) eine neue Herausforderung dar. Diesbezüglich liegen bisher keine Erfahrungen vor. Der Beitrag zeigt, dass die dynamische Pfahlprüfung zukünftig gerade vor dem Hintergrund der Vielzahl bereits genehmigten und in Planung befindlicher Windparks in der deutschen Nord- und Ostsee als einziges wirtschaftliches Messverfahren zur Ermittlung der axialen Tragfähigkeit derartiger Gründungspfähle ein wichtiges und effizientes Instrument der Nachweisführung sein kann.

Die vorherrschende Beanspruchung von Pfählen mit großem Durchmesser (Monopiles) von Offshore-WEA sind Biegemomente aus Horizontalkräften durch Wind, Welle und Strömung, die als Wechsel- oder Schwellbelastungen auftreten. Zusätzlich treten axiale Wechsellasten aus dem Betriebszustand auf, sodass bei Fundamenttypen mit großen Stahlrohrpfählen eine mehraxiale Beanspruchung vorliegt (Achmus et al., 2005). Die Pfähle müssen deshalb durch schwere Rammung in Bodenschichten hoher Lagerungsdichte und ausreichend horizontaler Bettung entsprechend tief eingebracht werden. Bezüglich des tatsächlichen Bodenverhaltens im Betriebszustand von derart großen Offshore-Pfählen liegen bisher ebenfalls nicht ausreichend Erkenntnisse vor (Stahlmann et al., 2005).

Mit der dynamischen Probebelastung wird die axiale Tragfähigkeit derartiger Pfähle in Abhängigkeit der Bodeneigenschaften ermittelt. Dadurch wird auch eine Abschätzung der horizontalen Tragfähigkeit ermöglicht (Kirsch/Klingmüller, 2011). Darüber hinaus ist die genaue Kenntnis der axialen Tragfähigkeit bei diesen Pfählen von großer Bedeutung für die Abschätzung des Einflusses axialer Wechellasten und unter Berücksichtigung des Nachweises ausreichender horizontaler Bettung ebenso für die Bestimmung eines wirtschaftlichen Pfahldesigns. Durch das Monitoring der Rammung lässt sich zudem das Rammsystem für das gegebene Pfahl-Boden-System optimieren.

In den vergangenen Jahren waren bei dieser Messmethode Kabelverbindungen von den einzelnen Sensoren zum Messgerät zur Datenübertragung erforderlich. Seit kurzer Zeit können für diese Anwendung neue kabellose Sensorverbindungen auf der Grundlage der Bluetooth - Übertragungstechnik genutzt werden.

Der Beitrag beschreibt die neue Messtechnik, deren Vorteile, Möglichkeiten und Besonderheiten an einem aktuellen Beispiel, der Gründung von Offshore – Windenergieanlagen in der deutschen Nordsee.

2 Messtechnik

Die für die Messung von Dehnung und Beschleunigung bei dynamischen Probebelastungen erforderlichen Sensoren und Geräte werden seit vielen Jahren von PDI, der Pile Dynamics Inc., Cleveland, Ohio, die Weltmarktführer in diesem speziellen Gebiet ist, hergestellt. Die kontinuierliche Weiterentwicklung von Hard- und Software und die Nutzung neuer Technologien führten zur Möglichkeit der Anwendung kabelloser Sensoren bei der dynamischen Probebelastung mit Datenfernübertragung (GSP mbH, 2009).

Zur Datenerfassung und Steuerung der Messungen mit kabelloser Datenübertragung wurde der Pile Driving Analyzer (PDA), Model PAX, von PDI entwickelt (www.pile.com). Die Dehnungs- und Beschleunigungssensoren haben ihre Identifikations- und Kalibrierdaten gespeichert, die automatisch an das Messgerät übertragen werden (smarte Sensoren). So können Messfehler diesbezüglich ausgeschlossen werden. Die Kommunikation zwischen Sensor und Messgerät basiert auf der Bluetooth - Übertragungstechnik. Es steht eine anwenderfreundliche Software für Installation und Steuerung zur Verfügung.

Vorteil dieser Messtechnik ist, dass auf Kabelverbindungen zwischen den einzelnen Sensoren zum Messgerät verzichtet werden kann. Dies ist insbesondere bei der Überwachung des vollständigen Rammvorgangs von sehr langen Pfählen wesentlich, da die Montage von Sensoren in diesen Fällen eine schwierige Angelegenheit ist und bei Verwendung von Kabeln gewisse Risiken mit sich bringt. Mit der neuen kabellosen Messtechnik werden diese Risiken minimiert bzw. ausgeschlossen.

Bei der Verwendung der herkömmlichen Messtechnik mit Kabeln müssen die Sensoren von einem Mannkorb am Kran in oft schwindelerregender Höhe oder vor der Aufnahme der Pfähle zur Rammung montiert werden. Im ersten Fall ist dies nur bei guten Witterungsbedingungen sicher möglich, die gerade bei offshore - Verhältnissen nicht vorausgesetzt werden können. Störungen des Bauablaufs mit erhöhtem Kostenaufwand sind die Folge. Im zweiten Fall sind insbesondere die Kabel durch die Bewegung der großen Massen mit schwerem Baugerät erheblich gefährdet, da ein ausreichender Schutz vor Beschädigung bei Pfahlaufnahme nicht realisiert werden kann. Beschädigte Kabel führen insbesondere bei Eintritt von Feuchtigkeit zwangsläufig zu fehlerhaften und oft unbrauchbaren Messergebnissen.

Die Bluetooth – Technologie hat sich als Industriestandard in der Elektronikindustrie zur Datenübertragung per Funk auf kurzen Strecken z.B. gegen die Infrarottechnik durchgesetzt. Abhängig von Technologie und Sendeleistung können unterschiedliche Reichweiten erzielt werden. Die Übertragung der Daten erfolgt per Funk mit Hilfe hochfrequenter elektromagnetischer Felder.

Bei der dynamischen Probebelastung mit dem PDA-Modell PAX können die Daten, abhängig von der Existenz störender Konstruktionen wie z.B. Stahl- oder Stahlbetonelementen zwischen Sender und Empfänger, bis zu 100 m kabellos übertragen werden. Die Verbindung wird innerhalb weniger Millisekunden aufgebaut, sodass bei der Pfahlrammung die Messgrößen direkt nach jedem Rammschlag am Messgerät visualisiert und weiter verarbeitet werden können (Abb. 5). Dadurch kann die Überwachung des gesamten Rammvorgangs kabellos realisiert werden. Der Stromverbrauch ist gering, sodass ein akkubetriebenes Messgerät für den ganzen Messtag einsatzfähig ist. Das Messgerät enthält eine 24 bit A/D-Wandlung. Es sind bis zu 40 kHz Abtastrate je Kanal und eine Datengröße von 1K, 2K und 4K möglich. Abb. 1 zeigt die am Pfahl instrumentierte Messtechnik (smarte Sensoren und Radio) und das Messgerät PDA-Modell PAX.

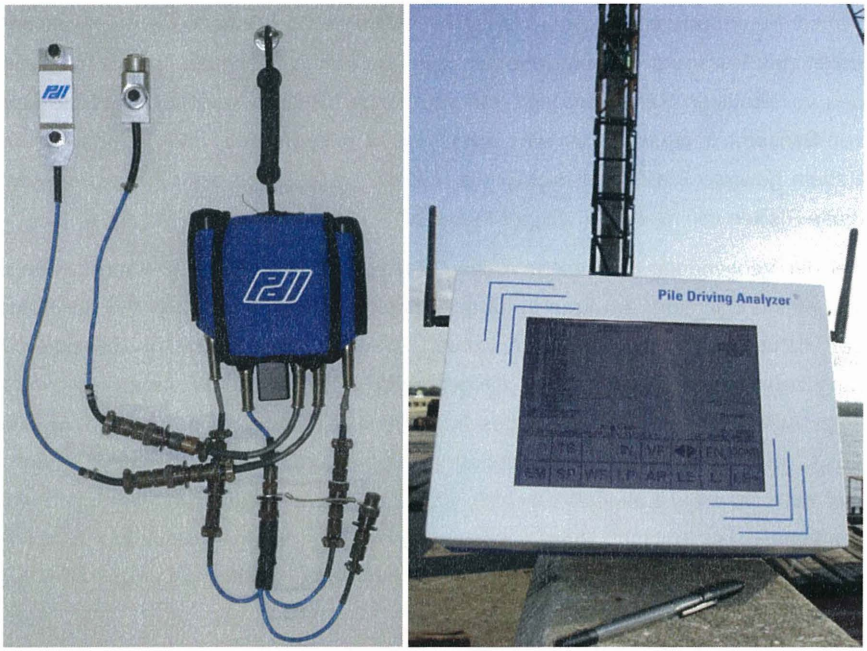


Abbildung 1: Sensoren und Sendeeinheit - Radio am Pfahl (links),
Messgerät mit Empfängereinheit, Pile Driving Analyzer von PDI, Modell PAX

3 Beispiel – Dynamische Pfahlprüfung – Projekt Bard Offshore 1

In der deutschen Nordsee wird in der Ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) seit Anfang 2010 der erste kommerzielle Offshore Windpark BARD Offshore 1 ca. 90 km nordwestlich der Insel Borkum mit 80 Windenergieanlagen (Typ BARD 5.0) und einer Transformatorplattform errichtet. Seit Dezember 2010 wird aus der ersten WEA dieses Windparks Strom ins Netz eingespeist. Bis zu diesem Zeitpunkt wurden bereits 15 WEA von der BARD Building GmbH installiert. Nach Fertigstellung liefert der Windpark eine Nennleistung von 400 Megawatt. Das entspricht einem Verbrauch von ca. 400.000 Mehrpersonenhaushalten (BARD-Gruppe 07.12.2010).

Die Rammung der Gründungspfähle einiger WEA des Windparks und deren axiale Tragfähigkeit werden von der GSP mbH durch dynamische Pfahlprüfung mit der beschriebenen kabellosen Messtechnik überwacht und bestimmt.

3.1 Baugrundverhältnisse

Der Baugrund wurde durch geophysikalische Erkundungen sowie geotechnische Vor- und Haupterkundungen (Bohrungen, Drucksondierungen, Laborversuche) untersucht. Drucksondierungen wurden an jedem WEA-Standort im Windpark durchgeführt. Während der Planungsphase wurden auf Basis der Baugrunduntersuchungen einzelne Standorte der insgesamt 80 WEA zu Baugrundtypen (Bemessungsprofilen) mit unterschiedlichen Eigenschaften zusammengefasst. Die Ergebnisse der Erkundungen zeigten ähnliche Verhältnisse bezüglich der Bodenart, Schichtung und Lagerung für die Mehrzahl der WEA-Standorte im Windpark (ACP GmbH, 2009).

Im Wesentlichen besteht der Baugrund im Windpark im maßgeblichen Einbindebereich der Pfähle unterhalb der marinen Deckschichten aus pleistozänen, eiszeitlich vorbelasteten Fein- und Mittelsanden mit überwiegend dichter bis sehr dichter Lagerung. An einigen WEA-Standorten sind die Sande mit bindigen Schichten (Schluff, Ton) und Grobsanden oder Kiesen durchzogen. Die Einbindelängen der Pfähle variieren in Abhängigkeit des jeweiligen Baugrundtyps. Tabelle 1 zeigt die Klassifikation der Hauptbodenarten (aus Gründungsgutachten, ACP GmbH, 2009).

Bezüglich der axialen Tragfähigkeit der Pfähle enthält das Gründungsgutachten die in Tabelle 2 angegebenen Werte für Mantel- und Spitzenwiderstand im Grenzzustand für diese Bodenarten. Diese prognostizierten Erfahrungswerte sollen durch die dynamischen Probebelastungen überprüft werden.

Tabelle 1: Klassifikation der Hauptbodenarten (ACP GmbH, 2009)

Hauptbodenart	Bodengruppe nach DIN 18 196	Bodenklasse nach DIN 18 300
marine Deckschicht (Feinsand, teils schluffig und tonig)	SE, SU, SU*, ST, ST*	3, teils 2 [2] oder 4 [1]
Sand, teils schluffig locker, mitteldicht, dicht, sehr dicht	SE, SU, SU*	3, teils 4 [1]
Sand, kiesig, Kies Sand + Kies	SW, GW	3, ggf. 5 oder 6 [3]
Sand+Schluff+Ton in Wechsellagerungen	SU, SU*, ST, ST*	4
Schluff	UL, UM, UA, SU*	4, ggf. 2 [2]
Ton	TL, TM, TA ST*	4, ggf. 5 [4] oder 2 [2]

Anm.: [1] bei >15% Anteil an der Korngröße d<0,06 mm
[2] bei flüssiger bis breiiger Beschaffenheit
[3] bei entsprechenden Grobkomponenten
[4] bei ausgeprägt plastischen Tonen

Tabelle 2: Grundwerte für Mantel- und Spitzenwiderstand (ACP GmbH, 2009)

Hauptbodenart/ Lagerungsdichte		Wandreibungswinkel δ in °	Tragfähigkeitsbeiwert N_d in 1	Pfahlspitzendruck q_d im Grenzzustand in MPa	Mantelreibung f im Grenzzustand in kPa
Deckschicht		-	-	-	-
Sand	locker	20	12	2,9	67
	mitteldicht	25	20	4,8	81
	dicht	30	40	9,6	96
	sehr dicht	35	50	12,0	115
Schluff + Sand		20	12	2,9	67
Schluff		15	8	1,9	48
Ton		[1]			

Anm.: [1] Berechnung gemäß API, G.4.2 auf der Grundlage von c_u [R4.02]

3.2 Gründung / Pfahldesign

Die Gründung einer Windenergieanlage (WEA) besteht aus einer Tripile-Struktur mit vertikalen offenen Stahlrohrprofilen. Am Pfahlkopf oberhalb des Meeresspiegels sind diese mit einem Stützkreuz verbunden, auf das der weitere Aufbau erfolgt (Abb. 2).

Bei einer Wassertiefe von ca. 40 m variieren die Pfahllängen zwischen 83 m und 90 m. Der Außendurchmesser beträgt ca. 3 m. Die Wandstärke der Stahlrohre ist über die Länge abgestuft.



Abbildung 2: Windenergieanlagen Typ BARD 5.0 im Windpark BARD Offshore 1

3.3 Pfahlrammung und Monitoring

Drei Pfähle einer WEA werden zur Vorbereitung der Einbringung auf das Arbeitsschiff 'Wind Lift I' geladen. Abb. 3 links zeigt das Arbeitsschiff und rechts ein Foto vom Kopfbereich der Pfähle.



Abbildung 3: Ansicht Pfahlkopfbereich der drei Gründungspfähle einer WEA (rechts) auf der Wind Lift I (links) unmittelbar vor der Rammung

Mit einer speziellen Aufnahmevorrichtung werden die Pfähle nacheinander in eine Pfahlführung (PGF, pile guidance frame) eingestellt und anschließend gerammt. Für die Einbringung der Pfähle wird ein freireitender Rammbär (Menck MHU 1900S) mit einem Gesamtgewicht von 256 t, einer Länge von ca. 21 m inkl. Rammhaube und einer theoretischen Rammenergie von 1900 kNm eingesetzt. Die Rammenergie wird während der Einbringung stufenweise bis auf einen festgelegten Wert gesteigert. Mit dieser hinsichtlich Rammfortschritt und minimaler Vorschädigung der Pfähle optimierten Energie werden die Pfähle auf Endtiefe gebracht.

Unmittelbar vor der Aufnahme der Pfähle für die Rammung wird die in Abschnitt 2 beschriebene Messtechnik mit einer speziell für diesen Anwendungsfall entwickelten Technik am Pfahlschaft montiert. Der Ort der Sensoren an gegenüberliegenden Seiten am Pfahl richtet sich nach den Anforderungen aus der Stoßeinleitung und Wellenausbreitung, der statischen Berechnung der Pfähle und der Geometrie der Aufnahmevorrichtung am Pfahlkopf.

Die einzelnen Arbeitsschritte der Montage der Messtechnik und Pfahleinbringung konnten bisher so optimal aufeinander abgestimmt werden, dass keine nennenswerten Störungen der Abläufe gegeben waren.

Die Dehnungs- und Beschleunigungssensoren werden durch eine Kombination aus Verschraubung und Klebung zuverlässig am Pfahlschaft montiert. Diese Methode wurde von

der GSP mbH entwickelt, bei früheren Messungen unter offshore - Bedingungen getestet und für diesen Anwendungsfall optimiert. Dieses Detail ist im Hinblick auf belastbare Ergebnisse insbesondere bei den offshore - Verhältnissen wesentlich, da eine spätere 'Nachbefestigung' der Sensoren während der Rammung die Abläufe stark stören und zudem hohe Kosten durch zeitlichen und technischen Aufwand verursachen würde. Im Projekt BARD Offshore 1 ist die Möglichkeit der 'Nachbefestigung' gänzlich ausgeschlossen. Es galt also im Vorfeld eine Ankopplung der Messtechnik zur realisieren, die eine zuverlässige Erfassung der Verformungen von bis ca. 1000 µm/m und Beschleunigungen von bis ca. 500 g für mehrere 1000 Rammschläge pro Pfahl gewährleistet.

Für die realisierte Methode sind Bohrungen von im Vergleich zur Wandstärke der Rohre nur wenigen Millimetern Tiefe erforderlich. Durch Berechnungen der BARD Engineering GmbH konnte ein Einfluss dieser Bohrungen auf die Lebensdauer bzw. Schädigung der Pfähle im Vorfeld als vernachlässigbar klein nachgewiesen werden.

Die Sendeeinheiten (Radios) zur Datenübertragung vom Pfahl zum Messgerät werden direkt neben den Sensoren ebenfalls durch Verschraubung und Klebung befestigt und in deren Lage für die Zustände der Montage, der Pfahlaufnahme und der Rammung ausreichend gesichert. Abb. 4 zeigt die Messtechnik für den Zustand während der Montage.

