

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Heft Nr. 96



Pfahl - Symposium 2013

Fachseminar: 21./22. Februar 2013

Organisation:

J. Zahlmann
H. Sychla

Braunschweig 2013

VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum dreizehnten 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.

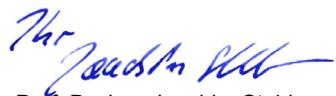
Wir freuen uns außerordentlich den von der Firma FRANKI Grundbau gestifteten *Edgard-Frankignoul-Förderpreis* für herausragende Arbeiten junger Ingenieure auf dem Gebiet der Pfahlgründungen beim diesjährigen Pfahlsymposium bereits zum vierten Mal vergeben zu dürfen.

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. Jörn Zahlmann und Herrn Dipl.-Wirtsch.-Ing. Hauke Sychla. Nicht zuletzt möchten wir auch der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig für die Unterstützung während der Vorbereitung und 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 2013



Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann



Ausschreibung des
Edgard-Frankignoul-Förderpreises 2015
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 beigelegt 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 19. und 20. Februar 2015 in Braunschweig stattfindet, vergeben. Die Preisträger erhalten die Gelegenheit, auf dem Symposium über ihre Arbeiten zu berichten.

Einreichungsfrist: 30. September 2014

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 2013:

Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden J. Baumbach	1
Untersuchungen zur axialen Tragfähigkeit und zur Rammpbarkeit der Gründungspfähle beim Offshore-Windpark London Array M. Hencke	15
Vergleich verschiedener Modelle für die Prognose der Langzeitverformungen von Monopilegründungen für Offshore-Windenergieanlagen K. Westermann, H. Zachert, T. Wichtmann	25
<hr/>	
Gründung von Windenergieanlagen mit Frankipfählen Europaweit sicher und wirtschaftlich gründen T. Garbers, T. Hauser	37
Charakteristische Pfahlwiderstände aus dynamischen Probelastungen J. Stahlmann, J. Fischer, J. Zahlmann	57
Bewertung dynamischer Pfahlprobelastungen an Bohrpfählen M. Herten, M. Baeßler, E. Niederleithinger, S. Georgi	79
StatRapid, eine Neuentwicklung für Rapid-Load-Testing P. Middendorp, L. de Neef, R. van Dorp, A. Lambo	101
Auswertung der dynamischen Pfahlprobelastungen O. Klingmüller, F. Rausche	123
Modelle zur Offshore-Rammsimulation mit gekoppelter Vorschädigungsberechnung M. Fritsch, J. Fischer, J. Hensel	145
Rammpagnosen und dynamische Pfahlprobelastungen für Offshore-Pfähle J. Hebig, B. Ossig, T. März, T. Strozyk	167
Installation of Monopiles by Vibrohammers for the Riffgat Project L. de Neef, P. Middendorp, J. Bakker	187
Schutzsysteme gegen Kolkbildung an pfahlartigen Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen K. Werth, G. Heerten	203
Die Herstellung einer tiefen Baugrube als logistische und technische Herausforderung – Einfluss des Ausschreibungsmodells auf die Wahl von Methoden zur Baugrubensicherung E. Falk, W. Sondermann	215
Bohrpfahlbeton – Neue Bewertung der Verarbeitbarkeit K. Beckhaus, M. Larisch	227

Vergleich von Probelastungen an Fertigbetonrammpfählen mit analytischen und empirischen Bemessungsverfahren	
L. Vavrina, P. Wardinghus, W. Körner	249
Integrales software-gestütztes Prozessmanagement bei der Pfahlherstellung	
I. Hylla, J.W. Lambo	271
Numerische Untersuchungen zur passiven Horizontalbeanspruchung von Pfählen in weichen bindigen Böden	
J. Aschrafi, A. Mühl, A. Glockner, C. Moormann	283
Pfahlpenetration in nichtbindigem Boden: Großmaßstäbliche Modellversuche und Nachrechnungen	
J. Vogelsang, G. Huber, T. Triantafyllidis, U. Schindler	305
Zur Reduktion des aktiven Erddrucks infolge Verdübelung mittels Pfählen	
G. Qiu, K. Reimann, J. Grabe	327
Tragwirkung pfahlartiger Konstruktionselemente einer generischen Kaje – numerische Berechnungen	
P. Stein, H. Sychla, C. Missal, J. Stahlmann	341
Entwicklungsperspektiven in der europäischen Pfahlnormung - zwischen Regelungsbedarf und praxisgerechten Regelwerken	
C. Moormann	365
Einzel- und Gruppenprobelastungen an Ortbetonpfählen in Hamburger Geschiebemergel	
F. Kirsch, M. Krings, T. Hecht, S. Maretzki	381
Geotechnische Randbedingungen bei der Pfahlgründung des hafenseitigen Wellenbrechers LNG-Terminal Swinemünde, Polen	
T. Ommen	399
Erdbebensicheres Bauen mit Kleinverpresspfählen	
E.F. Ischebeck, A. Junker	413
Anwendung und Grenzen der numerischen Berechnung in der Geotechnik im Hinblick auf die Schnittstelle zur Hochbaustatik	
Planung einer Pfahl-Platten-Gründung	
A. Mühl, K. Röder, C. Wawrzyniak	427
Laboratory assessment of ultimate unit friction of driven piles in chalk	
T. M. Carrington, G. Li, M. J. Rattley	447
Probelastungen von Stahlrohren in Kreide für den Offshore-Windpark Baltic 2	
T. Lahrs, A. Kallias	451
Anwendung und Herstellung von Verankerungspfählen für Rückverankerungen von Spundwänden	
F. Tapken, R. Krutwig	469
Heftübersicht des IGB-TUBS	483

Wir danken den Inserenten:

Allnamics Pile Testing Experts BV, The Hague (Niederlande)	201
BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen	247
bsp ingenieure, Braunschweig	363
CAPE HOLLAND GROUP, Beilen (Niederlande)	99
CENTRUM Pfähle GmbH, Hamburg	269
DMT Gründungstechnik GmbH, Büdelsdorf	325
FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG, Seevetal	35
Friedr. Ischebeck GmbH, Ennepetal	425
Fugro Consult GmbH, Berlin	449
GEO-SOIL-INVEST UG, Bremen	185
GKT Spezialtiefbau GmbH, Hamburg	339
GSP Gesellschaft für dynamische Prüfmethode mbH, Mannheim	121
GUD CONSULT GmbH, Berlin	397
ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH, Seevetal	55
JACBO Pfahlgründungen GmbH, Schüttorf	281
KED Knabe Enders Dührkop Ingenieure GmbH, Hamburg	165
KELLER Grundbau GmbH, Offenbach	225
Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH, Bremerhaven	467
PDI Pile Dynamics Inc., Cleveland, USA	142
Prof. Rodatz und Partner GmbH, Braunschweig	77
ThyssenKrupp Bautechnik, Essen	481

Wir danken den Ausstellern:

Allnamics Pile Testing Experts BV, The Hague (Niederlande)

BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

Baugrund Salzgitter GmbH, Salzgitter

CENTRUM Pfähle GmbH, Hamburg

DUKTUS S.A. Pfahlsysteme, Hall in Tirol (Österreich)

FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG, Seevetal

Friedr. Ischebeck GmbH, Ennepetal

GSP Gesellschaft für dynamische Prüfmethode mbH, Mannheim

HUESKER Synthetic GmbH, Gescher

KELLER Grundbau GmbH, Offenbach

NAUE GmbH & Co. KG, Espelkamp-Fiestel

SCANROCK GmbH, Celle

ThyssenKrupp Bautechnik GmbH, Essen

1. Preisträgerin des Frankignoul-Förderpreises 2013

Dipl.-Ing. Jennifer Baumbach

*Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen
unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden*

(Kurzfassung)

Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden

Dipl.-Ing. Jennifer Baumbach, PSP Consulting Engineers GmbH, München

1 Einleitung

Mikropfähle sind auf Grund ihres Einsatzes als Rückverankerungselemente oder Gründungselemente unter Windenergieanlagen häufig veränderlichen Einwirkungen durch z.B. Grundwasserschwankungen, Wind oder Wellenschlag ausgesetzt. Diese variieren u.a. hinsichtlich ihrer Belastungsart (Schwell- oder Wechselbelastung), ihrer Lastamplitude und ihrer Frequenz.

Seit den 1970er Jahren wurden die Auswirkungen veränderlicher Einwirkungen auf das Verschiebungsverhalten und die Tragfähigkeit von Pfählen in einer Reihe von Forschungsarbeiten untersucht (u.a. Chan/Hanna, 1980; Kraft et al., 1981; Gruber et al., 1985; Schwarz, 2002). Die veränderlichen Einwirkungen wurden dabei in der Regel durch Aufbringen einer sinusförmigen zyklischen Belastung simuliert. Dabei war die Belastungsrichtung stets axial zum Pfahl, was auch der planmäßigen vorhandenen Beanspruchung von Mikropfählen entspricht. Die überwiegende Anzahl der zyklischen Versuche im Maßstab 1:1 oder im Modellmaßstab wurde in Sand durchgeführt.

Die Datenbasis zu Versuchen mit Mikropfählen in bindigen Böden ist hingegen deutlich geringer. Am Norwegian Geotechnical Institute in Oslo wurden Versuchsreihen mit axialer zyklischer Belastung an Mikropfählen im Maßstab 1:1 in einem breiig-weichen und einem halbfesten Ton durchgeführt (Karlsrud/Haugen, 1986; Karlsrud et al., 1992). Von Lehane et al. (2003) wurden zwei einzelne Mikropfähle in einem breiig-weichen Ton zyklisch belastet. Neben diesen großmaßstäblichen Versuchen existiert noch eine Reihe von kleinmaßstäblichen Modellversuchen (u.a. Poulos, 1981; Narasimha/Prasad, 1992; Prasad/Narasimha, 1994; McManus et al., 1994).

2 Zielsetzung der Eigenen durchgeführten Belastungsversuche an Mikropfählen

Bei den bisher in der Literatur vorliegenden Forschungsarbeiten zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axialer zyklischer Belastung in bindigen Böden liegt die erreichte Zyklenzahl meist deutlich unter 10.000 Zyklen, so dass Aussagen über die Langzeittragfähigkeit nur begrenzt möglich sind. Darüber hinaus wurde in einigen Fällen

der charakteristische Pfahlwiderstand unter einer statischen Einwirkung gar nicht oder erst nach einer zyklischen Belastung bestimmt, so dass Aussagen über eine Reduzierung der Tragfähigkeit unter zyklischer Belastung nicht möglich sind. Teilweise wurden die Pfähle vor der zyklischen Belastung bereits statisch bis zum charakteristischen Pfahlwiderstand belastet, so dass die Verschiebungen unter zyklischer Belastung nicht mehr als repräsentativ angesehen werden können.

Ziel zweier am Zentrum Geotechnik der TU München durchgeführter Forschungsvorhaben war es, den Kenntnisstand zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Mikropfählen in bindigen Böden zu erweitern und den Einfluss von Wechsel- und Schwellbelastungen auf die Pfahlverschiebungen und die Pfahltragfähigkeit auch für große Zyklenzahlen (> 50.000) systematisch zu untersuchen, um dadurch eine Datenbasis für die Beschreibung des Verschiebungsverhaltens und die Entwicklung von Bemessungsmodellen in der Praxis zu schaffen.

Hierzu wurden statische Pfahlprobelastungen sowie zyklische Zugschwell- und Wechsellastversuche an im Bohrverfahren hergestellten Mikropfählen mit einem Durchmesser von 0,15 m und einer Länge von 4,2 m in einem mittelplastischen Ton steifer Konsistenz durchgeführt.

Der charakteristische Herauszieh Widerstand unter statischer Belastung wurde an nicht vorbelasteten Pfählen zu $R_{t;k} = 80$ kN ermittelt.

3 Versuchsdurchführung und Messtechnik

Alle statischen und zyklischen Pfahlversuche wurden als kraftgesteuerte Versuche durchgeführt. Die Lastaufbringung erfolgte hydraulisch mit einem speziell für zyklische Langzeitversuche abgedichteten Hohlkolbenzylinder. Das Anfahren der einzelnen Laststufen erfolgte bei den statischen Pfahlprobelastungen manuell, während einer Laststufe wurde die Last über einen rechnergestützten Regelkreis konstant gehalten. Bei den zyklischen Versuchen erfolgte die gesamte Versuchssteuerung rechnergestützt.

Die Pfahlkopfverschiebungen wurden während der Versuche über zwei induktive Wegaufnehmer knapp über der Geländeoberfläche erfasst. Zur Erfassung der Verteilung des Längskraftverlaufs über die Pfahltiefe wurden an den Traggliedern auf einer Länge von 3,0 m im Abstand von 0,75 m jeweils 5 Messstellen mit Dehnmessstreifen (DMS) bestückt. Die Datenerfassung für die beiden induktiven Wegaufnehmer, das Kraftsignal

sowie die fünf mit DMS bestückten Messstellen erfolgte rechnergestützt. Die Messfrequenz betrug 2 Hz.

4 Zyklische Pfahlversuche

Bei allen zyklischen Pfahlversuchen wurde das mittlere Lastniveau F_{mittel} und die Lastamplitude F'_{zykl} während eines Versuches konstant gehalten (siehe Begriffsdefinitionen in Abbildung 1 und Abbildung 2). Als Versagenskriterium wurden eine mittlere Pfahlverschiebung bzw. eine Verschiebungsspanne von mehr als 10 % des Pfahldurchmessers (= 15 mm) definiert. Die Belastungsfrequenz lag bei allen Versuchen bei einem Zyklus pro Minute (= 0,017 Hz). Eine Übersicht über alle durchgeführten zyklischen Pfahlversuche mit Angabe der Belastung sowie der maximalen Zyklenzahl findet sich in Abbildung 3.

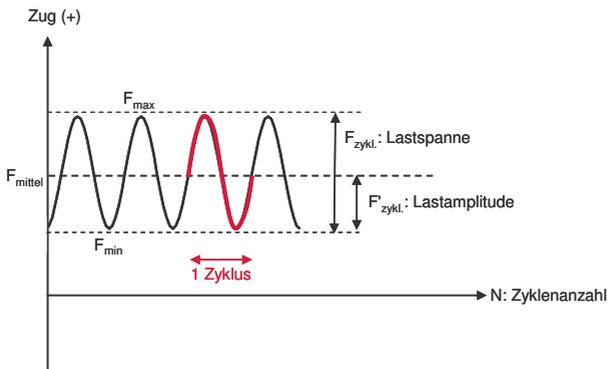


Abbildung 1a: Definitionen Einwirkungen bei Schwellbelastung

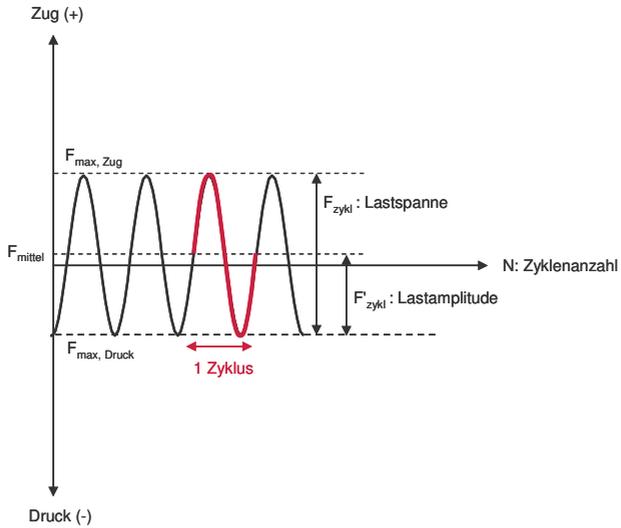


Abbildung 1b: Definitionen Einwirkungen bei Wechselbelastung

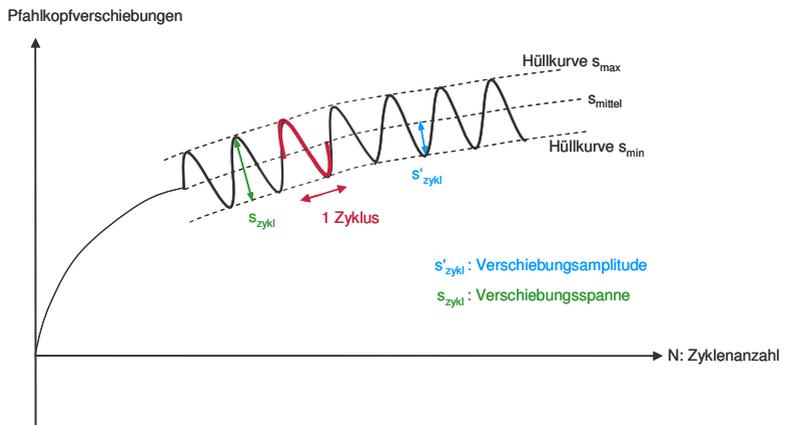


Abbildung 2: Definitionen Verschiebungen

Pfehl	Lastbild (+: Zug, -: Druck)				Zyklusanzahl
	F_{mittel} [kN]	F_{max} [kN]	F_{min} [kN]	F'_{zykl} [kN]	N [-]
Zugschwellversuche					
A (Belastung 1)	20	+35	+5	15	55.687
A (Belastung 2)	50	+65	+35	15	28.316
H	50	+75	+25	25	83.975
G	50	+95	+5	45	2.947
D	50	+85	+15	35	57.115
C	40	+75	+5	35	53.953
Wechselastversuche					
W-Belastung 1	+5	+20	-10	15	58.030
W-Belastung 2	+5	+40	-30	35	3.177
X	+5	+30	-20	25	39.919
V-Belastung 1	+15	+40	-10	25	51.681
V-Belastung 2	+15	+50	-20	35	16.172

Abbildung 3: Übersicht über zyklische Pfehlversuche

4.1 Verschiebungsamplituden bzw. Verschiebungsspannen

Bei allen Zugschwellversuchen bleiben die Verschiebungsamplituden während eines Versuchs jeweils annähernd konstant. Die Größe der Verschiebungsamplitude liegt dabei bei allen Versuchen deutlich unter 1 mm. Die Größe der Verschiebungsamplitude wird nahezu ausschließlich von der Größe der zyklischen Lastamplitude beeinflusst. Der Zusammenhang zwischen Last- und Verschiebungsamplitude kann mit Hilfe einer Potenzfunktion beschrieben werden (siehe Abbildung 4).

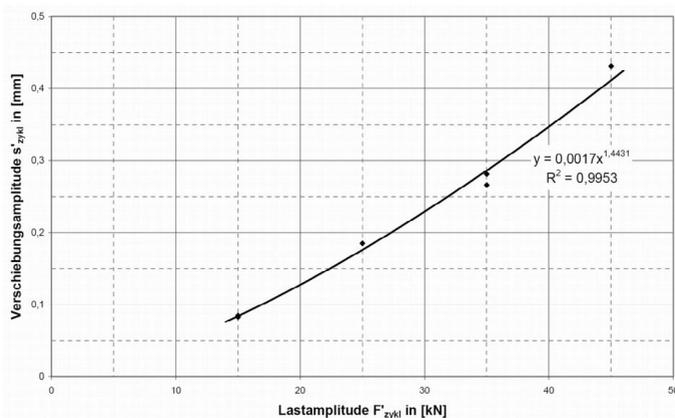


Abbildung 4: Abhängigkeit der Verschiebungsamplitude von der Lastamplitude bei Zugschwellversuchen

Bei den Wechselastversuchen nehmen die Verschiebungsamplituden mit zunehmender Zyklenzahl zu. Die Zunahme geschieht umso rascher, je größer die zyklische Lastamplitude ist. Bei den Wechselastversuchen ist im Gegensatz zu den Zugschwellversuchen auch ein Einfluss des mittleren Lastniveaus zu erkennen.

Bei den Wechselastversuchen wird somit nach einer bestimmten Anzahl von Zyklen das Versagenkriterium einer zulässigen Verschiebungsspanne von 15 mm überschritten, während dieses Versagenkriterium bei den Zugschwellversuchen nicht maßgebend wird.

4.2 Mittlere Pfahlverschiebungen

Bei allen zyklischen Pfahlversuchen nehmen die mittleren Pfahlverschiebungen unabhängig von der Belastungsart mit zunehmender Zyklenzahl stetig zu. Das Versagenkriterium einer zulässigen mittleren Verschiebung von 15 mm wird somit für alle Lastkombinationen nach einer bestimmten Zyklenzahl erreicht. Es ist festzustellen:

- Eine Steigerung der Lastamplitude führt zu einer rascheren Zunahme der mittleren Pfahlverschiebungen.
- Bei gleicher maximaler Last führt ein höheres mittleres Lastniveau zu einer langsameren Zunahme der mittleren Pfahlverschiebungen.
- Bei zyklischen Lastamplituden von mehr als 30 % des statischen Pfahlwiderstandes führt ein höheres Lastniveau (entspricht einer Verschiebung von einer Wechselast in Richtung einer Schwelllast) zu einer langsameren Zunahme der mittleren Pfahlverschiebungen.

In Abbildung 5 sind die durchgeführten zyklischen Versuche mit Angabe möglicher Zyklenzahlen bis zum Erreichen der als Versagen definierten mittleren Verschiebung von 15 mm zusammenfassend dargestellt. Das mittlere Lastniveau und die zyklische Lastamplitude wurden dabei jeweils auf den charakteristischen Herauszieh Widerstand unter statischer Belastung bezogen.

Hierbei zeigt sich, dass unabhängig von der Belastungsart bei zyklischen Lastamplituden von bis zu 30 % des statischen Pfahlwiderstands und einem mittleren Lastniveau von bis zu 60 % des statischen Pfahlwiderstands Zyklenzahlen bis zu einer Million möglich sind, ohne dass ein Versagen auf Grund unzulässig großer mittlerer Pfahlverschiebungen zu erwarten ist. Bei höheren zyklischen Lastamplituden nehmen die möglichen Zyklenzahlen insbesondere bei den Wechselastversuchen stark ab. Bei den Zugschwellversuchen

nehmen die möglichen Zyklenzahlen signifikant ab, sobald die maximale Belastung über dem statischen Pfahlwiderstand liegt (Werte oberhalb der Diagonale von links oben nach rechts unten in Abbildung 5).

4.3 Post-zyklische statische Tragfähigkeit

Im Anschluss an die zyklischen wurden die Pfähle nochmals statisch belastet. Bei den im Anschluss an die Zugschwellversuche durchgeführten statischen Pfahlprobelastungen auf Zug wurde bei allen Pfählen eine Tragfähigkeitssteigerung zwischen 8 % und 30 % gegenüber der Tragfähigkeit nicht vorbelasteter Pfähle festgestellt. Die vorausgegangene zyklische Belastung wirkte sich unabhängig von der Größe der aufgetretenen Pfahlverschiebungen günstig auf das statische Pfahltragverhalten aus.

Bei den im Anschluss an Wechsellastversuche durchgeführten statischen Pfahlprobelastungen waren hingegen signifikante Tragfähigkeitsverluste gegenüber der Tragfähigkeit nicht zyklisch vorbelasteter Pfähle zu erkennen. Wurden die Pfähle bei der post-zyklischen statischen Probelastung in Richtung der Verschiebung während der zyklischen Versuche belastet, lagen die Tragfähigkeitsverluste bei ca. 20 %. Wurden sie hingegen entgegen der Verschiebungsrichtung während des zyklischen Versuchs belastet, lagen die Verluste bei bis zu 80 %.

5 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nach DIN EN 1997-1:2009 in Kombination mit DIN 1054:2010 ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Mikropfähle unter statischer Zugbelastung der Nachweis zu führen, dass der Bemessungswert des charakteristischen Herausziehwiderstandes

$$R_d = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s,t} \cdot \eta_M} \text{ mit } \gamma_{s,t} = 1,15 \text{ und } \eta_M = 1,25$$

kleiner ist als der Bemessungswert der Einwirkungen F_d . Im Folgenden wird vereinfachend davon ausgegangen, dass auf der Einwirkungsseite veränderliche Lasten nur aus einer zyklischen Belastung resultieren und die angenommene zyklische Belastung der maximal zu erwartenden zyklischen Einwirkung auf den Pfahl entspricht. Zur Ermittlung des Bemessungswertes der Einwirkungen wird davon ausgegangen, dass die ständige Einwirkung F_G dem mittleren Lastniveau F_{mittel} entspricht und die zyklische Lastamplitude F'_{zykl} der veränderlichen Einwirkung F_Q .

Der Bemessungswert der Einwirkungen ergibt sich somit zu

$$F_d = F_{\text{mittel}} \cdot \gamma_G + F'_{\text{zykl}} \cdot \gamma_Q$$

In Abbildung 5 ist der Bereich möglicher Lastkombinationen rot hinterlegt, für die der Bemessungswert der Einwirkungen kleiner ist als der Bemessungswert des Pfahlwiderstandes. Die gestrichelte Linie bei $F'_{\text{zykl}} / R_{t;k} = 0,1$ markiert die untere Grenze, unterhalb der nach EA-Pfähle (2012) nicht mit einer Verschlechterung des Tragverhaltens auf Grund zyklischer Einwirkungen zu rechnen ist. Bei allen Versuchen, die innerhalb des roten Bereichs liegen, liegen die möglichen Zyklenzahlen bei mehr als $N = 10^6$ (siehe 4.2), bis die Verschiebungen das Versagneskriterium einer mittleren Pfahlverschiebung oder einer Verschiebungsspanne von mehr als 10 % des Pfahldurchmessers (= 15 mm) überschreiten.

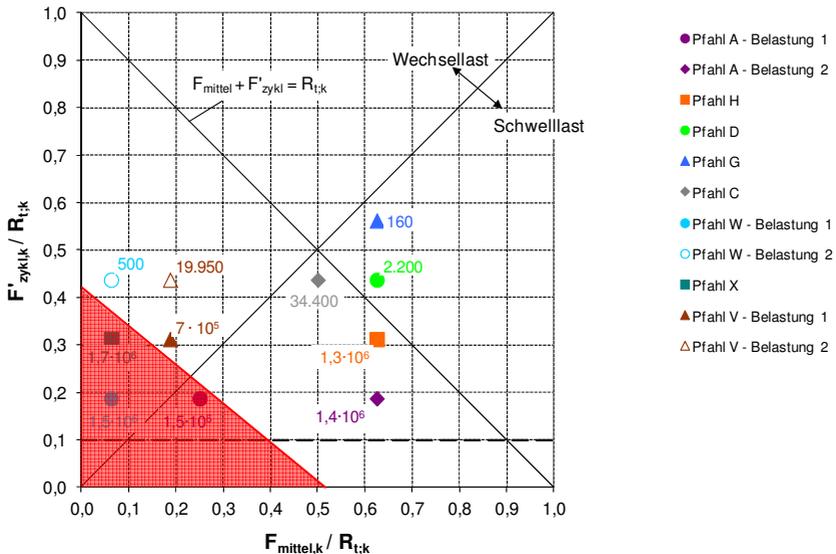


Abbildung 5: Mögliche Zyklenzahlen bis zum Erreichen einer mittleren Verschiebung oder Verschiebungsspanne von 15 mm; rot hinterlegt: Zulässige Lastkombinationen beim Nachweis nach DIN EN 1997-1:2009 in Kombination mit DIN 1054:2010, ständige Bemessungssituation BS-P

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse der post-zyklischen statischen Pfahlprobelastungen im Anschluss an eine Zugschwellbelastung, bei denen eine Tragfähigkeitssteigerung (siehe 4.3) infolge der zyklischen Belastung festgestellt wurde, ist

für das untersuchte Pfahl-Boden-System unter Zugschwellbelastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit keine weitere Abminderung des charakteristischen Pfahlwiderstands gegenüber der Abminderung unter statischer Belastung erforderlich.

Bei Wechselastversuchen mit zyklischen Lastamplituden bis zu 30 % des charakteristischen Herausziehwiderstandes sind ebenfalls Zyklenzahlen bis zu ca. $N = 10^6$ möglich, ohne dass ein Pfahlversagen auftritt. Bei höheren Amplituden ist auf Grund der Versuchsergebnisse davon auszugehen, dass ein Versagen bei deutlich unter $N = 10^6$ zu erwarten ist.

Zusätzlich wurde bei den durchgeführten post-zyklischen statischen Pfahlprobelastungen im Anschluss an eine Wechselbelastung ein signifikanter Tragfähigkeitsverlust festgestellt. (siehe 4.3). Auf Grund der vorliegenden Ergebnisse sollte die Wechselasten tendenziell von einer zusätzlichen Reduktion der Pfahltragfähigkeit gegenüber rein statischer Belastung von mindestens 20 % ausgegangen werden.

6 Abschätzung der Pfahlverschiebungen

Im Rahmen der Forschungsvorhaben wurden die veränderlichen Einwirkungen auf einen Pfahl als sinusförmige zyklische Belastung mit gleichbleibender Lastamplitude modelliert. Für diese Annahme konnte gezeigt werden, in welchen Grenzen verschiedene empirische und analytische Berechnungsansätze (Kriechnalogie, Potenzansatz nach Schwarz (2002) und Programm ZYKLAX nach Thomas (2011)) zur Ermittlung der Pfahlverschiebungen geeignet sind, und es konnten für die durchgeführten Versuche teilweise Angaben zu Größen benötigter Eingangsparameter gemacht werden. Diese Eingangsparameter sind jedoch sowohl boden- als auch lastabhängig, so dass hier in jedem Fall weitere Untersuchungen notwendig sind.

7 Ausblick

Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse hinsichtlich der Tragfähigkeit auf andere Pfahlssysteme und andere bindige Bodenarten ist durch weiterführende Untersuchungen abzusichern. Bezüglich der Pfahlssysteme sind insbesondere Spannungsveränderungen im Boden infolge der Herstellung der Pfähle und ihre Auswirkungen auf das Verhalten unter zyklischer Belastung genauer zu untersuchen.

Im Rahmen der Bearbeitung der Forschung ergaben sich zusätzliche Fragestellungen, die nur am Rande betrachtet werden konnten. So ist beispielsweise genauer zu untersuchen, unter welchen Randbedingungen Ergebnisse aus Einzelscherversuchen im Labor genutzt werden können, um zum Einen Pfahlverschiebungen unter axial zyklischer Belastung direkt abschätzen zu können oder zum Anderen Modellparametern für Berechnungsverfahren ermitteln zu können.

Prinzipiell zeigt sich in nichtbindigen und bindigen Böden ein ähnliches Verschiebungsverhalten unter zyklisch axialer Belastung. Die Pfahlverschiebungen steigen mit zunehmender Zyklenzahl und Wechsellasten wirken sich tendenziell ungünstiger auf die Verschiebungen und die Tragfähigkeit aus als Schwelllasten. Dennoch reagieren Pfähle in bindigen Böden in der Regel unempfindlicher auf eine axial zyklische Belastung als Pfähle in nichtbindigen Böden. Hierzu sind für ein genaueres Verständnis der Spannungs- oder Porenwasserdruckänderungen in bindigen Böden infolge einer axial zyklischen Pfahlbelastung weitere Untersuchungen notwendig.

In der Arbeit wurden die veränderlichen und zyklischen Einwirkungen auf einen Pfahl als sinusförmige Belastung mit gleichbleibender Lastamplitude modelliert. Die Annahme einer sinusförmigen Belastung mit gleichbleibender Amplitude stellt eine Vereinfachung der Realität da. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist eine Abschätzung bzw. Nachweisführung über die Einwirkung mit der größtmöglichen Lastamplitude möglich. Zur Abschätzung der tatsächlichen Pfahlverschiebungen im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit einer Konstruktion sollte die Auswirkung von Einwirkungen mit wechselnden Lastamplituden evtl. auftretenden Belastungspausen unter Annahme realistischer Lastzyklenzahlen weiter untersucht werden.

Literatur

Baumbach, J. (2010): Schlussbericht zum Forschungsvorhaben ZP-52-5-11.48.1-1273/07: Axial zyklisch belastete Mikropfähle in bindigen Böden, *Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin*

Baumbach, J. (2013): Doktorarbeit: Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden, *Zentrum Geotechnik, TU München, noch unveröffentlicht*

Chan, S.F./Hanna, T.H. (1980): Repeated loading on single piles in sand, *Proceedings ASCE, Vol. 106, No. GT 2, pp. 171-188*

- Gruber, N./Koreck, H.-W./Schwarz, P.** (1985): Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle, *Heft 5, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München*
- Karlsrud, K./Haugen, T.** (1986): Behaviour of piles in clay under cyclic axial loading – results of field model tests, *Publication Nr. 166, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo*
- Karlsrud, K. et al.** (1992): NGI's pile test at Tilbrook and Pentre – Review of testing procedures and results, *Publication Nr. 188, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo*
- Lehane, B. M./Jardine, R.J./McCabe, B. A.** (2003) : Pile group tension cyclic loading : Filed test programme at Kinnegar N.Ireland, *Research Report 101, Health and Safety Executive*
- Mc Manus, K.J. et al.** (1994): Cyclic axial loading of drilled shafts in cohesive soils, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 120, No. 9, Septmeber, pp. 1481 – 1497, New York*
- Narasimha, S./Prasad, Y.** (1992): Behaviour of a helical anchor under vertical repetitive loading, *Marine Geotecnology, Vol. 10, pp. 203 – 228*
- Poulos, H. G.** (1981): Cyclic axial response of single pile, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. 1, January, pp. 41 – 58, New York*
- Prasad, Y./Narasimha, S.** (1994): Experimental studies on foundations of compliant structures – II. Under cyclic loading, *Ocean Engineering, Vol. 21, No. 1, pp. 15 - 27*
- Schwarz, P.** (2002): Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung, *Heft 33, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München*

Autor

Dipl.-Ing. Jennifer Baumbach
PSP Consulting Engineers GmbH
Heinrich-Heine-Str. 1, 80686 München

j.baumbach@psp-tunnel.de

www.psp-tunnel.de

Tel.: 089 578396-14

zum Forschungsvorhaben:

Zentrum Geotechnik TU München
Baumbachstr. 7, 81245 München

www.gb.bv.tum.de

Tel.: 089 289 27133

2. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2013

Matthias Hencke, M.Sc.

*Untersuchungen zur axialen Tragfähigkeit und zur Rammbarkeit
der Gründungspfähle beim Offshore-Windpark London Array*

(Kurzfassung)

Untersuchungen zur axialen Tragfähigkeit und zur Rammpbarkeit der Gründungspfähle beim Offshore-Windpark London Array

Matthias Hencke

1 Einleitung

Die in der letzten Zeit verstärkten Auseinandersetzungen mit den Folgen des Klimawandels haben dazu geführt, dass auch Deutschland und u.a. die benachbarten Länder Dänemark und Großbritannien bestrebt sind, mehr erneuerbare Energien zu nutzen. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf dem Ausbau der Windenergie. Ein großes Potential wird langfristig, aufgrund der besonderen Wind- und Platzverhältnisse, im Offshore-Bereich gesehen. Aus diesem Grunde werden in der Nord- und Ostsee langfristig viele weitere Offshore-Windparks entstehen. (HENCKE, 2012)

Die Gründungen der Windenergieanlagen werden im Offshore-Bereich i.d.R. mittels Pfählen oder pfahlartiger Gründungselemente realisiert. Verwendet werden überwiegend offene, gerammte Stahlpfähle mit Durchmessern zwischen 0,5 – 4,5 m und Wandstärken zwischen 20 mm und 80 mm. Pfahllängen im Offshore-Bereich liegen je nach Gründungsart, Wassertiefe und Design der Offshore-Struktur typischerweise zwischen ca. 40 m und 125 m. Der Ermittlung von belastbaren Kennwerten für die Bemessung dieser Pfähle kommt eine entscheidende Bedeutung zu. (BALTHES et al., 2005).

Ziel der Masterthesis war die Untersuchung der axialen Tragfähigkeit und Rammpbarkeit der Gründungspfähle beim Offshore-Windpark London Array mit einer abschließenden Bewertung der Untersuchungsergebnisse. Hierfür wurden die Theorie der Pfahltragfähigkeit sowie in der Literatur beschriebene Berechnungsansätze vorgestellt. Für die Ermittlung der statischen Grenztragfähigkeit der Pfähle wurden diese Berechnungsansätze an verschiedenen Standorten der Windenergieanlagen (WEA) angewendet und die Ergebnisse miteinander verglichen. Des Weiteren wurde mit Hilfe der Software ALLNAMES PDP der Installationsprozess der Monopiles an den gewählten Standorten simuliert. Die resultierenden Simulationsergebnisse wurden anschließend den Daten der Rammprotokolle

gegenübergestellt und bewertet. Die dynamischen Pfahlwiderstände, die der Rammsimulation zugrunde liegen, wurden abschließend gesondert betrachtet und ebenfalls beurteilt.

2 Offshore-Windpark „London Array“

Der Offshore-Windpark London Array (OWP LA) befindet sich, wie in Abbildung 1 dargestellt, im äußeren Themse Ästuar östlich von London. Die Entfernung zur englischen Küste beträgt zwischen 20 und 35 km.



Abbildung 1: OWP London Array – Lage (COWI, 2010)

Bauherr des OWP ist ein Konsortium, bestehend aus DONG Energy, E.ON und Masdar. Während das dänische Unternehmen DONG Energy mit 50 % am Projekt beteiligt ist, partizipieren das britische Unternehmen E.ON und Masdar aus Abu Dhabi mit 30 % bzw. 20 %.

Die Entstehung des Windparks erfolgt in zwei Phasen. Dabei wird die erste Konstruktionsphase vom Joint Venture zwischen Bilfinger Berger und Per Aarsleff (ABJV) durchgeführt. Diese beinhaltet den Bau von 175 WEA und 2 Umspannwerken. Die zweite Phase ist zum

aktuellen Zeitpunkt noch nicht ausgeschrieben. Die Gründungen der WEA und der Umspannwerke werden als Monopiles ausgeführt und besitzen bei einer Länge von bis zu 60 m einen Durchmesser zwischen 4,7 m und 5,7 m in der Gründung. Die Einbringung der Monopiles erfolgt durch Rammung mit Hilfe eines Hydrohammers.

Im Untersuchungsgebiet des OWP LA wurden 4 wesentliche Bodenarten vorgefunden. Dieses sind als obere Schicht Sande und Kiese, bis zu 25 m Stärke. Unter der Kies- und Sandschicht befindet sich harter, schluffiger Ton. Diese Tonschicht weist eine Mächtigkeit von maximal 55 m auf. Die abschließende Bodenformation wird charakterisiert durch kalkartige Ureinlagerungen, die das gesamte Untersuchungsgebiet unterlagern.

3 Tragverhalten offener Stahlrohrpfähle

Beim Rammen von Stahlrohrpfählen treten Kornumlagerungen in der näheren Pfahlumgebung auf. Innerhalb des Pfahles formt sich eine Bodensäule. Mit zunehmender Rammtiefe erhöht sich der Reibungswiderstand zwischen den Pfahlmantelflächen und dem angrenzenden Boden. Die Höhe der Bodensäule wird im Vergleich zur Einbindelänge des Pfahls kleiner und der Boden zwischen den gegenüberliegenden Mantelflächen verspannt sich. In diesem Zustand hat sich ein sogenannter minder fester Bodenpfropfen gebildet. Für die weitere Eindringung des Pfahles wird somit eine Teilverdrängung des unter dem Pfahl liegenden Bodens nötig. Während des fortdauernden Rammvorgangs kann sich der Mantelwiderstand derart erhöhen, dass sich eine vollständige Verspannung des Bodens zwischen den gegenüberliegenden Pfahlmantelflächen einstellt und sich ein fester Bodenpfropfen bildet. Der zunächst offene Pfahl wird so durch einen Bodenpfropfen am Pfahlfuß verschlossen und verhält sich beim Tieframmen wie ein geschlossener Pfahl. (LAMMERTZ, 2008). Ob sich ein fester, minder fester oder kein Bodenpfropfen bildet, ist zu untersuchen. In der ausgeführten Masterarbeit wurde aufgrund diverser Literaturhinweise die Annahme getroffen, dass sich im Pfahl kein festsitzender Pfropfen bildet.