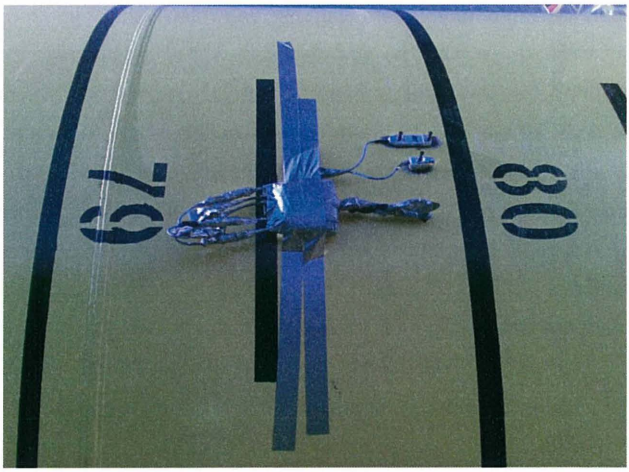


Abbildung 4: Montagezustand: kabellose Messtechnik für dynamische Probebelastung

Durch den beschriebenen Ablauf der Einbringung sind alle drei Pfähle einer WEA zur gleichen Zeit mit Messtechnik instrumentiert. Die maximale Sendezeit der Radios wurde aus diesem Grund durch Akkuerweiterung von 12 Stunden (Standard) auf ca. 30 Stunden erhöht, um für alle drei Pfähle nach deren Aufnahme sicher messbereit zu sein. Das Messgerät lokalisiert also 6 Dehnungs- und 6 Beschleunigungsaufnehmer, wobei durch die Bluetooth - Technologie nur jeweils die 4 Sensoren der jeweiligen Pfahlrammung gezielt angesteuert und abgefragt werden können. Aufgezeichnet werden die Messgrößen jedes einzelnen Rammschlags. Diese sowie daraus abgeleitete Werte werden in Echtzeit auf dem Monitor visualisiert. Auf diese Weise lässt sich der Rammvorgang überwachen und gegebenenfalls optimieren.

3.4 Exemplarische Messergebnisse

Bei der Rammung der Pfähle wird durch die Messung von Dehnung und Beschleunigung bei jedem Rammschlag die tatsächlich eingeleitete Energie und die Spannungen im Pfahl am Messquerschnitt bestimmt und überwacht. Dadurch erhält man erweiterte Rammprotokolle mit Informationen auch über die nach der direkten Methode (CASE-Verfahren) berechneten Tragfähigkeiten in Echtzeit für jeden Rammschlag und über die Tiefe.

Abb. 5 zeigt Ergebnisse, die nach jedem Rammschlag (hier Demo) am Monitor des Messgeräts angezeigt werden. Es sind die aus den Messwerten bestimmten Zeitverläufe der Kraft (rote Kurve) und Geschwindigkeit (blaue kurve) dargestellt. Die Maximalwerte, FMX für die Kraft und VMX für die Geschwindigkeit, sind links oben im Bild dargestellt. Zusätzlich sind daraus abgeleitete Größen wie max. Druckspannung (CSX), max. Zugspannung (TSX), eingeleitete Energie (EMX), max. Verschiebung am Pfahlkopf (DMX) und nach der CASE-Methode ermittelte Tragfähigkeiten für angenommene CASE-Dämpfungsfaktoren von 0,4 (RX4) und 0,8 (RX8) angegeben. Der untere linke Bereich im Bild zeigt Informationen über Pfahlgeometrie (Länge LE, Querschnittsfläche AR, aktuelle Einbindung im Boden LP) und Pfahlmaterial (E-Modul EM, spezifisches Gewicht SP, Wellengeschwindigkeit WS, WC). Es ist eine Vielzahl weiterer aus der Messung abgeleiteter Parameter an dieser Stelle darstellbar.

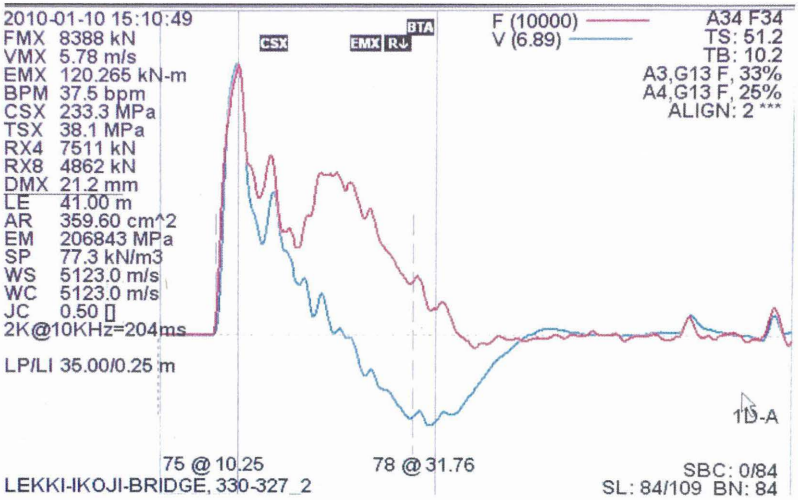


Abbildung 5: Demo für die je Rammschlag am Messgerät angezeigten Parameter, Kraft- und Geschwindigkeitszeitverlauf am Pfahlkopf, Maximalwerte und abgeleitete Größen

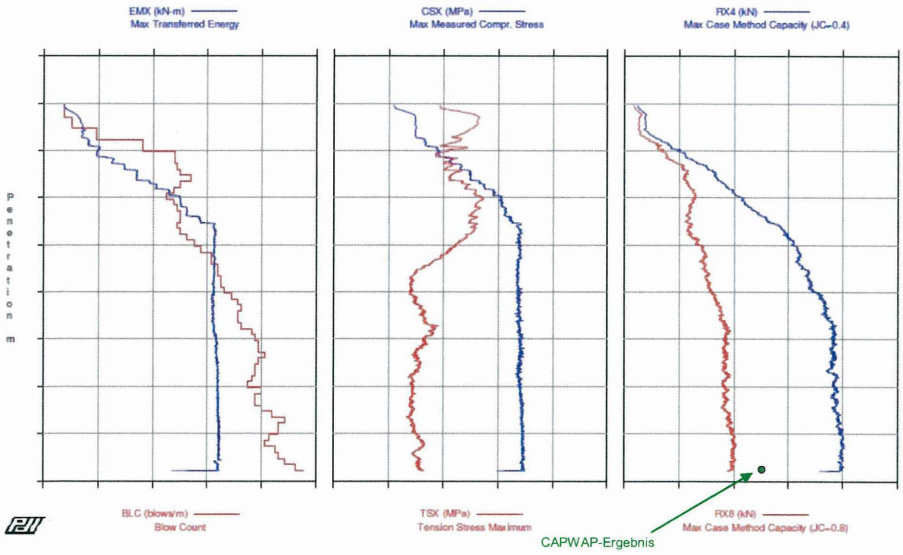


Abbildung 6: Exemplarische Ergebnisse der messtechnischen Überwachung des Rammvorgangs eines Pfahls im Windpark BARD Offshore 1

Abb. 6 zeigt exemplarisch diese Ergebnisse für die Überwachung der Rammung von allen Rammschlägen eines Gründungspfahls im Windpark BARD Offshore 1, qualitativ aufgetragen über die Rammstrecke. Im Diagramm links sind die in den Pfahl eingeleitete Rammenergie (EMX in kNm) und die Schlagzahl pro Meter Eindringung dargestellt. Die mittlere Grafik zeigt die maximalen Druck- (CSX in MPa) und Zugspannungen (TSX in MPa) in der Messebene am Pfahlkopf. Im rechten Diagramm ist die nach der CASE-Methode ermittelte Tragfähigkeit RX4 und RX8 in kN aufgetragen.

Zum Nachweis der aktivierten statischen axialen Tragfähigkeit werden die an den Stahlrohren mit der High-Strain-Methode durchgeführten Stoßprüfungen nach dem erweiterten CAPWAP-Verfahren (CASE Pile Wave Analysis Program) mit Systemidentifikation ausgewertet. Je Pfahl wird dazu ein Pfahl-Boden-Modell erstellt und zunächst einer der letzten Schläge der Rammung (Endtiefe) für die Auswertung verwendet. Durch die Anwendung der eindimensionalen Wellentheorie wird die Pfahltragfähigkeit dabei getrennt nach Mantel- und Spitzenwiderstand bestimmt. Es werden weiterhin die Verteilung des Mantelwiderstands über die Einbindetiefe und eine rechnerische Last-Setzungslinie bestimmt.

Abb. 7 zeigt die Verteilung des durch CAPWAP-Analyse ermittelten Mantelwiderstands exemplarisch als Mittelwert von 3 Pfählen für einen WEA-Standort. Der Sondierspitzenwiderstand der Drucksondierung ist zum Vergleich gegenübergestellt, der an diesem Standort ab einer Tiefe von ca. 30 m über 60 MN/m² beträgt.

Die durch CAPWAP-Analyse ermittelten axialen Tragfähigkeiten zum Zeitpunkt am Ende der Rammung variieren in Abhängigkeit der Baugrundeigenschaften und liegen nach den bisherigen Messungen im Allgemeinen in der Größenordnung der im Vorfeld prognostizierten Grenztragfähigkeiten. In einzelnen Fällen wurden an Standorten mit reinen Sandprofilen deutlich höhere axiale Tragfähigkeiten im Vergleich zur Prognose bestimmt. Mit Ergebnissen weiterer CAPWAP-Analysen bei verschiedenen Einbindetiefen und unter Berücksichtigung der mehraxialen Belastung, d.h. einer ausreichenden horizontalen Tragfähigkeit, wird deshalb eine mögliche Optimierung des Pfahldesigns für zukünftige WEA-Standorte bei vergleichbaren Baugrundeigenschaften geprüft. Dies kann eine erhebliche Kosteneinsparung zur Folge haben.

Zusätzlich lassen sich für die mit der CAPWAP-Analyse ausgewerteten Schläge in jeder gewünschten Tiefe die maximalen Spannungen im Pfahl angeben. Dadurch kann die Ausnutzung der zulässigen Spannungen und mit der entsprechenden Lastwechselzahl bei

der Rammung die Vorschädigung der Pfähle durch Ermüdungsberechnung bestimmt werden. Die dynamische Pfahlprüfung liefert somit einen wesentlichen Beitrag zur zuverlässigen Lebensdaueranalyse.

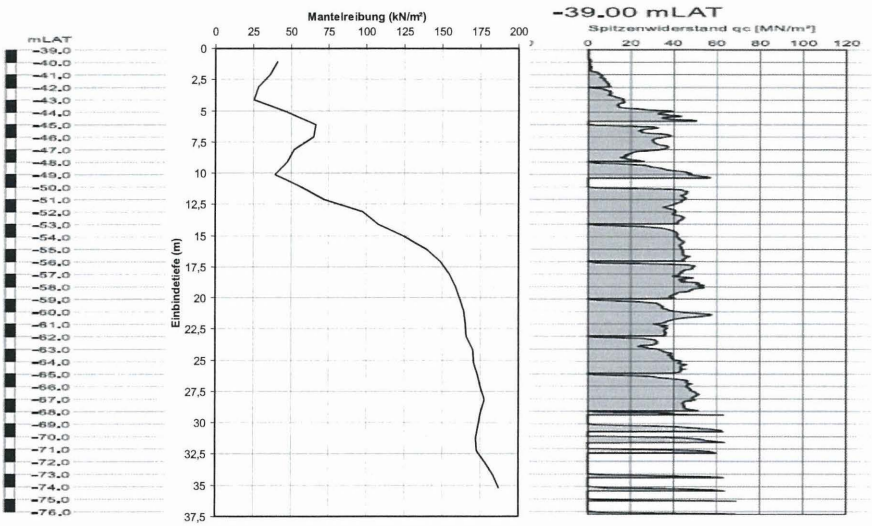


Abbildung 7: Verteilung Mantelwiderstand,
Vergleich mit Sondierspitzenwiderstand am gleichen Standort

3.5 Diskussion der Messergebnisse

Die bisherigen Ergebnisse zeigen, dass mit der beschriebenen neuen Messtechnik sinnvolle und wesentliche Ergebnisse mit Potential zu technischen und wirtschaftlichen Optimierungen erzielt werden können.

Bei den CAPWAP-Analysen wurden bestmögliche Angleichungen (minimale Abweichung) zwischen Berechnung und Messung bestimmt. Die Zeitverläufe des gerechneten und des gemessenen Pfahlverhaltens (Kraft und Geschwindigkeit) sind nahezu deckungsgleich. Die Modelle können somit das tatsächliche axiale Pfahlverhalten zuverlässig abbilden.

Aufgrund des bei Stahlrohrpfählen mit großem Durchmesser vorherrschenden horizontalen Anteils der mehraxialen Belastung, des zyklischen Charakters der Belastung und noch fehlender abgesicherter Berechnungsverfahren für solche Monopiles kommt der dynami-

schen Probebelastung eine zusätzliche Bedeutung im Hinblick auf eine mögliche Übertragung der aus Messung bestimmten axialen Tragfähigkeit auf die von der Tiefe, der Bodenart und des Pfahldurchmessers abhängige horizontale Tragfähigkeit zu. Voraussetzung für einen ausreichend horizontalen Bodenwiderstand ist eine entsprechend tiefe Einbringung der Monopiles in Böden hoher Lagerungsdichte durch schwere Rammung.

Ansätze zur Berücksichtigung der zyklischen Belastung von Monopiles für Offshore-WEA sind derzeit Gegenstand der Forschung und werden z.B. von Kirsch und Richter (2011) zur Bestimmung des Einflusses auf die axiale Tragfähigkeit oder von Achmus et al. (2005) auf die horizontale Tragfähigkeit diskutiert.

Ein möglicher Ansatz zur Übertragung der Ergebnisse dynamischer Probebelastungen auf die horizontale Tragfähigkeit von Monopiles beschreiben Kirsch und Klingmüller (2011) mit beispielhaften Ergebnissen. Danach kann bei einer zuverlässigen Bestimmung des axialen Mantelwiderstands durch die CAPWAP-Analyse und der damit verbundenen Verifizierung bodenmechanischer Kenngrößen zusätzlich durch die Bestimmung bilinearer p-y-Kurven (p – horizontale Bodenreaktionskraft, y – zugehörige horizontale Verschiebung) eine Basis zur Abschätzung des horizontalen Bodenwiderstands gegeben werden. Voraussetzung dafür ist eine optimale Messdatenqualität durch u.a. die beschriebene Sensormontage und eine zuverlässige durch Plausibilitätsprüfung abgesicherte CAPWAP-Analyse.

Aus dieser resultiert die aktivierte Mantelreibung ($R_{ult,i}$ – Widerstand der Bodenschicht i der Dicke 1m) und die zugehörige axiale Verschiebung (q_i – quake in der Bodenschicht i). Daraus folgt die vom Schubmodul abhängige axiale Steifigkeit k_s

$$k_s = \frac{R_{ult,i}}{q_i} .$$

Die horizontale Steifigkeit ist abhängig vom Elastizitätsmodul. Mit einem Ansatz von Cooke (1974) kann durch weitere Berechnungsschritte und Umformungen unter Berücksichtigung des CAPWAP- Modells für die Mantelreibung auf die horizontale Steifigkeit k_h geschlossen werden:

$$k_h = \frac{k_s}{4 \cdot \pi \cdot r_0} \cdot \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \cdot \frac{2 \cdot (1-\nu^2)}{1-\nu-2 \cdot \nu^2}$$

$r_m = 2{,}5 \cdot L \cdot (1-\nu)$,

r_0 = Pfahlradius,

L = Längeneinheit des Pfahlelements,

ν = Poissonzahl.

Dies ermöglicht die Verifizierung prognostizierter horizontaler Bodenwiderstände auf der Basis von Messungen am konkreten Standort.

4 Sicherheitskonzept

Im beschriebenen Beispiel ist eine Nachweisführung nach DIN 1054:2005 vorgesehen. Danach kann der Nachweis der äußeren axialen Tragfähigkeit der Pfähle auf der Basis von dynamischen Pfahlprobebelastungen erbracht werden. Die Widerstandsfaktoren und Streuungsfaktoren für statische Probebelastungen werden auch für dynamische Probebelastungen verwendet, wenn doppelt so viele Pfähle geprüft werden.

DIN 1054:2005 geht davon aus, dass die Gleichwertigkeit von dynamischen mit statischen Probebelastungen nachgewiesen wird. Je nachdem, ob dies durch den direkten Vergleich bei derselben oder an einer vergleichbaren Baumaßnahme oder durch Vergleich des Ergebnisses einer dynamischen mit einer statischen Probebelastung aufgrund von Erfahrungswerten geschieht, sind die Korrelationsfaktoren mit unterschiedlichen Zuschlägen zu versehen. Die höchsten Zuschläge sind im zuletzt genannten Fall anzuwenden.

Der EC7 verlangt die Kalibrierung der Ergebnisse der dynamischen an statischen Probebelastungen an vergleichbaren Pfählen in vergleichbarem Boden. Eine Kalibrierung durch Plausibilitätsbetrachtungen und Erfahrungswerte wie in DIN 1054-2005 ist nicht vorgesehen.

Durch die Neufassung der DIN 1054 als Nationales Anwendungsdokument für die Einführung des EC7 in Deutschland wird das Konzept der DIN 1054-2005 auch weiterhin zugelassen. Allerdings würde der Fall, dass keine statischen Probebelastungen zur Kalibrierung vorliegen, zu einer erheblichen Erhöhung der erforderlichen Widerstandsfaktoren führen. Dies ist für Stahlpfähle, die in dicht gelagerte Sande gerammt werden, nicht gerechtfertigt.

Bei Offshorerammpfählen mit Widerständen bis 100 MN ist die Durchführung einer statischen Probebelastung nicht möglich.

Deswegen wird vorgeschlagen, die Äquivalenz statischer und dynamischer Probebelastungen für gerammte Stahlpfähle im Sand anzunehmen und insofern den Zuschlag zum Korrelationsfaktor so zu wählen, als ob eine Kalibrierung durchgeführt wurde. Unterstützt wird dieser Vorschlag auch durch die nur sehr geringen Streuungen (Variationskoeffizienten < 0,05) der aktivierten statischen Tragfähigkeiten bei der je WEA-Standort durchgeführten maximalen Anzahl (n=3) dynamischer Probebelastungen.

Nicht geregelt ist in der Normung, wie zu verfahren ist, wenn bei der Tragfähigkeitsermittlung die dynamische Probebelastung mit vollständiger Modellbildung mit der Auswertung großer Rammberichte durch Wellengleichungsberechnungen kombiniert wird. Die Vorgehensweise bei Wellengleichungsberechnungen von Offshore-Monopiles mit dem Programm GRLWEAP ist z.B. in Rausche/Klingmüller (2005) gegeben.

Für diesen Fall kann in Anlehnung an das von AASHTO (American Association of State Highway and Transport Organisations, USA) vorgelegte LRFD - Konzept (Load and Resistance Factor Design) verfahren werden.