Die beim Eindringen des Pfahls auftretende Mantelreibung kann nach dem Mohr-Coulombschen Gesetz bestimmt werden. Während der Einbringung des Pfahls finden eine Verdrängung und eine Verdichtung des Bodens statt. Dabei kommt es infolge der Scherbeanspruchung zu Umlagerungen im Korngerüst. Durch die Scherbeanspruchung findet entweder ein Abbau der Normalspannung statt, wenn der Boden kontraktantes Verhalten aufweist, oder eine Erhöhung, wenn der Boden dilatant ist. Die auf den Mantel eines offe-

nen Pfahls wirkende Radialspannung ist geringer als bei einem vergleichbaren Pfahl mit geschlossener Spitze (WHITE et. al, 2005). Grund dafür ist, dass der geschlossene Pfahl ein größeres Bodenvolumen verdrängt und deswegen größere Radialspannungen auf den Pfahlschaft wirken. Bei offenen Pfählen bestimmt zudem der Grad der Pfropfenbildung – also ob sich ein fester, minder fester oder kein Pfropfen während der Rammung bildet – die auf den Pfahlschaft wirkende maximale Radialspannung (LAMMERTZ, 2008).

Nach der Pfahlherstellung steigen die Tragfähigkeiten infolge rückläufiger Umlagerungsprozesse wieder an. Die durch die Rammung bedingte kurzfristige Abnahme der Pfahltragfähigkeit bezieht sich auf den statischen, d.h. den vom Eindringungsweg abhängigen Anteil des Rammwiderstandes (SRD = Soil Resistance to Driving). (RAUSCHE et al., 2005). Die anschließende Tragfähigkeitssteigerung resultiert aus der Dissipation des infolge der Pfahleinbringung induzierten Porenwasserdrucks. Während dieser Vorgang in nichtbindigen Böden in der Regel innerhalb von 48 Stunden nach der Rammung abgeschlossen ist, kann die vollständige Dissipation in bindigen Böden bis zu mehreren Wochen andauern. Bei dem sich über einen längeren Zeitraum erstreckenden Festigkeitszuwachs spricht man auch vom Anwachsen des Pfahls.

4 Ermittlung axialer Tragfähigkeiten

Rechnerisch setzt sich die Tragfähigkeit eines Pfahles aus Spitzenwiderstand am Pfahlfuß und Mantelreibung am Pfahlumfang zusammen. Der Spitzenwiderstand ergibt sich dabei aus der Multiplikation der wirksamen Pfahlfußfläche mit dem Spitzendruck. Der Mantelwiderstand wiederum ergibt sich aus dem Produkt des Pfahlumfangs und dem Integral der Mantelreibung. Mantelreibung und Spitzendruck können mit unterschiedlichen Herangehensweisen ermittelt werden. Zum Vorgehen zur Abschätzung der Tragfähigkeit eines Pfahles liegt in der einschlägigen Literatur eine Vielzahl von Verfahren vor. So gibt es neben den direkten und den indirekten Verfahren weiterhin die halbempirischen Verfahren. Diese halbempirischen Verfahren, die sich für die Abschätzung der Tragfähigkeit von geramten Pfählen durchgesetzt haben wurden im Verlauf der Masterarbeit angewendet. Grundlage der halbempirischen Verfahren ist die Ableitung des Pfahlwiderstandes aus mit der Drucksonde gemessenen Spitzendrücken. Die Ermittlung der Pfahlmantelreibung und des Pfahlsitzendrucks erfolgt mit erdstatischen Ansätzen. Zur Anwendung kamen die Verfahren des API (American Petroleum Institute), des ICP (Imperial College Pile), der

UWA (University of Western Australia), des NGI (Norwegian Geotechnical Institute), nach FUGRO und das Verfahren nach FORAY & COLLIAT. Die Bemessungsansätze dieser Verfahren wurden in der Theorie erläutert und anschließend an verschiedenen Standorten im Windpark angewendet. Abschließend wurden die ermittelten Ergebnisse nach den verschiedenen Verfahren miteinander verglichen. (Abbildung 2)

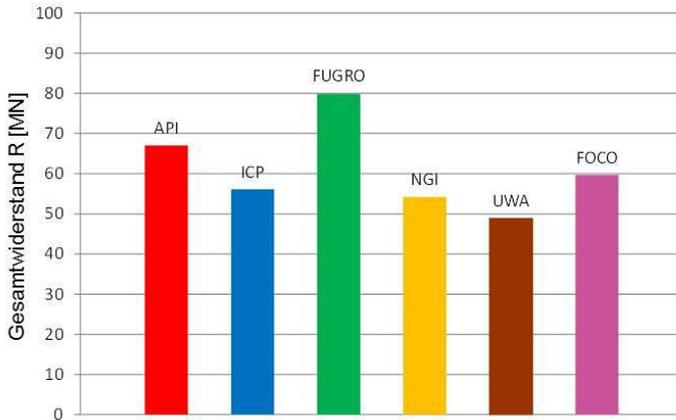


Abbildung 2: Vergleich der Gesamttragfähigkeiten an einem Standort

5 Rammsimulation

Neben der Ermittlung der Tragfähigkeit wurde im Rahmen der Masterarbeit an verschiedenen Standorten die Rammpbarkeit der Monopiles untersucht. Hierzu wurde das Programm ALLNAMICS PDP verwendet. Die realen Hammerkennwerte, Pfahlabmessungen und Bodenverhältnisse fließen in das Programm als Eingangsdaten ein. Dazu wurden im Programm die eingesetzten Hämmer ausgewählt oder ggf. definiert, der Pfahl mit seinen Eigenschaften wie Länge, Wandstärke, Durchmesser und Material eingegeben und die Bodeneigenschaften mit einem entsprechenden Bodenmodell möglichst realitätsnah abgebildet. Zudem wird die Rammenergie definiert, um so den Rammvorgang realitätsnah abbilden zu können. Für eine abschließende Beurteilung der Simulationsergebnisse, wurden diese mit den Rammprotokollen verglichen, grafisch dargestellt und interpretiert (Abbildung 3).

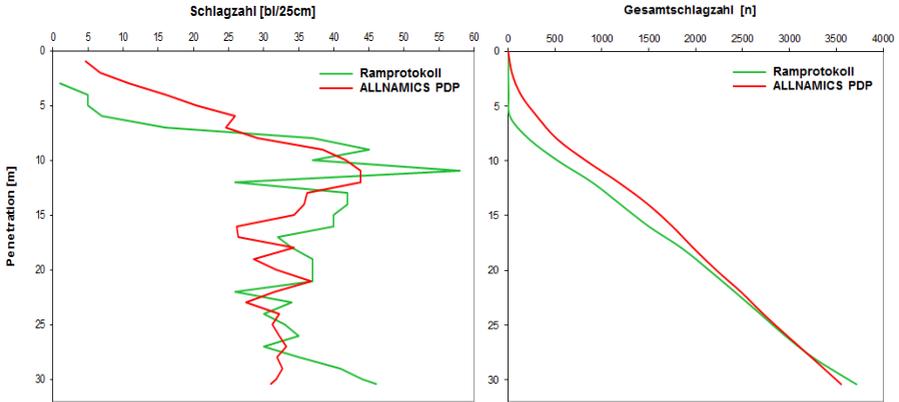


Abbildung 3: Vergleich der Schlagzahlen (Rammprotokoll – ALLNAMICS PDP)

Des Weiteren wurden die der Rammung zugrunde liegenden dynamischen Pfahlwiderstände betrachtet und für die ausgewählten Standorte untersucht. Das Programm ALLNAMCIS PDP wurde auch hier eingesetzt und mit den Ergebnisse der Bemessungsansätze nach STEVENS et al. (1982) und nach ALM & HAMRE (2001) verglichen. (Abbildung 4)

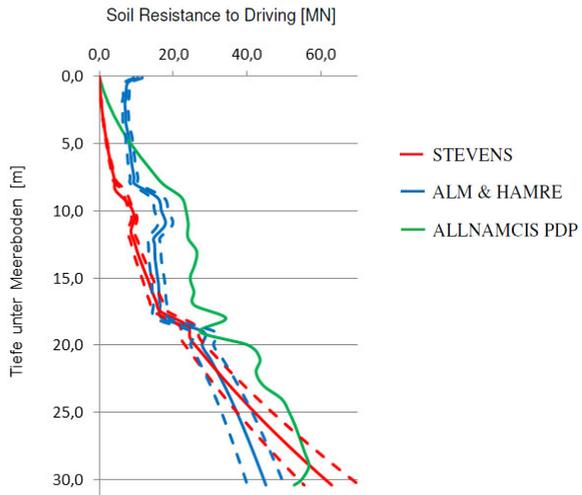


Abbildung 4: Vergleich dynamischer Pfahlwiderstände

6 Zusammenfassung

Die axiale Tragfähigkeit der Gründungspfähle beim OWP LA wurde mit Hilfe der Bemessungsansätze zur Ermittlung von axialen Tragfähigkeiten offener Stahlohrpfähle in nicht-bindigen Böden und bindigen Böden ermittelt. Bei der Bemessung wurde lediglich ein unverspannter Zustand des Bodens im Pfahl betrachtet, eine vollständige Pfropfenbildung blieb unberücksichtigt. Aufgrund nicht vorgesehener dynamischer Probelastungen wurden die errechneten Tragfähigkeiten nach den verschiedenen Bemessungsansätzen untereinander verglichen. Hieraus ist zu erkennen, dass die angewendeten Bemessungsansätze variierende Tragfähigkeiten ermitteln. Eine Aussage über die Genauigkeit dieser Bemessungsansätze kann aufgrund der fehlenden Vergleichswerte bzgl. der Probelastungen jedoch nicht getroffen werden.

Neben der axialen Tragfähigkeit wurde die Rammbarkeit der Monopiles untersucht. Diese Untersuchung erfolgte an denselben Standorten wie die Tragfähigkeitsberechnung. Für die Simulation der Pfahlrammung fand die Software ALLNAMICS PDP Verwendung. Die Ergebnisse der durchlaufenen Simulationen wurden anschließend mit den Rammprotokollen verglichen. Hieraus ist für den anstehenden Baugrund, der überwiegend aus Sand und Ton besteht, eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Simulation und Realität erkennbar. Des Weiteren wurden die der Rammung zugrunde liegenden dynamischen Pfahlwiderstände betrachtet und mit den Werten nach STEVENS et al. (1982) und ALM & HAMRE (2001) verglichen. Für die örtlichen, bodenspezifischen Randbedingungen kann die Software ALLNAMICS PDP sowohl für die Rammung als auch die dynamischen Pfahlwiderstände ein sehr gutes Ergebnis erzielen.

Literatur

HAMRE, L.; ALM, T.; *Soil model for pile driveability predictions based on CPT interpretations, 2001*

BALTHES, R.; THIELE, R.; L.v.d. ZWAAG, G.; *Geotechnische Erkundung im Nearshore- und Offshore-Bereich zur Ermittlung von Bodenkennwerten für die Bemessung von Pfahlgründungen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Pfahl-Symposium, Braunschweig, 2005*

COWI; Animationsfilm „Offshore Wind Farm London Array“, 2010

LAMMERTZ, P.; *Ermittlung der Tragfähigkeit vibrierter Stahlrohrpfähle in nichtbindigem Boden*, hrsg. von Professor Dr.-Ing. W. Richwien, Universität Duisburg-Essen, VGE Verlag GmbH, Essen, 2008

RAUSCHE, F.; **KLINGMÜLLER, O.;** *Rammbaerkeitsuntersuchungen für Offshore-Monopiles von Windenergieanlagen*, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Pfahl-Symposium, Braunschweig, 2005

STEVENS, R.; **WILTSIE, E.;** **TURTON, H.;** *Evaluating Pile Drivability for Hard Clay, Very Dense Sand, and Rock*, 14th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1982

WHITE, D.J.; **SCHNEIDER, J.A.;** **LEHANE, B.M.;** *The Influence of Effective Area Ratio on Shaft Friction of Displacement Piles in Sand; Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Balkema, p. 741-747, Rotterdam, 2005*

Autoren

M.Sc. Dipl.-Ing. (FH) Matthias Hencke

matthias_hencke@gmx.de

Estewiesen 1

21614 Buxtehude

Tel.: 0176 20812897

3. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2013

Dipl.-Ing. Konrad Westermann

*Vergleich verschiedener Modelle für die Prognose
der Langzeitverformung von Monopilegründungen
für Offshore-Windenergieanlagen*

(Kurzfassung)

Vergleich verschiedener Modelle für die Prognose der Langzeitverformungen von Monopilegründungen für Offshore-Windenergieanlagen

Dipl.-Ing. Konrad Westermann

Dipl.-Ing. Hauke Zachert

Dr.-Ing. Torsten Wichtmann

Institut für Boden- und Felsmechanik (KIT), Deutschland

1. Einleitung

Im Zuge des Ausbaus erneuerbarer Energien entstehen in Deutschland in der Nord- und Ostsee Windparks aus "Offshore-Windenergieanlagen", kurz OWEA. Aufgrund der zyklischen Belastungen aus Wind und Wellen kann es zu bleibenden Verformungen und Schiefstellungen der Anlagen kommen. Somit stellt die Gründung dieser Anlagen eine große Herausforderung dar. Die Monopile-Gründung, d.h. eine Pfahlgründung bestehend aus einem einzigen hohlen Stahlrohr mit einem Durchmesser von 5 m und mehr, ist die am meisten verwendete Gründungsvariante. Bereits etablierte Verfahren in der Offshore-Industrie zur Bemessung von Gründungen können aufgrund des wesentlich größeren Verhältnisses aus zyklisch horizontal wirkenden Lasten zum Eigengewicht nicht ohne weiteres angewendet werden. Daneben wurden diese Methoden für wesentlich kleinere Pfahldurchmesser entwickelt, so dass nun mit den OWEA-Gründungen völliges Neuland betreten wird. Für die Prognose der bleibenden Verformungen von OWEA infolge zyklischer Belastung wurden einige neue Modelle an verschiedenen deutschen Universitäten entwickelt, deren Hauptaugenmerk auf der Beschreibung des nichtlinearen Langzeitverformungsverhaltens dieser Gründung liegt.

Ziel der im Rahmen der Diplomarbeit des ersten Autors (Westermann, 2012) durchgeführten Studie war es, die Prognosen der verschiedenen Ansätze zur Abschätzung der Langzeitverformungen von OWEA für realitätsnahe Abmessungen, Belastungen der OWEA und Lagerungsdichten des nichtbindigen Bodens miteinander zu vergleichen. Anhand dieses Vergleichs sollten die Qualität und die Grenzen der Ansätze aufgezeigt und her-

ausgearbeitet werden. Dazu wurden folgende fünf Ansätze untersucht: Die P-y-Kurven des American Petroleum Institutes (API) (2000), der Ansatz von Dührkop (Universität Hamburg-Harburg) (2009), der Ansatz von Taşan et al. (Technische Universität Berlin) (2011), der Ansatz von Achmus et al. (Leibniz Universität Hannover) (2008) und der Ansatz mit Hilfe von Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung und Akkumulationsmodell (KIT)(2011). Im Rahmen der Vergleichsstudie wurden daher für einen offshore-typischen Feinsand ($d_{50} = 0,18 \text{ mm}$, $C_u = d_{60}/d_{10} = 1,5$) die Eingangsparameter für alle betrachteten Modelle in Laborversuchen ermittelt. Vereinfachend und in Übereinstimmung mit den untersuchten Modellen wurde für den nichtbindigen Boden davon ausgegangen, dass es infolge der zyklischen Belastung des Pfahls zu keiner Porenwasserdruckakkumulation im Boden kommt.

Im Folgenden werden die einzelnen Modelle und deren Umsetzung im Rahmen der Vergleichsstudie kurz dargestellt. Anschließend werden die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen zusammengefasst. Dabei werden einige Besonderheiten der einzelnen Modelle herausgearbeitet. Abschließend wird ein Fazit aus den Ergebnissen der Vergleichsstudie gezogen.

2. Bemessungsmodelle

2.1. P-y-Kurven des API

Das American Petroleum Institute (API) (2000) empfiehlt zur Bemessung von horizontal beanspruchten Pfählen bei Offshore-Bauwerken ein Verfahren, welches einen federgebeteten Balken und sog. "P-y-Kurven" verwendet. Dabei wird ein nichtlinearer Ansatz für die Beziehung zwischen der Bettungsreaktionskraft P und der Verschiebung y angesetzt, in Abhängigkeit von der Tiefe unterhalb des Meeresbodens, der Lagerungsdichte sowie dem Pfahldurchmesser. Eine Berücksichtigung von zyklischen Belastungen findet in diesem Modell nur über einen konstanten Abminderungsfaktor der Bettungssteifigkeit für monotone Belastungen statt. Dies stellt eine sehr grobe Vereinfachung des tatsächlichen Bodenverhaltens unter zyklischer Belastung dar. Das Vorgehen nach API (2000) wurde mit Hilfe des Programms Mathematica automatisiert. Dazu wurde ein kurzes Skript entwickelt, welches die horizontale Verformung eines Pfahls in Folge einer am Pfahlkopf angreifenden und zyklisch wirkenden Horizontalkraft H_0 berechnet.

2.2. Ansatz von Dührkop

An der Universität Hamburg-Harburg wurde von Dührkop (2009) eine Modifikation des P-y-Verfahrens nach API entwickelt. Diese Modifikation basiert auf Ergebnissen aus kleinmaßstäblichen 1g-Modellversuchen an zyklisch belasteten Monopiles. Die Modellversuchsergebnisse wurden dazu verwendet, den Abminderungsfaktor für zyklische Belastungen nach API (2000) so zu modifizieren, dass die Zyklenanzahl berücksichtigt werden kann. Das Vorgehen nach Dührkop (2009) wurde von Westermann (2012) ebenfalls in einem kurzen Mathematica-Skript implementiert.

2.3. Ansatz nach Taşan et al.

Das Modell von Taşan et al. (2011) basiert auf dem sog. "Strain-Wedge-Modell", kurz: SWM, welches von Norris (1986) erstellt und von Ashour et al. (2000) weiterentwickelt wurde. Dieses Modell wurde von Taşan et al. (2011) für zyklische Lasten erweitert. Ziel des (E)SWM ist es, das komplexe Problem der dreidimensionalen Spannungs-Dehnungsbeziehung im Boden auf ein einfacheres, eindimensionales Problem der Pfahl-Boden-Wechselwirkung zu reduzieren, welches dann mit gewöhnlichen Lösungsverfahren für den auf elastischen Federn gebetteten Balken gelöst werden kann. Auch das ESWM wurde im Rahmen der Vergleichsstudie in Form eines umfangreichen Mathematica-Skriptes umgesetzt. Die Parameter des ESWM wurden am KIT für den betrachteten Feinsand durch aufwändige Reihen an Laborversuchen mit monotoner und zyklischer Belastung bestimmt.

2.4. Ansatz von Achmus et al.

Achmus et al. (2008) haben an der Leibniz Universität Hannover ein Modell zur Prognose der bleibenden Verformungen zyklisch horizontal belasteter Monopiles entwickelt, bei dem die Steifigkeit des Bodens in Abhängigkeit der zyklischen Belastung reduziert wird. Dieses sog. "Stiffness Degradation Model", kurz: SDM, soll dazu dienen, FE-Berechnungen mit einem elastoplastischen Stoffmodell und die in zyklischen Triaxialversuchen gemessene Verformungsakkumulation zu kombinieren, um damit das Langzeit-Verformungsverhalten von OWEA-Gründungen abzuschätzen. Neben der Zyklenanzahl N berücksichtigt die Steifigkeitsabminderung auch das Verhältnis von der maximalen Spannung während der Zyklen zu der Scherfestigkeit des Bodens. Das SDM wird in einer 3D-FE-Analyse des

Monopiles verwendet. Das Verfahren nach Achmus et al. (2008) wurde im Rahmen der Diplomarbeit des ersten Autors mit Hilfe eines eigens dafür geschriebenen "User-Material" umgesetzt, welches über das Programm ABAQUS für eine 3D-FE-Berechnung einer Monopile-Gründung verwendet werden kann. Dabei wurde neben einem elastoplastischen Stoffgesetz mit einer Fließfläche nach Drucker-Prager alternativ auch ein elastisches Stoffgesetz ohne Plastizität implementiert. Die Parameter für die Steifigkeitsabminderung im SDM wurden aus mehreren zyklischen Triaxialversuchen am Feinsand abgeleitet, wobei der von Achmus et al. (2008) beschriebene Einfluss des Spannungsverhältnisses auf diese Parameter nicht bestätigt werden konnte.

2.5. Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung und Akkumulationsmodell

Am Institut für Boden- und Felsmechanik (IBF) des KIT werden zur Beschreibung des hochgradig nichtlinearen Bodenverhaltens Stoffgesetze verwendet (siehe Niemunis et al. (2005)). Durch systemunabhängige Verwendbarkeit dieser Stoffgesetze kann jedes beliebige Boden-Gründungs-System untersucht werden. Weiterhin müssen keine Vereinfachungen oder Einschränkungen wie bei den in den vorangegangenen Abschnitten vorgestellten Ingenieurmodellen vorgenommen werden. Für die Untersuchung von OWEA-Gründungen werden am IBF ein hypoplastisches Stoffmodell, welches um die sog. intergranulare Dehnung für Bereiche kleiner Dehnungen erweitert wurde, und ein speziell für hochzyklische Belastungen entwickeltes Akkumulationsmodell verwendet. Diese Kombination von Stoffmodellen wird im Folgenden mit HIA bezeichnet.

Das HIA liegt am IBF bereits in Form einer benutzerdefinierten Stoffroutine für ABAQUS (User-Material) vor und konnte direkt für die Vergleichsstudie verwendet werden. Es wurde das gleiche FE-Modell der OWEA-Gründung verwendet, das auch für die Berechnungen mit dem SDM nach Achmus et al. eingesetzt wurde. Die aus zahlreichen monotonen und zyklischen Versuchen abgeleiteten Parameter der HIA-Stoffmodelle für den Feinsand lagen bereits vor und können z. B. Wichtmann et al. (2011) entnommen werden.

3. FE-Modell

Für die Anwendung des SDM und des HIA wurde ein dreidimensionales Finite-Elemente-Modell erstellt. Es bildet die Gründung der OWEA, also den Monopile sowie den ihn umgebenden Baugrund ab. Dabei wurde sichergestellt, dass die Lösung der Berechnung weder durch Randeinflüsse noch durch eine unzureichende Diskretisierung des FE-Netzes beeinflusst wird.

4. Ergebnisse der Vergleichsrechnungen

Für den Vergleich der Modelle wurden insgesamt 27 Kombinationen von Belastungen und Anfangslagerungsdichten untersucht. Für jede Kombination wurden stets 100.000 Lastzyklen berechnet. Aufgrund der Tatsache, dass die Modelle nach API, Dührkop und das ESWM lediglich die maximalen Belastungen M_{\max} und H_{\max} während eines Zyklus als Eingangsgrößen verwenden und eine vollständige Entlastung während des Zyklus voraussetzen (d.h. $M_{\min} = M_{\text{av}} - M_{\text{ampl}} = 0$), wurde ein Großteil der Belastungskombinationen so gewählt, dass diese Anwendungsvoraussetzung der Modelle erfüllt ist.

In Abbildung 1 sind beispielhaft die aus den Berechnungen mit den verschiedenen Modellen erhaltenen Biegelinien nach 100.000 Zyklen für drei unterschiedliche Belastungskombinationen bei gleicher Anfangslagerungsdichte des Bodens dargestellt.

Generell lassen sich folgende Schlüsse aus den Ergebnissen der Vergleichsrechnungen ziehen:

- Wie erwartet liefern die P-y-Kurven des API (2000) aufgrund der stark vereinfachten Berücksichtigung von zyklischen Belastungen über die Reduzierung des Bettungsmoduls die geringsten Verformungen im Vergleich zu allen anderen Modellen. Es kommt unabhängig von der Belastung und der Lagerungsdichte des Bodens zu einer Zunahme der Verformungen infolge der zyklischen Belastung von rund 2 % gegenüber einer statischen Belastung. Obwohl die API-Kurven immer noch weltweit als einer der Standards für die Ermittlung der horizontalen Tragfähigkeit von Pfählen gelten, muss die Eignung für die Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit von zyklisch horizontal belasteten Pfählen mit großen Pfahldurchmessern auf Basis der Berechnungsergebnisse stark angezweifelt werden.
- Das Modell von Dührkop (2009) prognostiziert in etwa eine um 50 % größere Pfahlkopfverformung als das statische Vorgehen nach API. Damit liegen die Pfahlkopfschiebungen zwar unterhalb der Werte nach HIA, jedoch in einer ähnlichen Größenordnung wie die des SDM (nach Achmus et al. (2008)). Die Pfahlkopfverdrehungen nach Dührkop sind häufig sehr ähnlich wie nach HIA oder SDM, da der Pfahl nach Dührkop eine starke Krümmung im oberflächennahen Bereich erfährt.
- Das SDM von Achmus et al. (2008) prognostiziert im Vergleich zur Vorgehensweise nach Dührkop recht große Pfahlkopfschiebungen, die nur für den Fall einer Be-

lastung mit großem Mittelwert stark von der Prognose des HIA abweichen. Dabei ist im SDM, ebenso wie im ESWM nach Taşan et al. (2011), der Anteil aus akkumulierten Verformungen infolge der zyklischen Belastung im Verhältnis zur statischen Verformung recht groß (bis zu 140 % beim SDM, bis zu 170 % beim ESWM).

- Das ESWM liefert für die geringen Lagerungsdichten von $I_D = 0,4$ und $I_D = 0,6$ die mit Abstand größten Verformungen aller Modelle, auch dank der hohen Zuwächse infolge der $N = 10^5$ Zyklen.
- Im HIA betragen die Verformungszuwächse infolge der zyklischen Belastung in keinem der berechneten Beispiele mehr als 65 % der statischen Verschiebung. Damit resultieren die vergleichsweise großen Verformungen, die mit dem HIA prognostiziert werden, nicht primär aus der Verformungsakkumulation infolge zyklischer Belastung, sondern im Wesentlichen aus der statischen Belastung. Somit beeinflusst die für die Berechnung der statischen Belastung verwendete Hypoplastizität über ein relativ weiches Bodenverhalten die Gesamtverformung stärker als das für die hochzyklische Belastung verwendete Akkumulationsmodell.

5. Fazit

Wie anhand der in dieser Arbeit durchgeführten Vergleichsrechnungen festgestellt werden konnte, gibt es erhebliche Unterschiede zwischen den Prognosen verschiedener Modelle für die Langzeitverformung von Monopilegründungen für Offshore-Windenergieanlagen. Da jedoch bisher keine Messdaten zur Validierung der Modellprognosen vorliegen, kann eine abschließende Beurteilung der Prognosemodelle in Hinblick auf ihre Tauglichkeit und Prognosequalität nicht erfolgen. Zum Teil liefern jedoch schon einfache Bettungsansätze ähnliche Ergebnisse wie aufwendige 3D-FE-Berechnungen mit hoch entwickelten Stoffgesetzen. Allerdings sind die bisher vorgeschlagenen einfachen Ansätze hinsichtlich der Belastungen, welche mit diesen Modellen berechnet werden können, relativ stark limitiert.

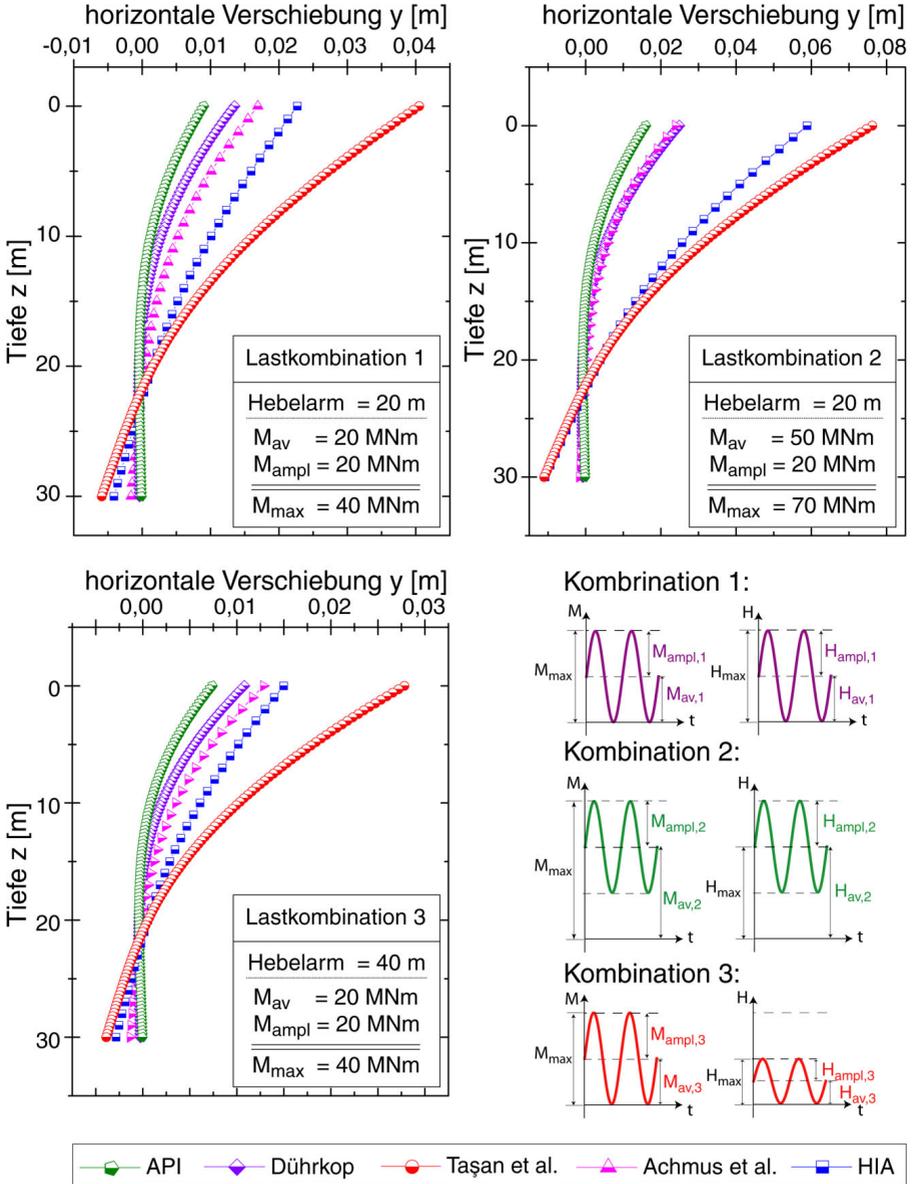


Abbildung 1: Vergleich der Biegelinien aus allen Modellen für die drei Lastkombinationen bei einer mittleren Lagerungsdichte von $I_D = 0,6$

Literatur:

M. Achmus, K. Abdel-Rahman und Y.-S. Kuo; Design of monopile foundations for off-shore wind energy converters, *Geotechnics in Maritime Engineering, Proc. of the 11th Baltic Sea Geotechnical Conference, Heft 1, S. 463-470, 2008*

API American Petroleum Institute; Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design, *API RP 2A - WSD, Washington DC, USA, 2000*

M. Ashour und G.M. Norris; Modelling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Heft 126, S. 420-428, 2000*

J. Dührkop; Zum Einfluss von Aufweitungen und zyklischen Lasten auf das Verformungsverhalten lateral beanspruchter Pfähle in Sand, *Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Heft 20, 2009*

A. Niemunis, T. Wichtmann und T. Triantafyllidis; A high-cycle accumulation model for sand, *Computers and Geotechnics, Heft 32 (4), S. 245-263, 2005*

G.M. Norris; Theoretically based BEF laterally loaded pile analysis, *Proc. Of the 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, France, S. 361-386, 1986*

H.E. Taşan, F. Rackwitz und R. Glasenapp; Ein Bemessungsmodell für Monopilegründungen unter zyklischen Horizontallasten, *Bautechnik, Heft 88, S. 301-318, 2011*

T. Wichtmann und T. Triantafyllidis; Prognose der Langzeitverformungen für Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen mit einem Akkumulationsmodell, *Bautechnik, Heft 88, S. 765-781, 2011*

Dipl.-Ing. Konrad Westermann

Konrad.westermann@kit.edu

Dipl.-Ing. Hauke Zachert

Hauke.Zachert@kit.edu

Dr.-Ing. Torsten Wichtmann

Torsten.Wichtmann@kit.edu

Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

www.ibf.uni-karlsruhe.de

Engler-Bunte-Ring 14, 76131 Karlsruhe

Tel.: 0721-608 42221



**FRANKI Grundbau
GmbH & Co. KG**

Hittfelder Kirchweg 24-28
21220 Seevetal
Tel. 04105-869-0
Fax 04105-869-124
info@franki.de

www.franki.de

Komplette Grundbauprojekte

- Pfahlgründungen
- Baugruben
- Schlitzwände
- Dichtwände
- Gebäudesicherungen
- Bodenverbesserungen

Gründung von Windenergieanlagen mit Frankipfählen Europaweit sicher und wirtschaftlich gründen

Dipl.-Ing. Thomas Garbers, Dipl.-Ing. Torsten Hauser

1. Allgemeines

Im Zuge der Energiewende nimmt die Bedeutung der Windenergie nicht nur off shore, sondern auch an Land deutlich zu. Neben dem Neubau von Windparks erfolgt mit dem sogenannten „Repowering“ eine Leistungssteigerung der vorhandenen Windparks. Durch die immer größeren und leistungsfähigeren Windenergieanlagen steigen auch die Anforderungen an die Gründung. So sind in Bereichen Pfahlgründungen erforderlich, in denen normalerweise flach gegründet werden könnte. Im europäischen Ausland stehen die Windenergieanlagen nicht nur wie in Deutschland auf der grünen Wiese. Hier werden die Anlagen teilweise unmittelbar neben vorhandenen Gebäuden errichtet. Im Vortrag wird anhand ausgeführter Gründungen gezeigt wie der Frankipfahl, angepasst an die Bauaufgabe, eine sichere Herstellung der Pfähle, aber auch eine hohe Tragfähigkeit und somit eine wirtschaftliche Gründung ermöglicht. Abschließend wird ein Ausblick auf die zukünftig vielleicht wichtiger werdende Nachhaltigkeit bei der Bearbeitung von Grundbauprojekten gegeben. Im Beitrag wird über folgende Projekte berichtet:

- Windpark Dieksanderkoog, Deutschland
Absetzen der Pfähle in holozänen Wattsanden mit einer Erhöhung der geplanten Pfahllasten, somit einer Reduzierung der Pfahlanzahl bei gleichzeitiger Reduzierung der Pfahllänge
- Windpark Westereems, Niederlande
Herstellung der Pfähle in unmittelbarer Nähe zu einer Kaianlage und bestehenden Gebäuden mit einer Reduzierung der Pfahllänge
- Windpark Menen, Belgien
Herstellung der erschütterungsarmen Pfähle in unmittelbarer Nähe zu bestehenden Gebäuden und einer Reduzierung der Pfahllänge
- Windpark Potzneusiedl, Österreich
Absetzen der Pfähle in Ton mit einer Reduzierung der Pfahllänge

2. Vorstellung der Projekte

2.1 Windpark Dieksanderkoog

Im Windpark Dieksanderkoog wurden 13 ENERCON-Anlagen E-70 mit Nabenhöhen von 63 und 84 m tief gegründet. Nach der bauseitigen Planung waren Fertigrampfpfähle 40/40 cm mit Pfahllängen zwischen 26 und 32 m geplant, um die charakteristischen Einwirkungen von $N_k = 1008/301$ kN abzutragen. Auf Basis des alternativen Angebotes wurden Frankipfähle mit Kiesvorverdichtung mit deutlichen kürzeren Pfahllängen und höheren Pfahllasten ausgeführt.



Bild 1: Lageplan Windpark Dieksanderkoog

Im Bereich der Standorte stehen bis in große Tiefen holozäne Sand-Kleigemische (Wattsande) mit einer lockeren Lagerungsdichte an. Aus diesem Grund wurde durch den Baugrundgutachter empfohlen die Pfähle in die unterlagernden pleistozänen, dicht bis sehr dicht gelagerten Sande abzusetzen. Bei der Herstellung der Frankipfähle konnten die holozänen Sande durch eine Kiesvorverdichtung in die Lage versetzt werden, Einwirkungen bis zu $N_k = 1800$ kN aufzunehmen. Die Bemessung der Pfahlfüße erfolgte

auf der Grundlage des Bildes 5.6 der EA-Pfähle mit den unteren Erfahrungswerten. Somit konnten nicht nur die Pfahllängen, sondern auch die Anzahl der erforderlichen Pfähle je Fundament erheblich reduziert werden. Zur Überprüfung der Tragfähigkeiten wurden an Bauwerkspfählen dynamische Probelastungen ausgeführt. Es konnten charakteristische Widerstände zwischen $R_k = 4500$ und 5200 kN (Mantelreibung im Bereich der Kiesvorverdichtung und Fußwiderstand) nachgewiesen werden.