5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Der Beitrag beschreibt den erfolgreichen Einsatz neuer kabelloser Messtechnik bei der dynamischen Pfahlprüfung von gerammten Stahlrohrpfählen am Beispiel des Windparks BARD Offshore 1. Der wesentliche Vorteil der kabellosen Messtechnik auf Basis der Bluetooth - Übertragungstechnik ist vor allem die zuverlässige Messgrößenerfassung bei sehr langen Pfählen durch Vermeidung von kabelbedingten Messfehlern. Es wurde eine spezielle Methode der Sensorbefestigung entwickelt und erfolgreich angewendet.

Darüber hinaus wurde gezeigt, dass mit der dynamischen Probebelastung an Gründungspfählen von Offshore – Bauwerken und durch die Modellbildung mit dem CAPWAP-Verfahren bei zuverlässiger Datenerfassung wesentliche Ergebnisse zur Verfügung gestellt werden können, die über die Standardauswertung beispielsweise bei Ortbetonpfählen onshore hinaus gehen.

Diese Art der Qualitätssicherung ermöglicht ein frühzeitiges Erkennen von Abweichungen zur Planung und die Optimierung der Rammeinrichtung in Bezug auf die tatsächlichen Pfahl-Boden-Verhältnisse. Hinsichtlich der erforderlichen Lebensdaueranalyse liefert die

Ermittlung der Spannungen im Pfahl wesentliche Eingangswerte für die Berechnung der Vorschädigung durch die Herstellung.

In Bezug auf die geforderten Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise kann die Sicherheit bezüglich der Interpretation des Bodenverhaltens aus Bodenaufschlüssen durch die dynamischen Messungen und den daraus ableitbaren Größen erhöht werden.

Die dynamische Pfahlprüfung ist als Instrument der Nachweisführung für die axiale Tragfähigkeit eine effiziente Methode und stellt für Stahlrohrpfähle mit großem Durchmesser (Monopiles) im Offshorebereich die einzige technisch und wirtschaftlich durchführbare messtechnische Lösung diesbezüglich dar. Darüber hinaus können mit zuverlässigen CAPWAP-Analysen Grundlagen zur Abschätzung der horizontalen Tragfähigkeit gegeben werden.

Literatur

Achmus, M.; Abdel-Rahman, K.; Peralta, P. (2005): *Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopiles für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen*, Pfahl - Symposium 2005, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft Nr. 80.

ACP GmbH (2009): *Baugrundhauptuntersuchungsbericht und Baugrund- und Gründungsgutachten BARD Offshore 1, Teilbericht: Windenergieanlagen, A06/001/08.2.01,* vom 26.03.2009, ACP Grundbauplanung Prof. Achmus + CRP Planungsgesellschaft für Grundbau mbH, Hannover

BARD-Gruppe, Pressemitteilung vom 07.12.2010, *Erster Hochsee-Windstrom aus „BARD Offshore 1", Fünfzehnte Windkraftanlage im Projektfeld installiert*, www.bard-offshore.de.

Cooke, R. W. (1974): *The settlement of friction pile foundations*. in: Proc. Conf. Tall Buildings, Kuala Lumpur, Vol. 3, S. 1–16.

DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2007): *Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle)*, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

DIN 1054-2005: *Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.*

GSP mbH (2009): *Neue Entwicklungen für dynamische Pfahlprüfungen*, Messtechnik im Bauwesen 1/2009, Ernst & Sohn, Berlin.

Kirsch, F.; Klingmüller, O. (2011): *Driving of Foundation Piles for Offshore Wind Turbines*, als geotechnischer Spezialbericht zur Veröffentlichung vorgesehen für ASCE Geoinstitute.

Kirsch, F.; Richter, T. (2011): *Ein einfaches Näherungsverfahren zur Prognose des axial-zyklischen Tragverhaltens von Pfählen*, Bautechnik.

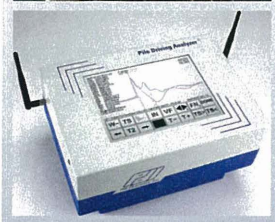
Rausche, F.; Klingmüller, O. (2005): *Rammbarkeitsuntersuchung für Offshore-Monopiles von Windenergieanlagen*, Pfahl - Symposium 2005, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft Nr. 80.

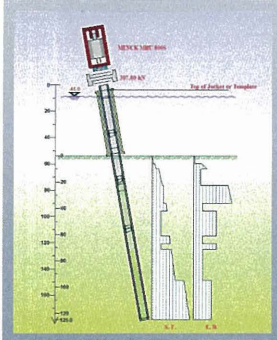
Stahlmann, J.; Kluge, K.; Gattermann, J. (2005): *Dynamisch beanspruchte Monopile-Gründungen im Sand,* Pfahl - Symposium 2005, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft Nr. 80.

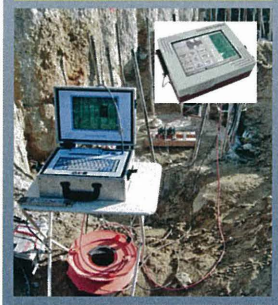
Autoren

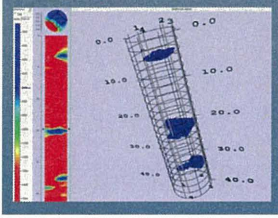
Dr.-Ing. Matthias Schallert	ms@gsp-mannheim.de
Dr.-Ing. Oswald Klingmüller	ok.@gsp-mannheim.de
GSP - Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen	
und dynamische Prüfmethoden mbH, Mannheim	www.gsp-mannheim.de
Steubenstraße 46, 68163 Mannheim	Tel.: 0621 33 13 61
Dipl.-Geol. Rainer Riecke	Rainer.Riecke@bard-engineering.de
BARD Engineering GmbH, NL Bremen	www.Bard-Offshore.de
Otto-Lilienthal-Str. 21, 28199 Bremen	Tel.: 0421 59 660 400
Dr.-Ing. Galal Galal	Galal.Galal@Bard-Offshore.de
BARD Engineering GmbH, Emden	www.Bard-Offshore.de
Am Freihafen 1, 26725 Emden	Tel.: 04921 39 44 00 100











GSP

Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethoden mbH

- **Beratung bei Pfahlgründungen**
  Sicherheitskonzepte bei statischen und dynamischen Probebelastungen
- **Dynamische Pfahlprobebelastungen**
  Rammpfähle – **On- und Offshore**
  Ortbetonpfähle
  Kleinbohrpfähle – Duktilpfähle
- **Rammbarkeits - Berechnungen – WEAP**
  Optimierung Pfahl und Ramme
  Monopiles für Windenergieanlagen
- **Dynamische Integritätsprüfungen**
  Hammerschlag und Ultraschall (CSL)

- Erschütterungsüberwachung von Baustellen nach DIN 4150, Teil 2 und 3
- Erschütterungsüberwachungen von empfindlichen Anlagen
- Beratung bei Sonderproblemen der Baudynamik

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller
von der Industrie- und Handelskammer Rhein-Neckar
öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger
für Schwingungen und Erschütterungen

Repräsentant von Pile Dynamics Inc. im deutschsprachigen Raum

Steubenstraße 46 · 68163 Mannheim
Tel: 0621 / 33 13 61 · Fax: 0621 / 34 35 8
E-Mail: info@gsp-mannheim.de
Internet www.gsp-mannheim.de

Zur Auswertung dynamischer Messungen an großen offenen Stahlrohrpfählen

Frank Rausche, Garland Likins und Oswald Klingmüller

Zusammenfassung

Für die Gründung von immer mehr und teureren Bauvorhaben werden besonders im Nearshore und Offshore Bereich häufig offene Stahlrohrpfähle gerammt. Aus wirtschaftlichen Gründen werden die Durchmesser immer größer.

(a) Dabei kommt es dann zu zwei grundsätzlichen Fragestellungen.in der geotechnischen Planung: können die Gebrauchslasten mit ausreichender Sicherheit und mit annehmbaren Setzungen in den Boden übertragen werden?

(b) bei der Planung, kann das Rohr wirtschaftlich und ohne Schäden gerammt werden?

Die erste Frage muss über dynamische Messungen am Pfahl während der Rammung und sofortiger Inversionsrechnung (z.B. CAPWAP) nach der Rammung an Ort und Stelle behandelt werden. Besonders wenn es zu einer teilweisen PfropfenAbbildungung kommt, muss dann bei der Berechnung ein realistisches Bodenmodell für die dynamische Lastabtragung am Pfahlfuß gefunden werden.

Die zweite Frage wird mit einer Wellengleichungsanalyse beantwortet.

Dieser Beitrag beschreibt mehrere Fallstudien im internationalen Hafenbau und bei der Installation von Offshore Energieanlagen. Dabei wurden dynamische Messungen während des Rammens durchgeführt und ausgewertet. Der Vorgang bei der Ermittlung der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der PfropfenAbbildungung und/oder der inneren und äußeren Mantelreibung am Rohr wird an Hand dieser Beispiele beschrieben. Auf Grund dieser Erfahrungen werden dann Empfehlungen für die verschiedenen Komponenten des dynamischen Bodenmodells gemacht.

1. Einleitung

Stahlrohrpfähle mit Durchmessern bis zu 4 m kamen bereits in den 70ger Jahren im Offshore Bereich zur Verwendung (Abbildung 1). Als Einzelpfähle in der Windenergieindustrie können die Durchmesser etwa 2 mal so groß werden und wegen hoher Biegemomente ergeben sich dabei auch sehr grosse Wandstärken. Als Alternative zu Fangedämmen aus einzelnen Spundwandbohlen sollen jetzt sogar Rohre mit 20 m Durchmesser in den Boden gerüttelt werden.

Dynamische Messungen beim Rammen und (Simulations-)Berechnungen des Rammvorganges sind bei diesen Pfahlabmessungen von entscheidender Bedeutung, weil (a) die Auswahl von geeigneten Rammgeräten unnötige und hohe Kosten vermeiden kann und (b) weil die dynamische Messung (in den meisten Fällen mit einem Pile Driving Analyzer® aufgenommen und verarbeitet) die einzige Möglichkeit einer eine wirtschaftlich erschwingliche Probebelastung darstellt und auch wertvolle Ergebnisse für spätere Pfahlbemessungen und Rammarbeiten liefert.

Zur Arbeitsvorbereitung von Rammarbeiten steht das Wellengleichungsverfahren (z.B. GRLWEAP) zur Verfügung (Rausche und Klingmüller, 2005), zur Auswertung von dynamischen Messungen das CAPWAP® Program (Pile Dynamics, 2006). Beide Methoden haben als Grundlage für die dynamische Bodenwiderstandsmessung im dynamischen Belastungsfall das Smithsche Bodenmodell. Dabei werden die Bodenwiderstandskräfte als Funktion der Pfahlbewegung in der Pfahl-Bodenfuge angenommen (Abbildung 2, links).

Während das Smith-Modell meist zufriedenstellende Ergebnisse bei der Simulierung des Rammvorgangs mit der Wellengleichung liefert, zeigt es sich aber bei der Auswertung von Messungen, dass dieses sehr vereinfachte Modell erweitert werden muss, damit es die tatsächlichen Gegebenheiten besser darstellen kann. Die für die Messungen an Rohrpfählen wichtigen Modellerweiterungen sind dabei die Berücksichtigung von Restspannungen, die am Ende des Rammschlages im Pfahl und Boden verbleiben, der Trägheit der Pfropfenmasse und der Bewegung des den Pfahl umgebenden Bodens. Die Restspannungen werden im GRLWEAP und CAPWAP Programm durch wiederholte Schlagsimulierungen iterativ berechnet. Die Trägheitskraft des Pfropfens wird als Produkt von Pfahlbeschleunigung und Pfropfenmasse (mp) berechnet, während die

Bodenbewegung mit Hilfe zusätzlicher Dämpfer (Sk, Bt) und Bodenmassen (ms, mt) dargestellt (Abbildung 2 rechts). Durch die Berücksichtigung der Bodenbewegung wird erklärt, warum der statische Bodenwiderstandsteil abnehmen kann (wenn der Boden praktisch ausweicht), obwohl sich der Pfahl weiterhin nach unten bewegt. Am Mantel erklärt sich das aus der Abstrahlungsdämpfung im und unter dem Rohr mit der Pfropfenbewegung. Das einfache Smith-Modell sieht nicht vor, dass der statische Widerstand bei positiven Geschwindigkeiten abnehmen kann.



Abbildung 1: Rohrpfahl von 3660 mm Durchmesser vor der Rammung

Pfähle mit großem, d.h. mit mehr als 1,5 m Durchmesser können meist nur offen gerammt werden. Bei der Rammung kann sich zwar eine große innere Reibung entwickeln, die aber nicht groß genug ist, um dem Spitzendruck, der dynamische Widerstandskraft an der Spitze und der Trägheit des Bodenpfropfens entgegenzuwirken. Bei diesen größeren Pfählen kommt es auch kaum zu einem Miteinanderwirken der gegenüberliegenden Pfahlseiten. Nehmen wir eine Scherwellengeschwindigkeit im Boden von 150 m/s an, dann kommt in einem 1.5 m Durchmesser Pfahl die Scherwelle von der gegenüberliegenden Pfahlseite erst nach 10 ms an. Das ist in den meisten Fällen aber ungefähr die Dauer einer positiven (nach unten gerichteten) Geschwindigkeit. Das bedeutet auch, dass bei größeren Pfählen, der Pfropfen ungleichmäßig belastet wird und sich daher nicht gleichmäßig mit dem Pfahl bewegen kann.

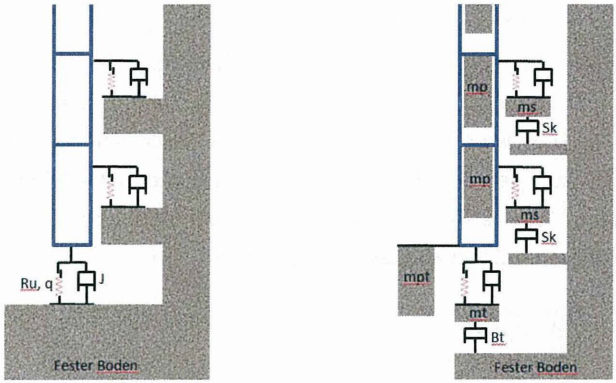


Abbildung 2: links, Smith Bodenmodell, rechts, erweitertes CAPWAP Bodenmodell

Pfähle mit mittleren Durchmessern, im Bereich 0,5 bis 1,5m, verhalten sich als Verdrängungspfähle, wenn sich ein Pfropfen schon während des Pfahlrammens bildet. Dies führt zu sehr hohen Schlagzahlen (kleinen Eindringungen pro Schlag). Damit der Pfropfen sich mit dem Rohr bewegt, muss die Mantelreibung im Pfahlinneren sehr groß sein, da sie (zusammen mit dem Gewicht unter Auftrieb des Bodens im Innern) im Gleichgewicht mit den Normalspannungen auf der Kreisfläche stehen müssen. Bei rolligen Böden wird die Erhöhung der Schubspannungen häufig mit dem Gewölbeeffekt erklärt (der vertikale Druck gegen den Pfropfen verursacht seitlich hohe Drücke). Das Pfropfenproblem wurde in mehreren Veröffentlichungen behandelt, dabei ist die von Paikowskyund Chernauskas (2008) besonders relevant für den dynamischen Fall und die Auswertung von dynamischen Messungen.

Bei kleinen Rohrdurchmessern mit weniger als etwa 0.5 m in dichten und sehr dichten Böden kommt es oft sehr schnell zur Pfropfenbildung (vielleicht auch durch den Gewölbeeffekt) und daher zur Bildung des vollen Spitzendrucks. Kleinere Durchmesser unterscheiden sich also kaum im Ramm- und Tragverhalten von geschlossenen Pfählen.

Offshore Rohrpfähle müssen wegen der Wellen- und anderen horizontalen Belastungen und der großen Wassertiefen oft hohe Querkräfte und Momente aufnehmen. Ihre Wandstärke ist dann zumindest im Maximalmomentenbereich wesentlich höher als für die Normalkräfte im statischen und dynamischen Zustand erforderlich. Größere Wandstärken

und die damit verbundene höhere Pfahlsteifigkeit erlauben auch sehr große Rohre in Böden hoher Festigkeit mit verfügbaren Geräten zu rammen.

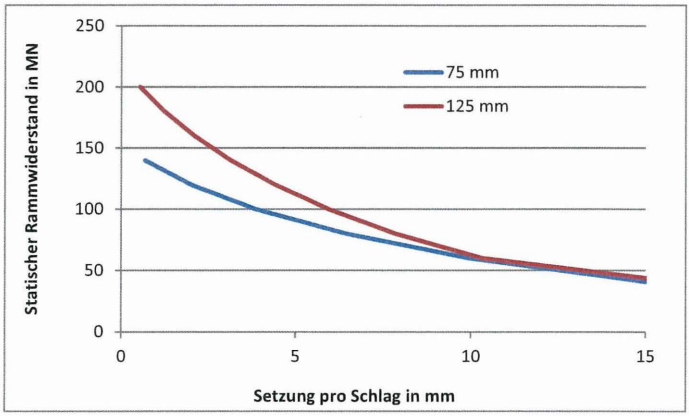


Abbildung 3: Simulationsberechnung GRLWEAP zum Vergleich der Rammung von zwei Pfählen unterschiedlicher Steifigkeit

Abbildung 3 zeigt das Ergebnis einer mit dem Wellengleichungsprogramm vorgenommenen Simulationsberechnung. Bei gleichem statischen Rammwiderstand von 100 MN dringt der steifere Pfahl (Wandstärke 125 mm) 6 mm pro Schlag ein, der weichere Pfahl (Wandstärke 75 mm) nur 4 mm. Steifere Pfähle sind also leichter zu rammen sind als weichere Pfähle.

2. Was passiert im offenen Rohrpfahl beim Hammerschlag

Der Hammerschlag verursacht eine Druckwelle im Pfahl, d.h. ein Rohrelement am Pfahlkopf bewegt sich zuerst nach unten, erst später bewegt sich ein Element im unteren Pfahlbereich nach unten. Wo sich eine Bodensäule im Pfahl befindet, wird diese Bewegung eine Reibung am inneren Pfahlmantel verursachen. Ein vollständiges Mitnehmen der Bodenteilchen, so dass sie sich mit dem Pfahl bewegen (Pfropfenbildung) ist wegen der Bodenträgheit im oberen Pfahlbereich praktisch unmöglich. Außen und innen am Rohrpfahl verursachen die Widerstandskräfte also eine Verzerrung des Bodens und damit eine horizontale Scherwelle und eine vertikale Druckwelle, die sich beide relativ langsam (im Vergleich mit der Stoßwelle im Stahlrohr) nach unten und oben und außen

am Pfahl in alle Richtungen ausbreiten. Das bedeutet auch, dass die oben entstehenden Widerstandskräfte keinen Einfluss auf die untenliegenden Schichten haben, während sich die Stoßwelle im Pfahl nach unten ausbreitet.

Wenn die Stoßwelle im Rohr das untere Ende des Rohres erreicht, ist sie je nach Mantelreibung in ihrer Intensität reduziert. Die im Stahl ankommende Stoßwelle bewirkt einen Spitzendruck unter dem Stahlquerschnitt. Wenn die innere Reibung genügend groß ist, dann nimmt sie den Boden mit und dadurch kann sich der Gesamtfußwiderstand aufbauen (Pfropfeneffekt). Besonders im rolligen Boden ist es auch möglich, dass wegen der Querdehnungseffekte in Boden und Pfahl der erhöhte Druck gegen den Pfropfen eine zusätzliche seitliche Reibung im Rohr verursacht, die größer ist als die „normale" Mantelreibung auf der Außenseite des Pfahls. Ist die innere Reibung nicht genügend groß, dann bewegt sich die Bodensäule relativ zum Pfahl nach oben (teilweiser oder kein Pfropfeneffekt), wobei sich dann natürlich der Spitzendruck nur unter dem Stahlquerschnitt aufbauen kann.

Die Stoßwelle wird am Rohrende als Zugwelle reflektiert und die Widerstandskräfte, die im Rohr, außen am Rohr und an der Rohrspitze angreifen verursachen eine, die Zugwelle überlagernde, nach oben laufende Druckwelle. Bei hohem Bodenwiderstand (wie er oft bei Offshore-Rammungen auftritt), ist die Gesamtdruckwelle größer als die im Stahl reflektierte Zugwelle, wodurch sich die Rohrteilchen nach oben bewegen (Rückfederung). Dadurch entspannt sich der Druck im Boden im und unter dem Pfahl und die Widerstandskräfte nehmen plötzlich ab. Der schnelle Abbau der Widerstandskräfte am Pfahlfuß wird auch durch die Trägheitskräfte begünstigt, die zumindest teilweise verhindern, dass sich der Pfropfen wie ein starrer Körper mit dem Pfahl bewegt.

Die Rückfederung des Pfahls verursacht im oberen Teil der inneren Bodensäule eine Entspannung und möglicherweise sogar eine Auflockerung (sodass beim nächsten Schlag wieder nur sehr wenig innerer Widerstand vorhanden ist.) Ist der Bodenwiderstand gering, gibt es keine Rückfederung und nach der Zugreflexion gibt es weitere Bewegungen der Rohrelemente nach unten. Die Bodensäule befindet sich dann auch in einem Zustand der Auflockerung.

Außen am Pfahl sorgt der sich relativ starr verhaltende Bodenhalbraum dafür, dass während der Rückfederung sich nach unten gerichtete Mantelreibungskräfte entwickeln,

die bis zum nächsten Schlag bestehen bleiben (residual stress effect). Die negativen äußeren Widerstandskräfte verhindern oft, dass es zu einer völligen Rückfederung am Pfahlfuß kommen kann. Dadurch bleibt der Pfahlfuß dann unter bleibendem Druck und beim nächsten Schlag muss nicht der volle Widerstand am Pfahlfuß mobilisiert werden.

4. Anwendung der Theorie

Große Rohrdurchmesser: Beim Rammen von Pfählen mit sehr großen Durchmessern und auch bei statischer Belastung gibt es innere Reibung aber keine Pfropfenbildung. Gegenüberliegende Rohrseiten können sich während des Schlages kaum beeinflussen. Bei der Rammung ist die innere Reibung geringer als außen am Pfahl (a) weil die Effektivspannungen in der Bodensäule geringer sind und (b) weil die Bodensäule durch die Rohrbewegungen aufgelockert wird. Im statischen und im Nachrammfall können sich höhere innere Reibungen aufbauen. In diesem Fall ist der normale Smith Ansatz zufriedenstellend, d.h. also, dass Spitzendruck und Reibung unabhängig voneinander sind. Allerdings ist es möglich dass ein relativ geringer Bodenmasseneffekt einen beschleunigungsabhängigen Bodenwiderstand verursacht, der über zusätzliche Pfahlimpedanz oder Massenkräfte modelliert werden kann.

Mittlere Rohrdurchmesser: Abbildung 4 erläutert den bei diesen Durchmessern komplizierteren Zusammenhang, wobei mit Pm, Pt und Ps die Mantelreibung, die Pfropfenträgheitskraft und der Pfropfenspitzendruck bezeichnet werden. Wenn Pm > Ps + Pt dann bewegt sich der Bodenpfropfen mit dem Rohrpfahl, d.h., der Pfahl verhält sich wie ein geschlossenes Rohr. Wenn die Mantelreibung aber geringer ist, dann gibt es entweder nur eine teilweise oder überhaupt keine Pfropfenbildung; in dem Fall stanzt das Rohr durch den Boden und die Bodensäule bleibt in ihrer ursprünglichen Lage. Die Kurven in Abbildung 4 zeigen in Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser diese 3 Kraftgrößen. Sie ergeben sich unter der Annahme, dass die Beschleunigung am Pfahlfuß 250 g, die Mantelreibung im Pfahlinneren 250 kPa und der Spitzendruck 10 mal größer als die Mantelreibung ist. Das Volumen der Pfropfenmasse wurde mit einer Länge von 2 mal Durchmesser angenommen. Selbst mit dieser relativ kurzen Pfropfenmasse ist in diesem Beispiel die Trägheitskraft schon bei einem Durchmesser von 0,6 m ebenso groß wie der Spitzendruck und mehr als zweimal so groß wie der statische innere Reibungsanteil. Für diese Reibung wurde angenommen, dass sie über eine Länge von 2 Pfahldurchmessern

in das Rohr übertragen wird. Diese Annahme ist berechtigt, wenn der Pfropfen starr mit dem Rohr verbunden ist. Bei teilweiser Pfropfenbildung kann sich die Reibung über größere Strecken aufbauen.

Wenn es zu einer vollständigen Pfropfenbildung kommt, ist der Rammwiderstand bei dichten Böden wie bei einem geschlossenen Pfahl sehr groß. Die Setzungen pro Schlag werden sehr klein. Der theoretische Fall, dass keine Setzungen mehr erreicht werden können, wird im internationalen Sprachgebrauch „refusal" genannt. Für die Praxis ist dieser Begriff aber nicht eindeutig definiert. Häufig wird auch unterschieden zwischen „Practical Refusal" und „Absolute Refusal. „Practical Refusal" (dieser Begriff könnte auch als „praktische Rammgrenze" übersetzt werden) entspricht häufig einer Schlagzahl von 800 Schlägen/m oder einer Eindringung von 1.25 mm/Schlag.

Die Rammgerätehersteller geben Garantien für ihre Maschinen meist nur, wenn dieser Wert nicht überschritten wird. Der theoretische „Absolute Refusal" wird häufig mit dem „Praktischen Refusal" verwechselt, er soll aber eigentlich bedeuten, dass der Pfahl unter einem Schlag überhaupt nicht eindringt (unendlich große Schlagzahl). Abgesehen von einem Verlust der Gewährleistung, ist dieser Fall für die Praxis nicht relevant, weil das Rammen in der Regel gestoppt wird, bevor es zu Null-Eindringungen kommt. Das American Petroleum Institute, API (2003), hat deshalb den „Absolute Refusal" so definiert, dass unter 800 Schlägen der Pfahl weniger als 300 mm eindringt (0,375 mm/Schlag); nach einer Rammunterbrechung wird dieser Wert verdoppelt (weniger als 150 mm unter 800 Schlägen oder 0,188 mm/Schlag). Es wird daher vorgeschlagen, dass die Rammgrenze (refusal) auch im allgemeinen so definiert wird, dass eine Rammung abgebrochen wird, wenn der Pfahl weniger als 300 mm unter 800 Schlägen eindringt. Auf der anderen Seite sollte nie ein Rammkriterium verlangen, dass der Pfahl weniger als 12,5 mm pro 10 Schläge (Hitze) eindringt. Die US Straßenbehörden (American Association of Highway and Transport Organisations – AASHTO) verlangen i. a., dass die planmäßige Eindringung von Mantelreibungspfählen auf nicht weniger als 25 mm pro Hitze (10 Schläge) begrenzt wird. Im folgenden wird unter „refusal" nur der „practical refusal" mit 800 Schlägen pro Meter verstanden und als deutsche Übersetzung mit „Rammgrenze" bzw. „praktische Rammgrenze" bezeichnet.

Beispiele von ausgewerteten Messungen

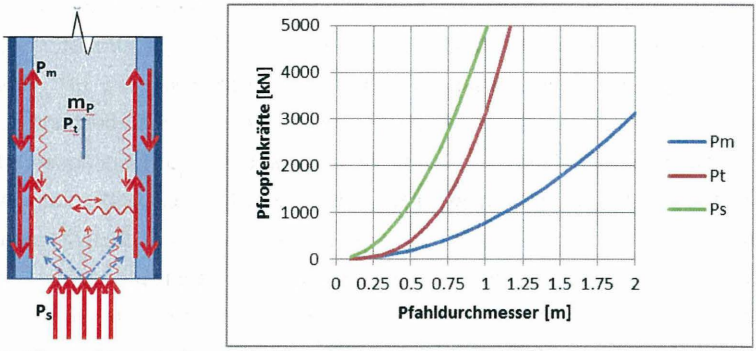
Im folgenden werden an Hand von dynamischen Pfahlkopfmessungen die Vorgänge am Pfahlfuß untersucht. Die PDA Daten (Kraft und Geschwindigkeit am Pfahlkopf) wurden zunächst mit einem Signal Matching Programm (vollständige Modellbildung, CAPWAP) ausgewertet. Wenn eine beste Übereinstimmung von Rechnung und Messung erzielt worden ist, sind die verschiedenen Parameter des Bodenmodells bekannt. Zusätzlich sind damit auch die verschiedenen Anteile des Gesamtspitzendwiderstandes, also Trägheit, Dämpfung und statischer Widerstand bekannt. Am Pfahlfuß haben die statischen und dynamischen Widerstandskräfte eine Reibungs- und eine Spitzenkomponente. Die Trägheitskraft ist das Produkt von Pfahlfußbeschleunigung und Pfropfen- oder Bodenmasse. Pfropfenmasse gibt es beim offenen Rohrpfahl, während ein geschlossener Pfahl Bodenmasse verdrängt.

Beispiel 1: Offenes Rohr in sandigem Boden

Als Beispiel dynamischer Kräfte am Pfahlfuß wird ein Pfahl mit 1200 mm Durchmesser betrachtet. Der Pfahl war auf 36 m Tiefe gerammt und nach mehr als einer Woche nachgerammt worden. Bei der Nachrammung wurden Messungen am Pfahlkopf vorgenommen und mit dem CAPWAP Programm ausgewertet. Um eine gute Anpassung von Rechnung und Messung zu erzielen, war es notwendig mit Pfropfenmasse, Bodendämpfung, Abstrahldämpfung und natürlich statischem Widerstand zu arbeiten. Abbildung 5 (rechts) zeigt diese Kraftkomenenten und, dass die berechnete Gesamtkraft am Pfahlfußsegment, 1 m über der Pfahlspitze angreift. Sie setzt sich aus Komponenten der Bodenmassenträgheit, der Bodendämpfung und des statischen Bodenwiderstandes zusammen. Der statische Bodenwiderstand ist die Summe aus Spitzenwiderstand und Mantelreibung über ein 2 m langes Segment. Zusätzlich zur Pfropfenmasse von 1.9 Mg (entspricht ungefähr der Bodenmasse in einem Rohrstück von 1 Durchmesser Länge) musste auch mit einer 10% erhöhten Rohrimpedanz (equivalent zu zusätzlicher Masse und Steifigkeit) gerechnet werden. Dazu kam dann noch eine Abstrahldämpfung (110% der Pfahlimpedanz) für die Mantelreibung.

Abbildung 5 links zeigt dimensionslose Pfahlspitzenkräfte (bezogen auf den statischen Spitzenwiderstand). Die Trägheitskraft der Propfenmasse ist hier beinahe 3 mal so groß wie der statische Spitzenwiderstand. Der Kräfteverlauf zeigt auch, dass die relativ hohe

Pfropfenträgheitskraft nur über eine sehr kurze Zeit wirkt. Das kann aber lang genug sein, um den Pfropfen gegenüber dem Rohr zu verschieben. Auf diese Weise werden dann die



Spitzendruckkräfte zu Mantelreibungskräften im Inneren des Pfahles.

Abbildung 4: links, Kräfte am und Wellen im Bodenpfropfen; rechts, berechnete Pfropfenkräfte in Abhängigkeit vom Rohrdurchmesser

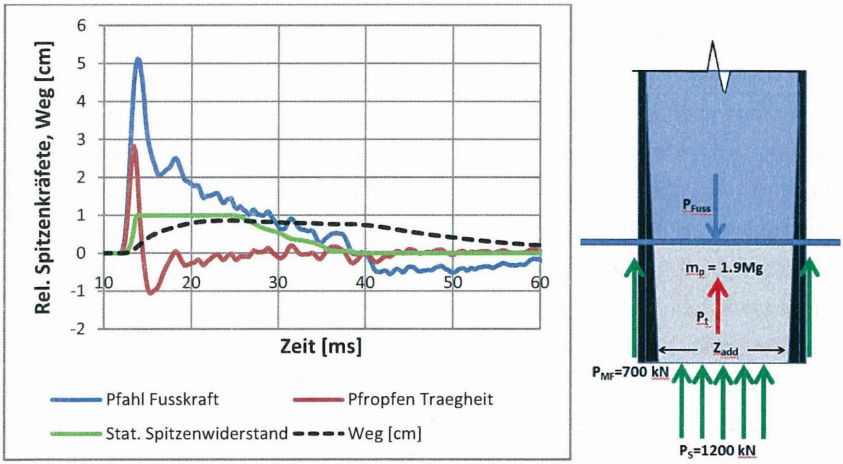


Abbildung 5: CAPWAP berechnete Fußkräfte über die Zeit für Beispiel 1

Die Rechnung ergab weiter eine relativ kleine elastische Bodenverformung (quake) von wenig mehr als 1 mm oder ungefähr 40% des für einen offenen Rohrpfahl erwarteten Wertes. Deshalb könnte darauf geschlossen werden, dass keine Pfropfenbildung auftrat;

da aber eine Pfropfenmassenkraft an der Pfahlspitze auftrat und der Spitzendruck auf den Stahlquerschnitt bezogen mehr als 15 MPa sein würde, bietet eine teilweise PfropfenAbbildungung eine bessere Erklärung.

Beispiel 2: Geschlossenes Rohr im Kies-Sand

Wenn nur vertikale Lasten im Pfahl abgetragen werden müssen und daher die Gesamteinbindung des Pfahles von untergeordneter Bedeutung ist, können selbst größere Pfahldurchmesser entweder völlig oder teilweise geschlossen gerammt werden. Im Beispiel 2 wurde ein 1067x20 mm Pfahl mit einer ausgerundeten Stahlspitze versehen. Er wurde dann bis zur „Praktischen Rammgrenze" in eine dichte Kiessandschicht bei etwa 10 m Tiefe gerammt, wo er dann auch die erwartete Grenztragfähigkeit laut dynamischer Messung erzielte. Messungen wurden am Pfahlkopf während der Rammung vorgenommen; die in den Pfahl eingetragene Energie betrug demnach beinahe 200 kJ. Die CAPWAP Berechnung wurde mit einer 3 kN Bodenmasse aber ohne Abstrahldämpfung vorgenommen. Der Spitzendruck über die Gesamtfläche betrug beinahe 7 MPa und die Mantelreibung über die unteren 6 Durchmesser 80 kPa.

Abbildung 6 (oben) zeigt als Funktion der Zeit die dimensionslosen (relativ zum statischen Spitzenwiderstand) mit CAPWAP berechneten Pfahlspitzenkräfte: Gesamtkraft, Statischer Fußwiderstand (Spitze plus Reibung am Fußsegment), Geschwindigkeit mal Impedanz, und Trägheitskraft zusammen mit der Pfahleindringung am Fuß. Diese Kraftkomponenten wurden dann auch über der Spitzeneindringung (oder dem Weg in cm) im Abbildung 6 (unten) aufgetragen. Die Trägheitskraft erreichte in diesem Beispiel nur etwa 40% des statischen Fußwiderstandes und, obwohl sie über nur eine sehr kurze Zeit positiv war, erreichte der Fußwiderstand während dieser Zeit mehr als 60% des gesamten statischen Widerstandes. In diesem Beispiel ist der dynamische Bodenwiderstand (Dämpfung) 3 mal so groß wie der statische und hat damit wesentlich mehr Einfluss auf die Pfropfenbewegung als die Trägheitskraft.

Es ist bekannt dass große Verdrängungspfähle nur mit großen Eindringungen den vollen Fußwiderstand mobilisieren können. In diesem Beispiel war die gerechnete elastische Bodenverformung am Fuß (quake) 15 mm (für sehr dichte oder sehr harte Böden wird gewöhnlich 1/120 des Durchmessers oder 8,5 mm erwartet; bei lockereren Böden zweimal so viel).