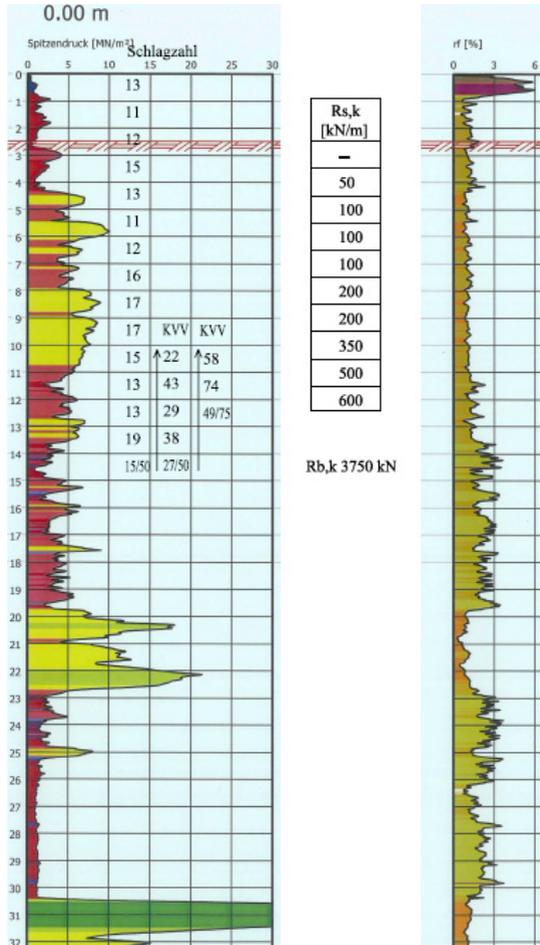


Bild 2: Drucksondierung mit Ergebnis der dynamischen Probelastung WEA 1

Somit konnte der geforderte Sicherheitsbeiwert von 2,2 gegenüber der charakteristischen Einwirkung deutlich überschritten werden.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Pfahlsysteme

WEA	Fertigpfähle	Frankipfähle
06476 -1	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 31,5 – 32,0 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 12,5 m
06476 -2	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 29,5 – 30,0 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 14,0 m
06476 -3	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 29,5 – 30,0 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 14,0 m
06476 -4	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 26,5 – 27,5 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 14,0 m
06476 -5	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 26,5 – 27,5 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 11,0 m
06476 -6	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 26,0 – 27,0 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 11,5 m
06476 -7	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 27,0 – 29,0 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 13,0 m
06476 -8	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 26,0 – 27,0 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 15,0 m
06476 -9	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 27,0 – 29,0 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 14,0 m
03039 -3	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 28,5 – 29,0 m	$N_k = 1008/-287$ kN, 24 Pfähle d = 51 cm, L = 14,5 m
03039 -4	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 30,0 – 32,0 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 14,0 m
03039 -5	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 27,5 – 29,0 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 13,0 m
03039 -6	$N_k = 1008/-301$ kN, 24 Pfähle 40/40 cm, L = 27,5 – 29,5 m	$N_k = 1786/-534$ kN, 18 Pfähle d = 56 cm, L = 12,5 m



Bild 3: Durchführung der dynamischen Probelastung

2.2 Windenergieanlagen Westereems, Eemshaven (Niederlande)

Im Hafen von Eemshaven wurden zwei REpower Windenergieanlagen 6M errichtet. Hierfür wurde zwar eine bestehende Lagerhalle abgerissen, aber zu den umliegenden Hallen und der angrenzenden Kaimauer gibt es nur geringe Entfernungen, besonders wenn man deutsche Verhältnisse zu Grunde legt (Bild 4). Die bauseitige Planung sah eine Gründung der Anlagen auf Vollverdrängungspfählen System Atlas vor. Zur Ausführung sollte der Durchmesser 46/56 cm mit einer Absetztiefe von -22,5 mNAP kommen. Auf der Grundlage eines Sondervorschlages wurde eine Gründung mit 63 Frankipfählen $d = 51$ cm und einer Absetztiefe von -9,0 mNAP ausgeführt. Die charakteristischen Pfahllasten betragen $N_k \leq 2400/550$ kN. In den Niederlanden wird der Nachweis der äußeren Tragfähigkeit rechnerisch auf der Grundlage von Drucksondierergebnissen geführt. In den entsprechenden „Ontwerpregels voor trekpalen (CUR 2001-4) und den „Berekeningsmethode voor funderingen op palen – Drukpalen“ (NEN 6743-1) sind

entsprechende Berechnungsansätze und Faktoren für die einzelnen Pfahlsysteme angegeben. Da diese Werke aber die Herstellung und Bemessung eines Frankipfahls auf der Grundlage der EA-Pfähle nicht kennen, konnte der rechnerische Nachweis der äußeren Tragfähigkeit nicht erbracht werden. Insbesondere bei dem Nachweis der Zuglasten konnte der geführte Nachweis der Lastübertragung der Lasten über Erdwiderstand in den aktivierbaren Erdkegel nicht akzeptiert werden (Bild 5). Beim Frankipfahl wird die Zuglast nicht ausschließlich über Mantelreibung in den Baugrund eingetragen sondern über Erdwiderstand in den Ringraum oberhalb des Pfahlfußes. Um den Pfahlfuß bei der Zugbelastung zu aktivieren, ist es erforderlich die Bewehrung ausreichend weit in den Pfahlfuß einzubauen. In der Regel wird eine Einbindung von 50 cm ausgeführt. Da der Nachweis über eine statische Probebelastung aufgrund der engen Terminalsituation nicht erfolgen konnte, wurde die Lagerungsdichte im Bereich der Pfähle nach der Herstellung erkundet (Bild 5+6). Mit den somit nachgewiesenen, erhöhten Lagerungsdichten konnten die anzusetzenden Faktoren soweit angehoben werden, dass die rechnerischen Nachweise gemäß niederländischem Standard erbracht werden konnten.

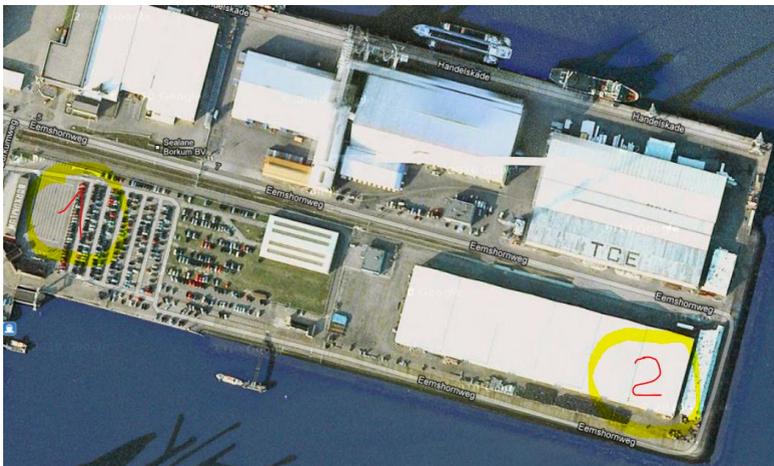


Bild 4: Lage der Windenergieanlagen

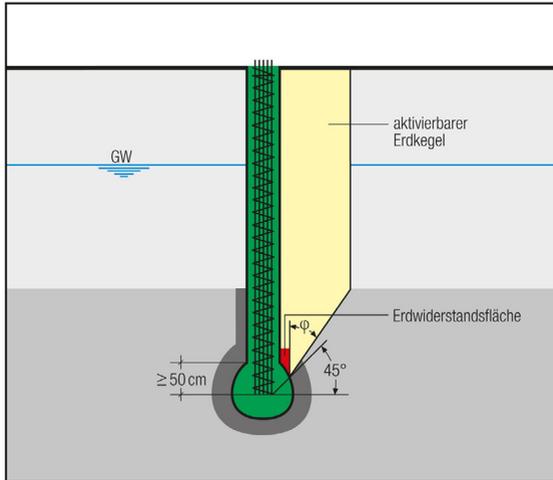


Bild 5: Übertragung der Zuglasten bei Frankipfählen

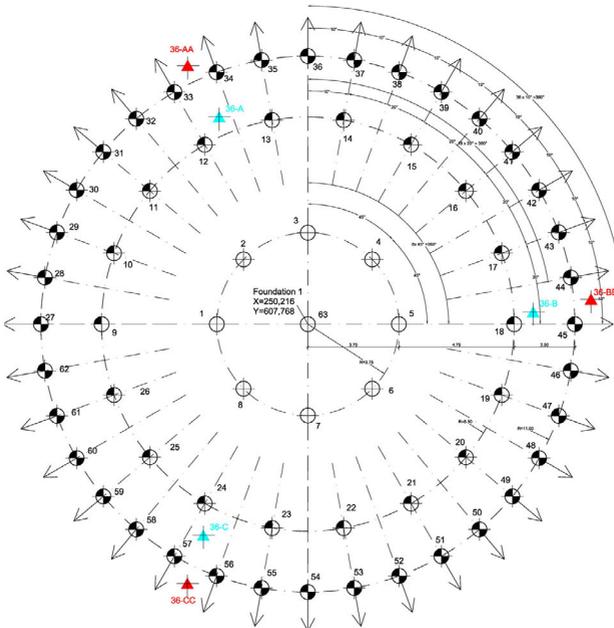


Bild 6: Pfeilanordnung, Lage ursprüngliche und nachträgliche Drucksondierungen

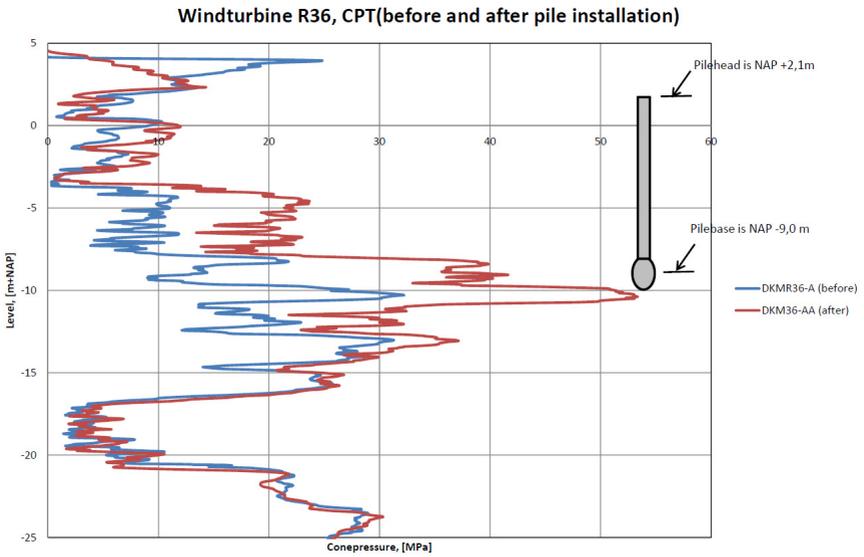


Bild 7: Gegenüberstellung der Sondierspitzen drücke



Bild 8: Pfahlgruppe vor den Kapparbeiten

2.3 Windenergieanlagen Menen (Belgien)

Im Industriegebiet der Stadt Menen (Westflandern) sind zwei Windenergieanlagen Enercon E-82 in unmittelbarer Nähe zu bestehenden Gebäuden errichtet worden. Die bauseitige Planung sah für die Gründung der Anlagen erschütterungsfrei herzustellende Teil- oder Vollverdrängungspfähle vor.

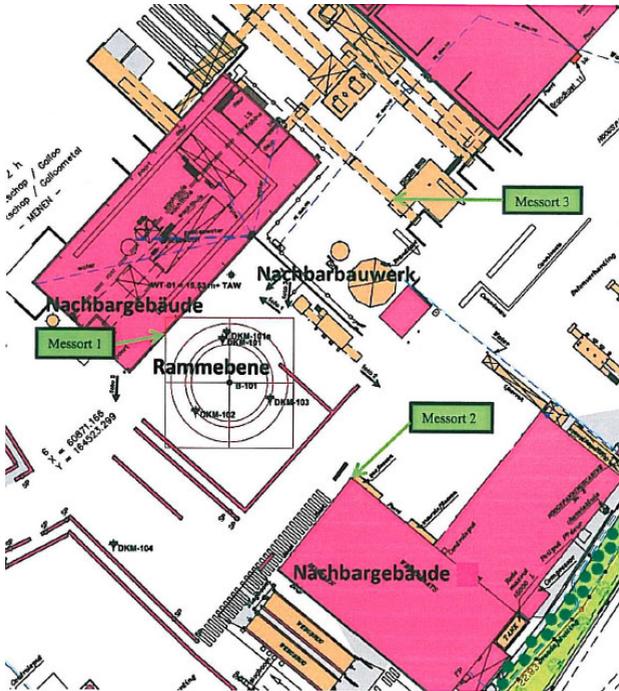


Bild 9: Lageplan mit umliegenden Gebäuden

Als tragfähiger Baugrund steht eine 2-4 m mächtige locker bis mitteldicht gelagerte Sandschicht an, die bis in großer Tiefe von einem steifen, annähernd halbfesten Ton unterlagert wird. Da die bauseitig geplanten Pfahlssysteme in dem Ton abgesetzt werden mussten, ergaben sich aufgrund der geringeren Tragfähigkeiten dieser Schicht Pfahlängen von ca. 27,5 m. Die Frankipfähle wurden zwar ebenfalls im Ton unterhalb der Sandschicht abgesetzt, die geforderten Tragfähigkeiten konnten durch die Ausführung einer Kiesvorverdichtung aber schon mit kurzen Einbindelängen in dem Ton erreicht

werden. Die Pfähle wurden mit Längen von ca. 12,5 bis 14,5 m ausgeführt. Trotz des großen wirtschaftlichen Vorteils dieser Gründung bestanden Bedenken hinsichtlich der Erschütterungen und deren Auswirkungen auf die umliegenden Gebäude. Aus diesem Grund wurden am Beginn der Rammarbeiten Erschütterungsmessungen ausgeführt, die die Einhaltung der zulässigen Beschleunigungen bestätigten. Für die Bauzeit wurden dauerhafte Messstellen eingerichtet, um den Mitarbeitern auf der Baustelle anzuzeigen wenn die vereinbarten Warnwerte überschritten wurden. Je nach Abstand der einzelnen Pfähle zu den angrenzenden Gebäuden, wurde die Rammenergie durch die Reduzierung der Fallhöhe des Freifallbäres angepasst. Die Pfahlherstellung konnte ohne Unterbrechung der Rammarbeiten und ohne Beeinträchtigung der Gebäude bzw. der Maschinen in diesen Gebäuden abgeschlossen werden. Wie die Aufzeichnungen der Messwerte (Bild 12) zeigen, wurden die Grenzwerte der DIN 4150 für gewerblich genutzte Gebäude nur durch einzelne Ereignisse, die nicht auf die Rammung zurückzuführen sind, überschritten. Dies zeigt, dass Rammarbeiten neben bestehenden Gebäuden möglich sind, wenn die Pfahlherstellung auf die örtlichen Anforderungen angepasst werden kann.



Bild 10: Baustellensituation WEA 1



Bild 11: Baustellensituation WEA 3 mit Messstation

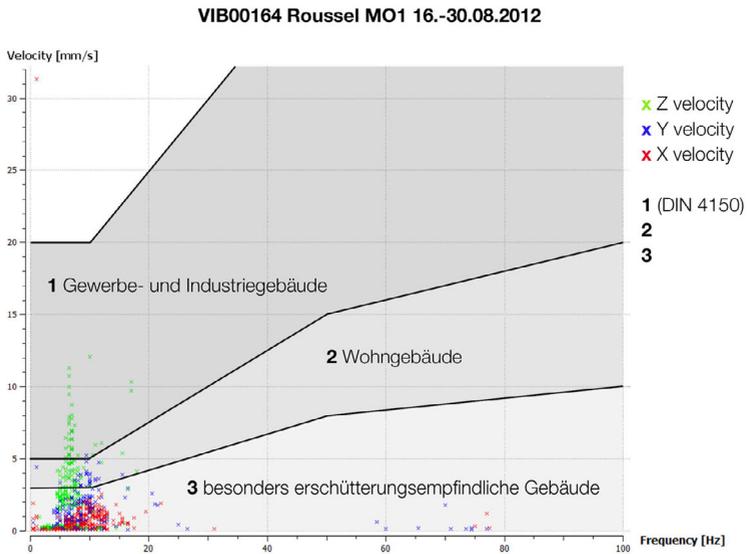


Bild 12: Ergebnisse der Dauermessungen WEA 3

2.4 Windpark Potzneusiedl (Österreich)

In Niederösterreich, östlich von Wien, wurde 2010 der Windpark Potzneusiedl um zwei Windenergieanlagen Enercon E-126 erweitert. Die Anlagen wurden auf Frankipfählen tief gegründet. Die Baugrundsituation an den Standorten stellt sich wie folgt dar (Bild 13). Unter dem Mutterboden folgen sehr dicht gelagerte Kiese bis in eine Tiefe von ca. 3,3 m.

WKA PN 1 KB01

0,00 m u. GOK

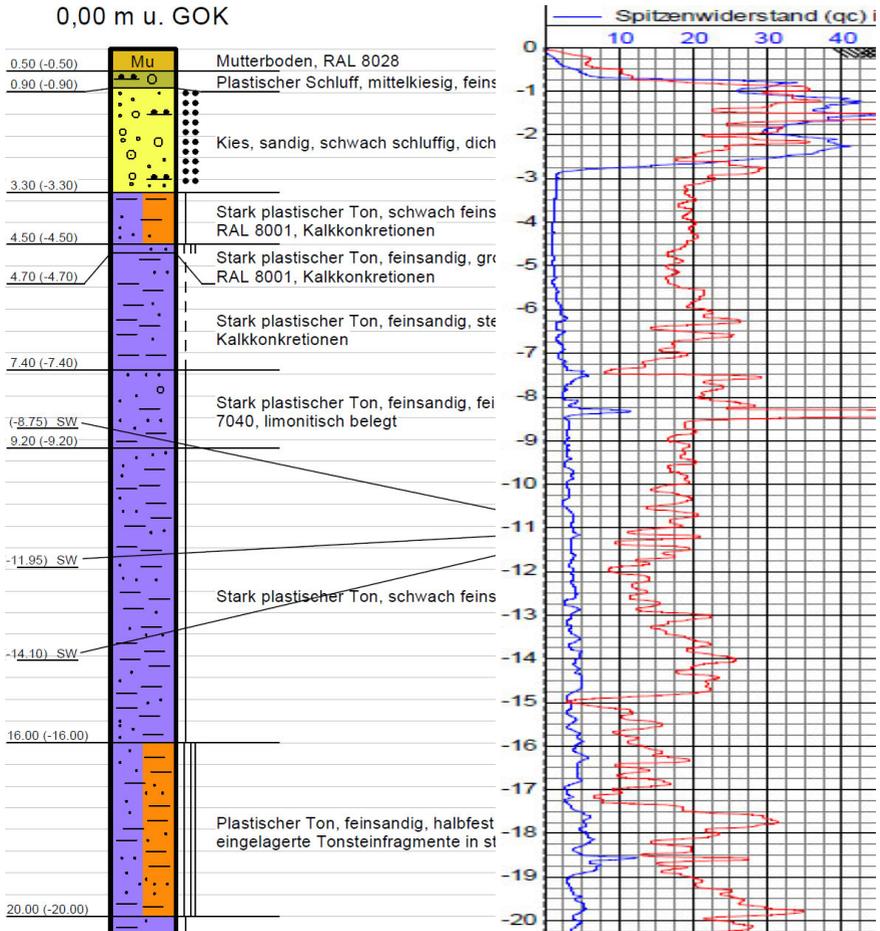


Bild 13: Baugrundaufbau am Probelastungsstandort P1

Unterlagert werden diese Kiese bis in große Tiefen von stark plastischen Tonen, die in steifer mit zunehmender Tiefe halbfester bis fester Konsistenz anstehen. Vom Baugrundgutachter wurden Großbohrpfähle $d = 90$ cm empfohlen, die in einer Tiefe von ca. 145 müA abgesetzt werden sollten, um die charakteristische Einwirkung von $N_k = 2662$ kN abzutragen. Aufgrund der Wirtschaftlichkeit entschied sich der Anlagenbauer für eine Gründung mit Frankipfählen. Die Frankipfähle wurden mit einem Schaftdurchmesser von $d = 61$ cm ausgeführt und in einer Tiefe von ca. 160 müA in dem halbfesten bis festen Ton abgesetzt (WEA 1). Um den Ton im Bereich des Pfahlfußes zu verbessern, wurde auf 2,0 m eine Kiesvorverdichtung ausgeführt. Da in Österreich bisher keine Erfahrungen mit der Herstellung und Bemessung von Frankipfählen nach EA-Pfähle vorlagen, wurde vom Bauherrn die Überprüfung der Tragfähigkeit anhand von drei statischen Probelastungen gefordert. Die Belastungen wurden durch die Ingenieurgesellschaft Baugrund Wien auf Grundlage des Eurocode 7 und den österreichischen Anwendungsdokumenten durchgeführt. Der nachzuweisende Widerstand von 6300 kN wurde mit Setzungen zwischen 13,5 und 15,2 mm sicher erreicht (Bild 15).



Bild 14: Aufbau der Probelastung P1

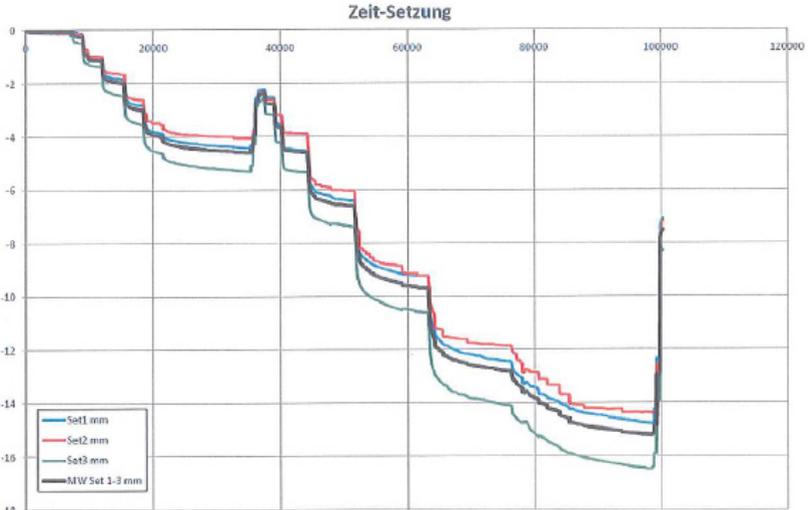


Abb. B1: Zeit-Setzungs-Kurve des Pfahls PP01

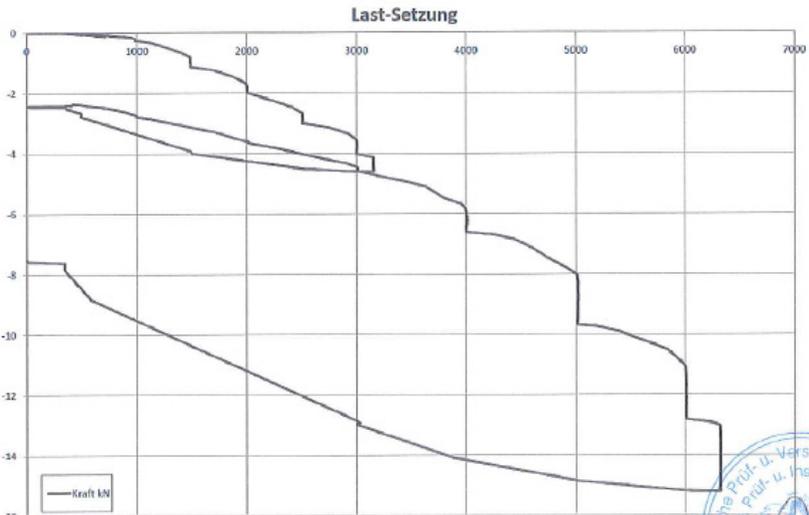


Abb. B2: Last-Setzungs-Kurve des Pfahls PP01



Bild 15: Ergebnis der Probelastung P1

3. Nachhaltigkeit

Es gibt mittlerweile diverse Zertifikate mit denen Gebäude ausgezeichnet werden, wenn sie mit nachhaltigen Methoden und umweltschonenden Produkten errichtet und betrieben werden. Auf dem Gebiet des Grundbaus ist diese Betrachtungsweise noch nicht etabliert. In der Masterarbeit „Vergleich unterschiedlicher Pfahlsysteme hinsichtlich ihrer Nachhaltigkeit durch gezielte Erstellung einer CO₂-Bilanz“ wird dieser Ansatz aufgegriffen. Für Fertigramm-, Bohr- und Frankipfähle wurden alle anfallenden Arbeiten von der Produktion der Baustoffe über die Transporte zur Baustelle bis zu den eigentlichen Gründungsarbeiten betrachtet und gegenübergestellt. Die aufnehmbare, charakteristische Einwirkung wurde mit $N_k = 2300$ kN angesetzt und die Abmessungen der Pfähle mit $d = 61$ cm und 100 cm sowie $45/45$ cm berücksichtigt. Wie die Arbeit zeigt kann der Frankipfahl auch auf diesem Gebiet, aufgrund seiner hohen Tragfähigkeit bei kurzen Einbindelängen im tragfähigen Baugrund, punkten (Bild 16 + 17).

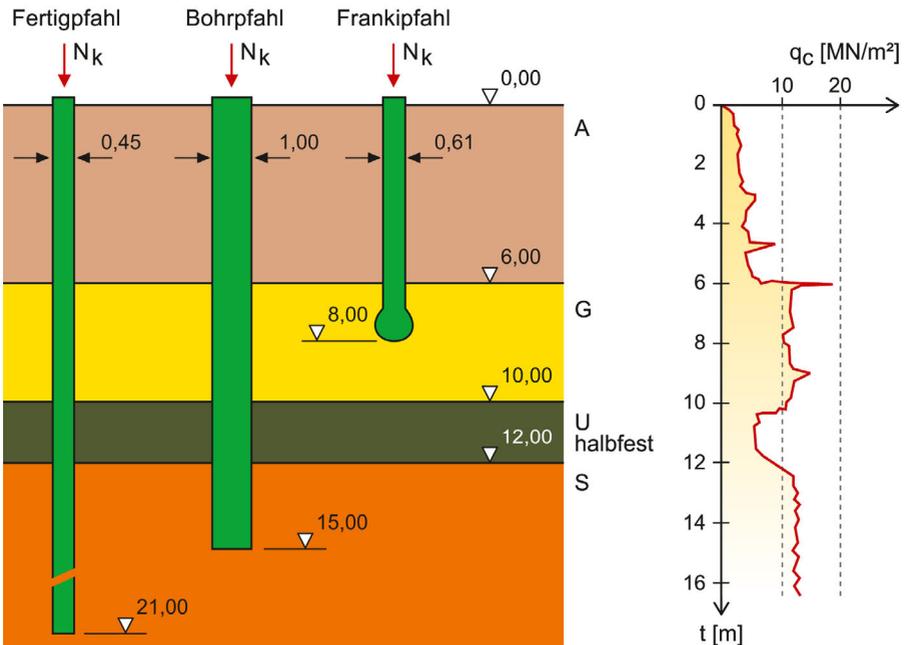


Bild 16: Gegenüberstellung erforderlicher Absetztiefen für unterschiedliche Systeme

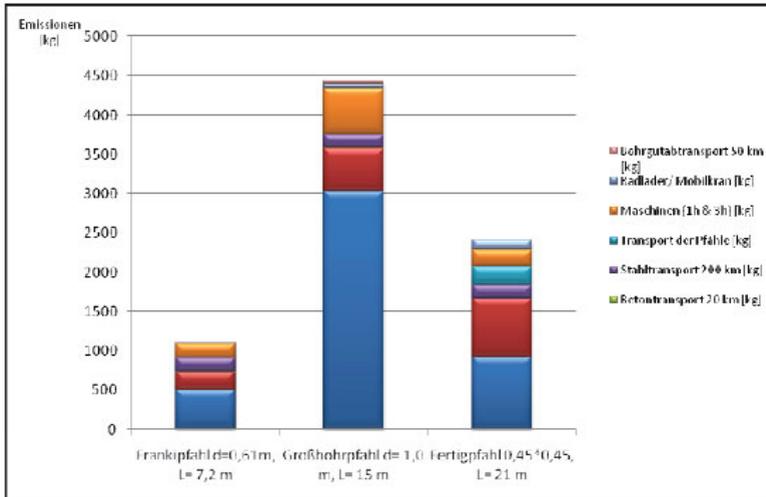


Bild 17: Gegenüberstellung erforderlicher Emissionen (kg CO₂) je Pfahl

4. Zusammenfassung

Wie die Vorstellung der Bauvorhaben gezeigt hat, gibt es auch im Bereich der Gründung von Windenergieanlagen vielfältige Anwendungsmöglichkeiten für den Frankipfahl. Die Herstellung des Pfahles bietet diverse Möglichkeiten sich an die örtlichen Anforderungen anzupassen.

Unter anderem sind dies:

- Hohe Tragfähigkeit (Druck + Zug) schon bei geringen Einbindelängen im tragfähigen Baugrund
- Sehr gutes Widerstandssetzungsverhalten
- Erschütterungsarme Einrammung, Steuerungsmöglichkeit der Rammenergie
- Gezielte Verbesserung des anstehenden Baugrunds im Bereich der Absetztiefe
- Gute CO₂-Bilanz

Literatur:

G. Brauer; Baugrundgutachten WP Dieksanderkoog, *Grundbauingenieure Schnoor + Brauer*, 2012

A. Weigl; Messbericht über dynamische Probelastungen WP Dieksanderkoog, *DMT Gründungstechniken GmbH*, 2012

H. Bijma; Baugrundgutachten WP Westereems, *Fugro Ingenieurbureau B.V.*, 2011

G. Jessen; Results of ground survey, Recommendations for the foundation WP Grensland, *Inpijn-Bloekpoel Ingenieurbureau*, 2012

R. Schulze; Messbericht über Erschütterungsmessungen WP Grensland, *DMT Gründungstechniken GmbH*, 2012

H. Wick; Baugrundgutachten WP Potzneusiedl, *Geo Test GmbH*, 2009

Dr. F. Aschenbauer; Prüfberichte statische Probelastungen WP Potzneusiedl, *Baugrund Wien GmbH*, 2011

K. Kaup; Vergleich unterschiedlicher Pfahlsysteme hinsichtlich ihrer Nachhaltigkeit durch gezielte Erstellung einer CO₂-Bilanz, *Masterarbeit HAWK Hildesheim*, 2011

Autoren

Dipl.-Ing. Thomas Garbers
Ingenieurservice Grundbau GmbH
Hittfelder Kirchweg 24, 21220 Seevetal

tgarbers@isg-seevetal.de
www.ingenieurservice-grundbau.de
Tel.: 04105-58057-0

Dipl.-Ing. Torsten Hauser
Franki Grundbau GmbH & Co. KG
Hittfelder Kirchweg 24-28, 21220 Seevetal

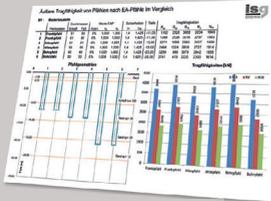
thausen@franki.de
www.franki.de
Tel.: 04105-869-0



**Beratung
Planung
Konstruktion
Qualitätssicherung**

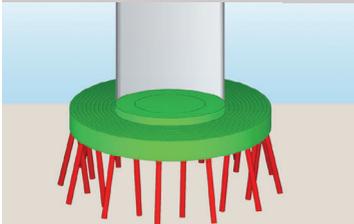


Ingenieurservice
Grundbau GmbH



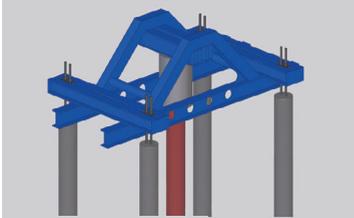
Bemessungsprogramm

„isg-Pfahl“



Gründung Windenergieanlagen

z. B.: E-126, NH 131 m, 30 Megapfähle



Statische Probelastungen

Belastungseinrichtung, Prüflast 8 MN



Die Planer für eine sichere Gründung

- Baugruben
- Baugrunderkundungen
- Bodenverbesserungen
- Geothermie
- Grundbau
- Integritätsmessung
- Pfahlgründungen
- Probelastungen
- 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

Charakteristische Pfahlwiderstände aus dynamischen Probelastungen

Joachim Stahlmann, Jan Fischer, Jörn Zahlmann

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

1 Einleitung

In Anlehnung an die [EA-Pfähle, 2012, Kapitel 10] beschreibt der Begriff 'dynamische Probelastung' Testverfahren mit zeitabhängiger Messung von physikalischen Größen am Pfahlkopf während eines Stoßimpulses. Zur Ermittlung der gewünschten statischen Widerstände des Pfahles sind die dynamischen Widerstände aus den Messgrößen bzw. hieraus abgeleiteten Größen zu eliminieren. Der charakteristische Pfahlwiderstand setzt sich entsprechend Gleichung 1 aus dem Pfahlfußwiderstand und dem Pfahlmantelwiderstand zusammen:

$$R_k = R_{b,k} + R_{s,k} = q_{b,k} \cdot A_b + \sum q_{s,k,i} \cdot A_{s,k,i} \quad (1)$$

mit: $R_{b,k}$ = charakteristischer Pfahlfußwiderstand
 $R_{s,k}$ = charakteristischer Pfahlmantelwiderstand
 $q_{b,k}$ = der charakteristische Wert der Pfahlmantelreibung
 A_b = der Nennwert der Pfahlfußfläche
 $q_{s,k,i}$ = der charakteristische Wert der Pfahlmantelreibung in Schicht i
 $A_{s,k,i}$ = der Nennwert der Pfahlmantelfläche in Schicht i

Mit den üblichen statischen Probelastungen wird nur der Gesamtwiderstand R_k als eine Größe messtechnisch ermittelt. Allerdings lassen sich mit einer aufwendigen messtechnischen Ausstattung des Pfahles die beiden Anteile $R_{b,k}$ und $R_{s,k}$ auch getrennt erfassen.

Zur Durchführung dynamischer Probelastungen existieren mehrere Verfahren. Sie unterscheiden sich nach der Art der Auswertung in direkte Verfahren und erweiterte Verfahren mit Modellbildung sowie nach der Dauer des Stoßimpulses, hier unterschieden in Dynamic Load Tests (DLT) mit sehr kurzer Stoßeinleitung und Rapid Load Tests (RLT) mit längerer Stoßeinleitung. Den dynamischen Verfahren ist gemeinsam, dass der gewünschte statische Widerstand aus dem gemessenen Widerstand abzüglich der dynamischen Anteile nach Gleichung 2 ermittelt wird:

$$R_{\text{stat}} = R_{\text{tot}} - R_{\text{dyn}} \quad (2)$$

mit: R_{stat} = statischer Widerstand
 R_{tot} = messtechnisch erfasster oder aus den Messwerten abgeleiteter Widerstand
 R_{dyn} = dynamischer Widerstand

Mit den direkten Verfahren kann eine Auswertung vor Ort durchgeführt und damit erste Ergebnisse zur Tragfähigkeit angegeben werden. Diese Verfahren unterliegen allerdings stark vereinfachten Annahmen, so dass die Ergebnisse von denen der genaueren, erweiterten Verfahren mit Modellbildung und entsprechend höherem Ingenieuraufwand durchaus abweichen können. Die EA-Pfähle empfiehlt daher, für die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, die erweiterten Verfahren zu verwenden. Hinsichtlich der vorhandenen Unsicherheiten in den direkten Verfahren bildet der Rapid Load Test eine Ausnahme. Dies soll im Folgenden beleuchtet werden.

Eine weitere Unstimmigkeit bei der Verwendung dynamischer Probelastungen zum Nachweis der Tragfähigkeit liegt in den Streuungsfaktoren bzw. der vorgeschriebenen Verwendung des Mittelwertes und des Kleinstwertes der messtechnisch erfassten Tragfähigkeiten. Auch hierzu wird nachfolgend Stellung genommen.

2 Dynamic Load Test (DLT)

2.1 Grundlagen

Bei einem DLT wird ein Pfahl mit einem sehr kurzen Stoßimpuls (ca. 5 - 10 ms) belastet. Bei Ortbetonpfählen eignen sich hierzu Freifalleinrichtungen mit einer Gewichtskraft von etwa 1 - 2 % der nachzuweisenden Tragfähigkeit des Pfahles. Bei Stahlpfählen kommen hauptsächlich die auch zum Einbringvorgang benutzten Hydraulik- und Dieselrammen zum Einsatz.

Ein DLT wird dann ausgeführt, wenn die Tragfähigkeit des Pfahles, die Aufteilung von Mantelreibung und Spitzendruck und/oder eine Widerstandssetzungslinie des Probe- bzw. Bauwerkspfahles bestimmt werden soll. Abbildung 1 zeigt beispielhaft den Versuchsaufbau eines DLT mit Freifallgewicht.



Abbildung 1: Freifalleinrichtung (König, 10 t)

2.2 Durchführung des DLT

Um einen ordnungsgemäßen Test durchführen zu können, muss der Pfahlkopf eben und unbeschädigt sein. Die Messgeber sollten in einem Abstand des ca. 1,5 bis 2,0-fachen Pfahldurchmessers unterhalb des Pfahlkopfes angebracht werden, da erst in dieser Tiefe von einer ebenen Dehnwelle ausgegangen werden kann. Folgende Messgrößen werden zeitabhängig erfasst:

- Pfahlkopfdehnung $\varepsilon(t)$
- Pfahlkopfbeschleunigung $a(t)$

Aus diesen Größen werden dann Kraft und Geschwindigkeit ermittelt. Zusätzlich wird die Setzung des Pfahles nach jedem Rammschlag gemessen.

Beispielhaft können mit einem 10-Tonnen-Freifallgewicht Pfahltragfähigkeiten bis ca. 10 MN nachgewiesen werden. Die Fallhöhe des verwendeten Fallgewichtes sollte dabei variabel einstellbar sein, um die nötige Sensitivität in der Kräfteinleitung zu gewährleisten bzw. Schäden am Pfahlkopf zu vermeiden.

2.3 Auswertung eines DLT

Als Ergebnis des DLT wird auf der Grundlage der über die Zeit gemessenen Pfahlkopfdehnung und Pfahlkopfbeschleunigung die Tragfähigkeit des Pfahles bestimmt. Die Verfahren zur Messauswertung werden, wie oben bereits erwähnt, unterschieden in 'direkte Verfahren' und 'erweiterte Verfahren mit Modellbildung'.

Die 'direkten Verfahren' ermöglichen unmittelbar vor Ort erste Aussagen zur erreichten Tragfähigkeit. Bei dieser Auswertung wird ein Dämpfungsbeiwert angenommen, welcher baugrundabhängig stark schwankt. Das Ergebnis sollte daher lediglich als Einschätzung verstanden werden. Abweichungen zur tatsächlichen Tragfähigkeit sind möglich. Die Anwendung des direkten Verfahrens ist auf einen homogenen Pfahl ohne Querschnittswchsel beschränkt.

Mit dem erweiterten Verfahren, dem ein numerisches Modell für den Pfahl und den Boden zugrunde gelegt wird, können die Tragfähigkeit, die Aufteilung von Mantelreibung und Spitzendruck sowie eine Widerstandssetzungslinie des Probe- bzw. Bauwerkspfahles bestimmt werden. Die Widerstandssetzungslinie beinhaltet allerdings keine zeitabhängigen Setzungsanteile, wie z.B. Kriechverformungen. Das statische Tragverhalten des Pfahls wird auf der Grundlage des numerischen Modells bestimmt. Die Berechnung, die durch iteratives Anpassen der Modellparameter erfolgt, liefert keine eindeutige Lösung, so dass ergänzende Informationen zum Baugrund mit in die Interpretation einfließen sollten. Die theoretischen Grundlagen der Verfahren zur Messauswertung sind z. B. in [EA-Pfähle, 2012] und [Stahlmann et al., 2004] dargestellt.

3 Rapid Load Test (RLT)

3.1 Grundlagen

Bei einer Probelastung nach dem Rapid Load Verfahren wird ein Pfahl mit einem lang andauernden Stoß so belastet, dass der Pfahl während des gesamten Prüfzeitraumes einer quasi-konstanten Belastung unterliegt und als Einmassenschwinger (Feder-Masse-Dämpfer-System) betrachtet werden kann [Hölscher et al., 2011]. Durch spezielle Auswerteverfahren kann die Widerstandssetzungslinie über die anfängliche Systemsteifigkeit und die Tragfähigkeit des Probe- bzw. Bauwerkspfahles bestimmt werden, die jedoch ebenfalls keine zeitabhängigen Setzungsanteile beinhaltet. Ein Rapid Load Test wird dann ausge-

führt, wenn Informationen über die Tragfähigkeit und das Widerstand-Setzungs-Verhalten des Pfahles benötigt werden. Aufgrund des lang andauernden Stoßimpulses ist dieses Verfahren auch für unbewehrte Pfähle geeignet, da keine Zugspannungen auftreten.

Ein weiterer Vorteil des Rapid Load Tests liegt in der Eindeutigkeit und Einfachheit der Auswertung. Die Auswertung und Interpretation ist weitgehend unabhängig vom Tester, da es nur sehr wenige freie Parameter zur Beeinflussung der Ergebnisse gibt. Mit dem erforderlichen Testequipment, d.h. der Hardware zur zeitabhängigen Erfassung der Pfahlkopfkraft, Pfahlkopfsatzung und Pfahlkopfbeschleunigung sowie der geeignete Belastungseinrichtung, ist es relativ einfach, den Test durchzuführen (siehe auch [Hölscher et al., 2011]). Das Ergebnis der Messung ist hierbei weitgehend eindeutig, sodass auch ein Benchmarktest bei richtiger Anwendung des Berechnungsansatzes zu vergleichbaren Ergebnissen führen wird.

3.2 Durchführung eines Rapid Load Tests

Vor der Testdurchführung muss der Pfahlkopf eben und unbeschädigt sein. Der Probestahl sollte ca. 25 cm aus dem Baugrund herausragen. Bei der Durchführung eines Rapid Load Tests werden die folgenden Messgrößen zeitabhängig erfasst:

- Pfahlkopfkraft $F(t)$
- Pfahlkopfsatzung $u(t)$
- Pfahlkopfbeschleunigung $a(t)$

Die Pfahlkopfkraft wird hierbei mit einer kalibrierten Kraftmessdose, die Pfahlkopfsatzung mit einem hochfrequenten, optischen Messsystem und die Pfahlkopfbeschleunigung mit einem Beschleunigungssensor erfasst.

In grober Näherung ist für die Belastungseinrichtung eine Gewichtskraft von 5-10% der nachzuweisenden Tragfähigkeit des Pfahles zu wählen. Die Belastung des Pfahles kann als Rapid Load Test betrachtet werden, wenn die Dauer der Belastung T_f größer ist als das 10-fache der Laufzeit der eingeleiteten Dehnwelle vom Pfahlkopf bis zum Pfahlfuß [EA-Pfähle, 2012], [Hölscher et al., 2011]. Um dies zu generieren, existieren prinzipiell zwei Möglichkeiten: Zum einen kann eine definierte Masse auf den Pfahlkopf fallen gelassen werden, der Stoßimpuls wird hierbei über eine Federeinheit verlängert. Zum anderen kann eine Reaktionsmasse auf dem Pfahlkopf platziert werden. Durch Zündung einer zwischen dem Pfahlkopf und der Reaktionsmasse angeordneten Treibladung wird der

Pfahl mit einem ausreichend langen Stoßimpuls belastet. Abbildung 2 zeigt beispielhaft eine mobile Belastungseinrichtung für das jeweilige Verfahren, auf der linken Seite die Belastungseinrichtung StatRapid® mit Freifallgewicht, Federeinheit und Auffangsystem, auf der rechten Seite die Belastungseinrichtung Statnamic®, mit beschleunigter Reaktionsmasse und Auffangsystem.



Abbildung 2: Belastungseinrichtung StatRapid®, links und Statnamic®, rechts

3.3 Auswertung eines Rapid Load Tests

Das Ergebnis eines RLT ist in Abbildung 3 dargestellt. Auf der linken Seite sind die direkt während der Belastung erfassten Messgrößen Kraft, Setzung und Beschleunigung sowie die Geschwindigkeit als integrierte Beschleunigung bzw. abgeleitete Verschiebung jeweils über einen Zeitraum von 200 ms dargestellt. Die Kraft-Setzungs-Linie ist in der oberen, rechten Grafik abgebildet. Hierbei ist besonders hervorzuheben, dass die Kraft-Setzungs-Linie nicht mit der in der Folge ermittelten Widerstandssetzungslinie des Pfahles verwechselt werden darf. Die Pfahlgrenztragfähigkeit wird für nichtbindige Böden über die sogenannte Unloading Point Methode (UPM) berechnet.

Die wirkende Kraft bei einem RLT kann nach Gleichung 3 wie folgt beschrieben werden:

$$F_{\text{RLT}} = F_{\text{statisch,RLT}} + F_{\text{dynamisch,RLT}} + F_{\text{Massenträgheit,RLT}} \quad (3)$$

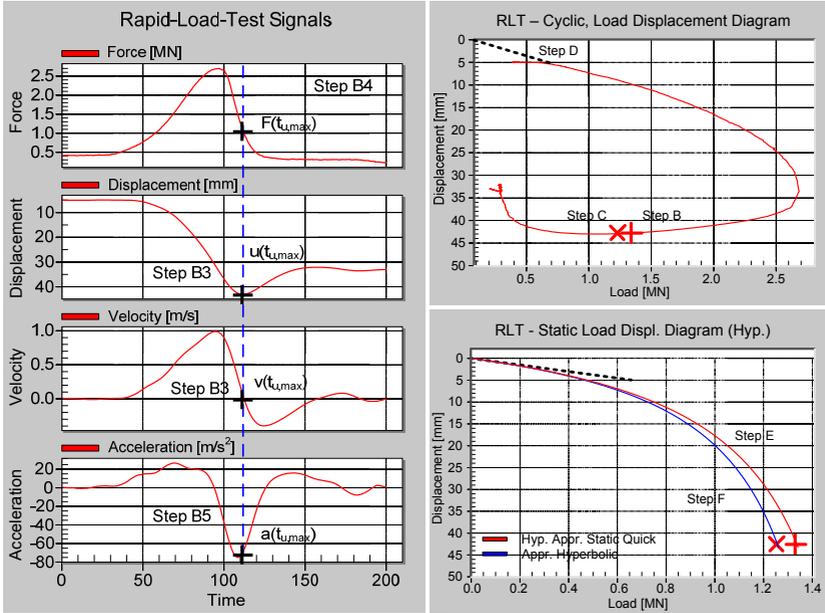


Abbildung 3: Ergebnis und Auswertung eines Rapid Load Tests
(siehe auch [EA-Pfähle, 2012])

Der dynamische Anteil in der gemessenen Kraft wird über die Geschwindigkeit und eine Dämpfungskonstante bestimmt:

$$F_{\text{dynamisch,RLT}} = C \cdot v(t) \quad (4)$$

Die Massenträgheitskraft berechnet sich aus der Beschleunigung, der Masse des Pfahles und zusätzlichen Massen (z. B.: Prallplatte) die mit dem Pfahl beschleunigt werden:

$$F_{\text{Massenträgheit,RLT}} = m_{\text{Gesamt}} \cdot a(t) = (m_{\text{Pfahl}} + m_{\text{Zusätzlich}}) \cdot a(t) \quad (5)$$

Der Unloading Point beschreibt den Zeitpunkt der Richtungsumkehr in der Pfahlverschiebung bzw. den Zeitpunkt, bei dem die Pfahlgeschwindigkeit null ist. Somit können die dynamischen Kräfte nach Gleichung 4 ebenfalls zu null gesetzt werden. Durch Umstellen von Gleichung 3 erhält man somit:

$$F_{\text{statisch,RLT,UPM}} = F_{\text{RLT,UPM}} - F_{\text{Massenträgheit,RLT,UPM}} \quad (6)$$

Alle Größen in Gleichung 6 sind bekannt, so dass die statischen Pfahlwiderstände ermittelt werden können. Für weitere Informationen sei hier auf [Hölscher et al., 2011] verwiesen.

Ebenfalls sei nochmals erwähnt, dass die UPM für nichtbindige Böden verwendet wird. Für bindige Böden wird die Anwendung der Sheffield Methode (SHM) empfohlen, auf die an dieser Stelle aber nicht näher eingegangen wird. Die Widerstände im Unloading Point beschreiben den Endpunkt der WSL. Standardmäßig wird heutzutage ein RLT als Multizyklus-RLT (Multi-Cycle-Test) durchgeführt. Die Anfangssteifigkeit wird dann über den ersten Belastungszyklus bestimmt. Dabei werden dem Pfahl nur sehr geringe Belastungen und Geschwindigkeiten aufgeprägt, sodass vereinfachend die Geschwindigkeiten im Messsignal unberücksichtigt bleiben können. Ausgewertet wird der Kraft-Setzungs-Punkt der anfänglichen Systemsteifigkeit dann analog zu Gleichung 6. Abbildung 4 zeigt beispielhaft die Kraft-Setzungs-Linien eines Multizyklus-RLT (mit drei Belastungsstufen).

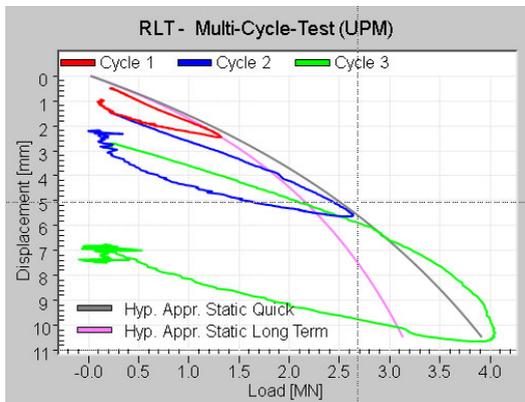


Abbildung 4: Multizyklus-RLT (Multi-Cycle-Test)

Unter der Annahme eines hyperbolischen Verlaufes wird auf der Grundlage der Empfehlungen von [Rollberg, 1977] die WSL des RLT konstruiert (Abbildung 3, unten rechts sowie Abbildung 4 in der Legende als Hyp. Appr. Static Quick bezeichnet).

Zusätzlich werden beim RLT die Einflüsse aus der Belastungsgeschwindigkeit über Korrekturfaktoren berücksichtigt. Diese empirisch ermittelten Faktoren sind vom Pfahltyp sowie vom Baugrund abhängig und werden durch den Vergleich der Ergebnisse von statischen Probelastungen und von RLT gewonnen. Die Datenbank wird zurzeit erweitert und ist in der aktuellen Version in Tabelle 1 dargestellt (siehe hierzu [Hölscher et al., 2011]).

Tabelle 1: Korrekturfaktor η zur Berücksichtigung der belastungsgeschwindigkeitsabhängigen Faktoren [Hölscher et al., 2011]

Pfahltyp	alle	Verdrängungspfähle	Bohrpfähle
Bodenart	Ton	Sand	Sand
empirischer Faktor η	0,66	0,94	1,06
Standardabweichung	0,32	0,15	0,28
Variationskoeffizient	0,49	0,15	0,27
Anzahl der Probelastungen	12	21	11
Anzahl der Baustellen	6	10	4

Die Standardabweichungen sind zurzeit noch recht hoch, werden aber mit zunehmender Datenbasis weiter reduziert werden können.

Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass auch bei DLT belastungsgeschwindigkeitsabhängige Einflüsse auftreten, die jedoch üblicherweise nicht mit berücksichtigt werden.

Der statische Widerstand am Unloading Point berechnet sich somit zu:

$$F_{\text{statisch,RLT,UPM,korrigiert}} = (F_{\text{RLT,UPM}} - F_{\text{Massenträgheit,RLT,UPM}}) \cdot \eta \quad (7)$$

Die berechnete WSL (WSL Hyp. Appr. Quick) kann dann unter Berücksichtigung aller Faktoren in ein Ergebnis äquivalent zu einer statischen Probelastung überführt werden (WSL Hyp. Appr. Static Long Term). Voraussetzung ist hier, dass die statische WSL um die zeitabhängigen Setzungsanteile reduziert wird (siehe Abschnitt 4.2).

4 Charakteristische Pfahlwiderstände

4.1 Normung

4.1.1 Modell- und Streuungsfaktoren

Derzeit gelten in Deutschland sowie in den europäischen Nachbarländern noch verschiedene nationale Normen zur Bemessung von Pfahlgründungen. Daneben wurde außerdem die Europäische Norm DIN EN 1997-1:2009-09 (Eurocode 7) für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung in der Geotechnik eingeführt. Sie soll die noch gültigen nationalen Normen (hier: DIN 1054:2010-12) ersetzen und so ein einheitliches Bemessungskonzept in Europa bieten.

Grundsätzlich werden in allen Ländern Probelastungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit empfohlen. In Deutschland werden außerdem Erfahrungswerte angegeben, die ebenfalls aus Ergebnissen von Probelastungen abgeleitet wurden.

Nach DIN 1054:2010-12 ergeben sich die charakteristischen Pfahlwiderstände aus dynamischen Probelastungen nach folgender Gleichung:

$$R_{c;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mitt}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad (8)$$

Hierbei ist $(R_{c;m})_{\text{mitt}}$ der Mittelwert und $(R_{c;m})_{\text{min}}$ der Kleinstwert der ermittelten Widerstände. Des Weiteren müssen zur Anwendung von Gleichung 8 Streuungsfaktoren berücksichtigt werden. Dabei bezieht sich der Streuungsfaktor ξ_5 auf den Mittelwert und der Streuungsfaktor ξ_6 auf den Kleinstwert aller Messwerte je Baugrundhomogenbereich und Pfahltyp bzw. Pfahlabmessung. Die Streuungsfaktoren ξ_i wiederum setzen sich nach Gleichung 9 aus Grundwerten $\xi_{0,i}$, Erhöhungswerten $\Delta\xi$ und Modellfaktoren η_D zusammen:

$$\xi_i = (\xi_{0,i} + \Delta\xi) \cdot \eta_D \quad (9)$$

Hierbei bestimmt die Anzahl n der durchgeführten Pfahlprobelastungen den anzusetzenden Grundwert $\xi_{0,i}$. In Tabelle 2 sind die Grundwerte $\xi_{0,i}$ zusammengefasst.

Tabelle 2: Grundwerte $\xi_{0,i}$ zur Ableitung charakteristischer Werte aus dynamischen Probelastungen [DIN 1054:2010-12]

$\xi_{0,i}$ für $n =$	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
$\xi_{0,5}$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_{0,6}$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

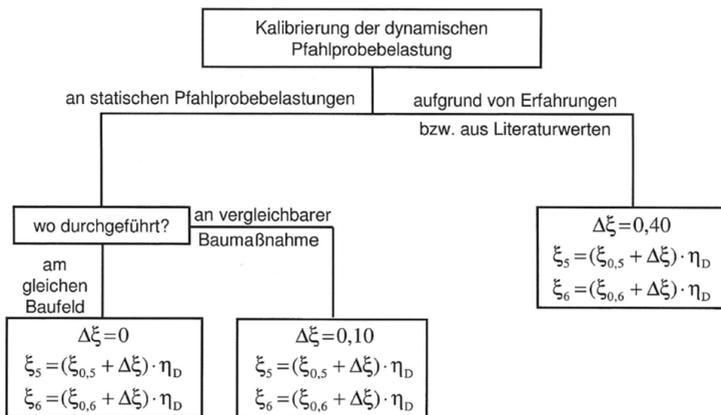
Neben der Anzahl n der durchgeführten dynamischen Pfahlprobelastungen ist der anzusetzende Streuungsfaktor ξ_i auch von der Kalibrierung ($\Delta\xi$) der aus den dynamischen Verfahren abgeleiteten Ergebnissen der Tragfähigkeit abhängig. Es wird unterschieden in:

- Kalibrierung an statischen Pfahlprobelastungsergebnissen auf dem gleichen Baufeld ($\Delta\xi = 0$)
- Kalibrierung an statischen Pfahlprobelastungsergebnissen an einer vergleichbaren Baumaßnahme ($\Delta\xi = 0,1$)

- Kalibrierung aufgrund belegbarer oder allgemeiner Erfahrungswerte für Pfahlwiderstände ($\Delta\xi = 0,4$)

Neben der Anzahl der Probelastungen und der Art der Kalibrierung wird bei der Ermittlung des charakteristischen Pfahlwiderstandes aus den Messwerten der dynamischen Pfahlprobelastung zusätzlich auch nach der Art des dynamischen Auswerteverfahrens unterschieden. Der hierfür in DIN 1054:2010-12 definierte Modellfaktor η_D unterscheidet in direkte Auswerteverfahren ($\eta_D = 1,0$) und erweiterte Auswerteverfahren mit vollständiger Modellbildung ($\eta_D = 0,85$).

Die nachfolgende Abbildung 5 enthält die grundsätzlichen Unterscheidungen bei der Ermittlung der anzusetzenden Streuungsfaktoren gemäß DIN 1054:2010-12.



- Für den Modellfaktor gilt:
 - $\eta_D = 1,00$ für das direkte Verfahren,
 - $\eta_D = 0,85$ für das erweiterte Verfahren mit vollständiger Modellbildung,
 - $\eta_D = 1,05 / 1,10 / 1,20$ bei Anwendung von Rammformeln entsprechend Tabelle A 4.2, Fußnote e
- Bei Tragwerken, die Lasten von "weichen" zu "steifen" Pfählen umlagern können, darf ξ_5 bzw. ξ_6 durch 1,10 dividiert werden.

Abbildung 5: Diagramm zur Ermittlung der Streuungsfaktoren nach [DIN 1054:2010-12]

4.1.2 Berechnungsbeispiel

Der in Kapitel 4.1.1 beschriebene Zusammenhang der Streuungs- und Modellfaktoren zur Ermittlung der charakteristischen Pfahlwiderstände soll nachfolgend anhand eines Berechnungsbeispiels veranschaulicht werden.

Abbildung 6 zeigt fünf dynamische Probebelastungsergebnisse, die für eine fiktive Baumaßnahme ermittelt wurden. Die Randbedingungen (Pfahltyp, Herstellung, Baugrund, Probebelastungsdurchführung) können bei allen Prüfpfählen als identisch angenommen werden. Die Auswertung wurde mit einem erweiterten Verfahren mit Modellbildung durchgeführt und an einer statischen Probebelastung an einer vergleichbaren Baumaßnahme kalibriert.

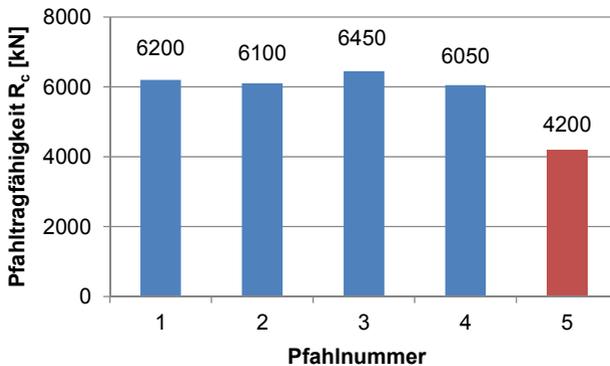


Abbildung 6: Dynamische Probebelastungsergebnisse einer fiktiven Baumaßnahme

Im Folgenden werden zwei Berechnungen der charakteristischen Pfahlwiderstände durchgeführt. Die erste Berechnung beinhaltet die ersten vier Pfähle (1-4, blau). Die zweite Berechnung schließt das Ergebnis des Pfahles 5 (1-5, blau und rot) mit ein.

Die Pfähle (1-4) zeigen alle ein ähnliches Tragverhalten und haben einen Mittelwert $(R_{c,m})_{\text{mitt}}$ von 6.200 kN. Der Kleinstwert $(R_{c,m})_{\text{min}}$ ist 6.050 kN. Unter Einbeziehung des Pfahles 5 (1-5) bleibt der Mittelwert ähnlich (- 6%), der Kleinstwert verringert sich aber erheblich (- 31%). Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Anzahl n der einbezogenen Probebelastungsergebnisse wurden die Grundwerte $\xi_{0,5}$ und $\xi_{0,6}$ für beide Varianten ermittelt (siehe Tabelle 2). Eine Übersicht ist in Tabelle 3 angegeben.

Tabelle 3: Übersicht Parameter zur Berechnung der charakteristischen Pfahlwiderstände nach [DIN 1054:2010-12]

Bezeichnung	Pfähle 1-4	Pfähle 1-5	Bemerkung
$(R_{c,m})_{\text{mitt}}$	6.200 kN	5.800 kN	Mittelwert
$(R_{c,m})_{\text{min}}$	6.050 kN	4.200 kN	Kleinstwert
n	4	5	Anzahl der Probelastungen
$\xi_{0,5}$	1,53	1,50	nach Tabelle 2
$\xi_{0,6}$	1,40	1,35	nach Tabelle 2
η_D	0,85	0,85	Modellfaktor für erweitertes Auswerteverfahren CAPWAP
$\Delta\xi$	0,1	0,1	vergleichbare Baumaßnahme
$\xi_5 = (\xi_{0,5} + \Delta\xi) \cdot \eta_D$	1,39	1,36	nach Gleichung 9
$\xi_6 = (\xi_{0,6} + \Delta\xi) \cdot \eta_D$	1,28	1,23	nach Gleichung 9
$(R_{k,m})_{\text{mitt}}$	4.475 kN	4.265 kN	nach Gleichung 8
$(R_{k,m})_{\text{min}}$	4.745 kN	3.408 kN	nach Gleichung 8

Wie oben erwähnt, wurden die Pfähle nach dem erweiterten Auswerteverfahren mit vollständiger Modellbildung ausgewertet. Der Modellfaktor η_D kann hierfür mit 0,85 angesetzt werden. Standardmäßig wurde das Auswerteverfahren an einer statischen Pfahlprobebelastung an einer vergleichbaren Baumaßnahme kalibriert und der Erhöhungswert $\Delta\xi$ von 0,1 berücksichtigt. Daraufhin wurden nach Gleichung 9 die Streuungsfaktoren ξ_5 und ξ_6 berechnet und in der Folge in Gleichung 8 eingesetzt. Weiterhin sind die errechneten charakteristischen Pfahlwiderstände angegeben. Bei den Pfählen (1-4) ist dabei der Mittelwert von 4.475 kN und bei den Pfählen (1-5) der Kleinstwert von 3.408 kN maßgebend.

Es wird deutlich, dass ein einziges 'schlechtes' Probelastungsergebnis, d.h. hohe negative Abweichung eines Ergebnisses vom Mittelwert, die charakteristischen Pfahlwiderstände stark beeinflussen. Im Berechnungsbeispiel verringern sich die charakteristischen Pfahlwiderstände um ca. 1.067 kN (24%). Für alle Pfähle (1-5) wird der Kleinstwert maßgebend.

Zusätzlich wurden in Tabelle 4 die charakteristischen Pfahlwiderstände nach den drei Varianten der Kalibrierung sowie für die Auswerteverfahren ohne Einbeziehung des Pfahles 5 dargestellt.

Tabelle 4: Charakteristische Pfahlwiderstände aus Kalibrier- sowie Modelfaktorvariation nach [DIN 1054:2010-12]

Bezeichnung	erweitertes Auswerteverfahren (z.B. DLT)	direktes Auswerteverfahren (z.B. RLT)	Differenz
<i>an statischen Probelastungen am gleichen Baufeld kalibriert</i>			
$(R_{k,m})_{\text{mitt}}$	4.767 kN	4.052 kN	715 kN
$(R_{k,m})_{\text{min}}$	5.084 kN	4.321 kN	763 kN
<i>an statischen Probelastungen an vergleichbarer Baumaßnahme kalibriert</i>			
$(R_{k,m})_{\text{mitt}}$	4.475 kN	3.804 kN	671 kN
$(R_{k,m})_{\text{min}}$	4.745 kN	4.033 kN	711 kN
<i>aufgrund von Erfahrungen bzw. aus Literaturwerten</i>			
$(R_{k,m})_{\text{mitt}}$	3.779 kN	3.212 kN	567 kN
$(R_{k,m})_{\text{min}}$	3.954 kN	3.361 kN	593 kN

Es ist ersichtlich, dass das erweiterte Auswerteverfahren (DLT; kalibriert an Erfahrungswerten) ungefähr die gleichen charakteristischen Widerstände wie die direkte Auswertung (RLT; kalibriert an statischer Probelastung an vergleichbarer Baumaßnahme) annimmt ($\Delta(R_{k,m})_{\text{mitt}} = 0\%$ und $\Delta(R_{k,m})_{\text{min}} = 2\%$).

4.2 Kalibrierung von DLT und RLT

Die Kalibrierung von Ergebnissen aus dynamischen Probelastungen an Ergebnissen von statischen Probelastungen hat erst in der letzten Zeit durch die Einführung der europäischen Normen an Bedeutung gewonnen. Es ist dabei zu hinterfragen, unter welchen Voraussetzungen die Ergebnisse der beiden Testverfahren miteinander zu vergleichen sind. Hinsichtlich der Tragfähigkeit sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass mit dynamischen Tests üblicherweise die Grenztragfähigkeit erreicht wird, während bei statischen Tests oftmals der Versuch abgebrochen wird, wenn eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden kann, ohne dass die Grenztragfähigkeit versuchstechnisch ermittelt wurde. Das Widerstandssetzungsverhalten beinhaltet bei dynamischen Tests keine zeitabhängigen Verschiebungen, wie das Kriechen, während diese Setzungsanteile gezielt in statischen Tests ermittelt werden. Darüber hinaus existieren weitere Unsicherheiten hinsichtlich der Einflüsse aus der Reihenfolge der Tests an einem Testpfahl und der Gültigkeit der Übertragbarkeit von Ergebnissen an unterschiedlichen Pfählen. Die Kalibrierung

erfordert daher bodenmechanische Kenntnisse des Testers sowie messtechnische Kenntnisse des Baugrundgutachters.

Im einfachsten Fall lässt sich eine Kalibrierung allein durch die Faktorisierung der Ergebnisse der beiden Testverfahren durchführen. Nimmt man also an, dass das statische Testverfahren realitätsnäher ist, so würden die Ergebnisse der dynamischen Tests mit dem Verhältniswert $R_{\text{stat. Test}} / R_{\text{dyn. Test}}$ multipliziert. Voraussetzung hierbei ist, dass die für den Verhältniswert herangezogenen Tests tatsächlich in vergleichbaren Verhältnissen durchgeführt wurden. Die Übertragbarkeit auf weitere Pfähle im Baufeld, die dynamischen Tests unterzogen wurden, ist jedoch kritisch zu bewerten. Jeder dynamische Test erhöht die Kenntnisse über den Baugrund, der in den meisten Fällen nicht homogen und isotrop ist.

Ein ingenieurtechnisch wesentlich aufwendigerer Kalibrierungsansatz ist in [EA-Pfähle, 2012] angegeben. Dabei ist die Ausgangsbasis der Kalibrierung der Vergleich der WSL aus einer statischen Probelastung mit der WSL aus einer dynamischen Probelastung. Hierbei wird die Widerstandssetzungslinie des statischen Tests auf die jeweiligen Initialverformungen der einzelnen Laststufen reduziert, d.h. die zeitabhängigen, während der Konstanthaltephase der jeweiligen Laststufe ermittelten Setzungen, werden eliminiert (vgl. Abbildung 7) und die WSL des dynamischen Tests wird durch Parametervariation angepasst.

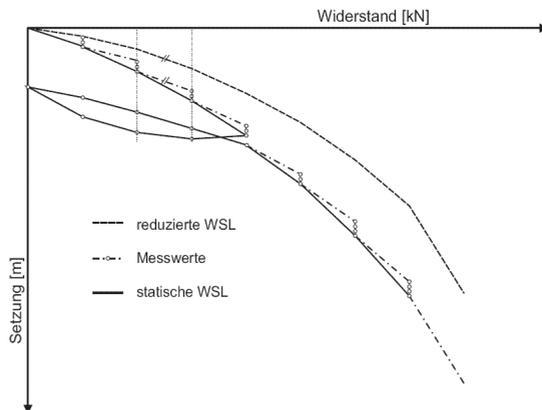


Abbildung 7: Statische und um das Kriechverhalten reduzierte Widerstandssetzungslinie nach [EA-Pfähle, 2012]

Die Zielsetzung dieses Verfahrens ist es, bei vollständiger Kalibrierungsdurchführung an ein und demselben Pfahl oder einem vergleichbaren Pfahl auf dem gleichen Baufeld die Kalibrierungsfaktoren auf weitere im Baufeld dynamisch getesteten Pfähle zu übertragen. Wie oben bereits erwähnt, setzt dies ähnliche Baugrundverhältnisse auf dem Baufeld voraus. Sind diese Voraussetzungen gegeben, so müssten die kalibrierten dynamischen Tests die gleiche Wertigkeit erlangen wie weitere statische Probelastungen die mit den entsprechenden Streuungsfaktoren für statische Belastungen ausgewertet wurden [EA-Pfähle, 2012].

Für eine derartige Kalibrierung ist die Verwendung eines Verfahrens mit vollständiger Modellbildung oder, wie oben bereits beschrieben, ein RLT erforderlich. Die Anpassung der WSL aus dem dynamischen Test an die reduzierte WSL aus dem statischen Test kann z.B. bei den erweiterten Verfahren mit Modellbildung durch die Anpassung der internen Modellparameter erfolgen. Dies ist nur durch den Tester möglich und erfordert intensive Kenntnisse der Bodenmechanik und des Baugrundes im Baufeld.

4.3 Kleinstwertproblem

Wie aus dem Rechenbeispiel in Abschnitt 4.1.2 deutlich wird, kann die Anwendung der Gleichung 8 zu einer Reduzierung der ansetzbaren Tragfähigkeit aufgrund eines einzelnen 'schlechteren' Testergebnisses führen. Nach Aussagen aus der Praxis geht dieses teilweise soweit, dass der Ansatz von Erfahrungswerten zu höheren Grenzlaster führt, als es nach der Durchführung von dynamischen Probelastungen möglich wäre. Da zudem die Wahrscheinlichkeit eines 'schlechteren' Testergebnisses mit der Anzahl der dynamischen Probelastungen steigt, ist von einer großen Anzahl dieser Tests abzuraten. Dem gegenüber steht der mit steigender Anzahl der Tests zunehmende Erkenntnisgrad über den Baugrund auf dem Baufeld. Auch wenn die in [EA-Pfähle, 2012] enthaltenen Erfahrungswerte auf einer breiten Datenbasis beruhen, so stellt sich für jedes Baufeld die Frage nach deren Übertragbarkeit. Hier ergibt sich ein bodenmechanisches Dilemma. Die dynamischen Tests und insbesondere die aus denen mit Modellbildung abgeleitete Mantelreibung und Spitzendruck ergeben eine Verdichtung des Aufschlussgrades und lassen eine Validierung der Erfahrungswerte zu, vorausgesetzt, die dynamischen Tests wurden durch bodenmechanisch und messtechnisch erfahrene Tester durchgeführt sowie unter Berücksichtigung der Aussagen im Baugrundgutachten ausgewertet und interpretiert. Generell

wird in der Fachwelt aber den Erfahrungswerten mehr vertraut. Der mit den Tests gewonnene Erkenntnisgewinn über den Baugrund auf dem Baufeld führt, wendet man die Gleichung 8 an, damit nicht zu einer wirtschaftlicheren Ausführung der Gründung.

Die aus den Tests gewonnenen zusätzlichen Erkenntnisse sollten als Grundlage zur Überprüfung des Baugrundmodells und der Herstellung der Pfähle herangezogen werden. Dies liegt im Verantwortungsbereich des Baugrundgutachters und der ausführenden Firma. Für den die Testergebnisse auswertenden Tester stellt sich aber vorab die Frage nach dem Umgang mit den 'schlechteren' Ergebnissen und der ggf. erforderlichen Kalibrierung der Testergebnisse als Grundlage für die Angabe der charakteristischen Werte. Hierzu wurde vom Unterausschuss (UA) 'Dynamische Pfahlprüfungen' des Arbeitskreises (AK) 2.1, Pfähle ein Lösungsvorschlag diskutiert, der den Ausschluss des Kleinstwertes von der weiteren Bearbeitung vorsieht, wenn er mehr als 20% vom Mittelwert aller Testergebnisse abweicht. Es obliegt dann dem Baugrundgutachter, die Festlegung der Baugrundhomogenbereiche zu überprüfen, ergänzende Baugrunderkundungen durchzuführen etc.

5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Dynamische Pfahltests und hier im Wesentlichen DLT sind ein in Deutschland weit verbreitetes Verfahren, für das umfangreiche Erfahrungen vorliegen. Der RLT wird in Deutschland noch wenig eingesetzt und findet seinen Einsatzort vor allem in den Niederlanden. In den einschlägigen Normen werden die dynamischen Pfahltests für die Ermittlung der Grenztragfähigkeit von Pfählen u.a. unter der Voraussetzung einer Kalibrierung an statischen Probelastungen zugelassen. In der Vergangenheit wurde von einer Kalibrierung gegen die WSL einer statischen Probelastung jedoch weitgehend abgesehen. Dieses Erfordernis ist nach Einführung der aktuellen Normen des Eurocode 7 sowie der DIN 1054:2010-12 jedoch gegeben.

Die [EA-Pfähle, 2012] empfiehlt für den Nachweis der Grenztragfähigkeit die erweiterten Verfahren mit Modellbildung, da den direkten Verfahren vereinfachende Annahmen hinsichtlich der Dämpfung des Baugrundes zugrunde liegen. Dies trifft auf den ebenfalls unter den direkten Verfahren eingeordneten RLT nicht zu. Der RLT ist daher ebenfalls geeignet, für den Nachweis der Grenztragfähigkeit herangezogen zu werden. Hier sind die zukünftigen Entwicklungen zu beobachten.

Die Kalibrierung der Ergebnisse der dynamischen Pfahltests an der WSL einer statischen Probelastung ist durch Erfahrungen noch nicht ausreichend abgesichert. Die Kalibrierung durch eine einfache Faktorisierung, d.h. der Multiplikation mit dem Verhältniswert der aus dem statischen Test ermittelten Tragfähigkeit und dem Wert aus der dynamischen Probelastung ist unbefriedigend. Letztendlich müssen die Erfahrungen mit dem ersten Verfahren (Kalibrierung an WSL) gesammelt und bewertet werden.

Die Ermittlung des charakteristischen Pfahlwiderstandes unterliegt dem Ansatz der Streuungs- und Modellfaktoren sowie der Anwendung einer Minimalfunktion. Die noch immer in der Fachwelt existierenden Vorbehalte gegen die dynamischen Verfahren, seien sie nun berechtigt oder nicht, führen zu konservativen Streuungsfaktoren. Im Zusammenhang mit der Minimalfunktion treten damit Situationen auf, bei denen die Anwendung der Erfahrungswerte zu wirtschaftlich günstigeren Gründungen führt als die Durchführung von dynamischen Tests. Die Ursache hierfür liegt in dem sich aus der Minimalfunktion ergebenden Ansatz des Kleinstwertes der dynamischen Tests. Der aus diesen Tests resultierende Erkenntnisgewinn wird 'bestraft'. Bodenmechanisch betrachtet ist dies kein haltbarer Zustand, liefern gerade die dynamischen Tests mit erweiterter Modellbildung insbesondere über die Ergebnisse zur Mantelreibung und zum Spitzendruck die Möglichkeit, das Baugrundmodell zu validieren. Vom Tester kann jedoch nicht erwartet werden, dass er im Rahmen der Kalibrierung die Verantwortung des Baugrundgutachters übernimmt. Eine intensive Zusammenarbeit gestaltet sich aufgrund der üblichen vertraglichen Situation im Allgemeinen schwierig. Der Vorschlag des UA 'Dynamische Pfahlprüfungen' des AK 2.1, der einen Ausschluss des Kleinstwertes vorsieht, wenn dieser mehr als 20% vom Mittelwert der Ergebnisse der dynamischen Pfahltests abweicht, sollte daher in der Fachwelt eingehend diskutiert werden.

Literatur

Cur report 230; *Guideline on the interpretation of Rapid Load Testing on Piles*, Cur Commission H410, the Netherlands, 2010

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

DIN EN 1997-1:2009-09; *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1*, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Dortmund, Beuth Verlag GmbH, 1. Auflage, 2011

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

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

Rollberg, D.; *Bestimmung der Tragfähigkeit und des Rammwiderstands von Pfählen und Sondierungen*, Veröffentlichung des Institutes für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 3, ISSN 0341-7956, 1977

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

Stahlmann, J.; Fischer, J.; Middendorp, P.: *Rapid-Load-Tests und dynamische Pfahlprobebelastungen – Ein Vergleich*, 32. Baugrundtagung der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), 26. - 29. September, Mainz, P. 67-74, ISBN: 978-9813953-65, 2012

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Dipl.-Ing. Jan Fischer

Dipl.-Ing. Jörn Zahlmann

j.stahlmann@tu-braunschweig.de

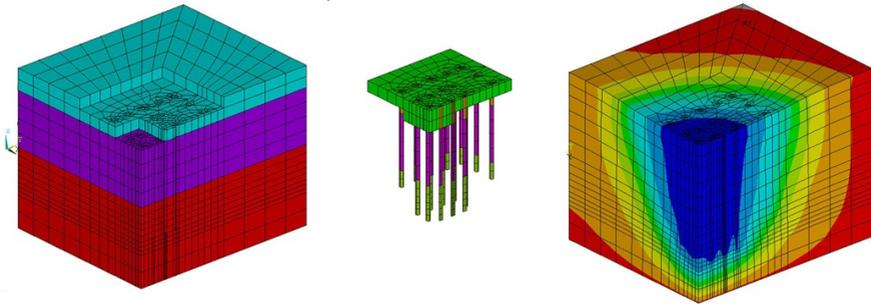
j.fischer@tu-braunschweig.de

j.zahlmann@tu-braunschweig.de

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

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

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 Probelastungen.

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

Bewertung dynamischer Pfahlprobelastungen an Bohrpfählen

M. Herten

BAW Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

M. Baeßler, E. Niederleithinger & S. Georgi

BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin

1 Motivation

Eine Tiefgründung wird häufig aus Ramm- oder Bohrpfählen hergestellt. Zur Abschätzung der Tragfähigkeit sind in den EA-Pfähle (2012) Erfahrungswerte aufgeführt. Für den Nachweis der Tragfähigkeit sind jedoch entweder statische oder dynamische Probelastungen erforderlich. Da dynamische Pfahlprobelastungen deutlich kostengünstiger sind als statische, besteht ein großes wirtschaftliches Interesse an deren Verwendung. Vergleichsuntersuchungen zur Tragfähigkeit aus dynamischen und statischen Probelastungen liegen nur in relativ geringer Anzahl vor. Bei geramten Stahlpfählen zeigt sich häufig eine sehr gute Übereinstimmung wie z. B. bei Bergholz (2012) oder Baeßler et al. (2012) dargestellt. Das Verfahren ist hierfür weitgehend akzeptiert. Bei Bohrpfählen ist jedoch die Anzahl der Vergleichsuntersuchungen und auch die Akzeptanz der dynamischen Prüfung deutlich geringer.

2 Einleitung

Zur Evaluierung von Ergebnissen aus dynamischen Pfahlprobelastungen an Bohrpfählen wurde von BAW und BAM ein Ringversuch durchgeführt, an dem sich fünf namhafte Anbieter von dynamischen Prüfungen in Deutschland beteiligt haben. Hierfür wurde auf dem Testgelände der BAM nahe Horstwalde bei Berlin ein Testfeld mit acht Bohrpfählen angelegt. Auf Grundlage von Baugrundaufschlüssen am Standort wurde zunächst von einer relativ homogenen Baugrundsituation und somit auch vergleichbaren Tragfähigkeiten bei den hergestellten Bohrpfählen ausgegangen. Im Unterschied zu den meisten anderen vergleichenden Untersuchungen wie z. B. Viana de Fonseca und Santos (2008) wurde jedem Prüfer ein anderer Pfahl für die Erstprüfung zur Verfügung gestellt. Der jeweilige Prüfer war für den gesamten Vorgang von der Anbringung der Messtechnik,

den gewählten Fallhöhen bis hin zur Modellbildung und Auswertung verantwortlich. Einheitlich war lediglich das Fallgewicht von 11 Tonnen, das allen Prüfern zur Verfügung gestellt wurde. Nach Durchführung der dynamischen Pfahlprobelbelastungen an fünf Pfählen und Übergabe einer ersten Auswertung fanden an zwei weiteren Pfählen statische Pfahlprobelbelastungen statt. Im Beitrag werden die Ergebnisse der Prüfungen vorgestellt und miteinander verglichen.

3 Testfeld

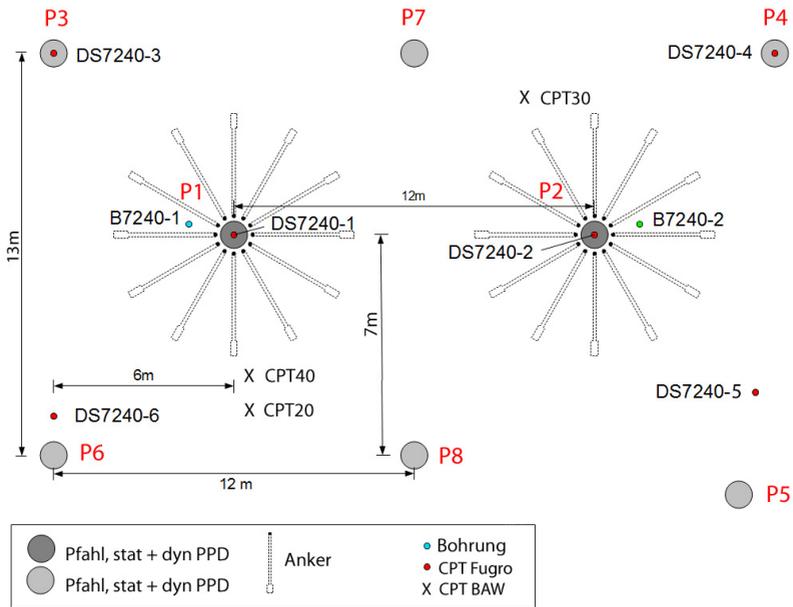


Abbildung 1: Lage der Baugrundaufschlüsse

Das BAM-Testgelände liegt etwa 50 km südlich von Berlin. Das ehemalige militärische Übungsgelände umfasst ca. 12 km² und wird u. a. für Versuche zur Behältersicherheit, Sprengstoffzulassung, Umweltverträglichkeit und Bauwerkssicherheit genutzt. Das Gelände gehört zum von glaziofluvialen Ablagerungen geprägten Baruther Urstromtal. Der südliche Teil weist äolische Bildungen (Paläodünen) auf, die jedoch nicht auf den für dieses Projekt genutzten Standort reichen. Die Bildungen sind im oberflächennahen Bereich der Weichseleiszeit, darunter der Saale-Eiszeit zuzuordnen. Die Geländeober-

fläche am engeren Teststandort ist relativ eben auf ca. 55 m NN. Der Grundwasserspiegel liegt schwankend zwischen 1,5 bis 3 m unter GOK.