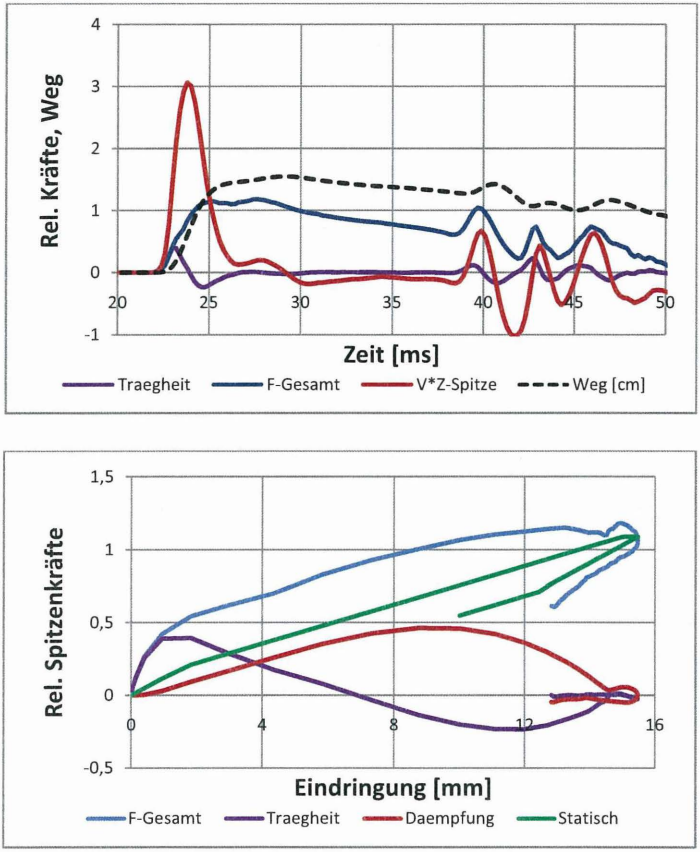


Abbildung 6: Kräfte am Pfahlfuß für Beispiel 2 über Zeit und Fußeindringung

Beispiel 3: Offenes Rohr im Kies-Sand

Auf der gleichen Baustelle wie im Beispiel 2, wurde ein Pfahl mit gleichem Durchmesser aber ungefähr 10 m länger offen auf 25 m Tiefe gerammt, wo er die "praktische Rammgrenze" und ungefähr 95% der erwarteten Grenztragfähigkeit erreichte. Die Energie im Pfahl war 10% höher als im Beispiel 2. Abbildung 7 zeigt die Kräfte und Bewegungen wie Abbildung 6 im vorgehenden Fall.

Um eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung zu erzielen, wurde eine Abstrahldämpfung von 3,5 mal der Pfahlimpedanz (kN/(m/s)) angesetzt und eine kleine Pfropfenmasse von 300 kg (das entspricht einer Pfropfenlänge von etwa 20% des Pfahldurchmessers). Es ergaben sich dabei ein Spitzendruck von 4 MPa (über den Gesamtquerschnitt gerechnet) und eine Mantelreibung von 220 kPa (über die untersten 5,5 mal Durchmesser).

Dieser Pfahl hat sich nicht als Verdrängungspfahl verhalten. Das zeigt nicht nur der relativ geringe Spitzendruck, sondern auch die gemittelte elastische Eindringung des Fußwiderstands von 4 mm. Das bedeutet also, dass der Fußwiderstand wesentlich steifer, wenn auch geringer war als der des geschlossenen Pfahls. Wegen seiner größeren Länge hatte dieser Pfahl dann insgesamt die gleiche Steifigkeit wie der kürzere Pfahl mit seinem größeren, aber sich weicher verhaltenden Spitzendrucks.

Beispiel 4: Rohrpfahl mit Betonpfropfen

Das folgende Beispiel soll zeigen, dass Bodenpfropfen sehr verschiedene Eigenschaften haben können. In diesem Fall wurden 40 m lange Pfähle, die in den oberen 27,5 m mit Beton gefüllt waren, bis zur „praktischen Rammgrenze“ auf eineTiefe von etwa 28 m gerammt. Der Boden bestand aus schluffigen Sandschichten und im Pfahlspitzenbereich aus steifem Ton. Es kann also erwartet werden, dass der offene Rohrteil der Pfähle mit den schluffigen Sanden des oberen Bereiches gefüllt war.

Für die 2 Testpfähle musste bei der Auswertung der Messungen mit 2 verschiedenen Modellen gearbeitet werden. Das erste war normal, d.h. der Pfahlsegmente wurden direkt aus den Materialkennwerten der Stahl- und Betonquerschnitte berechnet. Allerdings musste sowohl ein Spitzenwiderstand am Betonende wie auch am Rohrende angesetzt werden. Bei dem zweiten Pfahl zeigte der Bodenwiderstand ein unerwartet weiches Verhalten und anstelle der Stahlkennwerte des Rohres musste das Pfahlmodell im unteren Bereich mit einer Stahl-Bodensäule gerechnet werden, die eine Wellengeschwindigkeit von weniger als 80% der des Stahles hatte. Die mit CAPWAP berechneten Last-Setzungslinien in Abbildung 8 (die Belastung ist in Prozent der erwarteten Grenztragkraft aufgetragen) geben das weichere Verhalten des zweiten Pfahles eindeutig wieder. In beiden Fällen war aber die während des Rammens

auftretende Grenztragkraft etwas geringer als erwartet. Möglicherweise würden Nachrammungen höhere Werte ergeben.

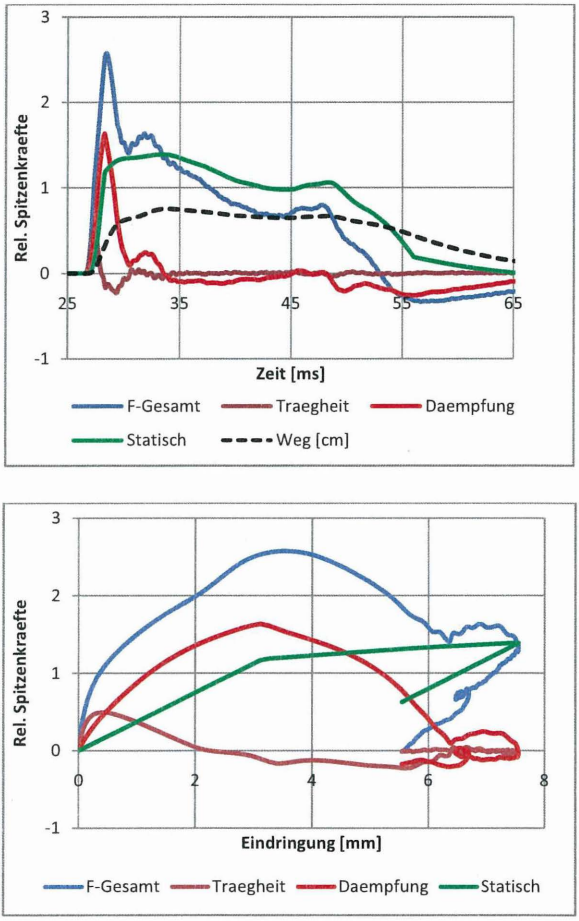


Abbildung 7: Kräfte am Pfahlfuß für Beispiel 3, oben über die Zeit und unten über die Fußeindringung

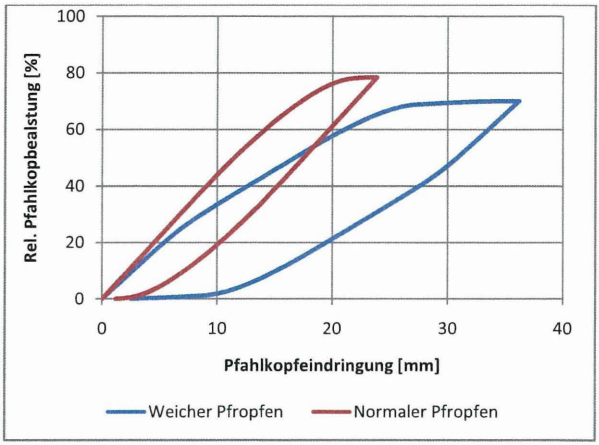


Abbildung 8: CAPWAP berechnete Lastsetzunglinien für 2 ähnliche Beton-Rohrpfähle

Zusammenfassung

Der Beitrag beschäftigte sich mit dem dynamischen Verhalten von Rohrpfählen und gibt Beispiele für die Auswertung von dynamischen Messungen.

Das Verhalten offener Rohrpfähle während des Rammens unterscheidet sich je nach Pfahldurchmesser. Die Rammung kann wie folgt klassifiziert werden

- Klein wurden Durchmesser von 500 mm oder weniger bezeichnet. In diesen Fällen kann i. A. angenommen werden, dass sich im dichten rolligen oder im harten feinkörnigen Boden der Pfahl so verhält als ob er am Fuß geschlossen wäre.

- Durchmesser von mehr als 1.500 mm gehören zu den großen Pfählen; in diesen Fällen beeinflussen sich die Scherkräfte von gegenüberliegenden Seiten im Pfahl während des Stoßes nicht, sodass erwartet werden muss, dass sich ungleichmäßige Verformungen in der Bodensäule ergeben. Auch sind Spitzendruck und Pfropfenträgheitskraft so groß, dass es im dynamischen Fall kaum zur Pfropfenbildung kommen kann. Auch bei statischer Belastung muss bei großen Pfählen erwartet werden, dass sich ein vollkommener Pfropfen kaum bilden kann.

- Bei den mittleren Durchmessern, zwischen 500 und 1500 mm, ergeben sich die größten Schwierigkeiten bei der Berechnung des dynamischen und statischen Verhaltens. Es kann durchaus bei diesen Pfählen vorkommen, dass sie sich bei dynamischer Belastung wie ein offenes Rohr verhalten, während einer statischen Belastung aber wie ein geschlossenes Rohr. Dabei muss dann allerdings eine entsprechende Eindringung in den tragfähigen Boden gewährleistet sein.

Die Beispiele zeigten auch, dass teilweise offene Pfähle, selbst wenn sie benachbart sind, ein völlig verschiedenes Tragverhalten aufweisen können.

Literatur

API, Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Load and Resistance Factor Design, RP-2A LRFD, 1993, Reaffirmed 2003. American Petroleum Institute, 1220 L-Street, Washington, DC, 20005, USA.

Pile Dynamics, Inc., CAPWAP Manual 2006, www.pile.com.

Pile Dynamics, Inc., GRLWEAP Manual 2010, www.pile.com

Paikowsky, S. und Chernauskas, L.R., Dynamic analysis of open ended pipe piles, Proceedings of the 8th Int. Conf. on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Lisbon, Portugal 2008, J.A. Santos, Ed., IOS Press, S. 59-76.

Rausche, F. und Klingmüller, O., Rammbarkeitsuntersuchung für Offshore-Monopiles von Windenergieanlagen, Mitteilungen des Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Februar 2005, S. 177-194.

Autoren

Dipl.-Ing. Frank Rausche, Ph.D. frausche@pile.com

GRL Engineers, Inc.

30725 Aurora Road, Cleveland, OH 44139, USA

Garland Likins, M.S. glikins@pile.com

Pile Dynamics, Inc.

30725 Aurora Road, Cleveland, OH 44139, USA

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller ok@gsp-mannheim.de

GSP Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethoden, mbH

Steubenstraße 46, 68163 Mannheim

Sie wählen die angemessene Prüfmethode für Pfahlintegrität

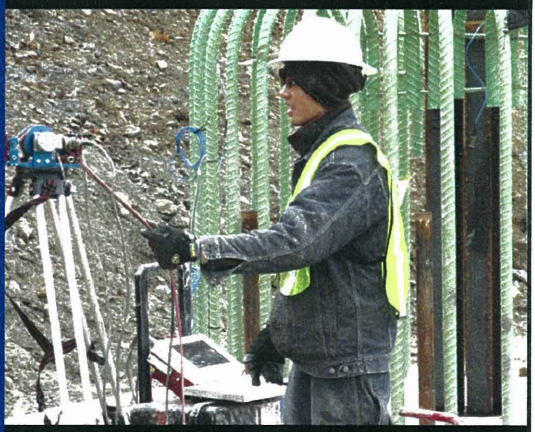
Wir liefern Ihnen

ein PIT-X Gerät
für das
Low Strain Verfahren

oder

den CHAMP
für das
Cross-Hole Verfahren
(Ultraschall)





Pile Dynamics, Inc.
Cleveland, OH USA
+1 216-831-6131

sales@pile.com
www.pile.com

Vertreten durch
GSP mbH
Steubenstraße 46
D-68163 Mannheim, Deutschland
Tel.: 0621 33 13 61 ä
Fax: 0621 34 35 8

info@gsp-mannheim.de
www.gsp-mannheim.de

Zur Messgeberapplikation bei dynamischen Pfahltests an Offshore – Gründungselementen

J. Fischer, J. Hensel, J. Zahlmann, J. Stahlmann

1 Einleitung

In aktuellen Pressemitteilungen des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU) vertritt die Bundesregierung Deutschland das Ziel, bis zum Jahr 2030 rund 25.000 Megawatt Windenergieleistung auf See zu installieren, um damit rund 95 Milliarden Kilowattstunden Windstrom jährlich in das deutsche Stromnetz einspeisen zu können (*BMU, 2010*). Derzeitige Offshore-Windenergieanlagen (OWEAs), wie sie beispielsweise beim ersten deutschen Windpark alpha ventus oder bei dem sich im Bau befindenden Windpark Bard Offshore 1 installiert wurden, können eine Nennleistung von fünf Megawatt generieren. Windenergieanlagen der Sechs-Megawatt-Klasse sind onshore bereits installiert worden. Durch Modifikationen ist laut Hersteller eine Steigerung auf ca. 7,5 MW möglich. Diese Anlagen sind aber primär für den Einsatz onshore entwickelt worden. Bei einer stagnierenden Entwicklung der Nennleistung von OWEAs müssten zur Einhaltung der vom BMU vorgegeben Ziele ca. 4.000 bis 5.000 OWEAs in den kommenden zwanzig Jahren in der deutschen Nord- und Ostsee installiert werden. Bei einer durchschnittlichen Größe eines Offshore-Windparks von ca. 80 OWEAs müssten bis 2030 demnach über 50 Windparks entstehen.

Insbesondere bei größeren Wassertiefen werden OWEAs standardmäßig durch Pfähle im Meeresboden verankert. Der Standard für die konstruktive Ausführung von OWEAs, herausgegeben vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (*BSH, 2007*), fordert für pfahlgegründete OWEAs einen Nachweis der axialen Pfahltragfähigkeit, aufgeteilt in Mantelreibung und Spitzendruck. Onshore werden die axialen Pfahlwiderstände heutzutage standardmäßig durch Regelwerke oder Empfehlungen (z.B. *EA-Pfähle, 2007*), auf der Grundlage von Baugrunderkundungen, ermittelt. Die Übertragbarkeit von auf Erfahrungen im Onshorebereich basierenden Bemessungsregeln auf Offshore-Pfähle ist noch nicht geklärt.

Aufgrund einer Vielzahl von zusätzlichen Randbedingungen, z. B. dynamische Beanspruchungen durch Wind und Welle, ist aber der Nachweis der Tragfähigkeit von großer Bedeutung und daher z.B. auch eine geforderte Kenngröße laut *BSH Standard, 2007*.

2 Dynamische Probebelastungen offshore

Pfähle werden offshore entweder durch Vibrieren mit nachträglicher Rammung oder nur durch Rammen in den anstehenden Baugrund eingebracht. Um Aufschlüsse über die tatsächliche Tragfähigkeit der Pfähle zu erhalten, können entweder aufwendige statische Probebelastungen oder den Offshore-Anforderungen angepasste dynamische Probebelastungen durchgeführt werden.

Dynamische Probebelastungen nach dem 'high-strain' Verfahren 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. Die Prüfmethode basiert auf dem Prinzip der eindimensionalen Wellentheorie. Durch den Schlagimpuls einer Fallmasse auf die Oberfläche des Pfahlkopfes wird eine Stoßwelle eingeleitet, die in der Folge den Pfahl axial durchläuft. Durch im Pfahlkopfbereich applizierte Sensoren werden Beschleunigung und Dehnung der den Pfahl durchlaufenden Stoßwelle während der Testdurchführung gemessen. Diese Messdaten ermöglichen es, auf der Basis von analytischen Berechnungsansätzen oder durch numerische Berechnungsverfahren, Informationen über die Tragfähigkeit des Pfahles zu erhalten. Detaillierte Informationen können beispielsweise *Stahlmann et al., 2004* entnommen werden.

2.1 Prinzip und Testdurchführung

Zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit eines Pfahles ist es notwendig, dass die durch den Rammschlag eingeleitete Energie groß genug ist, um alle 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.

Bei einem Rammschlag wird die in den Pfahl eingeleitete Stoßkraft meist ungleichmäßig über den Pfahlquerschnitt verteilt. In Anlehnung an das Prinzip von St. Venant kann davon ausgegangen werden, dass die Stoßwellenfront nach einem Ausbreitungsweg, der mindestens dem 1,5 bis 2,0 fachen des Pfahldurchmessers entspricht, als eben angesehen werden kann. Die Messgeber werden aus diesem Grund, und um eventuell auftretende Exzentrizitäten ausgleichen zu können, in einem entsprechenden Abstand unterhalb der Oberkante des Pfahles auf mindestens zwei gegenüberliegenden Seiten angebracht.

Zur Anbringung der Messgeber werden je Messposition (mind. 2 Messpositionen je Pfahl) mindestens drei Bohrungen (∅ ca. 6 mm mit Gewinde, mind. 15 mm tief) benötigt. Eine vierte Bohrung dient oftmals zur Sicherheit als Zugentlastung und als Kabelführung für die Aufnehmer. Die Aufnehmer werden fest mit dem Pfahl verschraubt. Abbildung 1 zeigt skizzenhaft für einen Rohrpfahl mit Hammer und Rammhaube den Ort und die Art der Anbringung der Messgeber zur Durchführung einer dynamischen Probebelastung offshore.

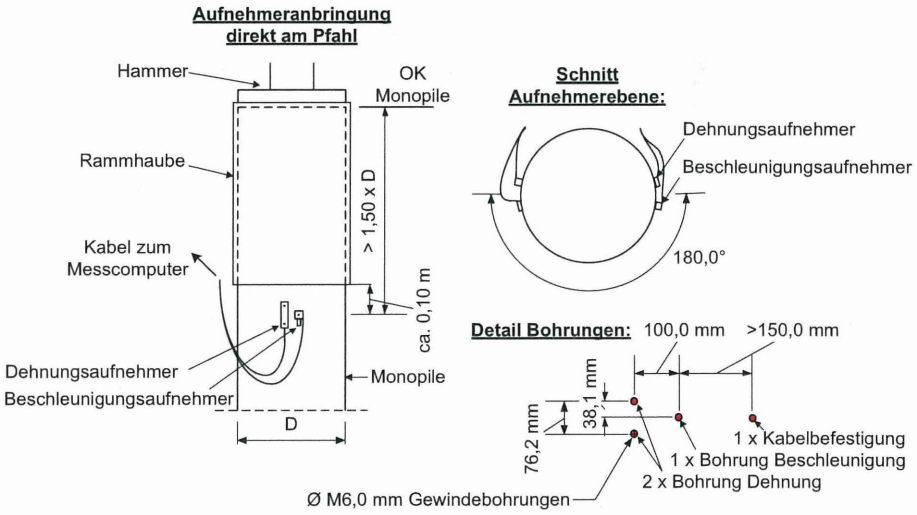


Abbildung 1: Anbringung der Sensoren an einen Pfahl, System PDI Cleveland, USA

2.2 Systeme für die Nutzung offshore

Für den Einsatz dynamischer Probebelastungen offshore wurden spezielle Messgeber und Kabelverbindungen entwickelt, die auch in großen Wassertiefen einen erfolgreichen Messeinsatz gewährleisten. Beispielhaft sei in der Folge das offshore Messsystem der Firma PDI Cleveland, USA und der Firma Profound BV, Niederlande dargestellt.