Zwei Kernbohrungen (B7240-1 und 2) und sechs Drucksondierungen (DS 7240-1 bis 6) wurden von Fugro Consult bis jeweils 25 m abgeteuft (Abbildung 1). Die Laborversuche wurden an der BAW durchgeführt, die auch den geotechnischen Untersuchungsbericht anfertigte. Nach der Pfahlherstellung hat die BAW weitere Drucksondierungen (CPT20 bis CPT 40 in Abbildung 1) niedergebracht.

Die Aufschlussbohrungen wurden nahe der geplanten Position der Pfähle 1 und 2, die später statisch belastet wurden, abgeteuft. Die Ergebnisse sind in Abbildung 2 dargestellt. Es wurden überwiegend Mittelsande angetroffen, die je nach Lage und Tiefe unterschiedlich ausgeprägt sind. Aus allen Tiefenbereichen wurden Proben entnommen und an der BAW analysiert. Beide Bohrungen wurden mit ungeschlitzten Pegelrohren ausgebaut, um seismische Crosshole-Messungen zur detaillierteren Erkundung des Baufeldes zu ermöglichen.

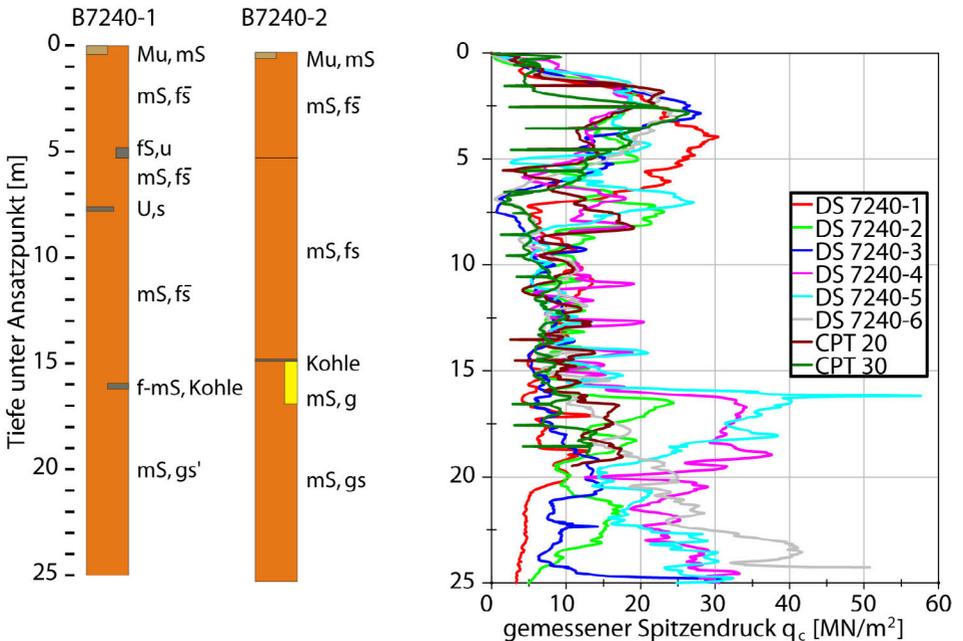


Abbildung 2: Bohrprofile und Sondierdiagramme

Tabelle 1: Bodenmechanische Kennwerte

		obere Sande stark feinsandiger Mittelsand	mittlere Sande schwach feinsandiger Mittelsand	untere Sande grobsandiger Mittelsand
Bodenmechanische Kennwerte				
Wichte des feuchten Bodens	γ [kN/m ³]	18	16,5	17,5
Wichte des Bodens unter Auftrieb	γ' [kN/m ³]	10,5	9	10
Klassifizierung des Bodens				
gemäß DIN 18196		SE (SU/ST)	SE	SE (SW)
Höhenlage der Schichten				
Oberkante	[m u. Ref.pkt.]	0,5...1	8...9	16...17
Unterkante	[m u. Ref.pkt.]	8...9	16...17	---

Die Sondierungen zeigen bis in 8 bis 9 m Tiefe Spitzendruckwerte von z. T. über 20 MN/m² entsprechend den zu erwartenden gut verdichteten Sanden. Darunter folgen weichere Schichten mit Spitzendrücken z. T. deutlich unter 10 MN/m². Ab 16 m Tiefe zeigen sich bereichsweise die auch in den Bohrungen angetroffenen Kiesbestandteile durch hohe Spitzendruckwerte.

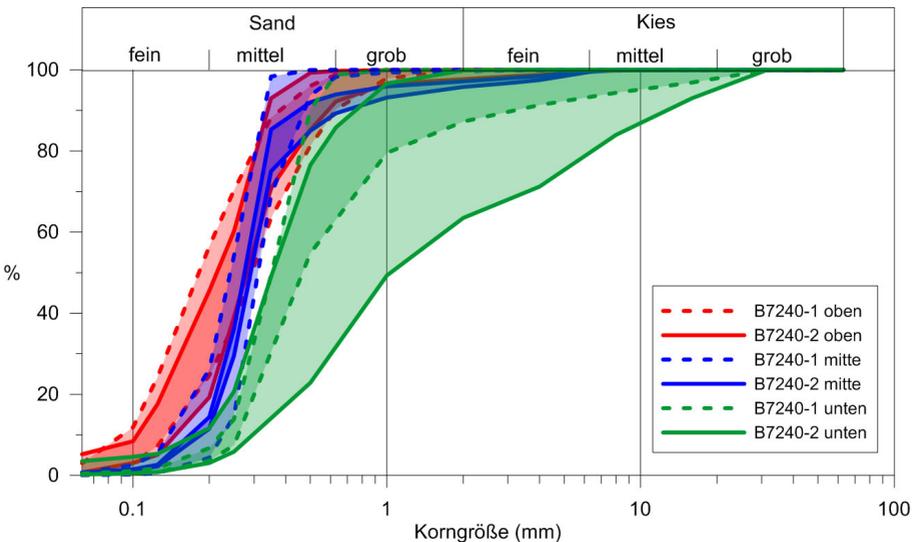


Abbildung 3: Körnungsbänder

Der Untergrund wurde entsprechend Tabelle 1 in drei Schichten unterteilt. Die „oberen Sande“ umfassen den gut verdichteten Mittelsandbereich bis in 8 bis 9 m Tiefe. Die darunter folgende Schicht wird mit „mittlere Sande“ bezeichnet, die kiesigeren Zonen unterhalb 16 bis 17 m unter Gelände als „untere Sande“. In Abbildung 3 sind die Körnungsbänder der einzelnen Schichten dargestellt. Es ist zu erkennen, dass zumindest die Korngrößen für die oberen und mittleren Sande (rot und blau) in beiden Bohrungen (gestrichelt: B7240-1, durchgezogen: B7240-2) ähnlich sind, während in den unteren Sanden (grün) der Unterschied erheblich ist.

In Ergänzung der klassischen geotechnischen Untersuchungen wurden im Rahmen einer an der Universität Potsdam laufenden Dissertation geophysikalische Messungen (Seismik und Georadar) ausgeführt (Niederleithinger et al., 2012).

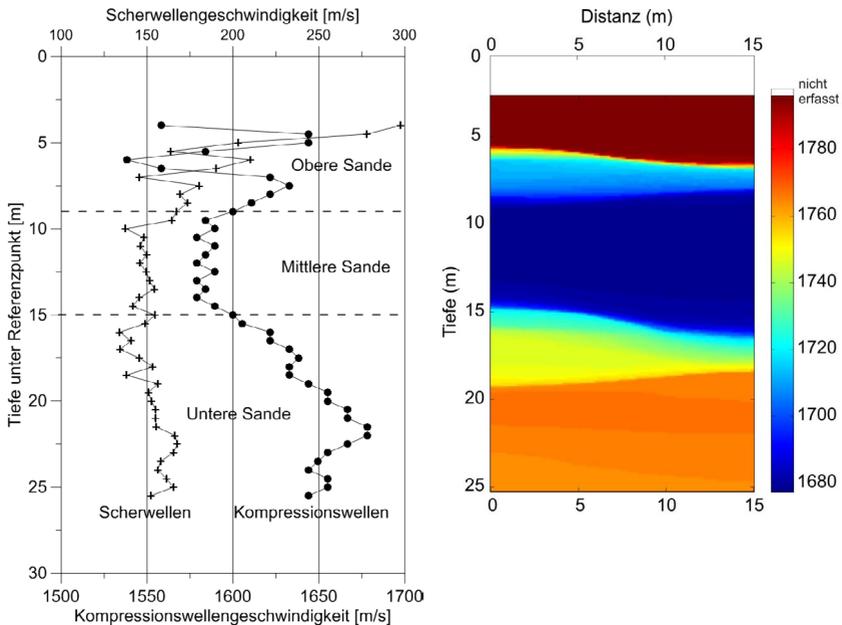


Abbildung 4: Links: Ergebnisse der seismischen Crosshole-Messung. Rechts: Kompressionswellentomografie

Es wurden nur Messungen unterhalb des Grundwasserspiegels berücksichtigt. Links in Abbildung 4 zeigt sich bei den Kompressionswellen die gleiche Dreiteilung wie in der geologischen Baugrundaufnahme mit hohen, sehr inhomogenen Geschwindigkeiten in Oberflächennähe (obere Sande), niedrigeren Geschwindigkeiten in Tiefen ab ca. 9 m (mittlere Sande) und wiederum höheren ab ca. 15 m Tiefe (untere Sande). Die Tiefenlage entspricht in etwa der aus der geologischen Aufnahme. Zusätzlich wurden Tomographien ausgewertet, die auch lokal begrenzte Inhomogenitäten abbilden können. Rechts in Abbildung 4 ist das Ergebnis für Kompressionswellen dargestellt. Grundsätzlich zeigt sich auch hier die vertikale Dreiteilung des Untergrundes. Zusätzlich ist aber zu sehen, dass der untere Sand in mindestens zwei Zonen zu teilen ist, die über die Messstrecke unterschiedliche Tiefenlagen und Mächtigkeiten aufweisen. Der darüber liegende Bereich mit niedrigeren Geschwindigkeiten (mittlere Sande) ist demgegenüber homogener, nimmt in der Mächtigkeit aber von links nach rechts (von B7240-1 nach B7240-2) zu.

4 Versuchsaufbau

Die Pfähle wurden aufgrund der in den unteren Sanden erkundeten unterschiedlichen Lagerungsdichten und Kiesanteile mit einer Einbindetiefe von 10 m und einem Durchmesser von 0,9 m ausgeführt. Die Pfahlköpfe aller Pfähle wurden mit Stahlhülsen versehen, um den Einwirkungen aus dynamischen Probelastungen widerstehen zu können. Die Belastungskrone zur statischen Probelastung wurde mit je 12 sternförmig gespreizt angeordneten Verpressankern im Baugrund rückverankert. Deren 6 m lange Krafteinleitungsstrecke ist bezogen auf den Testpfahl tief liegend ausgebildet, wie in Abbildung 5 zu sehen ist. Die Instrumentierung der Pfähle 1 und 2 in drei Querschnittsebenen setzt sich aus je drei Betonverformungsmessgebern im Bereich des Pfahlschaftes zusammen. Zusätzlich wurde zur Ermittlung des Spitzendruckes am Pfahlfuß ein Druckkissen installiert. Die Messebenen am Pfahlschaft liegen bezogen auf Oberkante Gelände bei ca. -1,0 m, -5,0 m und -9,5 m.

Die Pfähle wurden teilweise sowohl mit Instrumentierung nach Stand der Technik als auch mit innovativer Sensorik, ausgestattet. Diese zusätzlichen Sensoren und auch ein versuchsbegleitendes Porenwasserdruckmonitoring können hier nicht vollständig dokumentiert werden. So wurde z. B. Pfahl 1 zusätzlich mit faseroptischen Sensoren und Thermosensoren bestückt, um bei den verschiedenen Pfahlprüfmethoden präzise Messwerte über die gesamte Pfahllänge zu erhalten.

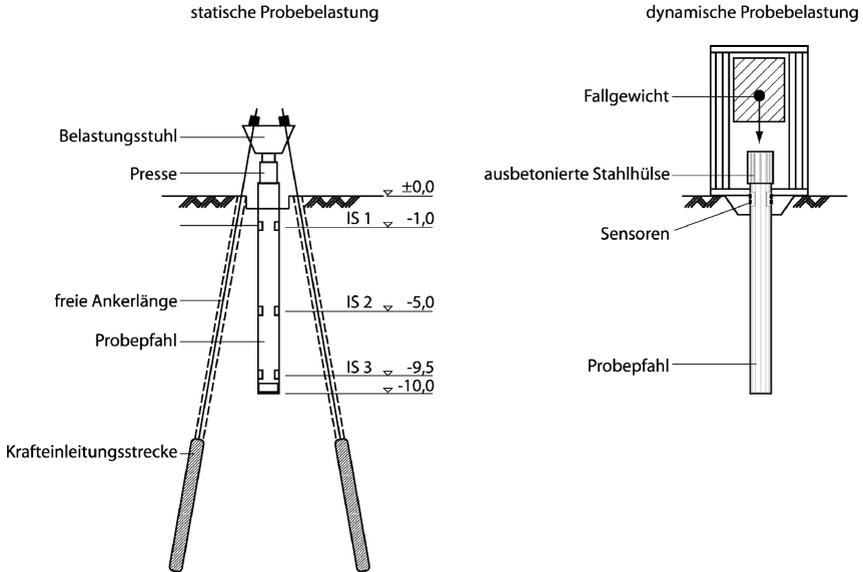


Abbildung 5: Skizzen der Probebelastungen

Die Herstellung der Testpfähle erfolgte durch die Fa. Bauer Spezialtiefbau mit einer BG 20 H. Die Bohransatzpunkte wurden mit einer Bohrschablone fixiert, wobei einige Pfähle aufgrund von Leitungen nicht an den geplanten Positionen ausgeführt werden konnten. Die Bohrungen wurden verrohrt, mit einem Bohreimer unter Wasserauflast abgeteuft und die Vertikalität überprüft.

Der verwendete Pfahlbeton entspricht der Festigkeitsklasse C35/45 und besteht aus Zuschlagsstoffen und einem CEM III/B-S 42,5N Zement mit einem Wasserzementwert von $W/Z = 0,46$. Die Oberkante der später statisch belasteten Pfähle liegt 0,5 m über Gelände und wird mit einem 0,7 m langen Stahlrohr eingefasst. Die Pfahloberkante der später dynamisch geprüften Pfähle liegt ca. 1,0 m über Gelände. Hier beträgt die Länge des einfassenden Stahlrohrs 1,2 m.

Baubegleitend wurden aus allen Lieferungen Frischbetonproben gezogen, an denen das Ausbreitmaß, die Frischbetonrohddichte, der Luftgehalt und die Betontemperatur geprüft wurden. Zur Untersuchung der Entwicklung der Festigkeitseigenschaften d. h. sowohl der Druck- und Biegezugfestigkeit als auch des dynamischen und statischen E-Moduls des abgebindenen Betons wurden Prüfwürfel, -zylinder und -balken hergestellt.



Abbildung 6: Übersicht der Testfläche mit Pfahlnummern

An allen acht Bohrpfählen wurde eine Integritätsprüfung nach dem Hammerschlagverfahren gemäß EA-Pfähle (2012) durchgeführt. Die Situation auf dem Messfeld zum Zeitpunkt der Prüfung ist in Abbildung 6 dargestellt.

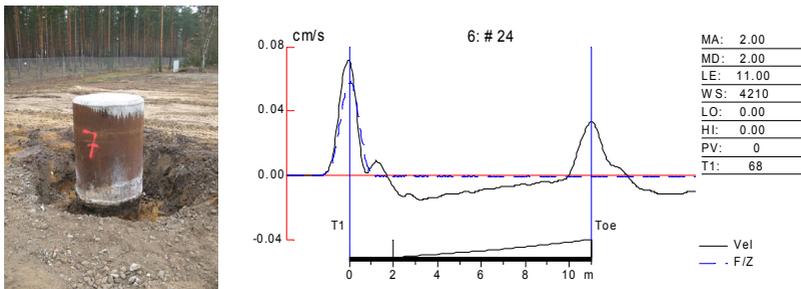


Abbildung 7: Messergebnis Integritätsprüfung vor dyn. Prüfung Pfahl 7

Abbildung 7 zeigt exemplarisch das Prüfergebnis für Pfahl 7. Das Fußecho ist stets klar zu erkennen. Für eine Gesamtlänge von 11 m inkl. Hülse wurde eine Geschwindigkeit von knapp 4200 m/s (Indikation guter Betonqualität) bestimmt. Hier, und auch bei allen anderen Pfählen, gibt es keine Hinweise auf Minderlängen, Fehlstellen oder sonstige

wesentliche Impedanzsprünge. Die Hülsten sind bei den meisten Pfählen durch kleinere, aber unkritische Störungen im Zeitverlauf erkennbar (in Abbildung 7 bei 1,5 m).

In einigen Zeitsignalen zeigt sich eine leichte Aufwölbung (Impedanzabnahme) bei ca. 6 m Tiefe, die durch das Bodenprofil (Übergang zu den „mittleren Sanden“, geringerer Spitzendruck in Drucksondierungen) erklärbar sind. Alle Pfähle entsprechen der Klasse „A1“ nach EA-Pfähle (2012).

5 Ergebnisse

5.1 Tragfähigkeit aus Erfahrungswerten

Während der Baugrund für eine typische Baumaßnahme als homogen angesehen werden kann, wurden zum Vergleich der Übereinstimmung der Ergebnisse der Pfahlprobelastungen an den einzelnen Pfählen in dieser Studie auch die lokale Heterogenität des Baugrundprofils betrachtet. Für Pfähle kann nach EA-Pfähle (2012) anhand der separat ausgewerteten Drucksondierungen von den in Tabelle 2 aufgelisteten Tragfähigkeiten ausgegangen werden.

Tabelle 2: Zusammenstellung der ermittelten Tragfähigkeiten

Pfahl-Nr.:		1	2	3	4	5	6	7	8
Pfahlprobelastung	stat/dyn	■/□	■/□	□/■	□/■	□/■	□/■	□/■	□/■
	R _s [kN]	1956	2576	1700	1270	2600	2452	1450	1577
	R _b [kN]	669	627	859	1000	1200	1274	1130	723
	R [kN]	2626	3203	2559	2270	3800	3726	2580	2300
EA-Pfähle (10%)	R _s [kN]	2526	2541	1984	2277	2466	1994	1840	2242
	R _b [kN]	1387	1162	1044	1348	986	1237	971	1175
	R _{..} [kN]	3913	3703	3028	3625	3451	3231	2814	3417
EA-Pfähle (50%)	R _s [kN]	3390	3423	2692	3105	3320	2706	2521	3057
	R _b [kN]	1912	1638	1495	1864	1417	1730	1396	1654
	R [kN]	5302	5061	4186	4969	4737	4435	3917	4711

Für die Berechnungen wurden die Werte der EA-Pfähle (2012) für das 10%- und 50%-Quantil verwendet, wobei die Ermittlung des Spitzendruckes mit den Mittelwerten der Werte q_c der Drucksonde im Bereich 1 x D oberhalb und 3 x D unterhalb des Pfahlfußes erfolgte. Dabei ist zu beachten, dass für die Pfähle 5, 7 und 8 keine Drucksondierung am unmittelbaren Standort ausgeführt wurde. Hier wurden die den Ansatzpunkten nahe

liegenden Sondierungen DS7240-5 (für Pfahl 5), CPT 20 (für Pfahl 8) und CPT 30 (für Pfahl 7) verwendet. Die so prognostizierten Tragfähigkeiten für das 10 %-Quantil liegen zwischen 2.814 kN und 3.913 kN.

5.2 Statische Probelastung

Die Probelastungen der Pfähle P1 und P2 erfolgten durch die Fa. Bauer Spezialtiefbau ca. 70 Tage nach Pfahlherstellung (Abbildung 8) und wurden von der GuD Consult als Geotechnischem Sachverständigen begleitet. Die Messdaten wurden digital erfasst. Das Hydrauliksystem zum Aufbringen der Belastung bestand aus einem Hydraulikaggregat mit variablem Ölfördervolumen, einer Steuerung zur Lastkonstanthaltung und einem Hydraulikzylinder. Die Steuerung zur Lastkonstanthaltung erfolgte über ein elektronisches Kontaktmanometer mit einem Regelbereich von $\pm 0,5$ bar und die Messwerte der redundanten Kraftmessdose wurden in einem Zyklus von ca. 60 Sekunden gespeichert. Die Kontrolle des Hauptmesssystems erfolgte über ein Digitalnivelliergerät aus ca. 5,0 m Entfernung.



Abbildung 8: Statische Pfahlprobelastung

Die Versuche wurden in Anlehnung an EA-Pfähle (2012) durchgeführt. Es sollte in zwei Belastungsschleifen mit einer Laststeigerung von jeweils 25 % bis 100 % der angenommenen Gebrauchslast von $F_k = 2.625 \text{ kN}$ und in der zweiten Belastungsstufe auf die Prüflast von $P_p = 5.250 \text{ kN}$ gefahren werden. Anschließend war die Belastung bis zum Bruch des Pfahles geplant.

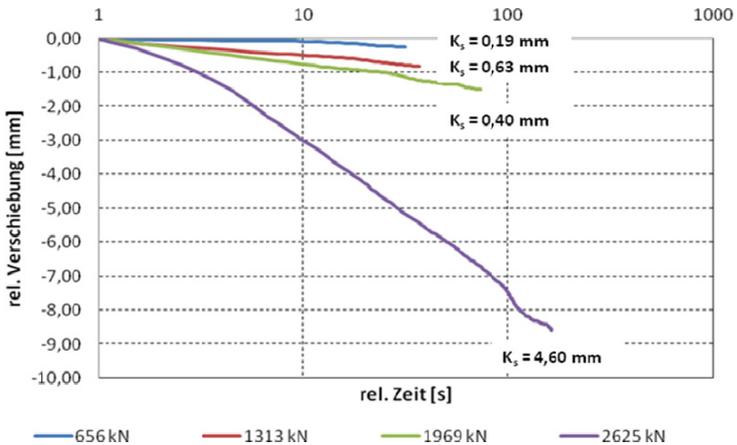


Abbildung 9: Verschiebung über Zeit mit Kriechmaßen Pfahl 1

Noch vor Erreichen der angenommenen Gebrauchslast von 2.625 kN wurden bei Pfahl 1 starke Kriechverformungen von $k_s > 0,5 \text{ mm}$ aufgezeichnet. Das maximal zugelassene Kriechkriterium von $0,1 \text{ mm}/20 \text{ min}$ wurde überschritten. Bei Steigerung der Belastung zwischen den Laststufen 1.969 kN und 2.626 kN stieg die Kriechverformung von $k_s = 0,40 \text{ mm}$ auf $k_s = 4,6 \text{ mm}$ entsprechend Abbildung 9 an. Die Grenzmantelreibung betrug dabei $R_s = 1.956 \text{ kN}$ und der Grenzspitzendruck $R_b = 669 \text{ kN}$. Die Lastschleife wurde in Anlehnung an die Festlegungen der EA-Pfähle (2012) abgebrochen. Eine zweite kraftgesteuerte Lastschleife musste wegen zunehmender Setzungen bereits ab einer Belastung von 2.300 kN weggesteuert, als sog. CRP-Versuch („constant-rate-of-penetration“) mit verschiedenen Verschiebungsgeschwindigkeiten („Sprungversuch“) gefahren werden. Die maximale Setzung von $0,1 \times D$ war bei einer Last von 2.968 kN erreicht. Die Grenzmantelreibung betrug dabei $R_s = 1.878 \text{ kN}$ und der Grenzspitzendruck $R_b = 1.090 \text{ kN}$. Somit lässt sich aus der Auswertung nach EA-Pfähle eine Grenztrag-

fähigkeit von 2.900 kN ermitteln. Allerdings ist zu beachten, dass die in der ersten Belastungsschleife erreichten ca. 2.626 kN bereits eine Grenze dargestellt haben, oberhalb der das Kriechverhalten keine weitere lastgesteuerte Steigerung zuließ. Insofern wird im Folgenden eine Grenzlast bei 2.626 kN festgesetzt.

Die Messungen mit den in Pfahl 1 integrierten faseroptischen Sensoren fügen sich in die mit den Kraftmessdosen in Pfahlkopf und –fuß ermittelten sehr gut ein. Abbildung 10 rechts zeigt den unter Annahme von konstantem Durchmesser (0,9 m) und E-Modul (35000 MN/m²) berechneten Kraftverlauf für verschiedene Laststufen. Dabei stammen die jeweils obersten und untersten Werte aus den Kraftmessdosen, die übrigen von den faseroptischen Sensoren. Die Werte bestätigen, dass der Pfahl überwiegend über Mantelreibung trägt. Deutlich über die Hälfte davon entfällt auf die obere Pfahlhälfte. Abbildung 10 links zeigt die mit den Betondehnungssensoren ermittelte Kraftverteilung, deren Verläufe zumindest qualitativ gut mit den faseroptischen Sensoren übereinstimmen.

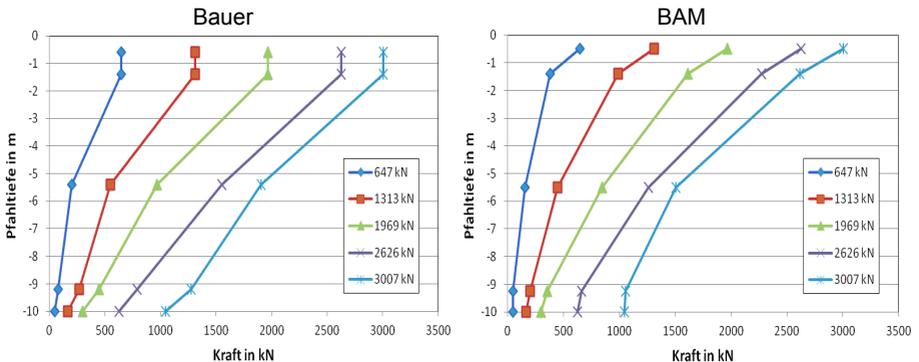


Abbildung 10: Mit unterschiedlichen Sensoren ermittelter Kraftverlauf im Pfahl 1

Nach den Erfahrungen aus der Probelastung des Pfahles 1 wurde die fiktive Gebrauchslast für den Pfahl 2 auf 2.000 kN reduziert. Die zweite Belastungsschleife wurde dann in kleineren Intervallen von 300 kN gefahren (Abbildung 11). Bei einer Last am Pfahlkopf von 3.203 kN wurde der Versuch in der zweiten Lastschleife bei einer Setzung von $s = 35$ mm und einer Kriechverformung von $k_s = 2,20$ mm beendet. Die Grenzmantelreibung betrug dabei $R_s = 2.576$ kN und der Grenzspitzendruck $R_b = 627$ kN. Auf die Durchführung einer dritten weggesteuerten Belastungsschleife wurde verzichtet, um eventuell am selben Pfahl später erneute Belastungsversuche durchführen zu können.

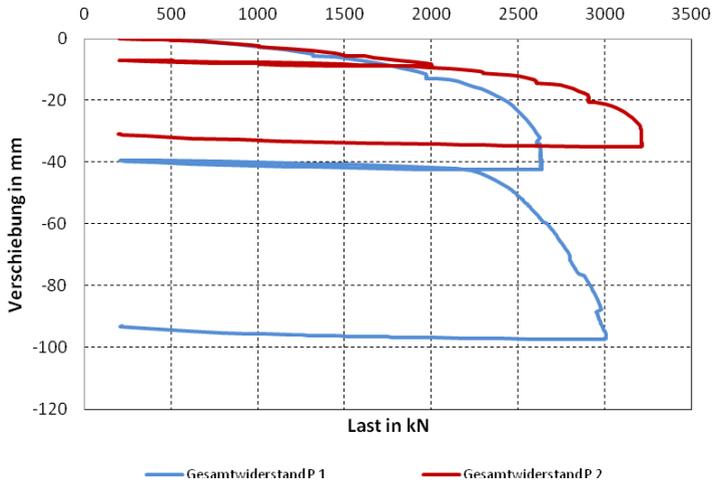


Abbildung 11: Widerstandssetzungslinie Pfahl 1 und 2

5.3 Dynamische Probelastung

Die dynamischen Pfahlprobelastungen wurden durch die einzelnen Prüfer innerhalb von 11 Tagen vor den statischen Pfahlprobelastungen (im Mittel 60 Tagen nach Pfahlherstellung) ausgeführt. Jeder Prüfer hatte einen unbelasteten Pfahl zur Erstprüfung und bis zu zwei weitere Pfähle, die bereits von anderen Prüfern vorbelastet waren. Die erste Auswertung der dynamischen Pfahlprobelastungen mit vollständiger Modellbildung war vor der Durchführung der statischen Pfahlprobelastungen abzugeben, wobei alle Prüfer das CAPWAP-Verfahren wählten. Somit waren die Ergebnisse der dynamischen Pfahlprobelastungen unbeeinflusst von der Durchführung der statischen Versuche. Zusätzlich wurden zu einem späteren Zeitpunkt an den beiden statisch geprüften und am Reservepfahl Nr. 3 dynamische Probelastungen ausgeführt und ausgewertet. Für diese ist eine Beeinflussung der Auswertung der dynamischen Versuche durch die bereits vorliegenden statischen und dynamischen Ergebnisse grundsätzlich nicht auszuschließen.



Abbildung 12: Dynamische Probelastungen

Zur Durchführung der dynamischen Pfahlprobelastungen wurde das in Abbildung 12 dargestellte 11-t Fallgewicht der Fa. König inklusive Bedienung gestellt. Für die Anbringung der Sensoren und die Durchführung der Prüfung war jeder Prüfer eigenverantwortlich. Teilweise wurde die Fallhöhe des Gewichtes sukzessive gesteigert oder auch nur ein Schlag mit großer Höhe ausgeführt. Dabei wurden die Pfähle mehrere Zentimeter in den Boden eingerammt. In Tabelle 2 sind alle ermittelten Tragfähigkeiten aufgeführt. Die Ergebnisse der Erstprüfungen wurden vor der Ausführung der statischen Probelastung geliefert. Die dynamisch ermittelten Grenztragfähigkeiten in den Erstversuchen schwanken zwischen 2.270 kN und 3.800 kN.

6 Vergleich

Abbildung 13 stellt die Ergebnisse der Pfahlprobelastungen den Erfahrungswerten nach EA-Pfähle gegenüber. Die Unterschiede bei den dynamischen Pfahlprobelastungen sind deutlich größer als bei den statischen Pfahlprobelastungen. Allerdings sind sowohl lokale Baugrundabweichungen, als auch die größere Anzahl an Prüfungen und die Ausführung durch unterschiedliche Prüfer zu beachten.

Es zeigt sich, dass die im Projekt nach Erfahrungswerten der EA-Pfähle (2012) ermittelten Pfahltragfähigkeiten auch für das 10 % Quantil allgemein höher und zum Teil beträchtlich höher ausfallen, als nach den messtechnischen Ergebnissen der statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen. Generell kann die Übereinstimmung für fünf Pfähle als gut bezeichnet werden. In Abbildung 13 sind jedoch drei Ausreißer - Pfähle 1, 4 und 8 - sichtbar. Im Unterschied zu Pfahl 8 wurden bei den Pfählen 1 und 4 die Sondierungen unmittelbar am späteren Pfahlstandort ausgeführt.

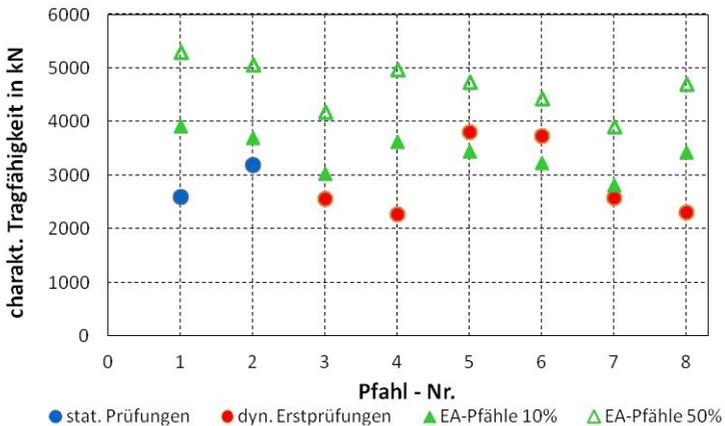


Abbildung 13: Vergleich statische und dynamische Probelastungen und Prognose

Die Verwendung der Ergebnisse aus den Zweit- und Drittprüfungen an einem Pfahl sind sehr kritisch zu bewerten. Zum einen lagen den jeweiligen Prüfern keine Informationen zu den schon aufgebracht Lasten und erzeugten Eindringungen vor und zum anderen wurden die Pfähle durch die Prüfung beschädigt, wie in Abschnitt 7 erläutert wird. Abbildung 14 zeigt, dass die ermittelte Tragfähigkeit in der Erst-, Zweit- und Drittprüfung unsystematisch in der Größe variiert. Eine genauere Betrachtung ergab, dass hier im Wesentlichen ein Einfluss der auswertenden Personen gegeben ist, die tendenziell immer relativ geringe oder relativ große Tragfähigkeiten ermitteln, unabhängig vom Pfahl und der Prüfreihenfolge.

In einer zweiten Auswerterunde wurden allen Prüfern auch die Ergebnisse der statischen Pfahlprobelastungen und der anderen Prüfer übergeben. Eine Korrektur seiner ersten

Prognose bezogen auf die Grenztragfähigkeit wurde von allen Prüfer nicht für erforderlich gehalten. In einer dritten Auswerterunde wurde allen das jeweilige Signal der Erstprüfung der Pfähle 4 bis 8 zur Verfügung gestellt. Die vorliegenden Ergebnisse von drei Prüfern variieren teilweise um über 30 %. Wobei auch hier wie zuvor beim Vergleich von Erst-, Zweit- und Drittprüfung tendenziell vom jeweiligen Prüfer immer relativ geringe oder relativ große Tragfähigkeiten ermittelt werden.

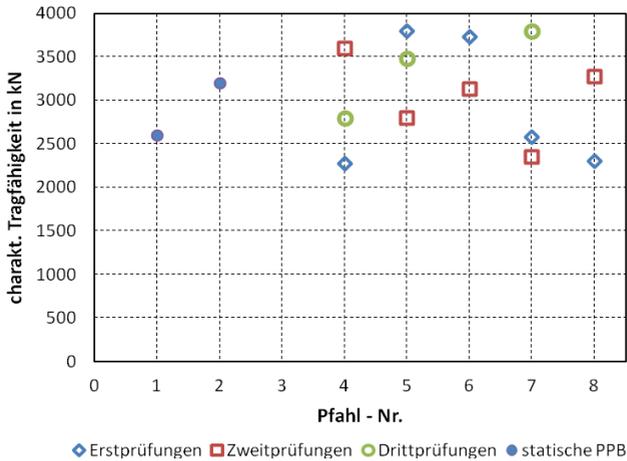


Abbildung 14: Vergleich Erst-, Zweit- und Drittprüfung

In Abbildung 15 sind die charakteristischen Pfahltragfähigkeiten für die Pfähle 1, 2, 3, 6 und 7 nach Auswertung eines Prüfers (C1) dargestellt. Als Vergleich gelten hier, sofern vorhanden, die Ergebnisse der statischen Pfahlprobelastung und ansonsten die 10%- und 50 %-Werte der EA-Pfähle (2012). Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zu den statischen Ergebnissen. Die nach EA-Pfähle mit 10 %-Werten prognostizierten Tragfähigkeiten bilden die lokalen Unterschiede qualitativ bis auf Pfahl 1 gut ab, liegen aber über den aus den Probelastungen bestimmten Werten. Des Weiteren kann man feststellen, dass beispielhaft bezogen auf diesen einen Prüfer die ermittelten Tragfähigkeiten mit einer Streuung zwischen 2.559 kN und 3.358 kN deutlich unter den Streuungen bei Berücksichtigung der Auswertungen der Gesamtheit aller Prüfer liegen, wobei die Ergebnisse teilweise bereits in Kenntnis der anderen statischen und dynamischen Prüfergebnisse erzielt wurden.

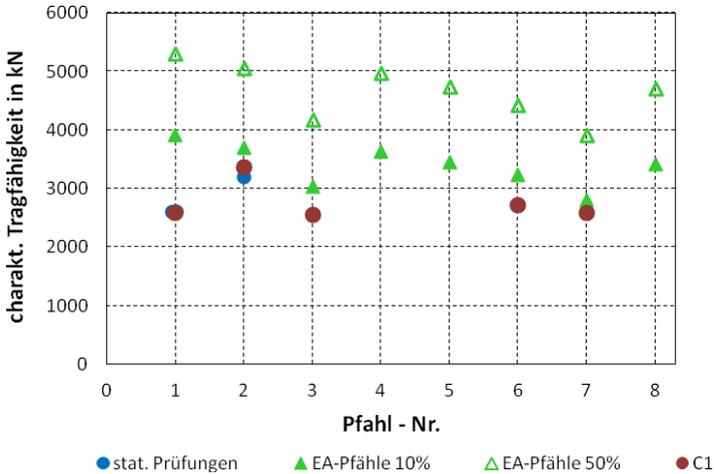


Abbildung 15: Ergebnisse des Prüfers C1

7 Zustand der Pfähle nach Prüfung

Einige Prüfer wiesen schon während der dynamischen Probelastungen darauf hin, dass spätestens nach den ersten Schlägen mit großer Fallhöhe möglicherweise Schäden an den Pfählen auftraten. Die Messsignale änderten sich signifikant. Da im hier beschriebenen Fall nur ein geringer Fußwiderstand vorhanden ist, werden die aufgeprägten Stoßwellen am Fuß bei nur kleinen Energieverlusten in den Boden als Zugwelle reflektiert. Die dabei auftretenden Zugspannungen können die Dehnfähigkeit des Pfahles überschreiten.

An allen Pfählen wurden nach der dynamischen Probelastung Integritätsprüfungen nach der Hammerschlagmethode durchgeführt. Das Ergebnis ist für Pfahl 7 in Abbildung 16 dargestellt. Während das Messergebnis vor den Fallgewichtsschlägen unauffällig ist, zeigen sich nach der Belastung Auffälligkeiten. Bei ca. 3,8 m Tiefe ist eine deutliche Reflexion erkennbar (mit Impuls gleichgerichtet = Impedanzabnahme). Darunter erscheinen weitere Signale, wohl eine Mischung aus Mehrfachreflexionen an der Schadstelle und dem Pfahlfuß. Die Reflexion vom Pfahlfuß selbst ist nicht deutlich zu erkennen. Der Pfahl scheint daher auf dem gesamten Querschnitt geschädigt zu sein.

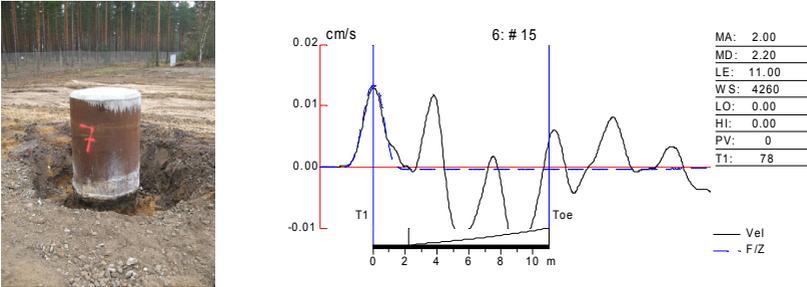


Abbildung 16: Messergebnisse Integritätsprüfung nach dyn. Prüfung Pfahl 7

Ein ähnliches Bild ergibt sich auch an den meisten anderen dynamisch geprüften Pfählen (Nr. 4 bis 8). Die Schadstelle liegt stets in knapp 4 m Tiefe. Zur Verifizierung wurden die Pfähle 4 und 7 bis 4 m unter Gelände temporär freigelegt. Das Schadensbild an Pfahl 7 ist in Abbildung 17 gezeigt.



Abbildung 17: Freigelegter Pfahl 7 mit Rissbild

Lediglich die zunächst statisch und erst später dynamisch geprüften Pfähle 1 und 2 weisen dieses Schadensbild nicht, der Pfahl 3 in deutlich geringerem Umfang auf. Hier wurden jeweils aufgrund der gewonnenen Erfahrungen bei den vorangegangenen dynamischen Prüfungen nur wenige Schläge mit geringer Fallhöhe aufgebracht. Zudem wurde bei den Pfählen 1 und 2 der Spitzendruck durch die statische Vorbelastung bereits voll aktiviert. Durch die geringere Fallhöhe wird eventuell die Grenztragfähigkeit nicht voll ermittelt, aber die weitere Nutzung des Pfahls ermöglicht. Im vorliegenden Fall stimmen die Ergebnisse der statischen und der nachträglich durchgeführten dynamischen Pfahlprobelastungen aber gut überein.

8 Schluss

Ziel des Ringversuchs war die Bewertung von dynamischen Pfahlprobelastungen von Bohrpfählen insbesondere mit Bezug auf den „human factor“. Dafür wurde fünf Prüfern ohne weitere Vorgaben jeweils ein Pfahl zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit zur Verfügung gestellt. Vergleiche der dynamischen mit den statischen Prüfungen wurden durch das ausgeprägte Kriechverhalten, das nur bei statischen Prüfungen ermittelt werden kann, erschwert. Unter Einbeziehung der lokalen Tragfähigkeitsunterschiede ergaben sich hinsichtlich der Schwankungen gut interpretierbare Tragfähigkeitswerte, wobei einzelne Ausreißer auf der sicheren Seite liegen. Im Wesentlichen haben alle Prüfer festgestellt, dass die Pfähle des Ringversuchs gegenüber den Erfahrungswerten der EA-Pfähle niedrige Tragfähigkeiten aufweisen. Unabhängig hiervon hat sich jedoch auch gezeigt, dass alleine die Auswertung der Messsignale eines Schlages durch den „human factor“ über 30 % abweichende Grenztragfähigkeiten ergeben können. Die aktuelle Normung berücksichtigt die unterschiedliche Aussagekraft einer dynamischen Prüfung gegenüber einer statischen mit Erhöhungen der Streuungsfaktoren, die in der gleichen Größenordnung liegen. Am Ende muss der Geotechnische Sachverständige bei jedem Bauvorhaben die Ergebnisse der dynamischen Prüfungen bewerten und die Grenztragfähigkeiten festlegen. Abschließend ist festzuhalten, dass nach Durchführung des Ringversuchs sämtliche dynamisch geprüften Pfähle zerstört waren. Ursächlich war der relativ geringe mobilisierbare Spitzendruck, wodurch die aufgebrachte Energie am Fuß als Zugwelle reflektiert wird.

Die Autoren möchten allen Beteiligten für die konstruktive und reibungslose Zusammenarbeit während der Projektlaufzeit danken. Am Ringversuch haben als dynamische Prüfer die DMT Gründungstechnik, GSP Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode, GUD Geotechnik und Dynamik Consult, IGB Institut für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig und IPM Impuls Pfahlmessung teilgenommen.

9 Literatur

Bergholz, K.; Vertikale Grenztragfähigkeit von Spundwänden im Lockergestein, 32. Baugrundtagung, Tagungsband Forum für junge Geotechniker, S. 167-174, 2012

EA-Pfähle; 2. Auflage, „Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle“, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Ernst & Sohn, 2012

Baeßler, M., Niederleithinger, E., Georgi, S., Herten, M.; „Evaluation of the dynamic load test on bored piles in sandy soil“. In: Matsumoto, T.: IS Kanazawa 2012 - 9th International conference on testing and design methods for deep foundations, S. 155-162

Niederleithinger, E.; Baeßler, M.; Georgi, S.; Herten, M.; Tronicke, J.; Rumpf, M.; „Geotechnical and geophysical characterisation of a pile test site in post-glacial soil“. In: Coutinho, R, & P. Mayne: Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 4, CRC Press, 2012

Viana de Fonseca, Antonio; Jaime A. Santos; “International Prediction Event: Behaviour of CFA, Driven and Bored Piles in Residual Soil. Experimental Site - ISC’2”, Porto/Lisbon, Portugal: Universidade do Porto/Universidade Técnica de Lisboa, 2008

Autoren

BDir. Dr.-Ing. Markus Herten	markus.herten@baw.de
Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Geotechnik	
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe	

Dr.-Ing. Matthias Baeßler	matthias.baessler@bam.de
Dr. rer. nat. Ernst Niederleithinger	ernst.niederleithinger@bam.de
Dipl.-Ing. Steven Georgi	steven.georgi@bam.de
BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung	
Unter den Eichen 87, 12205 Berlin	

CAPE HOLLAND GROUP

"CHOICE OF THE MASTERS"

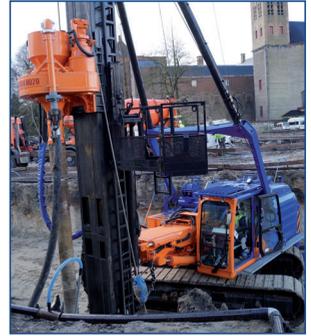


CAPE Holland supplies foundation equipment for on- and offshore applications, both for sale as for rent.

With our own engineering department, we can supply innovative solutions, specials and custom built equipment. Next to equipment, CAPE Holland can supply operational assistance.



APE Holland supplies vibratory hammers and hydraulic power units, which can be used for vibrating sheet piles and tubular piles. The wide range of equipment can be used for driving small sheet pile walls as well as the largest piles for offshore wind farms, both onshore as offshore.



Hillcon Piling Equipment is specialized in designing and building hydraulic foundation equipment with integrated leaders. The multi functional foundation rigs, with leader lengths from 19 meters up to 51 meters can be equipped with a Hillcon rotary head, or with a wide range of (hydraulic) impact hammers.

CAPEHOLLAND
Construction and Piling Equipment B.V.



HILLCON
Hillcon Piling Equipment BV

ROMHOF 5, 9411 SB BEILEN, THE NETHERLANDS
TEL +31 (0)593 540 470 FAX +31 (0)593 541 811
info@capehollandgroup.com www.capehollandgroup.com

StatRapid, eine Neuentwicklung für Rapid-Load-Testing

P. Middendorp, L. de Neef, R. van Dorp, Niederlande

A. Lambo, Deutschland

1. Einführung

In der Vergangenheit reifte die Erkenntnis, dass die Ermittlung der Widerstände von Pfählen mit dynamischen Probelastungen (DLT) in Kombination mit Signalanpassungstechniken wie CAPWAP, TNOWAVE und AllWave-DLT eine breite Streuung der Ergebnisse zur Folge hat (Stahlmann et. Al, 2012). Dieses ist durch die empirischen Annahmen der stark personenabhängigen Auswertungsansätze der Testdaten, insbesondere für Ortbetonpfähle (Holeyman et. al. 2001, 2003, Viana da Fonseca 2008, Herten et al, 2013) begründet. Die Auswertung eines Rammschlages mit einem erweiterten Verfahren mit Modellbildung durch mehrere Auswerter führt daher zwangsläufig zu unterschiedlichen Resultaten hinsichtlich der Tragfähigkeit. Daher ist es

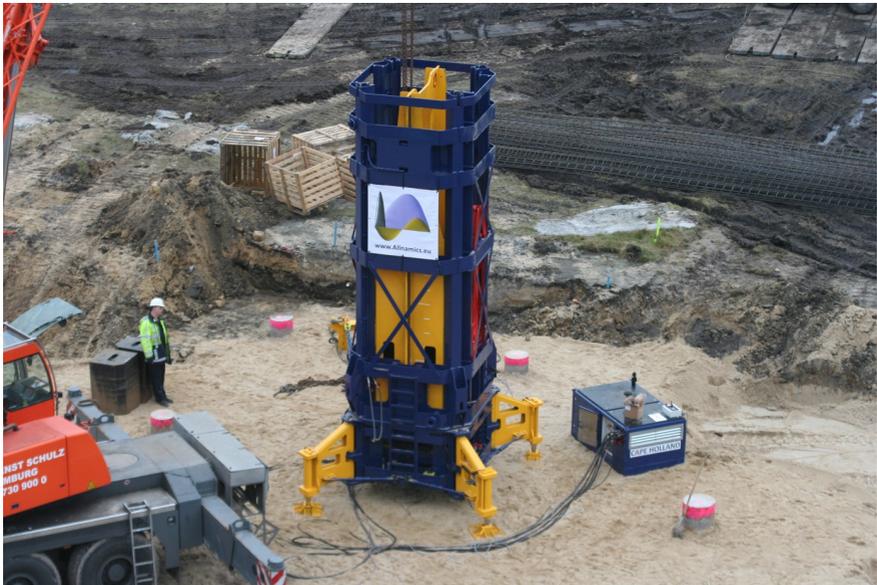


Abbildung 1. 4 - 8MN StatRapid

praktisch unmöglich das Berechnungsergebnisan statischen Probelastungsergebnissen zu kalibrieren, denn die Kalibrierung erfordert konforme Ergebnisse für jede Methode.

Dies ist einer der Gründe, weshalb die niederländische CUR Kommission das Rapid-Load-Verfahren (RLT) im Jahr 2010 in die Normung für DLT mit aufgenommen hat. Entscheidend dafür war, dass die Ergebnisse eines RLT eindeutig sind und die Prüfmethode unabhängig von der personenabhängigen Analyse der Testdaten ist.

Das Grundprinzip des RLT lässt sich wie folgt definieren. Die Zeitdauer der Stoßbelastung wird so lang gewählt, dass sich der gesamte Pfahl im gleichen Geschwindigkeitsbereich bewegt und dadurch die Pfahl-Boden-Interaktion als quasi statisches Verhalten entsprechend eines Einmassenschwingers betrachtet werden kann.

Durch spezielle Auswertungsverfahren kann die Widerstands-Setzungs-Linie (WSL) über die gemessenen Größen Kraft und Verschiebung bzw. Beschleunigung bestimmt werden. Diese WSL kann mit einer statischen Probelastung (SLT) verglichen werden, wenn die Kriechverformungen unberücksichtigt bleiben. Eine Kalibrierung an Ergebnissen von statischen Probelastungen ist möglich (vgl. auch EA-Pfähle, 2012).

Resultierend aus der steigenden Nachfrage am Markt an RLT, hat das Unternehmen Cape-Holland in Zusammenarbeit mit der Firma Allnamics, ein neues Rapid-Load-Verfahren entwickelt, welches auf dem sogenannten StatRapid Konzept basiert. StatRapid (STR) ist eine sichere und zuverlässige hydraulisch betriebene Belastungseinrichtung (vgl. Abbildung 1). Dabei wird ein je nach Anforderung ausgelegtes Gewicht von einer variablen Höhe auf einen für die Belastung und Stoßdauer ausgelegten Gummipufferblock fallen gelassen. Das Gerät ist mit einem internen Hebewerkzeug und dem zugehörigen Auslösemechanismus, einem Fangmechanismus zur Sicherung der Fallmasse nach dem Auftreffen auf dem Pfahlkopf (einfache Belastung) und einem Monitoring-System, mit dazugehöriger Software für Analyse und Berichterstattung ausgestattet. Mit den aktuellen StatRapid Geräten können Pfahltragfähigkeiten von 8MN bis 16MN nachgewiesen werden.

Dieser Beitrag beschreibt das StatRapid-Gerät, das zugehörige Monitoring-System, die Auswertesoftware, die Methode der Analyse und einige aktuelle Testergebnisse.

2. Rapid Load Testing (RLT)

Nach den niederländischen CUR-Empfehlungen für RLT, kann die Last auf den Pfahl als RLT beachtet werden, wenn die Bedingung

$$10 < \frac{T_f}{L/c_p} \leq 1000 \quad (1)$$

erfüllt ist wobei T_f die Lastdauer (s) ist, L = die Pfahlänge (m) und c_p die Wellengeschwindigkeit des Pfahlmaterials (m/s).

Die RLT-Technik Statnamic (STN) wird in Deutschland seit 1992 angewendet. Mehrere Publikationen über die Anwendung eines RLT sind in Deutschland veröffentlicht worden (Middendorp, 1995, 1999, 2005, Middendorp, Beck, 2008, Stahlmann, et al. 2012).

Der RLT ist eine weltweit anerkannte Pfahlprüfungsmethode und ist in verschiedenen Normen und Richtlinien, darunter auch in den deutschen Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA Pfähle, 2012) beschrieben. Ein Eurocode Arbeitsdokument für RLT (EN_ISO_-22477-X_(E)) ist in Bearbeitung.

3. Das StatRapid Gerät (STR)

Das Gerät stellt die neueste Entwicklung von Prüfapparaten zur Durchführung eines RLT, beschrieben z.B. in Gonin et. al.(1984), Schellingerhout und Revoort (1996), und Miyasaka et. al. (2008), dar. Die Hauptkomponenten des StatRapid Gerätes sind nachfolgend angegeben. Eine grafische Darstellung zeigt Abbildung 2.

A – Toprahmen

B – Bodenrahmen mit hydraulisch regulierbaren Füßen (Neigungsausgleich)

C – Fallgewicht (0.2 MN – 0.4 MN – 0.8 MN)

D – Gummifedern (unterschiedliche Steifigkeiten können realisiert werden)

E – Prallplatte mit Kraftmessdosen

F – Internes Hebewerkzeug zur stufenlosen Regelung der Fallhöhe

G – Bremssystem für die Fallmasse (auslösen, auffangen)

Die Belastungsdauer und die maximale Belastung können durch variieren der Fallmasse, der Federsteifigkeit und der Fallhöhe im Vorfeld des RLT definiert werden. -Die Füße des Gerätes werden hydraulisch betätigt. Über am Gerät installierte Sensoren kann die Neigung des StatRapid Gerätes direkt am Hydraulikaggregat überprüft werden..

Der Fangmechanismus fängt die Fallmasse nach dem Aufprall auf den Federn auf. Dieses Wirkprinzip ermöglicht aufeinanderfolgende zyklische Tests mit steigenden Belastungen, ähnlich wie bei statischen Probelastungen.

Anzumerken ist, dass das Eigengewicht der Fallmasse auch für den ersten statischen Belastungszyklus verwendet werden kann.

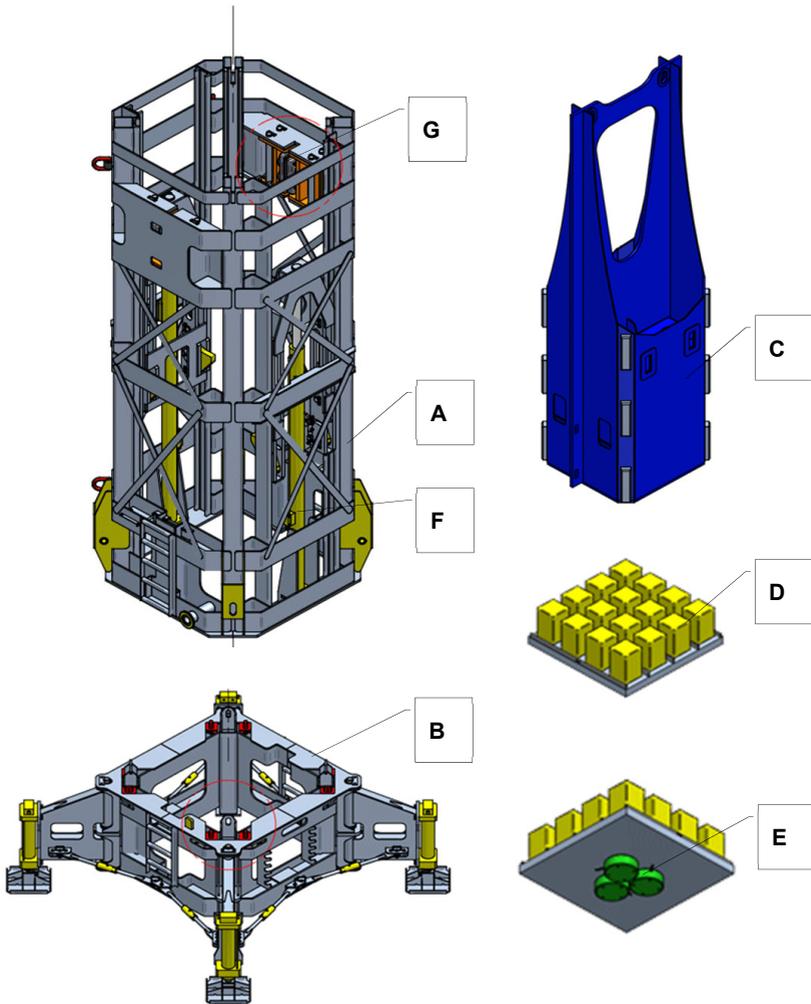


Abbildung 2: StatRapid Zubehör

4. Messeinrichtung

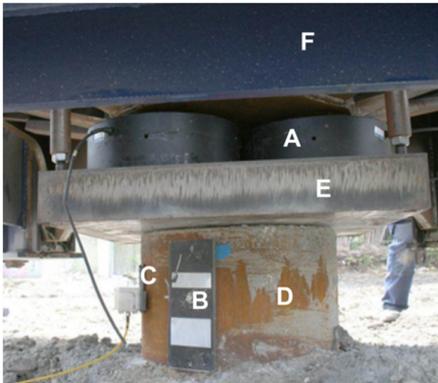


Abbildung 3. StatRapid Messaufbau



Abbildung 4.: Reyca, optisches System, um die dynamische Verschiebung des Pfahlkopfs hochfrequent zu messen

Die Instrumentierung für einen STR-Test in der Nähe des Pfahlkopfes steht in Übereinstimmung mit der CUR, der ASTM und dem Entwurf des Eurocodes (vgl. Abbildung 3). Die Last wird mit einer kalibrierten Kraftmessdose (A) gemessen. Aus Vereinfachungsgründen bei der Kalibrierung werden Anstelle von einer großen Kraftmessdose drei kleinere Kraftmessdosen eingesetzt. Die Verschiebung wird durch ein optisches System (Allnamics-Reyca, G) gemessen (Abbildung 4), wobei die Bewegung einer Markierung (B) auf dem Pfahl registriert wird. Die Beschleunigung des Pfahlkopfes wird durch einen Servo-Beschleunigungsaufnehmer (C) registriert. Ebenfalls sind in Abbildung 3 der Pfahlkopf (D), die Lastübertragung-splatte (E) und die Prallplatte (F) dargestellt.

Wie o.g. hängt die erforderliche Belastungsdauer für einen RLT von der Pfahlänge ab (Gleichung 1). Der modulare Aufbau ermöglicht die flexible und zeitnahe Abstimmung des StatRapid-Systems für Pfähle mit unterschiedlichen Längen. Somit können unterschiedliche Pfähle auf einem Baufeld problemlos an einem Tag getestet werden. Mit dem AllWave-RLT Vorhersageprogramm kann im Voraus fakultativ überprüft werden, ob die RLT-Belastungsbedingungen erfüllt sind.



Abbildung 5: PDR Wi-Fi Pfahltest
Messgerät für PDA, DLT, RLT und VDA

Die Datenaufzeichnung erfolgt bei einem StatRapid-Tests mit einem Messgerät der Firma Allnamics (PDR Zusammenfassung von PDA, DLT und RLT). Das Messgerät kann zusätzlich auch für dynamische Probe-belastungen (DLT), rambbegleitende Messungen (PDA) oder vibrations-hammer begleitende Messungen (VDA) eingesetzt werden.

5. Das StatRapid Konzept

Nachfolgend sind die entscheidenden Merkmale des STR-Gerätes aufgelistet.

- Sicherer und zuverlässiger Betrieb des Systems
- Montieren des Gerätes ohne auf dem Rahmen zu klettern zu müssen
- Modularer Rahmen der STR besteht aus einem oberen Rahmen und einem unteren Rahmen
- Aufbau auf der Baustelle mittels Kran
- Schwenkrahmen für zusätzliches kontrolliertes Heben der Toprahmen
- Modulare Fallmasse, frei wählbare zu transportierenden Masse
- Internes hydraulisches Hebesystem für einstellbare Fallhöhen bis zu 4m.
- Mechanismus zum Auffangen der Fallmasse während des Zurückfederns. Modular und verstellbares Gummi-Feder-System
- Hydraulikaggregat und Generator
- Elektronische Steuerung der Rahmenneigung durch Joystick und hydraulische Pressen
- Vorhersage Software (AllWave-RLT) zur Vorkonfektionierung der Federsteifigkeit, der benötigten Fallmasse und der Fallhöhe.
- Multi-Zyklus-Test, mit mehreren Belastungszyklen. Der erste Belastungszyklus wird mit dem statischen Gewicht der Fallmasse auf dem Pfahlkopf ausgeführt. Der

nächste Belastungszyklus mit einer kleinen Fallhöhe. Dieser Zyklus erzeugt ein Minimum an Dämpfung und belastungszeitabhängigen Effekten sowie eine Pfahlsteifigkeit nahe der Steifigkeit einer statischen Probelastung. In der Folge wird die Belastung sukzessive gesteigert um die Tragfähigkeit des Pfahles zu ermitteln.

- Messgeräte, bestehend aus mehreren Kraftmessdosen, einem Servo-Beschleunigungsaufnehmer (s) und einem optischem Wegmesssystem.
- Für eine einfachere Kalibrierung werden momentan drei Kraftmessdosen anstelle einer großen KMD angewendet.
- Datenerfassungssystem (Allnemics-PDR) mit optionaler WiFi Datenübertragung.
- Monitoring und Reporting-Software (Allnemics-RLT).
- Analyse der Ergebnisse nach vom Benutzer unabhängigen Prinzipien.
- Mess- und Testdurchführung entsprechen der ASTM D7383-10, und dem Entwurf zum Eurocode (EN_ISO_-22477-X_(E)).
- Analyse der Ergebnisse nach den niederländischen CUR Empfehlungen unter Berücksichtigung von belastungszeitabhängigen Effekte.

6. Durchführung des Rapid-Load-Tests

Vor der Testdurchführung muss der Pfahlkopf eben und unbeschädigt sein. Der Probepfahl sollte mind. 25 cm aus dem Baugrund herausragen. Bei der Durchführung eines Rapid-Load-Tests werden die folgenden Messgrößen zeitabhängig erfasst:

- Pfahlkopfkraft $F(t)$
- Pfahlkopfsetzung $u(t)$
- Pfahlkopfbeschleunigung $a(t)$

Die Pfahlkopfkraft wird hierbei mit einer oder mehreren kalibrierten Kraftmessdosen erfasst, die Pfahlkopfsetzung mit einem hochfrequenten optischen Messsystem. Als Ergebnis des RLT wird, auf der Grundlage der über die Zeit gemessenen Pfahlkopfkraft, Pfahlkopfbeschleunigung und Pfahlkopfsetzung, die Anfangssteifigkeit und die Tragfähigkeit des Pfahles ermittelt. In der Folge wird unter Zugrundelegung eines hyperbolischen Ansatzes nach (Rollberg, 1978) die WSL des Pfahles berechnet. Die WSL wird in einem ersten Auswertungsschritt unverändert dargestellt. Zur Berücksichtigung von

belastungsgeschwindigkeitsabhängigen Faktoren wird die WSL in einem zweiten Auswertungsschritt mit einem pfahltyp- und baugrundabhängigen Korrekturfaktor multipliziert. Ohne Berücksichtigung von Kriechverformungen entspricht das ermittelte Ergebnis der WSL einer statischen Probelastung.

Die gebräuchlichste Methode zur Ableitung der äquivalenten statischen Pfahltragfähigkeit resultierend aus dem RLT ist die Unloading Point Methode (UPM), welche in den Niederlanden (Middendorp et al, 1992) entwickelt wurde. Die von dem CUR-Ausschuss empfohlene UPM ist eine vereinfachte Version dieser Methode, um eine personenabhängige Analyse zu vermeiden.

Die Anwendung von UPM ist einfach und unkompliziert. Wegen der quasi-statischen Reaktion, kann der Pfahl als Feder-Masse-Dämpfer-Systems modelliert werden, auf dem eine Belastungskraft F_{rit} bestehend aus Bodenwiderstand F_{Boden} und Trägheitskraft $F_{Trägheit}$ einwirkt. Diese Kräfte stehen im Gleichgewicht:

$$F_{rit} = F_{Boden} + F_{Trägheit} \quad (2)$$

F_{Boden} ist die zusammengesetzte Summe aus dem statischen Bodenwiderstand $F_{statisch}$ und der Bodendämpfung $F_{Dämpfung}$:

$$F_{Boden} = F_{statisch} + F_{Dämpfung} \quad (3)$$

Zum Zeitpunkt t_{upm} , an welchem die Verschiebung u_{upm} maximal ist, ist die Pfahlgeschwindigkeit Null. Der Bodendämpfungswiderstand ist zu diesem Zeitpunkt ebenfalls Null, da Dämpfungskräfte nur bei Bewegung auftreten. Der verbleibende statische Bodenwiderstand $F_{statisch,upm}$ kann daher wie folgt berechnet werden:

$$F_{statisch,upm} = F_{rit,upm} - F_{Trägheit,upm} \quad (4)$$

$F_{Trägheit,upm}$ ist die Trägheitskraft und kann wie folgt formuliert werden:

$$F_{\text{Trägheit,upm}} = M_{\text{gesamt}} \cdot a_{\text{upm}} \quad (5)$$

M_{gesamt} ist die Summe der beschleunigten Masse und kann beschrieben werden als:

$$M_{\text{gesamt}} = M_{\text{Pfahl}} + M_{\text{Belastungsmasse}} \quad (6)$$

M_{Pfahl} ist die Pfahlmasse und $M_{\text{Belastungsmasse}}$ ist der Teil der Masse des Belastungsgerätes, welches mit dem Pfahl beschleunigt wird (Abbildung 2 Teil (E) plus Abbildung 3 Teil (E)). Die Beschleunigung zum Zeitpunkt t_{upm} ist a_{upm} .

Das Einsetzen der Gleichungen (5) und (6) in die Gleichung (4) ergibt den Ausdruck für den mobilisierten statischen Widerstand wie folgt:

$$F_{\text{statisch,upm}} = F_{\text{rit,upm}} - (M_{\text{Pfahl}} + M_{\text{Belastungsmasse}}) \cdot a_{\text{upm}} \quad (7)$$

Alle Terme der rechten Seite des Ausdrucks sind bekannt oder können in einfacher Weise aus den gemessenen Signalen abgeleitet werden. Der mobilisierte statische Bodenwiderstand als Berechnungsergebnis nach der UPM sollte durch einen empirischen Faktor η zur Berücksichtigung von belastungsgeschwindigkeits abhängigen Effekten korrigiert werden (vgl. CUR, 2011). Dieser Faktor, hängt von der Pfahl- und Bodenart ab und kann durch den Vergleich mit SLT-Ergebnissen bestimmt werden.

Dieser Ansatz wurde von McVay (McVay, Kuo et al., 2003) und Hölscher (Hölscher und van Tol, 2008) übernommen und kann Tabelle 1 entnommen werden. Unter Berücksichtigung des Korrekturfaktors kann das Ergebnis des RLT als statisch äquivalent bezeichnet werden, allerdings ohne zeitabhängige Setzungsanteile, Daraus leitet sich der letzte Ausdruck für den korrigierten mobilisierten statischen Widerstand wie folgt ab:

$$F_{\text{statisch,upm, korrigiert}} = (F_{\text{rit,upm}} - (M_{\text{Pfahl}} + M_{\text{Belastungsmasse}}) \cdot a_{\text{upm}}) \cdot \eta \quad (8)$$

Tabelle 1: Korrekturfaktor η zur Berücksichtigung belastungszeitabhängiger Faktoren.

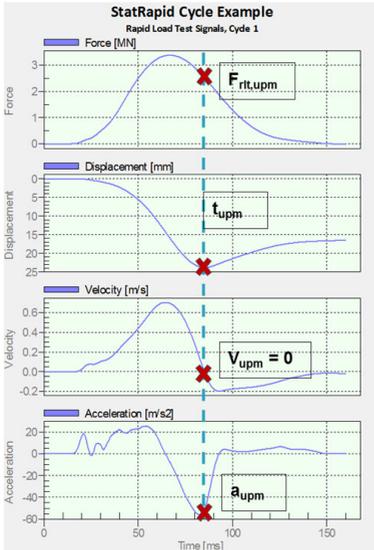
Pfahltyp	Alle	Verdrängungs- pfähle	Bohrpfähle
Bodentyp	Ton	Sand	Sand
empirischer Faktor η	0.66	0.94	1.11
Standardabweichung	0.32	0.13	0.31
Variationskoeffizient	0.49	0.14	0.28
Fallzahl	12	27	8
Anzahl der Baustelle	6	18	3

Ein Rechenbeispiel zur Bestimmung der mobilisierten statischen Pfahltragfähigkeit aus einem RLT zeigt Abbildung 6. Dargestellt ist ein Belastungszyklus eines StatRapid-Test an einem Ortbetonpfahl mit $M_{\text{Pfahl}} = 8.435 \text{ kg}$ und $M_{\text{Belastungsmasse}} = 3.207 \text{ kg}$. Der Pfahl bindet über eine Länge von 17,9 m in einen nichtbindigen Boden ein und wurde im Vollverdrängungsverfahren hergestellt, so dass sich nach Tabelle 1 ein Korrekturfaktor $\eta = 0.94$ ergibt. Die Dauer der STR-Belastung betrug ca. 100 ms. In Übereinstimmung mit der Gl. (1) kann diese Belastung als Rapid-Load klassifiziert werden.

$$\frac{T_f}{L/c_p} = 100 \times 0.001/17.9/4000 = 22$$

Anzumerken ist, dass der Beschleunigungswert a_{upm} (Pfahlbeschleunigung zum Zeitpunkt t_{upm} , an welchem u_{upm} , die Verschiebung, maximal ist) einen negativen Wert ergibt, was bedeutet, dass der Boden die Trägheit des Pfahles zum Zeitpunkt t_{upm} abbremsen muss. Diese Trägheitskraft wirkt in diesem Beispiel daher „trägfähigkeitserhöhend“.

Als Ergebnis des dargestellten RLT erhält man den korrigierten mobilisierten statischen Widerstand für den betrachteten Belastungszyklus von 2,93 MN bei einer Verschiebung von 23.8 mm.



$$\begin{aligned}
 F_{\text{statisch,upm, corrected}} &= (F_{\text{rit,upm}} - (M_{\text{Pfahl}} + M_{\text{Teil}}) \cdot a_{\text{upm}}) \cdot \eta \\
 F_{\text{statisch,upm}} &= F_{\text{rit,upm}} - F_{\text{inertia}} \\
 F_{\text{Trägheit}} &= (M_{\text{Pfahl}} + M_{\text{Teil}}) \cdot a_{\text{upm}} \\
 \\
 F_{\text{rit,upm}} &= 2.53 && \text{MN} \\
 a_{\text{upm}} &= -51.0 && \text{m/s}^2 \\
 M_{\text{Pfahl}} &= 8435 && \text{kg} \\
 M_{\text{Belastungsmasse}} &= 3207 && \text{kg} \\
 M_{\text{gesamt}} &= 8435 + 3207 && \text{kg} \\
 M_{\text{gesamt}} &= 11642 && \text{kg} \\
 \\
 F_{\text{Trägheit}} &= 11642 \times (-51.0) && \text{kg} \cdot \text{m/s}^2 \\
 F_{\text{Trägheit}} &= -593742 && \text{N} \\
 F_{\text{Trägheit}} &= -0.594 && \text{MN} \\
 \\
 F_{\text{statisch,upm}} &= 2.53 - (-0.594) && \text{MN} \\
 F_{\text{statisch,upm}} &= 3.12 && \text{MN} \\
 u_{\text{upm}} &= 23.8 && \text{mm} \\
 \eta &= 0.94 && \\
 F_{\text{statisch,upm}} &= 3.12 && \text{MN} \\
 F_{\text{statisch,upm, korrigiert}} &= 0.94 \times 3.12 && \text{MN} \\
 F_{\text{statisch,upm, korrigiert}} &= 2.93 && \text{MN}
 \end{aligned}$$

Figur 6. Beispiel für die Ableitung der statischen mobilisierte Widerstand von einer RLT Belastungszyklus

Die Analyse weiterer Belastungsstufen sowie die Ableitung der Anfangssteifigkeit zur Ermittlung der WSL kann analog zu diesem Beispiel durchgeführt werden. Die Vorgehensweise ist sowohl in der CUR-Richtlinie als auch in der StatRapid-Verfahrensbeschreibung (2012) verankert.

Die CUR-Richtlinie enthält zwei Methoden zur Ermittlung der WSL eines Pfahles:

- Verfahren für Pfähle in Sand, Kies, Schluff und Pfähle die auf einem felsigen Untergrund abgestellt wurden. Diese Methode ist eine vereinfachte Version der UPM.
- Verfahren für Pfähle in Ton. Diese Methode ist eine vereinfachte Version der Sheffield-Methode (SHM), die ursprünglich in Großbritannien entwickelt worden ist.

Die Empfehlungen des CUR Ausschusses sind:

- Die bei UPM berechnete Steifigkeit kann ohne Korrekturen oder Korrelationen mit SLT-Daten für alle Bodentypen verwendet werden.

- Zur Tragfähigkeitsberechnung kann die UPM inklusive belastungszeitabhängiger Faktoren η für Pfähle in Sand, Kies und Schluff sowie auf Felsen angewendet werden.
- SHM kann für Pfähle in Ton angewendet werden. Die bodenabhängigen Modellparameter α und β müssen aus Korrelationen mit einem SLT oder durch Laborergebnisse ermittelt werden.

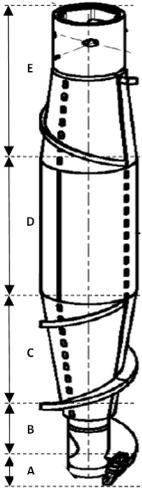
7. Fallbeispiel

Der Rapid-Load-Test (RLT) findet seit 1992 Anwendung in Deutschland. Führend wird diese Prüfmethode durch das Spezialtiefbauunternehmen Jacobo Pfahlgründungen GmbH erfolgreich auf dem deutschen Markt eingesetzt. Obwohl der RLT im Vergleich zum DLT mehr Aktivierungsmasse benötigt (mindestens 2.5 x DLT) und daraus höhere Baustelleneinrichtungskosten resultieren, sind die Kosten gemessen am Ergebnis mehr als ausgeglichen. Zum einen liegen dem Ergebnis eindeutige und personenunabhängige Auswertungsdaten vor. Zum anderen besteht die Möglichkeit eine größere Energie zum Testen einzusetzen, mit dem Ziel das eindeutige Last-Setzungs-Verhalten des betrachteten Pfahles ableiten zu können. Der RLT erlaubt eine zuverlässige Verifizierung der in der Gründungsstatik gewählten Bemessungsansätze zur Pfahltragfähigkeit, die Qualitätskontrolle der Pfähle und die Optimierung der Pfahlherstellung.

Das StatRapid-Gerät wurde in der Vergangenheit vielfach und erfolgreich für die Durchführung eines RLT zur Prüfung von verschiedenen Bohrpfählen des Portfolios der Jacobo Pfahlgründungen GmbH eingesetzt. Die Pfahlprobelastungen fanden europaweit statt. Getestet wurde das Pfahlsystem Jacobo, mit den Bohrsystemen Typ Jac-B & Jac-O als Teilverdrängungsbohrpfahl gemäß DIN EN 1536 und dem Typ Jac-V als Vollverdrängungsbohrpfahl gemäß DIN EN 12699, in Durchmessern zwischen 32 – 120 cm. Das Hauptaugenmerk bei den Probelastungen wurde hierbei auf den 2011 ins Portfolio aufgenommenen Vollverdrängungsbohrpfahl, Typ Jac-V, welcher in den Durchmessern 42, 47 und 52 cm verfügbar ist, gelegt.

Speziell die Stadt Hamburg ist als Vorbild für die Überwachung zur Sicherstellung von Pfahlgründungen mit hohem Qualitätsstandard zu nennen. Resultierend aus ausbaufähigen Erfahrungswerten in Bezug auf die Herstellung und Tragfähigkeit von Vollverdrängungsbohrpfählen, Typ Jac-V, sind in enger Zusammenarbeit mit der

Niederlassung Schwerin und der Abteilung Forschung und Entwicklung der Firma Jacobo eine Vielzahl von RLs im Hamburger Sand- und Geschiebemergel ausgeführt worden. Im Folgenden wird einführend das Bohrsystem Jac-V beschrieben und exemplarisch ein Auszug der Ergebnisse der Testreihe „IVY“- Hamburg-Wilhelmsburg dargestellt.



Der Jac-V ist ein Ortbetonvollverdrängungsbohrpfahl gemäß Pkt. 2.2.4 der EA-Pfähle und der DIN EN 12699. Herstellprinzip der Schraub- bzw. Vollverdrängungsbohrpfähle ist das „Einschrauben“ unter eine Kombination aus Drehmoment und vertikalem Vorschub. Beim Einbringvorgang wird der Boden im Wesentlichen seitlich verdrängt. Mit dem Jac-V wird nicht nur eine erschütterungsfreie- und geräuscharme Pfahlherstellung sichergestellt. Aus Kombination der angepassten Maschinenteknik mit äußerst hohem Wirkungsgrad und der Geometrie des Verdrängungssystems und der daraus resultierenden Wirkungsweise, lassen sich selbst gering mächtige nicht verdrängbare Baugrundsichten durchhören. In Abbildung 7 ist der Verdrängerkopf dargestellt. Die Wirkungsweise lässt sich wie folgt begründen:

Abbildung 7

Mit A und B sind die Bereiche kennzeichnet, welche den Boden lösen und auf dem Schneckenanfänger in den Bereich C transportieren. Dieser Teil wird bedingt durch die konusförmige Seelengeometrie für die Verdichtung eingesetzt. Während der Pfahlherstellung entsteht hier horizontale Verdichtungsenergie. Der Bereich D hat die Aufgabe den verdrängten Boden zu stabilisieren und schließt an den Bereich E an, welcher für die Verdichtung (Nachverdichtung) beim Ziehvorgang zuständig ist. Beim o.g. Bauvorhaben ist der Jacobo-Vollverdrängungsbohrpfahl, System Jac-V als wirtschaftliche Lösung erfolgreich eingesetzt worden (Durchmesser 400 mm, Länge 10.58 m - 11.88 m). Mit Tagesleistungen bis zu 1000 Bohrm Metern je Großbohrgerät und der erfolgreich abgeschlossenen Qualitätssicherung konnte das Bauvorhaben sowohl qualitativ als auch quantitativ erfolgreich abgeschlossen werden.

Quantifiziert durch RLT an mehreren Probepfählen eines Testfeldes konnten die geforderten Sicherheiten an die äußere Tragfähigkeit der Pfahlgründung bedenkenlos bestätigt werden.