Die Firma PDI unterscheidet in ihrem Portfolio an Aufnehmern prinzipiell zwischen den folgenden drei Typen: Typ 1: Standardaufnehmer für die onshore Nutzung, spritzwassergeschützt, nicht wasserdicht, auch kabellos ausführbar. Typ 2: wasserdichte Sensoren, Kabelverbindung über Wasser, maximale Wassertiefe ca. 20,00 m. Typ 3: wasserdichte Sensoren für große Tiefen, Kabelverbindung Unterwasser. Abbildung 2 zeigt beispielhaft die Unterwasser-Sensoren (Typ 3) der Firma PDI, appliziert an einen offshore Stahlpfahl.

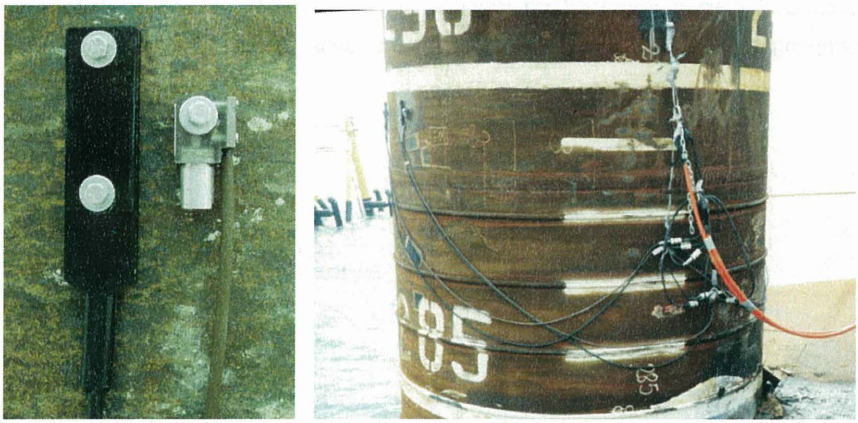


Abbildung 2: Sensoren für große Wassertiefen (Dehnung und Beschleunigung) - links. Installiert an einem offshore Rohrpfahl - rechts. System PDI Cleveland, USA

Ein weiteres System zur Durchführung dynamischer Probebelastungen offshore kann von der Firma Profound BV, Niederlande bezogen werden. Standardmäßig werden zwei Aufnehmertypen angeboten. Zum einen ein spritzwassergeschützter Standardaufnehmer, hauptsächlich zur Durchführung dynamischer Probebelastungen onshore. Zum anderen Sensoren für große Wassertiefen. Abbildung 3 zeigt beispielhaft die Unterwasser-Sensoren der Firma Profound, appliziert an einem Stahlrohrpfahl.

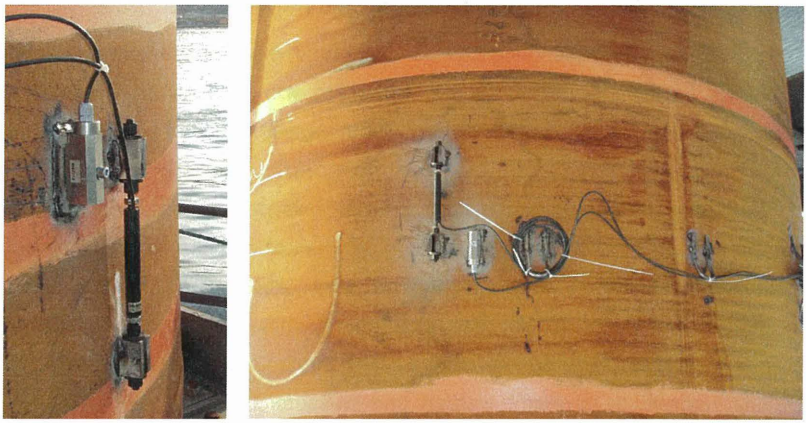


Abbildung 3: Sensoren für große Wassertiefen (Dehnung und Beschleunigung) - links. Installiert an einem offshore Rohrpfahl - rechts. System Profound BV, Niederlande

2.3 Auszuwertender Rammschlag

Da die Aufnehmer prinzipiell schon zu Beginn der Rammarbeiten installiert sind, kann die Auswertung einer dynamischen Probebelastung für jeden aufgezeichneten Rammschlag erfolgen. Die gewonnenen Messwerte am Ende der Rammung haben aber verständlicherweise die größte Aussagekraft über die Pfahlwiderstände.

Erfahrungsgemäß wird der Boden durch das Rammen verändert. Mit zunehmender Standzeit des Pfahles ist mit einem sogenannten 'Festwachseffekt' zu rechnen. Um diese zeitliche Veränderung der Tragfähigkeit beurteilen zu können, ist eine erneute dynamische Beprobung eines bereits getesteten Pfahles erforderlich (Restrike-Test). Zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit des Pfahles wird standardmäßig eine Standzeit des Pfahles von mindestens 10 bis 14 Tagen empfohlen.

Die Installation eines Probepfahles oder eines Probefeldes ist oftmals eine sinnvolle Alternative zur Ausführung der dynamischen Probebelastungen im direkten Baubetrieb. Ein Restrike-Test nach einer sinnvollen Standzeit ist leicht möglich, da der Probepfahl nicht mit der Gründungsstruktur verbunden wird. Ebenfalls kann die Pfahlführung leicht an die Anforderungen der dynamischen Probebelastung angepasst werden.

3 Messgeberapplikation bei Gründungsstrukturen offshore

In Abhängigkeit von der Wassertiefe und den Baugrundverhältnissen kommen bekanntermaßen unterschiedliche Konzepte für die Gründung von OWEAs zum Einsatz. In der deutschen Nord- und Ostsee wurden bisher Windenergieanlagen auf vier unterschiedliche Gründungsstrukturen errichtet, dem Monopile, dem Tripile, dem Tripod und dem Jacket. Neben der Schwergewichtsgründung kann prinzipiell davon ausgegangen werden, dass die in näherer Zukunft errichteten Windparks in der deutschen Nord- und Ostsee auf einer dieser Gründungsstrukturen, beziehungsweise einer Abwandlung hiervon, aufgestellt werden. Mit Ausnahme der Schwergewichtsgründung werden alle genannten Gründungsstrukturen vorrangig durch gerammte, offene Stahlrohrpfähle mit dem Meeresgrund verankert. Da die Rohrpfähle gerammt werden und wasserdichte Sensoren existieren, sind prinzipiell alle Voraussetzungen zur Ermittlung der axialen Tragfähigkeit durch eine dynamische Probebelastung erfüllt. Die Pfahlrammung der genannten Gründungssysteme erfordert sogenannte Pfahlführungen, Rahmen oder Templates, die gegebenenfalls einen reibungslosen Ablauf einer Tragfähigkeitsbestimmung offshore behindern. Am Beispiel der bereits errichteten Forschungsplattform FINO³, dem Windpark alpha ventus und dem zurzeit im Bau befindenden Windpark Bard Offshore 1 sollen nachfolgend die Durchführbarkeit einer dynamischen Probebelastung offshore diskutiert werden.

3.1 Monopile – FINO³

Der Monopile der Forschungsplattform FINO³ wurde von der Hubinsel MP45 (Josef Möbius Bau-AG) unter Verwendung einer fest mit der Plattform verbundenen Pfahlführung (pile guide frame) auf dem Meeresboden abgesetzt, austariert und im Anschluss durch einen Hammer der Firma MENCK GmbH auf Endtiefe gerammt. Abbildung 4, links zeigt den abgesetzten Pfahl vor der Rammung. Das rechte Bild zeigt den Pfahl nach Beendigung der Rammarbeiten.



Abbildung 4: Rammung Monopile – Forschungsplattform FINO³

Bei einer ausreichenden Kabellänge ist die Installation der Messaufnehmer am Monopile prinzipiell auch schon vor dem Einhängen in die Pfahlführung möglich. Bei der Position der Messaufnehmer müssen die Kriterien nach Kapitel 2.1 bedacht werden. Die Länge der Rammhaube muss ebenfalls berücksichtigt werden. Die Aufnehmer sollten so platziert werden, dass ein Kontakt mit der Rammführung vermieden wird. Abhängig vom Wasserstand sind die Aufnehmer auf Endtiefe maximal ein paar Meter unterhalb der Meeresoberfläche.

3.2 Tripod – alpha ventus

Als Gründungsstruktur für die Windenergieanlagen vom Typ AREVA Multibrid M5000 im offshore Windpark alpha ventus kamen sogenannte Tripods mit pile-sleeve zur Ausführung. Im Bauablauf wurde zuerst der Tripod auf dem Meeresgrund abgesetzt, anschließend die Gründungspfähle in den pile-sleeve eingestellt und nach dem Einvibrieren auf Endtiefe gerammt. Abschließend wurde die Verbindung Pfahl / pile-sleeve mit Beton vergossen (grouting). Für die Durchführung der Rammarbeiten kam ein unterwasserfähiger Hammer zum Einsatz (vgl. Abbildung 5).

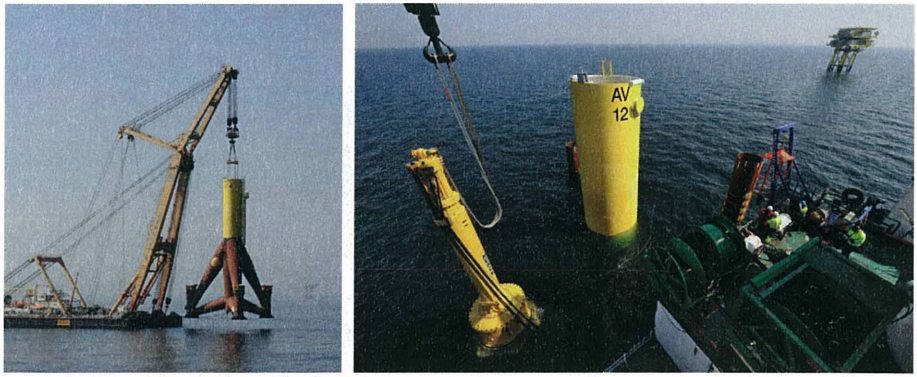


Abbildung 5: alpha ventus, Tripod mit 'pile-sleeve' (DOTI 2009)

Bei einer ausreichenden Kabellänge können die wasserdichten Aufnehmer schon vor dem Einstellen in den pile-sleeve des Tripods an dem Gründungsrohr appliziert werden. Die Zerstörung der Sensoren und/oder der Kabelführung durch eine mögliche, anfängliche Fixierung des Pfahles an einer Pfahlführung der Hubinsel ist zu verhindern. Durch den beschriebenen Abstand der Aufnehmer unterhalb des Pfahlkopfes (1,5 x D) muss darauf geachtet werden, dass die Aufnehmer auf Endtiefe nicht durch Kontakt mit dem pile-sleeve beschädigt werden. Gegebenenfalls ist der Testpfahl etwas länger auszuführen.

3.3 Jacket – alpha ventus

Als Gründungsstruktur für die Windenergieanlagen vom Typ REpower M5 im offshore Windpark alpha ventus wurden sogenannte Jackets verwendet. Im Vergleich zu den Tripods verlief die Installation in umgekehrter Reihenfolge. Zunächst wurden die Gründungspfähle, unter Zuhilfenahme einer speziellen Unterwasser-Schablonenkonstruktion (Template) der Firma IHC Seasteel, auf dem Meeresgrund abgesetzt und in der Folge durch einen unterwasserfähigen Hammer auf Endtiefe gerammt. Anschließend wurde das gesamte Jacket-Fundament mit dem Kranschiff 'Thialf' in die Gründungspfähle eingefädelt. Abbildung 6 zeigt das Jacket-Fundament mit den 'Pins' zum Einfädeln sowie einen Teil der verwendeten Template-Konstruktion.

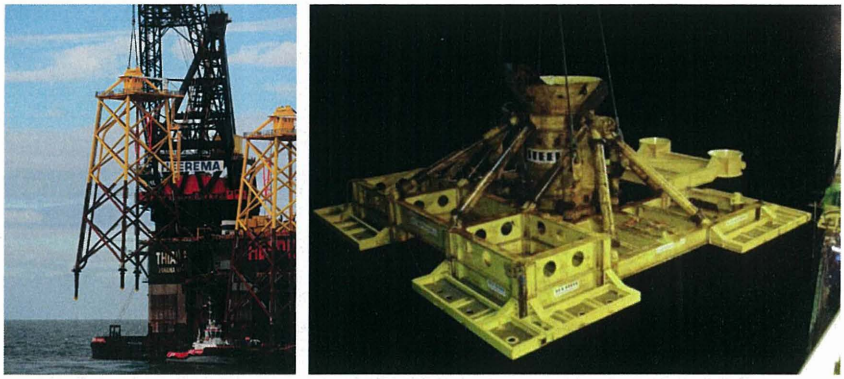


Abbildung 6: alpha ventus, Jacket und Template (DOTI 2009)

Da eine nachträgliche Installation der Sensoren unter Wasser sehr aufwendig ist, sollten die Messgeber schon beim Einfädeln der Gründungspfähle in das Template angebracht worden sein. Vergleichbar wie bei dem pile-sleeve muss darauf geachtet werden, dass die Aufnehmer am Ende des Rammvorgangs nicht durch Kontakt mit dem Template beschädigt werden.

3.4 Tripile – Bard Offshore 1

Ähnlich wie beim Monopile werden die Gründungspfähle des Tripiles oberhalb des Meeresspiegels gerammt. Abbildung 7 zeigt die Installation der Gründungspfähle vom Spezialschiff 'Wind Lift 1' der Bard-Gruppe. Die Gründungspfähle werden in eine spezielle, fest mit dem Schiff verbundene, Pfahlführungsvorrichtung (pile guide frame) eingestellt und anschließend auf Tiefe gerammt. Anschließend wird das Stützkreuz in die Gründungspfähle eingesetzt. Tideabhängig können für die Bestimmung der Tragfähigkeit sogar die standardisierten, spritzwasserdichten Sensoren oder ein kabelloses Messsystem verwendet werden. Bei der Rammung durch die Pfahlführung muss selbstverständlich die Lage der Aufnehmer und die Kabelführung berücksichtig werden.



Abbildung 7: Setzen der Gründungsrohre mit der BARD 'Wind Lift 1' (BARD-Gruppe)

4 Diskussion unterschiedlicher Messgeberapplikationen

Wie bereits in Kapitel 2 beschrieben, werden die Messgeber bei einer dynamischen Probebelastung standardmäßig durch eine Schraubverbindung fest mit dem Pfahl verbunden. Bei großen Stahlrohren werden maximal 16 Löcher mit einem Durchmesser von ca. 6 mm benötigt (vier Messpositionen am Pfahl). Als Alternative zum Bohren können Stahlstifte mit Gewinde über ein Bolzensetzwerkzeug in den Stahl geschossen werden. Erfahrungen an Stahlrohren onshore zeigen aber, dass der Verbund nicht immer ausreichend fest ist, um eine langzeitstabile Messung garantieren zu können. Eine des Öfteren angewendete Alternative zum Bohren ist das Anschweißen vorkonfektionierter Trägerbleche mit vorbereiteten Gewindebohrungen.

Hierbei stellt sich die Frage, ob die auf dem Trägerblech aufgezeichneten Messdaten vergleichbar mit den Messwerten der direkt am Pfahl angebrachten Aufnehmer sind. Ebenfalls soll geklärt werden, welche Anbringungsvariante aus stahlbautechnischer Sicht der Ermüdungsfestigkeit zyklisch beanspruchter Bauteile eher zu empfehlen ist.

4.1 Dehnwellenausbreitung in aufgeschweißten Trägerblechen

Um den Einfluss eines aufgeschweißten Trägerbleches auf die Ergebnisqualität des bei einer dynamischen Probebelastung gemessenen Kraft- und Geschwindigkeitsverlaufes beurteilen zu können, wurden Bleche unterschiedlicher Größe und Ausbildung entwickelt und mit einer umlaufenden Kehlnaht auf einem Stahlpfahl angeschweißt. Für den bestmöglichen Vergleich zwischen den Messdaten auf dem Trägerblech und den Messdaten am Stahlrohr wurden jeweils ein Aufnehmer auf dem Trägerblech und ein Aufnehmer gleichen Typs in unmittelbarer Nähe am Stahlrohr angebracht. Der Dehnungs-Zeit-Verlauf der durch den Hammer eingeleiteten Stoßwelle wurde auf vier unterschiedlichen Blechen gemessen. Die Form der Trägerbleche variiert zwischen lang und schlank (A), sehr klein (B), aufgelöst (C) sowie groß und breit (D). Auf dem großen und breiten sowie dem langen und schlanken Blech wurde parallel auch die Beschleunigung über die Zeit gemessen. Zusätzlich wurde die Beschleunigung auf zwei weiteren kleinen Blechen gemessen. Abbildung 8 zeigt die Abmessungen der verwendeten Trägerbleche sowie den Anbringungsort des jeweiligen Sensors. Abbildung 9 zeigt einen Großteil der verwendeten Trägerbleche, angeschweißt an einen Versuchspfahl.

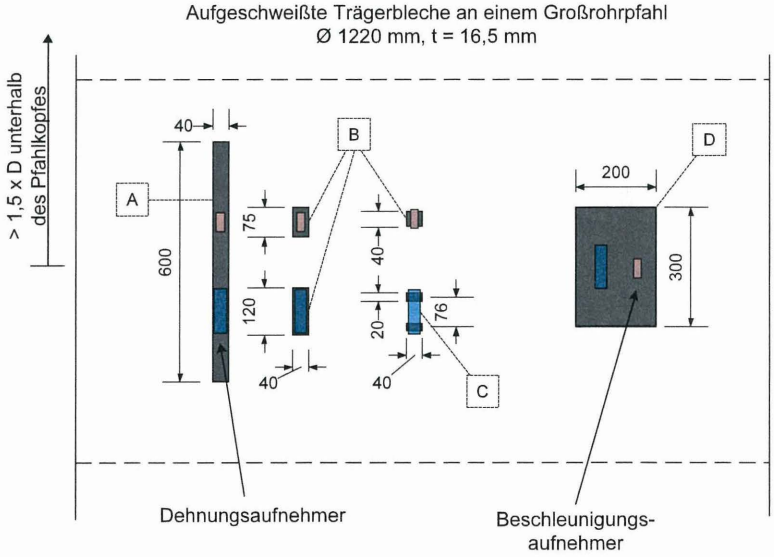


Abbildung 8: Trägerbleche und Position der Sensoren

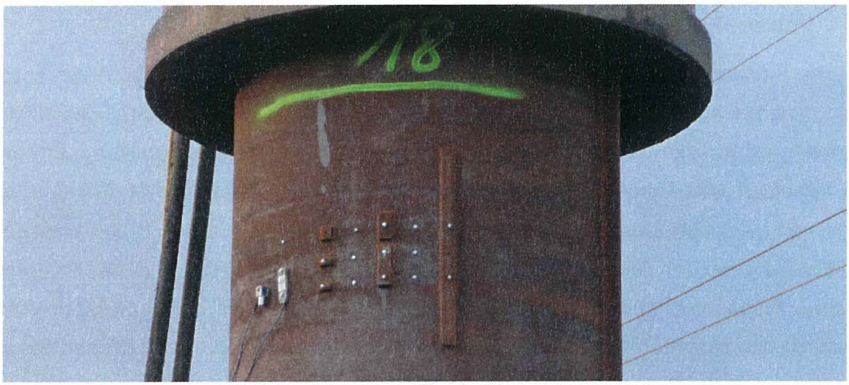


Abbildung 9: angeschweißte Trägerbleche & Messsystem der Firma PDI

Durch Multiplikation mit der Querschnittsfläche und dem Elastizitätsmodul des Pfahles wird die gemessene Dehnung im Messgerät als Verlauf der Kraft über die Zeit dargestellt. Durch Integration der gemessenen Beschleunigung über die Zeit ergibt sich der ausgegebene Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf. Solange kein Einfluss aus dem umgebenden Boden auf den Pfahl einwirkt, ergibt sich eine Proportionalität von gemessener Pfahlnormalkraft F und Geschwindigkeit v der zum Pfahlfuß laufenden Stoßwelle. Der Proportionalitätsfaktor wird auch als Pfahlimpedanz Z bezeichnet und ist nur von Material- bzw. Querschnittswerten abhängig. 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*). Weitere Informationen zur Proportionalität der gemessenen Dehnung und Beschleunigung können beispielsweise auch (*PDI, 2000, PDI 2001 und PDI 2006*) entnommen werden.

Die Messebene der Aufnehmer befand sich zum Testzeitpunkt oberhalb des anstehenden Bodens. Eine Proportionalität von Kraft und Geschwindigkeit vom Beginn der Messungen bis zu dem Zeitpunkt der maximal aufgezeichneten Stoßwellenenergie konnte daher erwartet werden. Abbildung 10 zeigt den gemessenen Kraft-Zeit-Verlauf eines Rammschlages gemessen zum einen auf einem sehr kleinen Trägerblech und zum anderen direkt am Pfahl. Zusätzlich ist der direkt am Pfahl gemessene Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf abgebildet. Kraft und Geschwindigkeit der Messungen direkt am Pfahl sind bis zur maximalen

Krafteinleitung proportional. Im Gegensatz hierzu entspricht der in unmittelbarer Nähe gemessene Kraft-Zeit-Verlauf auf dem sehr kleinen Trägerblech (120x40x15mm) ca. einem Fünftel der tatsächlichen im Pfahl auftretenden Kraft.

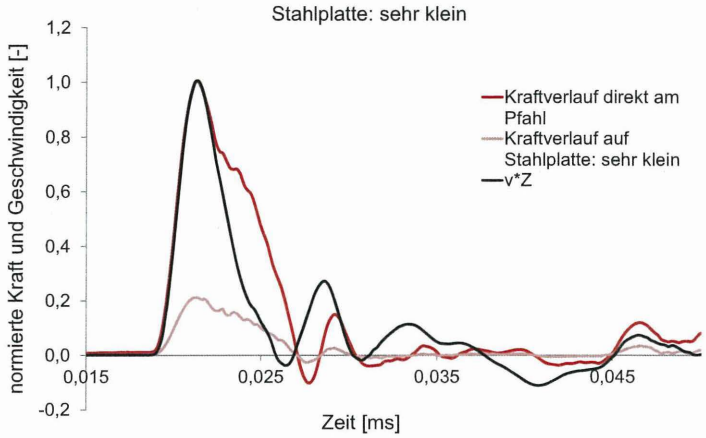


Abbildung 10: schlechte Proportionalität der gemessenen Dehnung auf einem sehr kleinen Trägerblech

Ein erheblich besseres Ergebnis des Kraft-Zeit-Verlaufes konnte auf einem deutlich längeren Trägerblech (600 x 40 x 15 mm) erzielt werden. Die gemessene Kraft auf dem Trägerblech entspricht der am Pfahl gemessenen Kraft des Stoßimpulses. Eine Proportionalität zwischen Kraft und Geschwindigkeit bis zum Kraftmaximum besteht. Ein vergleichbares, sehr gutes Ergebnis konnte bei den aufgelösten, sehr kleinen Blechen (jeweils 20 x 40 x 15 mm) erreicht werden (vgl. Abbildung 11). Im Vergleich zur direkt am Pfahl gemessenen Kraft sind praktisch keine Unterschiede im Kraft-Zeit-Verlauf festzustellen. Abbildung 12 zeigt das Ergebnis des gemessenen Kraft-Zeit-Verlaufes auf den vier untersuchten Trägerblechen. Der Kraftverlauf wurde hierbei auf den Maximalwert normiert, welcher einer hundertprozentigen Übereinstimmung mit dem direkt am Pfahl gemessenen Kraft-Zeit-Verlauf entspricht. Wie bereits beschrieben zeigen die aufgelöste Struktur sowie das sehr lange und schlanke Trägerblech sehr gute Ergebnisse. Im Vergleich hierzu wurde bei den anderen beiden aufgeschweißten Blechen eine deutlich verringerte Kraft gemessen.

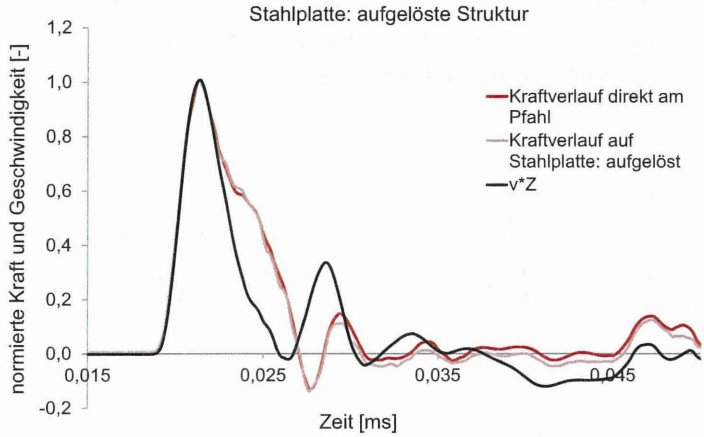


Abbildung 11: sehr gute Proportionalität der gemessenen Dehnung bei zwei kleinen, aufgelösten Trägerblechen

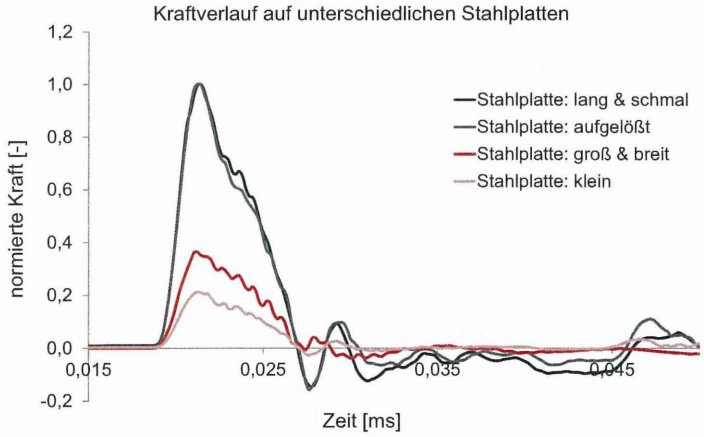


Abbildung 12: normierter Dehnungs-Zeit-Verlauf unterschiedlicher Trägerbleche

Im Vergleich zum gemessenen Kraft-Zeit-Verlauf konnte bei den vier unterschiedlichen Trägerplatten keine Abweichung im Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf verglichen mit den Messungen direkt am Pfahl festgestellt werden. Abbildung 13 zeigt das Ergebnis des gemessenen Geschwindigkeits-Zeit-Verlaufes ebenfalls normiert auf den Maximalwert, welcher der Messung direkt am Pfahl entspricht. Die leichte Abweichung in den Messwerten nach dem gemessenen Geschwindigkeitsmaximum ist durch die unterschiedlichen untersuchten Rohrpfähle zu erklären.

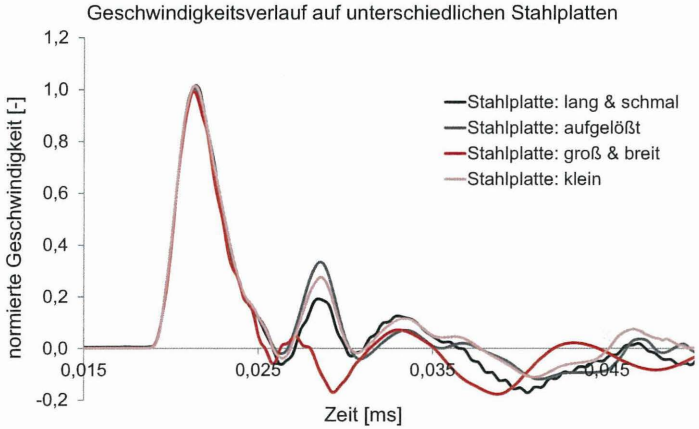


Abbildung 13: normierter Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf unterschiedlicher Trägerbleche

Zusammenfassend konnte festgestellt werden, dass die Messung der Beschleunigung sowohl direkt am Pfahl als auch auf den Trägerblechen unterschiedlicher Formen und Größen gute Ergebnisse erzielte. Der gemessene Verlauf der Kraft über die Zeit ist hingegen abhängig von der Art und Ausbildung des gewählten Trägerbleches. Aufgelöste sowie sehr lange und schlanke Strukturen scheinen hierbei die besten Ergebnisse erzielen zu können. Die aufgelösten Trägerbleche können hierbei prinzipiell als abgewandelte Schraubverbindung verstanden werden. Ein vergleichbares Ergebnis mit den Messungen direkt am Pfahl bestätigt diese Annahme.

Der Übertrag der Dehnung auf die sehr kleinen und kurzen Trägerbleche scheint durch die hohe Geschwindigkeit und sehr kurze Kontaktzeit der Stoßwelle nicht über die kurze Schweißverbindung auf die Trägerplatte übertragen werden zu können. Erst bei deutlich

längeren Trägerplatten, also einem Verhältnis von Länge zu Breite von 15 (im Vergleich: kleines Trägerblech L/B = 3) scheint eine ausreichende Kontaktfläche über die Schweißverbindung für einen vollständigen Übertrag der Dehnung auf das Trägermedium vorhanden zu sein.

Die Durchführung dynamischer Probebelastungen auf kompakten Trägerblechen mit einem kleinen Verhältnis von Länge zu Breite ist nur mit großer Vorsicht und Fachkenntnis durchführbar. Bei sehr präzisen Informationen über die Qualität des aufgezeichneten Geschwindigkeits-Zeit-Verlaufes könnte der Kraft-Zeit-Verlauf gegebenenfalls an der Geschwindigkeit 'kalibriert' werden. Bei falscher Anwendung oder falschen Annahmen über die Qualität des Geschwindigkeitsverlaufes würde die Berechnung der Tragfähigkeit nach CASE und/oder CAPWAP (siehe z.B. *Stahlmann et al., 2004*) falsche Ergebnisse liefern.

4.2 Vergleich der Kerbwirkung für Konstruktionsdetails an Offshore-Gründungspfählen nach dem Nenn- und Strukturspannungskonzept

Die Art der Anbringung der Messgeber durch Bohren von Löchern direkt in den Gründungspfahl oder durch Anschweißen eines zusätzlichen Trägerbleches wurde bisher kontrovers diskutiert. Da Gründungspfähle von Offshore-Windenergieanlagen im besonderen Maße dynamisch beansprucht werden, stellt sich die Frage, welche Anbringungsart aus Sicht der Ermüdungsfestigkeit als vorteilhafter anzusehen ist. Der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit für zyklisch beanspruchte Bauteile kann durch verschiedene Konzepte erfolgen. Dazu zählen neben Versuchen das Nennspannungskonzept für elastische Beanspruchungen, das Strukturspannungskonzept, das Kerbspannungskonzept für plastische Beanspruchungen und die Bruchmechanik.

Bei Verwendung des Nennspannungskonzeptes werden die Spannungen im Bauteil analytisch aus Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie berechnet. Die Kerbwirkung findet Berücksichtigung auf der Widerstandsseite durch Einordnung des Konstruktionsdetails in Kerbfälle. Diese Kerbfälle sind Ermüdungsfestigkeitskurven zugeordnet, die in Versuchen ermittelt wurden.

Beim Strukturspannungskonzept werden örtliche Spannungserhöhungen aus der Strukturgeometrie über eine Erhöhung der Nennspannungen durch einen Spannungskonzentrationsfaktor berücksichtigt. Der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit erfolgt wie beim Nenn-

spannungskonzept mithilfe von (Struktur-)Ermüdungsfestigkeitskurven. Aufgrund seiner übersichtlichen Anwendbarkeit finden das Nennspannungs- bzw. das Strukturspannungskonzept in der Ingenieurpraxis häufige Anwendung. Kerbfälle für das Nenn- und Strukturspannungskonzept können Kerbdetailkatalogen entnommen werden. Sie finden sich unter anderem in den einschlägigen Normen, wie z.B. *DIN EN 1993-1-9, 2005* oder dem Offshore Standard *DNV-RP-C203, 2010*. Abbildung 14 zeigt den Verlauf von Ermüdungsfestigkeitskurven nach *DNV-RP-C203* für die Anwendung des Nennspannungskonzeptes. Diese Kurven gelten für Konstruktionsdetails an der Luft ohne Berücksichtigung von Korrosion, die den Kerbfällen B1 bis W3 zugeordnet werden. Hier ist anzumerken, dass nach *DNV-RP-C203* kein Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit, wie z.B. in *DIN EN 1993-1-9* bei Erreichen von $1x10^8$ Lastzyklen, angesetzt werden kann.

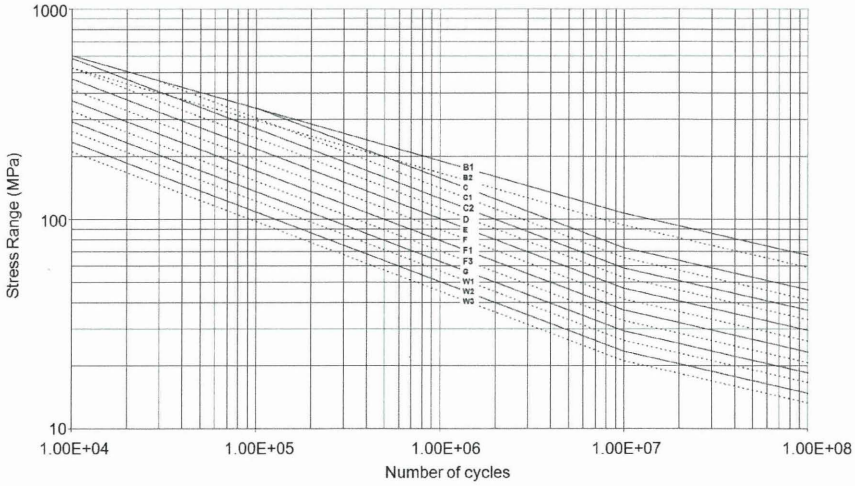


Abbildung 14: Ermüdungsfestigkeitskurven für die Kerbfälle B1 bis W3 an der Luft für Längsspannungsschwingbreiten nach *DNV-RP-C203*

Die Kerbfallbezeichnung nach *DIN EN 1993-1-9* stellt den Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ bei $2x10^6$ Lastzyklen dar. Die Bezeichnungen der Kerbfälle nach *DNV-RP-C203* sind allgemeiner gehalten. Eine Beziehung zwischen den jeweiligen Bezeichnungen nach *DNV-RP-C203* und *DIN 1993-1-9* kann bis $5x10^6$ Spannungsschwingspielen Tabelle 1 entnommen werden.

Tab. 1: Kerbfallbezeichnung nach *DNV-RP-C203* in Beziehung zu *DIN EN 1993-1-9*

DNV-RP-C203 (in air)	*DIN EN 1993-1-9*
B1	160
B2	140
C	125
C1	112
C2	100
D	90
E	80
F	71
F1	63
F3	56
G	50
W1	45
W2	40
W3	36
T	0

Ein Bauteil mit Lochschwächungen unter Normalkraft und Biegung wird nach *DIN EN 1993-1-9* dem Kerbfall 90 zugeordnet, siehe Abbildung 15. Zur Berücksichtigung der Lochgröße erfolgt die Ermittlung der maßgebenden Nennspannungen am Nettoquerschnitt, also unter Berücksichtigung der Lochschwächung.