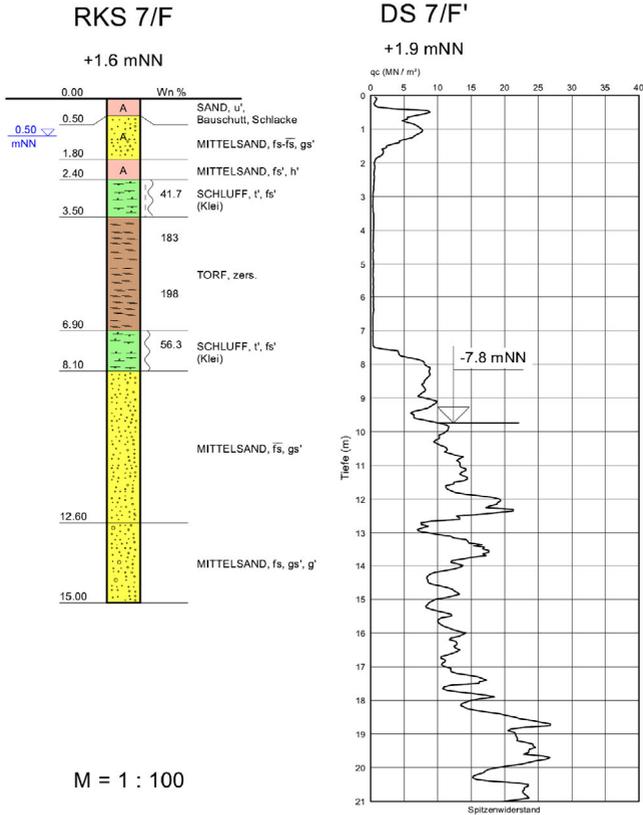


Abbildung 8, Bemessungsprofil

Nach den Ergebnissen der Bodenuntersuchung (Abbildung 8) ergibt sich folgende typische Schichtenfolge:

- Auffüllungen aus reinen, schluffigen und humosen Sanden, (Dicke 1.7 m bis 2.7 m)
- Klei und Torf (Schichtdicke bis ca. 7.0 m)
- Sande bis etwa 20.0 m bis 25.0 m Tiefe

Für die RLT wurde ein 8 MN StatRapid-Gerät verwendet. Mit diesem Gerät können Tragfähigkeiten bis 8 MN (800 t) je Pfahl nachgewiesen werden. Zwei LKW transportierten die einzelnen Komponenten des Testgerätes zur Baustelle und nach drei Stunden war das STR-Gerät einsatzbereit. Die verwendete Fallmasse für diese Baustelle hatte ein Gesamtgewicht von 20 t. Maximal sind für ein 8 MN STR-Gerät 40 t Fallmasse verfügbar.

Die RLT Probebelastung wurde als Multi-Zyklus-Test mit zwei Laststufen durchgeführt. Die einzelnen Belastungsstufen eines RLT werden in einer Kraft-Setzungs-Linie dargestellt (nicht zu verwechseln mit der WSL des Pfahles), wobei der jeweils folgende Zyklus ab dem Testende (bleibende Setzung) des vorigen Zyklus fortgesetzt wird. Im nichtlinearen Bereich spielt die Belastungsgeschwindigkeit der Bodenarten eine größere Rolle. Basierend auf der Bodenuntersuchung und der Kenntnis, dass die Tragfähigkeit aus den Sandschichten resultiert, sowie dem Herstellverfahren der Pfähle als Vollverdränger, wurde für den belastungsgeschwindigkeitsabhängigen Faktor ein Wert $\eta = 0.94$ bestimmt. In Abbildung 9 sind die Belastungsstufen und Abbildung 10 ist das Ergebnis des RLT als WSL für den Pfahl 8007 dargestellt.

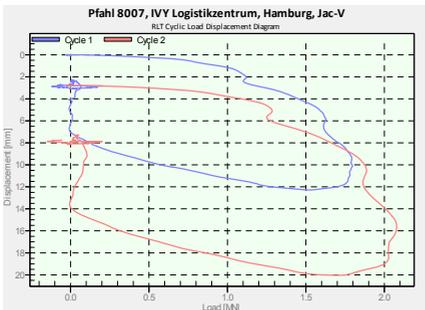


Abbildung 9. RLT - Belastungsstufen

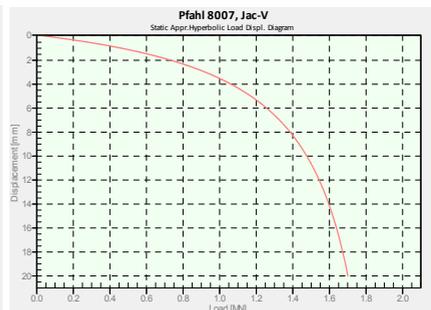


Abbildung 10. Statische Widerstand-Setzungs-Linie (WSL)

8. Resümee

- Das Rapid-Load Verfahren (RLT) ist eine weltweit anerkannte Pfahlprüfungsmethode welche in verschiedene nationalen und internationalen Vorschriften und Richtlinien geregelt ist.
- Mit RLT und der Anwendung der UPM werden konsistente und Benutzer unabhängige Pfahlprobelbelastungsergebnisse erzielt. Dies ermöglicht die Kalibrierung an statischen Probelbelastungen (SLT) zur Bestimmung des belastungszeitabhängigen Faktors η für verschiedene Arten von Böden- und Pfählen. Wenn dieser Faktor bestimmt ist, kann der RLT ohne zusätzliche Kalibrierung an einem SLT ausgeführt werden.
- Mit der Entwicklung von StatRapid (STR) ist ein sicheres, produktives und einfach zu bedienendes Gerät verfügbar, mit dem sich auch mehrere Pfahlprobelbelastungen an einem Tag wirtschaftlich und zuverlässig durchführen lassen.
- Durch die Verwendung von Multi-Zyklen-Tests, realisierbar durch die Verwendung eines Auffangmechanismus, liefert der RLT sehr ähnliche Ergebnisse im Vergleich zu einem SLT (wie z.B. die Anfangspfahlsteifigkeit) und gibt dem Benutzer die Kontrolle über die Belastungsschritte bis zum Nachweis der Pfahltragfähigkeit.
- Innovative Messgeräte, eine Software zur bestmöglichen Anpassung der Parameter Fallmasse, Fallhöhe und Federsteifigkeit, zur Analyse und zur Berichterstattung, steht zur Verfügung.
- Durch die StatRapid Ergebnisse von Jacbo-Pfählen (Jac-V) in Hamburg (Testfeld IVY 2012) konnten zahlreiche Parameter und Erfahrungswerte für dieses innovative Pfahlssystem ermittelt werden.

9. Quellennachweis

Rollberg, D.: Die Kraft-Setzungslinie von Pfählen, *Bauingenieur* 53, S. 309-313, Springer-Verlag, 1978

Gonin, H., Coelus, G., Leonard, M.S.M. Theory and performance of a new dynamic method of pile testing, *Proceedings of the Second International Conference on the Application of Stress Waves on Piles, Stockholm, Balkema Rotterdam, 1984*

Middendorp, P, Bermingham P., Kuiper B, Statnamic load testing of foundation piles. *4th International Conference on Stress Waves, The Hague, Balkema, 1992*

Middendorp, P., Statnamic, eine Alternative für statische Probelastungen, *Fachseminar "Pfahl-Symposium 95" Braunschweig, 1995*

Schellingerhout, A. J. G. and Revoort E. Pseudo statisch pile load tester. *Proc. 5th Int. Conf. Application of stress-wave theory to piles. Florida, USA, 1996*

Middendorp. P., Wann wendet man die dynamische Belastungsprüfung an und wann die statnamiche Prüfung. *Pfahl-Symposium 1999, Braunschweig, 1999.*

Holeyman, A., Couvreur, J.M., et al Results of dynamic and kinetic pile load tests and outcome of an International prediction event; *Screw piles, Technology, installation and design in stiff clay; Holeyman, A. (ed), Balkema, Lisse, NL, 2001.*

Holeyman, A., Couvreur, J.M., Charue, N., Results of Dynamic and Kinetic Pile Load Tests and Outcome of an international Prediction Event, *Proceedings of the Symposium on Screw Piles, Brussels, Belgium, Balkema, 2001*

Mullins, G., Lewis, C.L., Justason, M.D., Advancements in Statnamic Data Regression Techniques. *Geotechnical Special Publication No.116; Deep Foundations 2002, An International Perspective on Theory, Design, Construction and Performance. Vol.2., 2002. pp.916-930, 2002.*

Holeyman, A., Charue, N., International Pile Capacity Prediction Event at Limelette, *Proceedings of the Second Symposium on Screw Piles, Brussels, Belgium, Balkema , 2003*

Middendorp. P., Verwendung von Statnamicen Probelastungen in Deutschland. *Pfahl-Symposium, Braunschweig, 2005.*

Miyasaka, T., Kuwabara, F., Likins, Rausche, F, Rapid load test on high bearing capacity piles, *Eighths International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Portugal, 2008*

Middendorp, P., C. Beck, Lambo, A., Verification of Statnamic load testing with statisch load testing in a cohesive Soil type in Germany. *Proc. Int. Conf. on the application of stress-wave theory to piles. Lisbon,, Portugal, Millpress Science Publisher, 2008*

Viana da Fonseca, Santos, A.J.A., International Prediction Event, *Behaviour of CFA, Driven and Bored Piles in Residual Soil Experimental Site - ISC'2, September 2008 / 240x170 / 688 pages ISBN: 978-972-752-104-3 ISBN: 978-989-95625-1., 2008*

Rapid Load Testing on Piles, Interpretation Guideline *Cur publication 230, Cur Commission H410, CRC Press, ISBN: 978-0-415-69520-6, the Netherlands, 2010*

ASTM D7383-10, – *Standard Test methods for Axial Compressive Force Pulses (Rapid) Testing of Deep Foundations.*

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" EA-Pfähle*, ISBN 978-3-433-03005-9, Ernst & Sohn, 2012

EN_ISO_-22477-X_(E)working document, *Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures—Part X: Testing of piles: rapid load testing*, 2012

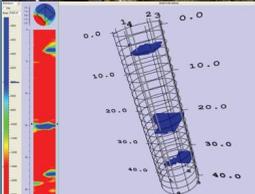
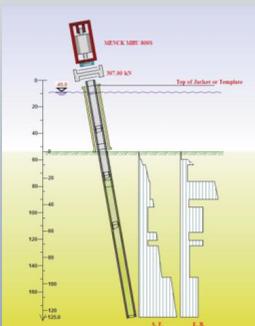
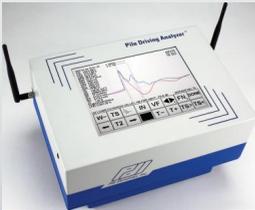
Stahlmann, J., Fischer, J, Middendorp, P., *Rapid-Load-Test und dynamische Pfahlprobebelastungen – ein Vergleich*, 32. Baugrundtagung der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), 26. - 29. September, Mainz, P. 67-74, ISBN: 978-9813953-65, 2012

Delft, van, M.C.H., Bakker,J. The StatRapid method statement, *Allnamics report, Heemskerk, 2012*

Herten, M., Baeßler,M., Niederleithinger,E., Georgi,S., *Bewertung dynamischer Pfahlprobebelastungen an Bohrpfählen, Pfahl-Symposium, Braunschweig, 2013*

GSP

Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen
und dynamische Prüfmethode mbH



- **Beratung bei Pfahlgründungen**
Sicherheitskonzepte bei statischen und dynamischen Probebelastungen
- **Dynamische Pfahlprobebelastungen**
Ramppfähle - **On- und Offshore**
Ortbetonpfähle
Kleinbohrpfähle - Duktilpfähle
- **Rammpbarkeits – Berechnungen - WEAP**
Optimierung Pfahl und Hammer
Monopiles für Windenergieanlagen
- **Integritätsprüfungen - Hammerschlag**
Hammerschlag und Ultraschall
- 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

Auswertung der dynamischen Pfahlprobelastungen

Oswald Klingmüller, GSPmbH, Mannheim

Frank Rausche, Pile Dynamics Inc., Cleveland, Ohio, USA

1 Einleitung

Auch wenn dynamische Pfahlprobelastungen zur Bestimmung axialer Tragfähigkeiten seit vielen Jahren durchgeführt werden und als allgemein anerkannter Stand der Technik auch Eingang in die Normung (siehe Handbuch Eurocode 7, 2011) gefunden haben, haben geotechnische Sachverständige häufig Schwierigkeiten, die Ergebnisse zu bewerten und in das Nachweiskonzept für ihr Gründungsvorhaben einzubauen. Häufig werden Grenzfälle in der Anwendbarkeit der dynamischen Probelastungen verallgemeinert oder als Einschränkungen missverstanden, (z.B. - dynamische Probelastungen sind im Fels nicht möglich, da die Setzungen nicht ausreichen, - keine Bestimmung der Tragfähigkeit möglich, wenn die Setzungen zu groß sind, - durch dynamische Pfahlprobelastung können keine Setzungen unter statischer Belastung bestimmt werden, - die Anwendung ist nur bei konstantem Pfahlquerschnitt möglich, usw.). Dabei ist die Anwendung im Regelfall einfach und leicht nachvollziehbar.

Aussagen wie oben verwirren natürlich die Anwender bzw. geotechnischen Sachverständigen, von denen eine vertiefte Kenntnis der nichtlinearen Bodendynamik nicht erwartet werden kann. Solche Aussagen verstärken die Ansicht, dass es sich bei der dynamischen Pfahlprobelastung um ein Verfahren handelt, zu dem nur Initiierte Zugang haben und welches der Rest der geotechnischen Ingenieurgemeinschaft als „Black Box“ akzeptieren muss.

Dies muss natürlich nicht so sein. Jeder Ingenieur, der in der Lage ist, das Rammen von Pfählen im Hinblick auf Rammgerät und Pfahl- und Bodeneigenschaften zu beurteilen, kann auch eine fundierte Bewertung der Ergebnisse der dynamischen Pfahlprobelastung vornehmen, wenn er sich auf den gesunden Ingenieurverstand verlässt.

Dieser Beitrag soll nicht nur den Baugrundsachverständigen, die die Ergebnisse bewerten müssen, einfache Regeln zur Plausibilitätskontrolle in die Hand geben sondern auch Empfehlungen für die Auswertung dynamischer Probelastungen.

Als erstes werden einige grundlegende Zusammenhänge der Pfahldynamik erläutert.

2 Grundlagen

Die dynamische Pfahlprobelastung ist ein Vorgang, bei dem eine sehr schnelle kurzzeitige Belastung durch Messungen differenziert betrachtet und ausgewertet wird.

Diese Belastung kann entweder ein Schlag des Einrammens oder Nachrammens sein oder sie wird mit einer speziellen Belastungseinrichtung gezielt als dynamische Probelastung aufgebracht.

Durch die Modellfaktoren in Tabelle A11 des Eurocode 7 bzw. nach Tabelle A7.2 des Handbuchs wird zum Ausdruck gebracht, dass das Verfahren der vollständigen Modellbildung (siehe EAPfähle 2012) als zuverlässigstes Auswertungs-Verfahren anerkannt ist. So kommen bei Rammformeln Modellfaktoren von 1,2 oder 1,1 (mit elastischer Verformungsmessung) und bei der Wellengleichungsmethode von 1,05 zur Anwendung, während bei dynamischen Probelastungen mit der Auswertung von Messungen am Pfahlkopf Modellfaktoren von 1,0 (geschlossene Formel) und 0,85 (vollständige Modellbildung) angesetzt werden können.

Die vollständige Modellbildung erfordert die Lösung einer komplizierten Aufgabe im Zusammenspiel von Mathematik, Numerik, nichtlinearer Mechanik und Dynamik. Auch wenn mittlerweile Computerprogramme zur Verfügung gestellt werden, die die Lösungssuche unterstützen und die Lösungsfindung erleichtern und beschleunigen, sind spezielle Kenntnisse erforderlich, die außerhalb des üblichen Erfahrungsbereichs des geotechnischen Sachverständigen liegen. Deswegen fordert EAPfähle 2012 auch den Nachweis der besonderen Qualifikation.

Aus EAPfähle 2012:

10.7 Qualifikation der Prüfinstitute und des Personals

- (1) Die dynamischen Pfahlprobelastungen sind von Fachpersonal auszuführen und auszuwerten, welches über die erforderliche Sachkunde und Erfahrung verfügt.
- (2) Die erforderliche Sachkunde und Erfahrung des Fachpersonals in der Durchführung und Auswertung der dynamischen Prüfungen sollte durch regelmäßige Teilnahme an Fortbildungsveranstaltungen zur Thematik auf einen neuesten Stand der Technik und ggf. Wissenschaft sichergestellt werden.

Da der geotechnische Sachverständige, diese Kenntnisse im allgemeinen nicht besitzt, er aber die rechtliche Verantwortung für die sichere Gründung übernimmt, muss ihm eine Überprüfung auch als Plausibilitätskontrolle möglich sein. Grundkenntnisse sind auch erforderlich, um die dynamische Probelastung im Kontext anderer Maßnahmen des Nachweiskonzeptes (z.B. statische Probelastungen) richtig vorzubereiten und auszuschreiben.

Der Bericht über die dynamischen Pfahlprobelastungen muss eindeutig das Ergebnis der Probelastung als nachgewiesenen Widerstand $R_{c,m}$ (Versuchswert des Druckwiderstandes des Bodens gegen einen Pfahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit, siehe Handbuch EC7 – 1, 2011) enthalten. In den Berichten wird dieser Versuchswert meist mit **Ru** bezeichnet (**ultimate resistance**). Dies ist der durch die dynamische Belastung bestimmte statische Bodenwiderstand.

Dass eine bewegte Masse, die auf einen Widerstand auftrifft, eine Kraft ausübt, ist jedem bekannt, der mit einem Hammer einen Nagel in ein Brett getrieben oder dabei zufällig den Finger getroffen hat.

Die grundlegenden Zusammenhänge dieses Vorganges sind in den Lehrbüchern der Mechanik abgeleitet (siehe z.B. Lehmann 1977). Aus dieser Stoßmechanik ergibt sich:

Je größer die bewegte Masse im Verhältnis zur getroffenen Masse, desto größer ist auch die Geschwindigkeit, die die getroffenen Masse nach dem Stoß aufweist.

Speziell für Pfähle interessiert hier die Kräfteinleitung in einen elastischen Stab und die dadurch in diesen Stab eingeleitete Stoßwelle (siehe z.B. Timoshenko-Goodier 1970). Die für die Pfahlprobelastung wichtigsten Grundgleichungen sind u.a. in EAPfähle Abschnitt 10 zusammengestellt.

Für die Pfahlprobelastung wichtig ist die maximale Stoßkraft sowie der aktivierbare Widerstand. Zur Veranschaulichung der Größenordnung kann angegeben werden, dass eine 10-t Fallmasse üblicherweise eingesetzt wird, um Stoßkräfte von 5 bis 15 MN zu erzeugen. Die tatsächliche Größe der Stoßkraft ergibt sich aus der Durchführung der Stoßbelastung mit Futter oder Rammhaube, dem Pfahltyp und Querschnitt, der Fallhöhe und der Bodenreaktion.

Die Stoßkraft wird vom dem Pfahl in dem Boden übertragen und erzeugt einen dynamischen Bodenwiderstand. Dieser ist bei Lockerböden (rollig oder bindig) im

Allgemeinen kleiner als die Stoßkraft, kann aber bei Felseinbindung auch größer als die Stoßkraft sein.

Als einfache Grundformel wird der Gesamtwiderstand R_{tot} der Summe aus einem statischen Widerstand R_u und einem dynamischen Widerstand R_d gleichgesetzt:

$$R_{tot} = R_u + R_d \quad (1)$$

Der statische Anteil R_u des Gesamtwiderstandes ist der gesuchte statische Pfahl-Bodenwiderstand und ist kleiner als der Gesamtwiderstand. Der dynamische Anteil ist in einem vereinfachten Modell abhängig von der Geschwindigkeit der Pfahlbewegung. Je höher die Geschwindigkeit, desto größer ist der dynamische Widerstand und desto kleiner ist bei gleichem Gesamtwiderstand der statische Widerstand. Es ist insofern nicht sinnvoll, durch die Vergrößerung der Fallhöhe die Stoßkraft zu erhöhen, weil dadurch gleichzeitig die Geschwindigkeit vergrößert wird und damit der dynamische Widerstand.

In Lockerböden, bei denen zur Aktivierung des Spitzendrucks eine größere Setzung unter dem Pfahlfuß erforderlich ist, soll die Gewichtskraft der Fallmasse mindestens 2% des Bodenwiderstandes betragen. Größere Massen sind vorteilhaft.

Bei Pfählen, die im Fels eingebunden sind, kann die Fallmasse auf 1% der geforderten Belastung reduziert werden.

Im Allgemeinen wird bei einer dynamischen Pfahlprobelastung davon ausgegangen, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht wurde, wenn die bleibenden Setzungen nach der Stoßbelastung bei Mantelreibungspfählen größer als 2,5 mm sind, bei Spitzendruckpfählen größer als 5 mm. Während der dynamischen Belastung erreicht die elastische Verformung des Pfahles meist wesentlich größere Werte.

Sind die Setzungen kleiner, ist davon auszugehen, dass der Grenzzustand nicht erreicht wurde. In diesen Fällen kann der angegebene Widerstand häufig als untere Grenze oder konservative Abschätzung für die Tragfähigkeit im Grenzzustand verwendet werden. Dieser Widerstand wird dann auch als „**aktivierter Widerstand**“ bezeichnet.

Vor allem bei Großbohrpfählen wird bei diesen geringen Setzungen der Spitzendruck nicht vollständig aktiviert. Bei statischen Pfahlprobelastungen wird nach EAPfähle 2012 Kapitel 9 davon ausgegangen, dass der Grenzzustand erreicht wird, wenn die Setzungen unter dem Pfahlfuß 10% des Durchmessers überschreiten, d.h. sie liegen im cm-Bereich.

Die Grundgleichungen der eindimensionalen Wellenausbreitung zeigen, dass die Kraft des Pfahlkopfes proportional der Geschwindigkeit ist. Kraft und Geschwindigkeit können daher zusammen in einem Achsenkreuz dargestellt werden (siehe Bild 1). Die mit dem Proportionalitätsfaktor multiplizierte Geschwindigkeit, v , hat die Dimension einer Kraft und wird mit V bezeichnet (Bilder 2 und 3).

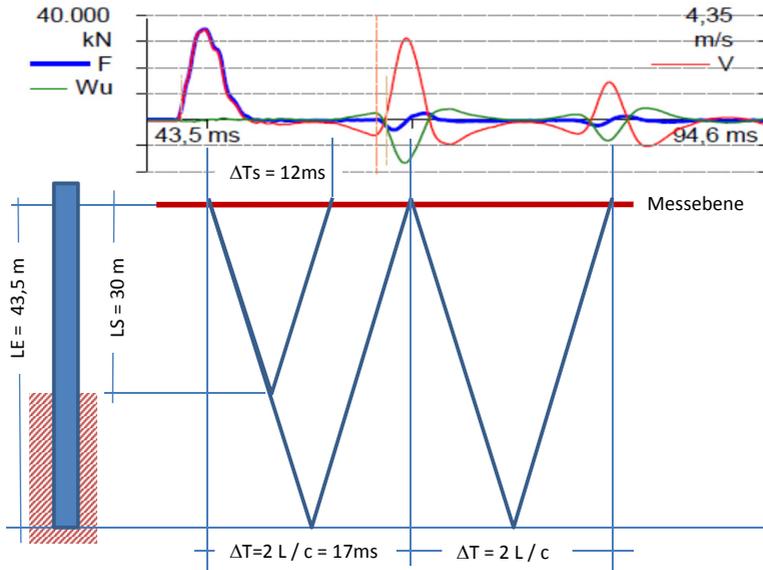


Bild 1: Zeit-Orts-Zusammenhang für einen Pfahl mit geringer Mantelreibung im unteren Bereich des Pfahles und deutlicher Reflexion der Stoßwelle vom Pfahlfuß

Wenn die Kraft- und Geschwindigkeitsentwicklung beim Stoß im Millisekundenbereich betrachtet wird, können Abweichungen der Geschwindigkeit V von der Kraft F erkannt werden (siehe Bild 1).

Bild 1 zeigt, dass die Abweichung der Geschwindigkeit V (rote Linie) von der Kraft F (blaue Linie) mit der Wirkung der Mantelreibung zusammenhängt. Die Zeit $\Delta T_s = 12 \text{ ms}$ ist mit der Tiefe der Oberkante dieser Schicht von 30 m über

$$\Delta T_s = 2 LS / c = 2 * 30 / 5,123 = 12 \text{ ms}$$

verbunden. $c = 5,123 \text{ m/ms}$ oder 5.123 m/s ist die Wellengeschwindigkeit des Stahls. Aufgrund des geringen Bodenwiderstandes an Mantel und Spitze ist bei dieser Messung auch eine deutliche Reflexion vom Pfahlfuß zu identifizieren. Diese erreicht den Pfahlkopf bzw. die Messebene (LE ist die Strecke von Messebene bis Pfahlfuss) nach der Zeit

$$\Delta T = 2 \text{ LE} / c = 2 * 43,5 / 5,123 = 17 \text{ ms.}$$

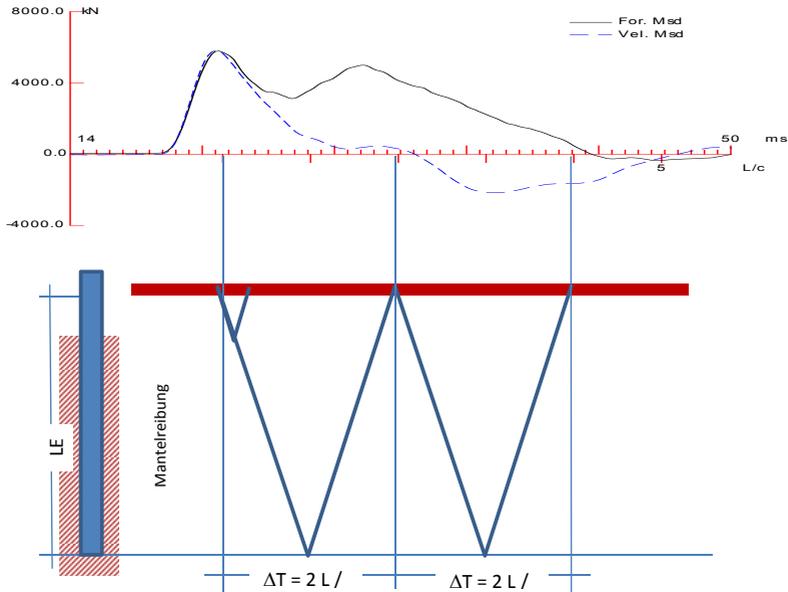
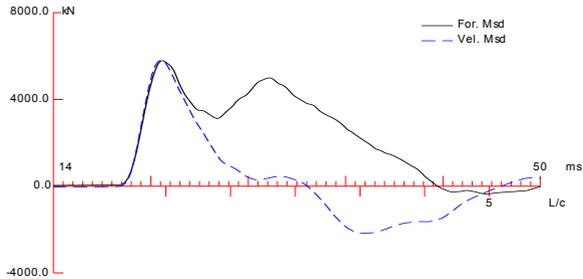


Bild 2: Zeit-Orts-Zusammenhang für einen Pfahl mit großer Mantelreibung beginnend wenig unter der Messebene und kaum erkennbarer Reflexion der Stoßwelle vom Pfahlfuß

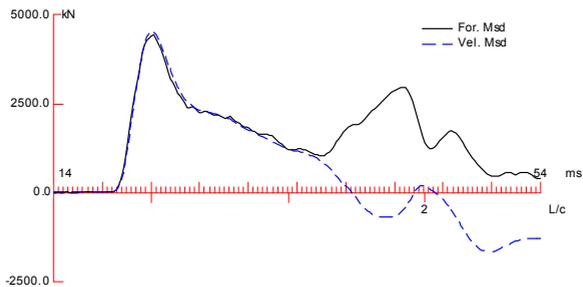
Im Bild 2 wurde ein „festgewachsener“ Pfahl geprüft. Die Mantelreibung erreicht schon wenig unter der Geländeoberfläche größere Werte und ist im Zeitbereich kurz nach dem Maximum der Kraft durch die Abweichung der Geschwindigkeit (gestrichelte blaue Linie) von der Kraft (durchgezogene Linie) festzustellen.

Bild 3 zeigt, wie sich allein aus dem Zeitverlauf von Kraft- und Geschwindigkeit erkennen lässt, ob ein Pfahl vollständig im Boden eingebettet ist (Bild 3a) oder nur in seinem unteren Bereich (Bild 3b). Allerdings ist die in der Abweichung der Linien festzustellende Wirkung

der Mantelreibung im Sinne von Gleichung (1) die Summe aus der dynamischen und der statischen Wirkung.



a) Rammung an Land



b) Rammung für einen Anleger – Pfahl größtenteils im Wasser

Bild 3: Zeitverläufe der Kraft $F(t)$ und der Geschwindigkeit $V(t)$

Die Bestimmung des statischen Anteils der Mantelreibung kann mit einer geschlossenen Lösung auf der Grundlage der eindimensionalen Wellentheorie erfolgen. Dies erfordert aber einerseits Vereinfachungen der mechanischen Zusammenhänge und andererseits die Verwendung empirischer Faktoren für die Festlegung der dynamischen oder der Dämpfungswirkung. Eine solche Lösung ist vor allem

- bei geschichtetem Baugrund
und
- bei Pfählen mit variablen Querschnitten

ungenau, ohne dass angegeben werden kann, ob sie die Tragfähigkeit über- oder unterschätzt.

Deswegen wurde seit den 70er Jahren (Rausche 1974) eine Verknüpfung der Messung mit einer Computer-Simulation des Rammvorganges entwickelt. Hierbei wird ausgehend von den bekannten Angaben über den Pfahl und den Boden interaktiv das Pfahl-Boden-System ermittelt, welches dem gemessenen Verhalten am besten entspricht.

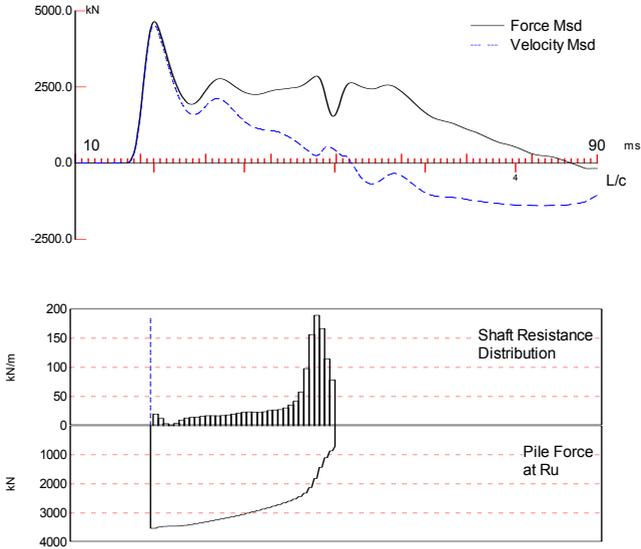


Bild 4: Gemessene Kraft $F(t)$ und Geschwindigkeit $V(t)$ und Mantelreibungsverteilung

Der Pfahl und der umgebende Boden werden hierbei im Sinne der Methode der Finiten Elemente oder der Finiten Differenzen dargestellt. Letzteres ist aufgrund der sehr kleinen Zeitschritte im Microsekundenbereich numerisch vorteilhaft. Durch diese Diskretisierung reduziert sich die Bestimmung eines Modells auf die Berechnung der das Modell beschreibenden Parameter. Die Einordnung in mathematische Problemklassen und die Lösungsmöglichkeiten wurden in Klingmüller 1991 ausführlich erläutert. Die Grundzüge des Verfahrens sind in Klingmüller 1991 oder auch in EAPfähle 2012 S. 244 ff beschrieben.

Als Ergebnis der Berechnung liegt die Verteilung des statischen Anteils der Mantelreibung (Bild 4) sowie eine Lastsetzungskurve (Bild 5) vor. Diese Lastsetzungskurve ergibt sich aus der Computer-Simulation einer statischen Probelastung an dem gefundenen Model des Pfahls im Boden.

Auch die Verteilung des statischen Anteils der Mantelreibung steht im Zusammenhang zur Abweichung der Geschwindigkeit $V(t)$ von der Kraft $F(t)$. Die gemessenen Zeitverläufe werden deswegen bei der Ergebnisdarstellung häufig über die horizontal dargestellte Mantelreibungsverteilung (oben links, unten rechts) aufgetragen (siehe Bild 4).

Die Maximalbelastung dieses simulierten statischen Versuchs (in Bild 4 sind dies 3.518 kN) ergibt sich aus der erreichten Verschiebung. Die Summe des Spitzendrucks und der Mantelreibungswerte ergibt den Kraftverlauf im Pfahl, wie er auch aus einer statischen Probelastung mit Dehnungsmessung in verschiedenen Ebenen bestimmt werden kann.

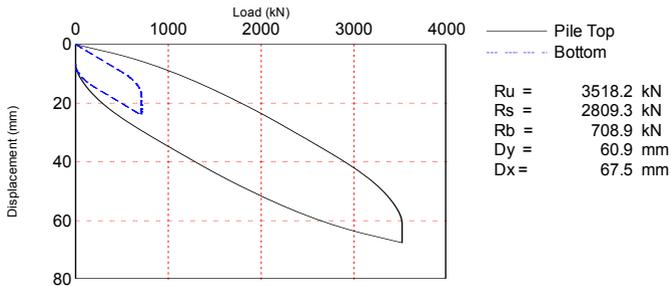


Bild 5: Widerstands-Setzungs-Linie

Für das Modell wird die Mantelreibung als Kraft-Verschiebungslinie für ein Element bestimmt. Bezogene Größen wie Kraft pro Längeneinheit (kN/m) oder Kraft pro Fläche (kN/m^2) werden nachträglich daraus errechnet. Bei der Angabe von Mantelreibung als kPa (kN/m^2) muss darauf geachtet werden, wie die Fläche (Umfang des Pfahls) ermittelt wurde und ob gegebenenfalls bei offenen Rohren Reibung innen und außen zu berücksichtigen ist.

Durch die Modellbildung ist auch die Entwicklung des Widerstandes unter der Pfahlspitze mit der Verschiebung der Pfahlspitze bekannt und kann in der Widerstandssetzungslinie angegeben werden (gestrichelte blaue Linie in Bild 5).

Bei der Beurteilung der Setzungen ist zu berücksichtigen, dass die im Computer simulierte statische Probelastung von den Eigenschaften des Computermodells des Pfahls im Boden ausgeht. Da mit der unter dem Pfahlfuß erreichten Setzung auch der Spitzendwiderstand im bilinearen Lastverformungsverhalten festgelegt ist, endet die errechnete Lastsetzungskurve immer in einer Vertikalen. Das heißt nicht, dass sich der Pfahl immer bei dieser Laststufe weiter Richtung Erdmittelpunkt bewegt. In der Regel ist

beim Spitzendruck jeder Setzungszuwachs auch mit einem (geringer werdenden Spannungsanstieg) verbunden. Für rollige Böden und Verdrängungspfähle kann der geotechnische Sachverständige es für richtig halten, die Linie für größere Setzungen zu extrapolieren.

3 Empfehlungen für die geotechnische Begutachtung

3.1 Gründungsentwurf und Vorbereitung der Prüfungen

Beim Entwurf einer Pfahl-Gründung wird vom Widerstand der Einzelpfähle ausgegangen. Aus der Kostenoptimierung ergibt sich, ob für den Tragfähigkeitsnachweis Pfahlprobelastungen wirtschaftlich sind, und wenn ja wie viele. Die Staffelung der Streuungsfaktoren (Multiplikatoren der Widerstandsfaktoren bzw. der Sicherheitsfaktoren) in Abhängigkeit der geprüften Pfähle führt dann auf eine komplexe Optimierungsaufgabe (siehe z.B. Klingmüller, Tittler 1995).

Wenn nur 1 dynamische Probelastung durchgeführt wird, ist eine normenkonforme Bestimmung des charakteristischen Pfahl-Widerstandes nicht möglich.

Gemäß Normenhandbuch EC7 ist bei der Durchführung von dynamischen Probelastungen darauf zu achten, wie die Äquivalenz der Ergebnisse dynamischer und statischer Probelastungen nachgewiesen wird. Für eine große Anzahl von Pfahlgründungen in tragfähigen rolligen Böden, Sanden und Kiesen, oder Fels, wurde die Äquivalenz nachgewiesen und es ist häufig möglich, den Nachweis für ein Pfahlssystem in einem Boden bekannter Kornverteilung und Lagerungsdichte zu führen.

Bei bindigen Böden, bei denen zeitabhängige Setzungen unter konstanter Last auftreten, die durch die dynamische Prüfung nicht bestimmt werden können, kann je nach Größe der Gründung und den Baugrundverhältnissen die Kombination von statischen und dynamischen Prüfungen sinnvoll sein.

Es ist nicht ungewöhnlich, dass in der statischen und der dynamischen Probelastung oder jeweils in einer von beiden die Grenzlasterlast nicht erreicht wird, indem z.B. die statische Probelastung nur bis auf die 1,5-fache Gebrauchslasterlast ausgelegt ist oder die dynamische Probelastung mit einer leichten Belastungseinrichtung gefahren wird.

Bezüglich der Festlegung der charakteristischen Werte gibt es zur Zeit kein einheitliches Vorgehen. Die gängige Praxis erwartet von der Institution, die die dynamische

Probelastung ausführt und auswertet, die Weitergabe eines zuverlässigen Messwertes $R_{c,m}$. Die Festlegung der Korrelationsfaktoren gemäß den Vorgaben des EC7 obliegt dann dem geotechnischen Sachverständigen. Durch die Regelungen des Normenhandbuchs und die Ausführungen in EAPfähle Kapitel 10 zur Kalibrierung wird die Schnittstelle aber dahin verschoben, dass es Aufgabe der für die dynamische Probelastung verantwortlichen Institution wird, den charakteristischen Wert $R_{c,k}$ aus dem Versuchswert $R_{c,m}$ zu bestimmen. Das würde aber voraus setzen, dass diese Institution dazu fachlich in der Lage ist und auch in die Planung der Probelastungen einbezogen wird.

3.2 Ramppfähle

Bei Ramppfählen ist die dynamische Probelastung zusätzlich zu den üblichen Bestimmungen des Pfahlbodenwiderstandes aus der Beobachtung des Rammfortschrittes seit vielen Jahren ein eingeführtes Verfahren. Die Beteiligten geotechnischen Sachverständigen haben meist eine langjährige Erfahrung und können die Plausibilität der Ergebnisse der dynamischen Pfahlprobelastung über der Auswertung der Rammprotokolle beurteilen.

Einige Probleme, die Einfluss auf die Planung für die Erstellung der Gründung und die Durchführung von dynamischen Probelastungen haben, geben trotzdem immer wieder Anlass zur Diskussion und zu Rückfragen.

1. Rammgerät zum Einrammen und für dynamische Probelastung

Zum Einbringen der Pfähle wird das wirtschaftlichste (sprich kleinste) Rammgerät ausgewählt, von dem erwartet wird, dass es die Pfähle bis auf die erforderliche Endtiefe einbringen kann. Da davon ausgegangen wird, dass der Bodenwiderstand während der Rammung geringer ist als im Endzustand nach dem „Anwachsen“, ist das wirtschaftliche Rammgerät bei der Nachrammung nicht in der Lage, den tatsächlichen höheren Pfahl-Bodenwiderstand zu aktivieren. Wenn es trotzdem gelingt, den Pfahl „loszuschlagen“, besteht die Möglichkeit, den Pfahl-Bodenwiderstand durch Überlagerung der hohen Mantelreibung am Anfang und des hohen Spitzendrucks zum Ende der Rammung zu überlagern (s. Hussein et al., 2002). Hierfür muss aber eine längere Rammung erfolgen, so dass nach Abbau der Mantelreibung die volle Aktivierung des Spitzendrucks möglich wird. In der geotechnischen Bewertung ist ein solches Vorgehen zu berücksichtigen.