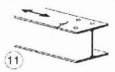
Kerbfall	**Konstruktionsdetail**	**Beschreibung**	**Anforderungen**	
90		11) Bauteile mit Löchern unter Biegung und Normalkraft.	11)...Netto-Querschnitt...	Lochabstand senkrecht zur Kraftrichtung: $P_2 \geq 2{,}5\,d$

Abbildung 15: Kerbfallzuordnung eines Bauteils mit Löchern unter Normalkraft und Biegung (Ausschnitt aus *DIN EN 1993-1-9*, Tabelle 8.1)

Im Fall von Bauteilen mit sehr großen Querschnittsflächen und flächenmäßig geringem Lochanteil wird dieser Effekt vernachlässigbar klein. Dies ist z.B. bei Gründungspfählen mit großen Durchmessern der Fall, wenn, wie bei dem hier untersuchten Problem, nur nicht-tragende Verbindungen zur Sicherung von Messgebern vorgesehen werden. So beträgt die anzusetzende Lochschwächung für max. 8 M6 bei einem Pfahl mit 1800 mm Durchmesser und einer Blechdicke von 40 mm etwa 6 ‰ der Bruttoquerschnittsfläche. Bei einem Pfahldurchmesser von 5000 mm und einer Blechdicke von 80 mm sind es nur etwa

2 ‰. Werden die Spannungen am Nettoquerschnitt berechnet, erhöhen sie sich also nur marginal.

Eine weitere Möglichkeit, Messtechnik am Pfahlschaft zu fixieren, ist das Aufschweißen eines Trägerbleches. Dabei werden die Messgeber auf das Trägerblech geschraubt, welches mit umlaufenden Kehlnähten auf den Pfahl geschweißt wird. Dabei bleibt der Pfahlquerschnitt zwar geometrisch unverändert, jedoch wird durch das Schweißen das Werkstoffgefüge gestört, das zeigt sich auch in der Kerbfallzuordnung. So wird ein solches Detail nach *DNV-RP-C203* je nach Länge des aufgeschweißten Bleches den Kerbfällen E bis F3 zugeordnet. Nach *DIN EN 1993-1-9* (siehe Tabelle 1) entspricht dies den Kerbfällen 80 bis 56. Die Zuordnung in niedrigere Kerbfälle deutet also auf eine stärkere Kerbwirkung des Konstruktionsdetails hin. Dies bedeutet gleichfalls, dass die ertragbaren Spannungen im Hinblick auf den Ermüdungswiderstand kleiner sein müssen.

Table A-7 Welded attachments on the surface or the edge of a stressed member

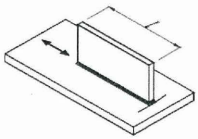
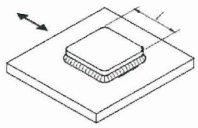
Detail category	*Constructional details*	*Description*	*Requirement*
Notes on potential modes of failure When the weld is parallel to the direction of the applied stress, fatigue cracks normally initiate at the weld ends. When the weld is transverse to direction of stressing, cracks usually initiate at the weld toe; for attachments involving a single, as opposed to a double, weld cracks may also initiate at the weld root. The cracks then propagate into the stressed member. When the welds are on or adjacent to the edge of the stessed member the stress concentration is increased and the fatigue is reduced; this is the reason for specifying an "edge distance" in some of this joints (see also note on edge distance in Table A-3).			
	1.  2. 		1. and 2. The detail category is given for: — Edge distance ≥ 10mm — For edge distance < 10mm the detail category shall be downgraded with one S-N-curve
E	l ≤ 50 mm		
F	50 < l ≤ 120 mm		
F1	120 < l ≤ 300 mm		
F3	l > 300 mm		

Abb. 16: Kerbfallzuordnung eines Konstruktionsdetail mit aufgeschweißtem Blech (2.)
(Ausschnitt aus *DNV-RP-C203*, Tabelle A-7)

Um den Einfluss der bisher dargestellten Kerbwirkungen aus dem Anbringen der Messtechnik im Hinblick auf die Lebensdauer des Gesamtbauteils beurteilen zu können, wird nun noch näher auf ohnehin vorhandene Kerbwirkungen eingegangen. Da die Gründungspfähle i.d.R. aus fertigungstechnischen und ökonomischen Gründen aus mehreren Segmenten unterschiedlicher Blechdicke hergestellt werden, sind ohnehin Kerbwirkungen aus dem Stoß unterschiedlich dicker Bleche bei Ermittlung des Ermüdungswiderstandes zu berücksichtigen. Dies geschieht z.B. mit dem Strukturspannungskonzept.

Das Strukturspannungskonzept (auch Hot-Spot-Konzept genannt) ermöglicht es, Bauteile mit Kerben zu untersuchen, die sowohl geometrische als auch strukturelle Ursachen haben. Dabei werden die örtlichen Spannungserhöhungen durch Besonderheiten in der Tragwerksstruktur über die Ermittlung von Spannungskonzentrationsfaktoren (SKF) berücksichtigt. Eine zusätzliche strukturelle Kerbwirkung am Detail, z.B. durch eine Schweißnaht, wird im Ermüdungsnachweis durch die Verwendung von Strukturspannungswöhlerkurven berücksichtigt. SKF können für Tragstrukturdetails mithilfe der Finiten-Elemente-Methode, aus der Literatur (z.B. *Neuber et al., 2001*) oder durch Experimente ermittelt werden. Abbildung 17 zeigt ein versteiftes Blech unter der Nennlängsspannung σ-nominal.

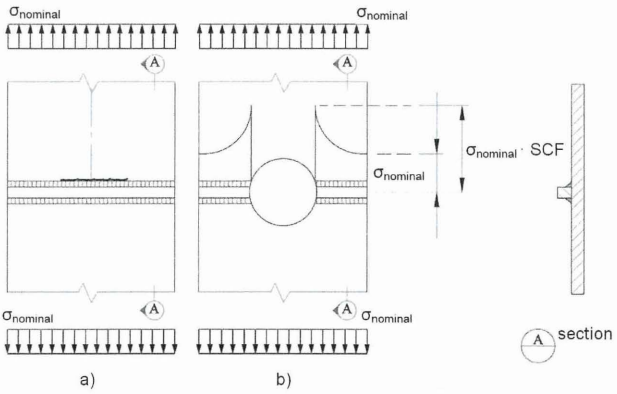


Abb. 17 Erläuterung von Strukturspannungen (*DNV-RP-C203*, Abbildung 2-2)

Kommen an einem Teil der Struktur die Kerbwirkung aus dem Loch und der aufgeschweißten Steife zusammen, siehe b), wird die Nennspannung mit einem SKF multipliziert. Dieser berücksichtigt die örtliche Spannungserhöhung am Lochrand. Die erhöhte

Nennspannung wird als Strukturspannung bezeichnet. Der Ermüdungsnachweis wird dann am Bauteil ohne Loch, siehe a), geführt. Die Kerbwirkung der aufgeschweißten Steife wird über die entsprechende Ermüdungsfestigkeitskurve für das Strukturspannungskonzept berücksichtigt. Der bereits angesprochene Stumpfnahtstoß von Hohlrohrprofilen unterschiedlicher Blechdicke, wie z.B. an einem Monopile oder einem Jacket-Gründungspfahl, ist ein typisches Anwendungsbeispiel der Strukturspannungsmethode in der Offshoretechnik. Dabei wird die Spannungserhöhung infolge des Blechdickenüberganges mit einem SKF erfasst. Dieser kann z.B. nach *DNV-RP-C203* ermittelt werden, siehe Abbildung 18.

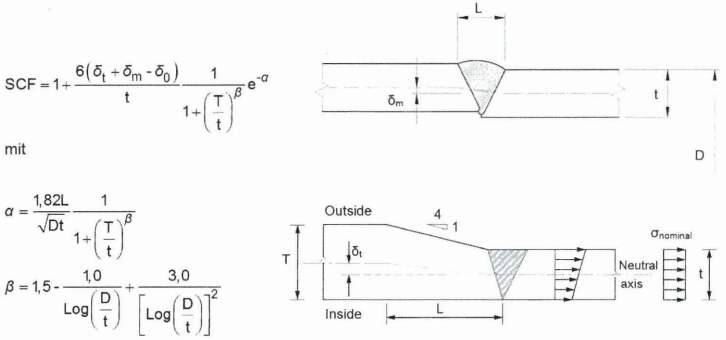


Abbildung 18: Ermittlung von Spannungskonzentrationsfaktoren für Blechdickensprünge an Schweißnahtstößen (nach *DNV-RP-C203*)

Einfluss auf den SKF haben neben dem Rohrdurchmesser D und den Blechdicken T bzw. t der Blechdickenunterschied δ_t und die Exzentrizität δ_m-δ_0 der gestoßenen Bleche. Bei einem Rohrdurchmesser von 1800 mm, einem Blechdickensprung von 40 mm auf 30 mm und einer Exzentrizität von 2 mm ergibt sich nach Abbildung 18 der SKF zu etwa SKF = 1,10. Das entsprechende Konstruktionsdetail wird nach *DIN EN 1993-1-9* je nach Nahtbehandlung den Kerbfällen 112 bzw. 100 zugeordnet, siehe Abbildung 19.

Soll nun die Kerbwirkung der beiden untersuchten Anschlussmöglichkeiten der Messtechnik mit der des Stumpfnahtstoßes verglichen werden, zeigt sich schon über die Einstufung der Konstruktionsdetails in Kerbfälle, dass eine aufgesetzte Kehlnaht (Kerbfall 56 bis 80) ungünstiger zu beurteilen ist, als die Lochschwächung durch Schraubenlöcher (Kerbfall 90). Erweitert man den Vergleich auf eine zu erwartende Lebensdauer bei Vorgabe einer Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$, zeigt sich, dass aufgrund der höheren Strukturspannungen

die ertragbare Lastspielzahl für den Kerbfall 100 in etwa der gleichen Größenordnung liegt, wie für den Kerbfall 90 unter Ansatz der Nennspannungen.

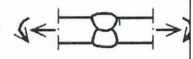
Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderung
112	① 	1) Voll druchgeschweißte Stumpfnaht.	1) — Alle Nähte blecheben in Lastrichtung geschliffen. — Schweißnahtan- und –auslaufstücke sind zu verwenden und anschließen zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. — Beidseitige Schweißung mit ZFP — Für Exzentrizitäten siehe Anmerkung 1 unten.
100	② 	2) Voll durchgeschweißte Stumpfnaht	2) — Nähte nicht blecheben geschliffen — Schweißnahtan- und –auslaufstücke sind zu verwenden und anschließen zu entfernen, Blechränder sind blecheben in Lastrichtung zu schleifen. — Beidseitige Schweißung. — Für Exzentrizitäten siehe Anmerkung 1 unten.

Abbildung 19: Kerbfälle bei Verwendung von Strukturspannungen (Ausschnitt aus *DIN EN 1993-1-9*, Tabelle B.1)

So liegt bei Vorgabe einer Nennspannungsschwingbreite von 90 N/mm² (entspricht für Kerbfall 90 dem Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit) die ertragbare Lastspielzahl für das Konstruktionsdetail ‚Bauteil mit Löchern' bei $N = 2x10^6$, ebenso wie für das Konstruktionsdetail ‚Stumpfstoß mit Blechdickensprung' (Kerbfall 100). Das liegt daran, dass die Spannungen für das Konstruktionsdetail ‚Stumpstoß mit Blechdickensprung' nach dem Strukturspannungskonzept mit einem SKF = 1,1 erhöht werden muss. Für die Vorgabe einer Nennspannungsschwingbreite von z.B. 140 N/mm² ergeben sich ebenfalls vergleichbare ertragbare Lastspielzahlen, vergleiche Tabelle 2.

Tabelle 2: Ertragbare Lastspielzahlen für vorgegebene Spannungsschwingbreiten Δσ nach dem Nennspannungskonzept bzw. dem Strukturspannungskonzept (SKF = 1,10) für die entsprechenden Kerbfälle (ohne Berücksichtigung der Blechdicke)

Kerbfall	*Δσ in N/mm²*	N_{zul}	*Δσ in N/mm²*	N_{zul}
90 (Bauteil mit Löchern)	90	$2x10^6$	140	$7,0x10^5$
100 (Stumpfstoß mit Blechdickensprung)	99	$2x10^6$	154	$7,5x10^5$

5 Zusammenfassung

Da standardmäßig ein Rammhammer beim Einbringen der Gründungspfähle von Offshore-Windenergieanlagen verwendet wird, erscheint die Durchführung einer dynamischen Probebelastung zur Ermittlung der z.B. nach BSH-Standard geforderten axialen Pfahlwiderstände sinnvoll und naheliegend. Bei der Rammung durch die jeweils verwendete Pfahlführungskonstruktion muss jedoch beachtet werden, dass die wasserdichten Sensoren und deren Kabelverbindungen nicht beschädigt werden.

Die Applikation der Sensoren auf vorkonfektionierte Trägerbleche ist prinzipiell möglich. Der Dehnungsmessgeber sollte hierbei aber auf zwei einzelne, sehr kleine bzw. auf eine sehr lange und schlanke Trägerplatte mit einem großen L/B Verhältnis installiert werden.

Aus ermüdungstechnischen Gesichtspunkten eines zyklisch beanspruchten Stahlbauteiles ist das direkte Anschrauben der Messgeber an das Gründungsrohr dem Anschweißen eines Trägerbleches vorzuziehen. Der Vergleich der Kerbfälle zeigt, dass bei einer vorgegebenen Anzahl von Spannungsschwingspielen bei einer direkten Anbringung der Messgeber an den Gründungspfahl höhere Normalspannungen zugelassen werden können. Das Konstruktionsdetail ‚Bauteil mit Löchern' ist hierbei vergleichbar dem Konstruktionsdetail ‚Stumpfstoß mit Blechdickensprung', welcher ohnehin bei den gängigen Gründungsrohren existiert.

Literatur

BMU, Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit: *aktuelle Pressemitteilungen*, www.bmu.de, 2010

BSH Standard; *Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen*, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 2007

DIN EN 1993-1-9: Eurocode 3*: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung*; Deutsche Fassung. Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel, 2005

DNV-RP-C203: *Fatigue design of offshore steel structures*. Det Norske Veritas, Norway, 2010

EA-Pfähle: *Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle*, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Dortmund, Ernst & Sohn, 2007

Neuber, H. et al.: *Kerbspannungslehre: Theorie der Spannungskonzentration; genaue Berechnung der Festigkeit.* 4. Auflage, Berlin: Springer-Verlag, 2001

PDI: *PDA-W (Pile Driving Analyzer) Users Manual*, Pile Dynamics, Inc. Cleveland Ohio, 2001

PDI: *CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) for Windows Manual*, Pile Dynamics, Inc. Cleveland Ohio, 2000

PDI: *CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) Background Report*, Pile Dynamics, Inc. Cleveland Ohio, 2006

Stahlmann, J. Kirsch, F. Schallert, M. Klingmüller, O. Elmer, K.-H.: *Pfahltests – modern dynamisch und / oder konservativ statisch*, 4. Kolloquium, Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, S. 23-40, 2004

Autoren

Dipl.-Ing. Jan Fischer — j.fischer@tu-braunschweig.de
Dipl.-Ing. Jörn Zahlmann — j.zahlmann@tu-braunschweig.de
Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann — j.stahlmann@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig — www.IGB-TUBS.de
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig — Tel.: 0531 391-62000

Dipl.-Ing. Jonas Hensel, M.Sc. — j.hensel@is.tu-braunschweig.de

Institut für Stahlbau
Technische Universität Braunschweig — www.is.tu-braunschweig.de
Beethovenstraße 51, 38106 Braunschweig — Tel.: 0531 391-3371

IGB·TUBS

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	Früchtenicht, 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 kontaminier ten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 *
Nr. 21	Balthaus, H.	**Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation,1986 *
Nr. 22	Kayser, R. Meseck, H. Rösch, A., Hermanns, R.	**Untersuchungen zur Deponierung von - Braunkohlenaschen**, 1986 *
Nr. 23	Meseck, H.	**Dichtwände und Dichtsohlen** - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
Nr. 24	Krause, Th.	**Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, Dissertation, 1987
Nr. 25	Meseck, H.	**Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen**, Dissertation, 1987 *
Nr. 26	Reuter, E.	**Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren**, Dissertation, 1988 *
Nr. 27	Wichert, H.-W.	**Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit histori scher Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988
Nr. 28	Geil, M.	**Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Sus-pensionen im frischen und erhärteten Zustand**, Dissertation, 1989

IGB·TUBS

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 abgebundenen 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 - Verdachts flächen (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 Ver gleich 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 Schlitzwand-bauweise 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 Qualitäts-sicherung 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

IGB·TUBS

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 – Unter suchungen 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 Auswerte-methoden 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 Feststoff-eigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002

Nr. 71	Stahlmann, J. Fritsch, M. Kirsch, F.; Schallert, M.	**Pfahl-Symposium 2003,** Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003
Nr. 72	Vittinghoff, T.	**Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion in einem überkonsolidierten Ton,** Dissertation, 2002
Nr. 73	Witte, M.	**Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen** Dissertation, 2003
Nr. 74	Stahlmann, J. Rosenberg, M. Nendza, M.	**11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004** Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
Nr. 75	Kirsch, F.	**Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen,** Dissertation, 2004
Nr. 76	Stahlmann, J. Gattermann, J. Fritsch, M.	**Geotechnik-Kolloquium 30 Jahre IGB·TUBS** Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
Nr. 77	Stahlmann, J. Gattermann, J. Kuhn, C.	**Messen in der Geotechnik 2004** Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004
Nr. 78	Bergs, T.	**Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion,** Dissertation, 2004
Nr. 79	Scholz, C.	**Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen,** Dissertation, 2004
Nr. 80	Stahlmann, J. Gattermann, J. Fritsch, M.	**Pfahl-Symposium 2005** Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005
Nr. 81	Nendza, M.	**Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens,** Dissertation, 2006
Nr. 82	Stahlmann, J. Gattermann, J. Kuhn, C.	**Messen in der Geotechnik 2006** Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006
Nr. 83	Stahlmann, J. Rosenberg, M.	**geotechnische Aspekte im Umweltschutz** Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006

IGB·TUBS

Nr. 84	Stahlmann, J. Gattermann, J. Fritsch, M., Fischer, J.	**Pfahl-Symposium 2007** Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007
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. Gattermann, J. Bruns, B.	**Messen in der Geotechnik 2008** Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008
Nr. 88	Stahlmann, J. Gattermann, J. Fischer, J.	**Pfahl-Symposium 2009** Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009
Nr. 89	Schmitt, J.	**Spannungsverformungsverhalten des Gebirges beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild,** Dissertation, 2009
Nr. 90	Stahlmann, J. Rosenberg, M.	**Stahl im Wasserbau 2009** 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. Gattermann, J. Bruns, B.	**Messen in der Geotechnik 2010** Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010
Nr. 93	Schallert, M.	**Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung der Struktur von Betonpfählen,** Dissertation, 2010
Nr. 94	Stahlmann, J. Fischer, J. Zahlmann, J.	**Pfahlsymposium 2011,** Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. Februar 2011