2. Einzelschläge mit hoher Energie beim Nachrammen

Rammgeräte sind für kontinuierliches Schlagen ausgelegt. Die Ausführung eines Einzelschlages ist zwar prinzipiell möglich, praktisch ist dies aber fast immer nur mit verminderter Energie möglich. Beim Anfahren eines Rammgeräts wird die Energie kontinuierlich bis zum Erreichen der nominellen Energie gesteigert. Bei Nachrammungen nach einer kurzen Wartezeit kann dann durch die ersten Schläge mit niedrigerer Energie die Mantelreibung schon abgemindert sein, bevor Schläge mit hoher Energie erfolgen. Es gelingt dann nicht, den gesamten Pfahlbodenwiderstand in einem Schlag zu aktivieren. Auch in diesem Fall können Überlagerungen von hohen Mantelreibungsanteilen im oberen Pfahlbereich von frühen Schlägen mit den im unteren Bereich von späteren Schlägen aktivierten Widerständen überlagert werden.

3. Mantelreibungsverteilung entspricht nach Augenschein nicht dem Bodenprofil

Bei Nachrammungen wird die Mantelreibung im oberen Bereich sehr hoch und die eingeleitete Stoß-Kraft reicht nicht aus, um die Mantelreibung und den Spitzendruck in der tragfähigen Schicht voll zu aktivieren.

Auch beim Einrammen kann als Ergebnis der Modellbildung eine Mantelreibungsverteilung angegeben werden, die auf den ersten Blick nicht plausibel erscheint und deswegen hinterfragt werden muss.

Im Beispiel auf Bild 4 nimmt die Mantelreibung in den Elementen oberhalb der Pfahlspitze ab gegenüber dem Maximalwert. Hierfür gibt es mehrere Gründe:

- i Die Lagerungsdichte des Bodens nimmt mit der Tiefe ab. Das ist zwar ungewöhnlich aber nicht unmöglich. Speziell in dem gezeigten Fall lag unter der dichtgelagerten Sandschicht eine weichere bindige Schicht. Möglicherweise war die Abgrenzung der Schichten an der Stelle dieses Pfahles nicht so scharf wie aufgrund der Bodenaufschlüsse für das gesamte Fundament angenommen worden war.
- ii Bei geschlossenen Pfählen oder bei Propfenbildung in offenen Rohrpfählen kann auch der Boden unter der Pfahlspitze seitlich verdrängt werden, wodurch die Mantelreibung in der Nähe der Spitze reduziert wird.
- iii Im Bild 2 ist die Zuordnung von Zeit und Ort zu erkennen. Es ist zu sehen, dass die Wirkung der Spitze sich mit der Mantelreibung der

Elemente direkt oberhalb der Pfahlspitze überlagert. Eine scharfe Trennung ist nicht immer möglich. Bei einer Nachbearbeitung der Messungen kann eine Lösung mit einer Mantelreibungsverteilung, die bis zum untersten Element ansteigt, gefunden werden. Allerdings kann diese Lösung das gemessene Pfahlverhalten nur dann befriedigend abbilden, wenn für die unteren Pfahlelement eine erhöhte dynamische Steifigkeit (Impedanz) angenommen wird (siehe Bild 6). Die Gesamtragfähigkeit wird durch diese Modelleigenschaft nur unwesentlich verändert.

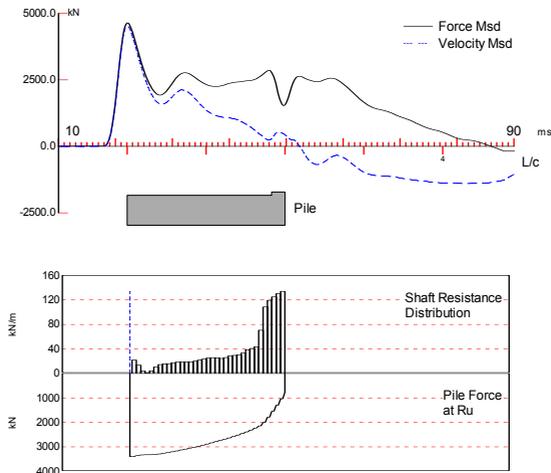


Bild 6: Verändertes Mantelreibungmodell

Eine weitgehende Plausibilitätskontrolle wird erforderlich, wenn abweichende Ergebnisse statischer Prüfungen vorliegen.

3.3 Ortbetonpfähle

Während der Rammvorgang Schlüsse über den Pfahl-Boden-Widerstand zulässt, liefert der Herstellvorgang von Ortbetonpfählen nur wenig brauchbare Informationen.

In Deutschland wurde die dynamische Probelastung bei Bohrpfählen in den letzten Jahren häufig als sehr wirtschaftliche (low cost) alternative Prüfung und äquivalent zu

einer statischen Prüfung eingesetzt. Meist wird von den Pfahlunternehmern die Pfahlprobelastung mit den Pfählen in einem Leistungspaket angeboten und wird so beauftragt. Es hängt dann vom Einzelfall ab, ob eine Prüfung der angegebenen Tragfähigkeiten von einem Prüfstatiker gefordert und von einem geotechnischen Sachverständigen durchgeführt wird. In vielen Fällen zeigt schon die Anzahl der durch dynamische Probelastung geprüften Pfähle („1“!), dass diese Tragfähigkeitsnachweise außerhalb gültiger Normung durchgeführt werden. Auch der durch die frühere DIN 1054 und den jetzigen EC7 gemäß Normenhandbuch geforderte Nachweis der Äquivalenz der Ergebnisse dieser dynamischen mit Ergebnissen einer statischen Probelastung wird oft nicht geführt.

Die Ausschreibung der dynamischen Probelastung erfolgt dann oft ohne Angabe der nachzuweisenden Prüflast und Forderung des Einsatzes eines geeigneten Fallgewichtes. Mit der Vorlage des Ergebnisses ist zwar die Leistungsposition abgearbeitet, für einen normgemäßen Nachweis ist das Ergebnis aber ungeeignet. Dabei ist gerade bei Ortbetonpfählen die Bestimmung eines zutreffenden PfahlBodenmodells nicht einfach und erfordert fortgeschrittene Kenntnisse in der zugrundeliegenden Mathematik und Mechanik.

- i. Bei verschiedenen Pfahlsystemen, z.B. Teilverdrängern oder vermörtelten Stopfsäulen, ergibt sich der Pfahlquerschnitt erst im Zuge der Pfahlherstellung, was zu einer zusätzlichen Schwierigkeit und Unschärfe bei der Modellbildung und damit in den ermittelten Tragfähigkeitswerten führt,
- ii. Bei ungleichmäßig geschichtetem Baugrund und hoher Stoßbelastung kann es sein, dass die Betonzugspannungen überschritten werden. Dies beeinflusst einerseits die Modellbildung und muss andererseits gegebenenfalls beim Nachweis der Langzeitstandsicherheit berücksichtigt werden,
- iii. Die tatsächlichen Widerstände im Grenzzustand liegen häufig sehr weit oberhalb der aktivierbaren Tragfähigkeiten. Soll nun der Spitzendruck nachgewiesen werden, ist eine Stoßkraft aufzubringen, die zuerst die Mantelreibung überwindet und dann zusätzlich den Spitzendruck aktivieren kann.

In dieser Situation, die auch durch die von EU- und nationale Richtlinien vorgegebene Konkurrenzsituation (sprich Preiskampf) bestimmt ist, gelingt es dann auch weniger qualifizierten Institutionen beauftragt zu werden. Die Ergebnisse werden dann auch

ungeprüft übernommen und nur durch Listen von Referenzprojekten, die als Qualifikationsnachweis missverstanden werden, belegt.

In dieser Situation sollte der geotechnische Sachverständige, der ja letztendlich die Verantwortung für die Standsicherheit übernimmt, auf jeden Fall die sachgemäße Ausführung der dynamischen Probelastung überprüfen:

Zuerst ist es ausreichend zu prüfen, ob folgende Daten verfügbar sind.

- i. Eingesetzte Belastungseinrichtung und Fallgewicht W_r ,
- ii. Angabe der Fallhöhe und der bleibenden Setzung nach jedem Schlag,
- iii. Angabe der gemessenen Energie E_{pfahl} und Vergleich mit der potentiellen Energie E_{pot} ,
- iv. Maximale Geschwindigkeit v_{max} (V_{max}) und Kraft F_{max} am Pfahlkopf,
- v. Angabe der maximalen am Pfahlkopf gemessenen Druckspannungen,
- vi. Angabe der maximalen in geschlossener Form errechneten Zugspannungen
- vii. Angabe, welcher Schlag zur weiteren Auswertung mit der vollständigen Modellbildung herangezogen wurde,
- viii. Angabe des Impedanzprofils der Modellbildung, gegebenenfalls Begründung von Impedanzvariationen mit Bezug zu Bodenschichtung und Bohrprotokoll, gegebenenfalls Angaben über mitschwingende Bodenmasse am Fuß und am Mantel,
- ix. Angabe des Bodenwiderstandes $R_{c,m}$,
- x. Angabe der Mantelreibung über die Tiefe als Kraft pro Längeneinheit (kN/m) oder Kraft pro Fläche (kPa)
- xi. Angabe des Spitzendrucks als Kraft (kN),
- xii. Widerstandssetzungslinie.

Wenn der geotechnische Sachverständige diese Daten aus dem Messbericht zusammenstellt, kann er leicht feststellen, ob die verschiedenen Größen (z.B. $W_r \approx 0,02 R_{c,m}$, $E_{\text{pot}} > E_{\text{pfahl}}$, $F_{\text{max}} > R_{c,m}$ bei Lockerböden Sand und Schluff, $R_{c,m} < 2 F_{\text{max}}$) in einem sinnvollen Zusammenhang stehen. Die Prüfung der Einzelwerte (insbesondere zu Punkt vii) kann vom geotechnischen Sachverständigen nicht unbedingt verlangt werden. Wenn irgendwelche Daten wie angegeben nicht vorhanden sind, oder nicht zusammenpassen, ist es empfehlenswert, die Originalmessdaten anzufordern und durch eine andere

Institution eine unabhängige Auswertung vornehmen zu lassen. Sinnvollerweise sollten für solche unabhängigen Auswertungen 20% der Gesamt-Prüfungskosten bereitgehalten werden.

4 Empfehlungen für die Auswertung (mit vollständiger Modellbildung CAPWAP)

Die dynamische Probelastung für Pfähle erfordert, dass

- I. eine Belastungseinrichtung mit ausreichend großer Fallmasse und ausreichender Fallhöhe bereitgestellt werden,
- II. genaue Messungen ausgeführt werden,
- III. eine sachverständige Auswertung der Messungen vorgenommen wird.

Zu I.

Die geotechnische Planung geht von einem Nachweiskonzept aus und sieht in der Regel vor, dass ein bestimmter Pfahl-Boden-Widerstand nachgewiesen wird. Häufig enthält die Ausschreibung bzw. das Leistungsverzeichnis hierzu keine Angaben. Es ist dann Aufgabe der Institution, die die dynamische Probelastung anbietet, auf den Zusammenhang zwischen vorhandenem Fallgewicht und nachweisbarem/aktivierbarem Widerstand hinzuweisen.

Zu II.

Genauere Messungen können nur ausgeführt werden, wenn die Sensoren an einem klar definierten Pfahlmaterial kraftschlüssig befestigt werden können. Bei Ortbetonpfählen, die für die Prüfung mit einem aufbetonierten Pfahlkopf versehen werden, muss vor allem darauf geachtet werden, dass der Beton im Bereich der Messebene homogen und ausgehärtet ist. Wenn ein Abstand von $> 1,5 D$ zum Pfahlkopf nicht eingehalten werden kann, sollte mit 4 Dehnungssensoren gemessen werden.

Zu III.

Es wird vom Auftraggeber erwartet, dass als Ergebnis einer dynamischen Probelastung ein eindeutiger Versuchswert für den Bodenwiderstand, $R_{c,m}$ angegeben wird. Wird lediglich eine Auswertung nach dem direkten Verfahren (siehe EAPfähle 2012, S.240f) vorgenommen und der Widerstand für eine Reihe von Dämpfungsfaktoren angegeben, entspricht dieses Vorgehen nicht dem von EAPfähle 2012 empfohlenen Vorgehen. Zudem

liegt es dann in der Verantwortung der auswertenden Institution als Fachfirma auf die Erhöhung des Streuungsfaktors (Widerstandsfaktors, Sicherheitsfaktors) bei Anwendung des direkten Verfahrens hinzuweisen.

Als Standard gilt nach EAPfähle 2012 das Verfahren der vollständigen Modellbildung (auch Systemidentifikation, Lösung des inversen Problems, „signal matching“), auf welches deswegen im Folgenden näher eingegangen wird.

Das Problem der Systemidentifikation als mathematische Optimierungsaufgabe wurde u.a. von Klingmüller 1984 und 1991 ausführlich diskutiert. Aus mathematischer Sicht ist es bei einer Optimierungsaufgabe sinnvoll, zuerst die Zielfunktion zu minimieren, d.h. die Abweichung des berechneten Modellverhaltens vom gemessenen Pfahlbodenverhalten zu minimieren. Für diese Berechnung können Standardverfahren der mathematischen Optimierung genutzt werden. Allerdings wurde in den verfügbaren Programmen für die Auswertung von dynamischen Pfahlprobebelastungen die mechanische Qualität des Problems genutzt und Strategien entwickelt, die die Eigenschaften der eindimensionalen Wellenausbreitung nutzen. Vereinfacht heißt dies,

- dass Parameter vom Pfahlkopf beginnend nach unten variiert werden;
- dass die Fehlerfunktion Abschnitte im Zeitbereich unterschiedlich wichtet, insbesondere ist der Zeitbereich um die Ankunftszeit der Fußreflektion stärker gewichtet.
- Dass Erfahrungswerte als Grenzen für dynamische Bodenparameter wie Dämpfungskonstanten und Bodensteifigkeiten gesetzt wurden,

Diese inhärenten Eigenschaften des Systems und des Modells führen auch dazu, dass Unterschiede in der Modellbildung zu beobachten sind, je nachdem

- ob die gemessene Geschwindigkeit $V(t)$ als Eingangsgröße verwendet wird und die errechnete Gleichgewichtskraft $F^*(t)$ mit der gemessenen Kraft $F(t)$ verglichen wird, oder
- ob die gemessene Kraft $F(t)$ aufgebracht wird und die für das Modell errechnete Geschwindigkeit $V^*(t)$ mit der gemessenen Geschwindigkeit $V(t)$ verglichen wird, oder
- ob der Mittelwert von Kraft und Geschwindigkeit als induzierte herablaufende Welle (Wave Down) $Wd(t) = \frac{1}{2} (F(t) + V(t))$ auf das Pfahlmodell aufgebracht wird und die errechnete reflektierte Welle (Wave Up) am Pfahlkopf $Wu^*(t) = \frac{1}{2} (F^*(t) - V^*(t))$ mit

aus den gemessenen Größen bestimmten reflektierten Welle $W_u(t) = \frac{1}{2} (F(t) - V(t))$ verglichen wird.

Eine Lösung sollte dahingehend überprüft werden, ob das Modellverhalten aller drei Ansätze ähnliche Übereinstimmungen zwischen Rechnung und Messung ergibt. Ist dieses nicht der Fall, sollte der Auswertende die Abweichungen untersuchen und gegebenenfalls erklären, warum sich Unterschiede ergeben.

Liegt ein mathematisch begründetes Modell vor, ist im Zuge der Auswertung in einem weiteren Schritt die geotechnische Sinnfälligkeit zu prüfen.

- Mantelreibung und Spitzendruck sollten im Kontext der Bodenaufschlüsse in einer sinnvolle Größenordnungen liegen. Anhaltswerte liefern die Erfahrungswerte aus EAPfähle 2012, Kapitel 5.3, die aus den vorhandenen Informationen über den Boden bestimmt werden können.
- In einem nächsten Schritt wird geprüft, wie Mantelreibung der untersten Pfahlelemente und Spitzendruck sich gegenseitig bedingen, und welche Einflüsse Verschiebungen in den Größen auf den Gesamtwiderstand und die Einzelwerte haben
- In einem weiteren Schritt muss in einer Sensitivitätsanalyse festgestellt werden, wie empfindlich das Modell auf Änderung von Mantelreibung, Spitzendruck und Gesamtwiderstand R_u reagiert. Wenn der Gesamtwiderstand große Änderungen erfahren kann, ohne dass sich dabei die Fehlerfunktion deutlich ändert, kann das Modell nicht befriedigend sein.

Manchmal ist es möglich, einen unteren Wert des Widerstandes als auf der sicheren Seite liegend anzugeben. Sinnvoller ist es aber, das Modell zu überarbeiten und eventuell von einer völlig neuen Parameterkombination auszugehen.

- Vor allem bei Bohrpfählen ist zu überprüfen, ob Impedanzvariationen, insbesondere auch die möglichen Querschnittsänderungen mit der Herstellungsart und den Bodenfestigkeiten verträglich sind, wie sich Impedanzänderungen und Mantelreibungsverteilung gegenseitig beeinflussen und ob ein Einfluss auf den Gesamtwiderstand R_u gegeben ist.
- Wenn die Modellbildung durch die Annahme einer Abstrahlungsdämpfung verbessert wurde, muss eine plausible Begründung dieser Maßnahme gemacht

werden. Bei Nachrammungen und Prüfungen mit geringen bleibenden Setzungen kann die Begründung als gegeben angesehen werden.

- Bei sehr langen vor allem Stahlpfählen kann es sein, dass nach der Stoßbelastung eine Mantelreibung verbleibt, die im Gleichgewicht mit Restspannungen steht. Da diese Restspannungen Einfluss auf die Verteilung der Mantelreibung und den Gesamtwiderstand haben, sollten sie mit einem entsprechenden Rechenmodell abgeschätzt werden.
- Bei mehrfachen dynamischen Prüfungen am selben Pfahl ist durch die Auswertung anderer Schläge die Konsistenz der Lösungen zu überprüfen und der Einfluss der Versuchsparameter aufgebrachte Energie im Hinblick auf die Reproduzierbarkeit der Modellbildung festzustellen.
- Auch bei der Prüfung von mehreren Pfählen im selben Baugrundhomogenbereich ergibt sich die Möglichkeit, durch Konsistenzprüfung die Sicherheit der Modellfindung zu verifizieren.
- Die Prüfung gleicher Pfähle im benachbarten Baugrund trägt ebenfalls dazu bei, die Modellfindung abzusichern.
- Ganz allgemein gilt, dass, je mehr Pfähle geprüft werden, desto sicherer ist die Modellbildung.

Abschließend sei noch bemerkt, dass die Modellbildung in der Mehrzahl der Prüfungen bei Rammpfählen, die eindeutig tragfähigen Baugrund erreichen, ein abgesichertes Verfahren ist und in der Regel schon in wenigen Schritten zu einem befriedigenden Ergebnis führt.

Literatur

Handbuch Eurocode 7; Geotechnische Bemessung, Band 1: Allgemeine Regeln, Beuth Verlag Berlin 2011

EAPfähle 2012; Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Verlag Ernst&Sohn Berlin 2012

EAU 2004; Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen“ herausgegeben von der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Verlag Ernst&Sohn Berlin 2005

Hussein, M.H., Sharp, M.,R., and Knight, W.F., 2002. The Use of Superposition for Evaluating Pile Capacity. Conf. On Deep Foundations, ASCE, Orlando, Florida, USA, 6-18.

Klingmüller, O 1984; Computational tools for dynamic pile testing, II.Int. Conf. on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Stockholm1984, ed. Holm-Bredenberg-Grävare, Balkema Rotterdam 1985, S.342-349

Klingmüller, O 1991; Dynamische Pfahlprüfung als Optimierungsproblem, Pfahlsymposium Braunschweig, S. 149 - 176

Klingmüller, O 1995; Optimierung von Pfahlgründungen unter Berücksichtigung von Aufwendungen für Pfahlprüfungen, Pfahlsymposium Braunschweig, S.285 - 300

Lehmann, T. 1977; Elemente der Mechanik, Vieweg Braunschweig, S.220 ff

Rausche 1974 Dynamische Methoden zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Rammpfählen, Baugrundtagung Frankfurt

Rausche, F., Likins, G., Liang, L., and Hussein, M., 2010. Static and dynamic modes for CAPWAP Signal Matching; The Art of Foundation Eng. Practice; ASCE GSP No. 198; 534-553.

Timoshenko, S.P., Goodier, J.N.:1970; Theory of Elasticity, McGraw-Hill Kogakusha, Tokyo, Intern.Student Edition, S.492ff

Autoren:

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller,
Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode mbH
Steubenstraße 46 - 68163 Mannheim - Tel.: 0049621 331361 email ok@gsp-mannheim.de

Frank Rausche, PhD, PE, Pile Dynamics, Inc., Cleveland, Ohio, USA, FRausche@pile.com

NEU!

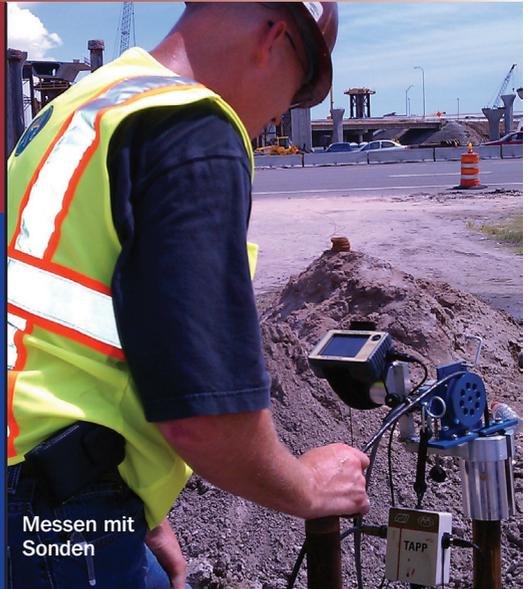
Thermal Integrity Profiler (TIP) Für Bohrpfähle und andere Tiefgründungen

Eine heiße Sache...

Blau Zonen in der Säule =
geringere Temperatur = weniger Beton =
geringere Betonüberdeckung

Die Abbindewärme
zeigt, wo der Beton ist –
innerhalb und ausserhalb
des Bewehrungskorbes.

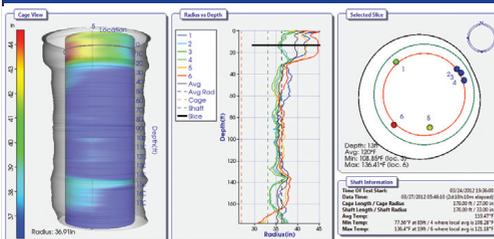
Durch frühzeitiges Messen
keine Verzögerung im
Bauablauf



Messen mit
Sonden



Messen mit
Thermodrähten



Vertreten durch

GSP mbH

Tel.: 0621 33 13 61

info@gsp-mannheim.de

www.gsp-mannheim.de



Pile Dynamics, Inc.

www.pile.com/pdi/tip



www-foundations.cc

Modelle zur Offshore-Rammsimulation mit gekoppelter Vorschädigungsberechnung

M. Fritsch, J. Fischer, J. Hensel

1. Einleitung

Im Zuge der Bemessung und Ausführung von Offshore Windparks in der Nord- und Ostsee wird der Einsatz von Rammsimulationen derzeit stark intensiviert. Neben der Optimierung und Prüfung der gewählten Hammerkonfigurationen ist die Berechnung der Vorschädigung aus dem Rammvorgang ein wesentlicher Anteil für die Ermüdungsberechnungen der Pfahlgründung.

Aufgrund der momentan sehr begrenzt verfügbaren Datenbasis aus in situ Rammungen, können die Ergebnisse der Rammsimulation stark von der Realität abweichen. Die Knabe Enders Dührkop Ingenieure GmbH, Hamburg (KED) hat in Kooperation mit dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB - TUBS) diverse Rammsimulationen in der Nord- und Ostsee durchgeführt. Erste Rückrechnungen aus in situ Rammdaten bestätigen die gewählte Vorgehensweise bezüglich Hammerimplementierung und Adaption von Baugrundparametern.

Im vorliegenden Artikel werden Erfahrungen aus den durchgeführten Analysen vorgestellt und diskutiert.

2. Simulation des Rammvorgangs

Derzeit kommen unterschiedliche Programmsysteme bei der Rammsimulation zum Einsatz. Namentlich seien hier stellvertretend GRLWEAP, ALLWAVE-PDP und PDPWAVE genannt. Alle Programmsysteme basieren auf der eindimensionalen Wellentheorie. Während GRLWEAP ein numerisches Modell mit konzentrierten Massen benutzt, welches erstmals von [Smith, et al., 1960] vorgestellt wurde, basieren die übrigen Programmcodes auf der Methode der Charakteristiken. Eine Übersicht ist in der nachfolgenden Abbildung 1.1 dargestellt.

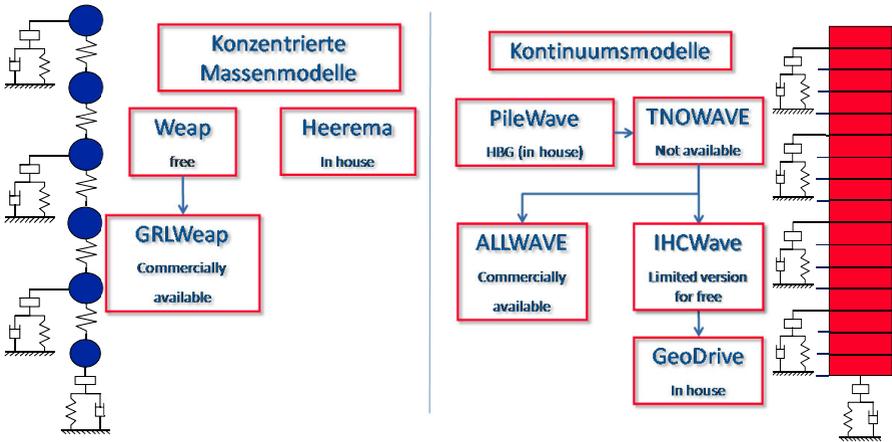


Abbildung 1.1: Historische Entwicklung der Programmsysteme

Während das zuerst von *Smith* entwickelte numerische Modell im mathematischen Sinne einer Näherungslösung entspricht, liefert die Methode der Charakteristiken die theoretisch exakte Lösung. Die grundlegende Idee besteht dabei in der Reduktion des Problems auf die Lösung gewöhnlicher Differentialgleichungen und wurde erstmals von *de Saint Venant* vorgestellt.

Zur Simulation der Wellenausbreitung im Pfahl wird ein linear elastisches Verhalten zugrunde gelegt. Der anstehende Boden wird mittels Feder-Dämpfer-Systemen gekoppelt am Pfahl berücksichtigt. Dabei wird ein ideal-elastisches, ideal-plastisches Materialverhalten unterstellt.

Neben der Wahl des konzentrierten Massen- bzw. des Kontinuumsmodells, bildet die Berücksichtigung der Degradation der bodenmechanischen Festigkeitsparameter während der Rammung einen weiteren gravierenden Unterschied zwischen den Programmsystemen. In GRLWEAP wird generell mit einem globalen Abminderungsfaktor („Gain/Loss Faktor“) gearbeitet. Eine zusätzliche Möglichkeit zur Berücksichtigung der Veränderung der Bodenwiderstände während der Rammung bietet der Umweg über den Anwachseffekt in Kombination mit der Rammtiefe, bei dem in der Folge Veränderungen auftreten können („limit distance“). ALLWAVE-PDP hingegen bietet die sogenannte „friction fatigue“ Methode an, welche eine lineare oder exponentielle Degradation der Widerstände während der

Rammung berücksichtigt (vgl. auch Kapitel 3). Zusätzlich besteht in der Software ALL-WAVE-PDP die Möglichkeit die sogenannte „4D/8D“ Methode zu wählen, in welcher der Pfahlspitzendruck aus einem definierten Einflussbereich oberhalb und unterhalb des Pfahlfußes ermittelt wird.

Der große Nachteil eines globalen Abminderungsfaktors zeigt sich insbesondere im Übergang von sehr dicht gelagerten Bodenschichten zu Weichschichten oder, wie in der Ostsee üblich, bei untergelagerten Kalkhorizonten. Hier haben diverse Simulationen gezeigt, dass unter Verwendung eines globalen Abminderungsfaktors die in situ Ergebnisse nur bedingt nachgefahren werden können. Oftmals passt die Gesamtschlagzahl sehr gut, die Schläge pro Meter Eindringung dagegen werden in der Regel in oberen Bodenbereichen unterschätzt, in tiefliegenden Bodenschichten dagegen überschätzt.

Die größte Herausforderung ist bis zum heutigen Zeitpunkt die Übertragung von bodenmechanischen Kenngrößen aus z.B. Labor oder Feldversuchen in das verwendete Programmsystem. Hierzu liegen unterschiedliche Ansätze vor, welche im weiteren Verlauf des Kapitels 3 erläutert werden. Grundsätzlich ist anzumerken, dass diese Ansätze Parameter für den simulierten Rammvorgang liefern, in anschließenden Probelastungen jedoch stark differierende Widerstände entlang der Pfachachse ermittelt werden können (z.B. Anwachseffekte).

Anhand von Vergleichen von in situ Rammungen mit Rammsimulationen, welche als „class a prediction“ durchgeführt wurden, hat sich gezeigt, dass die Schlagzahlen in der Nordsee bei einigen Projekten signifikant unterschätzt, in der Ostsee durch die besonderen mechanischen Vorgänge in den Kreideformationen dagegen stark überschätzt wurden. Die Qualität einer Rammsimulation ist daher stark vom jeweiligen Anwender und dessen Erfahrungsschatz mit der Rammung von Tragelementen abhängig. Ziel sollte daher grundsätzlich die Kalibrierung der Rammsimulationen z. B. mittels Ergebnissen von Probepfählen im Baufeld sein.

Bei allen genannten Programmsystemen besteht die Möglichkeit, grundlegende Informationen für eine anschließende Vorschädigungsanalyse zu erhalten. Hierzu ist es notwendig, für geometrisch begrenzte Elemente entlang der Pfachachse, die Spannungsschwingbreiten für alle Rammschläge als Häufigkeitsverteilung mit zugehöriger Spannungsgröße zu ermitteln.

In Anlehnung an den EC3 [Eurocode 3] sowie der Richtlinien des [Germanischen Lloyds, 2010] wird die Schädigung aus den ermittelten Beanspruchungen und der Schwingfestigkeit der nachzuweisenden Pfähle, ohne Berücksichtigung von Reihenfolgeeffekten, entsprechend der linearen Schadensakkumulationshypothese (*Palmgren/Miner* Hypothese) ermittelt.

3. Bodenmodelle

Um ein realistisches Ergebnis bei der Rammsimulation eines Großrohrpfahles Offshore erzielen zu können, müssen die bodenmechanischen Vorgänge während des Einbringvorgangs bestmöglich im numerischen Modell abgebildet werden. Dies betrifft vor allem die Berücksichtigung der Mantelreibung während des Installationsvorganges, da sich diese während des Rammprozesses z. T. deutlich verändert. Optimalzustand ist die Verteilung der Mantelreibung über die Einbindetiefe für jeden einzelnen Rammschlag oder für jeden Meter Einbringung neu zu berechnen.

Die Gesamtwiderstände während der Rammung, häufig auch als SRD-Widerstände („static resistance to driving“) beschrieben, bilden sich aus der Gesamtmantelreibung und dem Spitzendruck:

$$R_{SRD} = R_{s,SRD} + R_{b,SRD} = \Pi \cdot D \cdot \int_0^L q_{s,SRD} dz + A_b \cdot q_{b,SRD} \quad (3.1)$$

Es ist zu beachten, dass bei einem Großrohrpfahl mit einem Durchmesser von mehr als zwei Metern generell davon auszugehen ist, dass sich während der Rammung keine Verspannung des Bodens im Inneren des Pfahlfußbereiches bildet [Jardine et al., 2005], [Lüking, 2010], [Rausche et al., 2011]. Die Gesamtmantelreibung ergibt sich somit aus der Summe der inneren und äußeren Mantelreibung und wird üblicherweise über das *Mohr-Coulomb*'sche Bruchkriterium berechnet:

$$q_s = \sigma'_{h,SRD} \cdot \tan \delta \quad (3.2)$$

Wobei $\sigma'_{h,SRD}$ die effektiven Radialspannungen (normal zur Gleitfläche) und δ den Wandreibungswinkel zwischen Pfahl und Boden beschreibt. Zur Berechnung der effektiven Radialspannungen existiert eine Vielzahl von Berechnungsansätzen. Gleiches gilt für die Berücksichtigung des Wandreibungswinkels. Eine Zusammenfassung der unterschiedlichen Ansätze ist beispielsweise in [Lammertz, 2008] zu finden.

3.1 Pfahlängeneffekt

Anhand von instrumentierten Fertigteilepfählen wurde bereits 1970 von [Vesic, 1970] beschrieben, dass sich die Mantelreibung q_s in einer definierten Tiefe z während des Einbringvorganges verändert. In der Literatur wird dieser Effekt oftmals als Pfahlängeneffekt, „friction degradation“ oder „friction fatigue“ bezeichnet. Die nachfolgende Abbildung 3.1 zeigt die Versuchsergebnisse von Vesic.

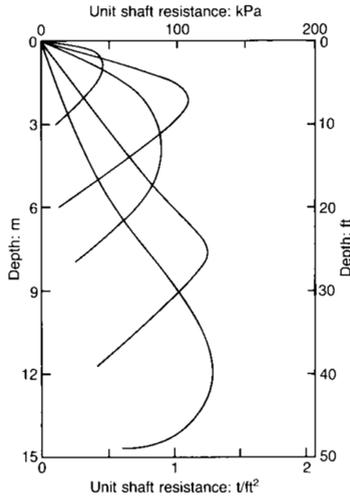


Abbildung 3.1: Mantelreibung in Abhängigkeit der Einbindetiefe [Vesic, 1970]

Bei einer Einbindetiefe des Pfahles von ca. 6,0 m wurde im Bereich zwischen 2,0 bis 5,0 m unter GOK ein mittlerer Pfahlwiderstand am Mantel von ca. 75 kN/m² gemessen. Der Pfahlwiderstand in diesem Bereich reduziert sich mit zunehmender Einbindetiefe des Pfahles und beträgt bei Erreichen der Endtiefe von 15,25 m nur noch ca. ein Drittel des Ausgangswertes.

Abbildung 3.2 zeigt die prozentuale Reduktion der Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit zur Einbindetiefe, vorgeschlagen in den halbempirischen Berechnungsverfahren NGI, ICP, UWA, Alm und Hamre sowie Fugro. Detaillierte Informationen zu dem jeweiligen Verfahren sind z.B. in [Lammertz, 2008] zu finden. Auf der Grundlage des erdstatischen Ansatzes nach Gleichung 3.2 sowie Informationen aus den CPT-Sondierungen in situ wird die Mantelreibung über die Einbindetiefe berechnet. Der Pfahlängeneffekt wird über einen zusätz-

lichen Term (Reduktionsfaktor) berücksichtigt. Für die genannten Verfahren ist der Pfahllängeneffekt, am Beispiel eines Großrohrpfahles, welcher 25 m in einen sehr dicht gelagerten, nichtbindigen Boden eingebracht wurde, nachfolgend dargestellt. Das Ergebnis gilt ausschließlich für den Endzustand der Rammung, bei Erreichen einer Einbindetiefe von 25 m.

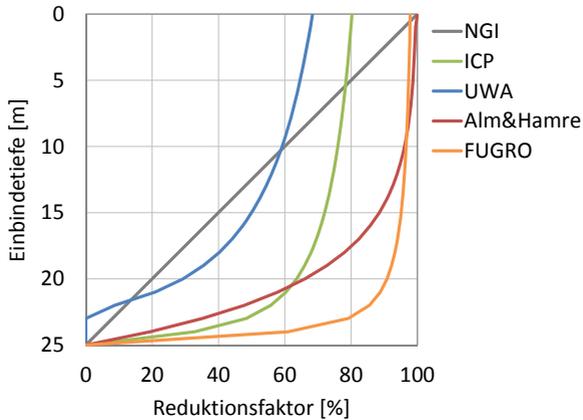


Abbildung 3.2: Prozentuale Reduktion der Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit der Einbindetiefe

Abbildung 3.1 und 3.2 zeigen deutlich, dass mit fortschreitender Gesamteinbindetiefe, die Mantelreibung (bezogen auf eine feste Tiefe unter GOK bzw. „seabed level“) durch das Rammen reduziert wird. Der Pfahllängeneffekt ist als grundlegender Parameter für eine sinnvolle Rammsimulationsanalyse zu verstehen und sollte in dieser möglichst berücksichtigt werden.

3.2 Berücksichtigung in der Simulation

Ziel der Rammsimulation ist es, die Anzahl der Rammschläge über die Einbindetiefe möglichst exakt abschätzen zu können. Die Rammschläge sind neben der Spannungsschwingbreite Eingangsgrößen für die gekoppelte Schädigungsberechnung. Neben der Eingabe des Pfahles und des Hammers bildet die Eingabe „sinnvoller“ Bodenparameter die Grundlage für ein realistisches Berechnungsergebnis. Bei den genannten Programmen wird der Widerstand am Pfahlmantel als konstanter Wert je Element (z. B. je Pfahlmeter)

vorgegeben. Gleiches gilt für den Pfahlfußwiderstand. Bei einer „einfachen“ Simulationsberechnung bleiben die Widerstände über den gesamten Simulationsvorgang konstant. Die in Kapitel 3.1 beschriebenen bodenmechanischen Effekte bleiben unberücksichtigt. Um dennoch ein sinnvolles Simulationsergebnis erzielen zu können, existieren unterschiedliche Ansätze zur genaueren Beschreibung des Bodenwiderstands unter der Rammbelastung:

- I. Globale Abminderung der statischen Pfahlwiderstände (Standzeit $t = \infty$). Keine Veränderung der Widerstände während der Rammung.
- II. Verwendung von Ansätzen zur Berechnung der Pfahlwiderstände während der Rammung (SRD-Widerstände). Keine Veränderung der Widerstände während der Rammung.
- III. Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes über einen linearen bzw. hyperbolischen Ansatz. Veränderung der Widerstände während der Rammung.
- IV. Simulation von je einem Meter Rammung mit jeweils auf die Einbindetiefe angepassten Widerständen. Akkumulation der Rammschläge aus der Summe der Simulationen.

Bei der sinnvollen Wahl einer globalen Abminderung der Widerstände nach I. bzw. der Wahl von SRD-Widerständen analog zu II., kann ein gutes Simulationsergebnis hinsichtlich der Rammschläge über die Einbindetiefe erreicht werden. Da hierbei aber keine Reduktion der Widerstände am Pfahlmantel über den Rammvorgang angesetzt wird, ist die Mantelreibung im oberen Bereich der Gesamteinbindelänge generell als zu hoch und im unteren Bereich der Gesamteinbindung als zu niedrig zu bewerten. Nur so lässt sich die in situ gemessene Anzahl der Rammschläge über die Einbindetiefe im Modell simulieren. Bezogen auf die Vorschädigungsberechnung kann dies zu einem verfälschten Ergebnis der ermittelten Spannungsschwingbreiten führen.

Durch die Wahl eines linearen bzw. hyperbolischen Ansatzes zur Reduktion der Mantelreibungswiderstände während des Einbringvorganges analog zu III., können die in situ auftretenden Spannungsveränderungen während der Rammung deutlich realistischer abgebildet werden. Ein linearer Ansatz kann in allen drei genannten Simulationsprogrammen gewählt werden. Die Berücksichtigung eines hyperbolischen Ansatzes (entspricht eher den Modellvorstellungen, vgl. Abbildung 3.2) ist in den Programmen ALLWAVE-PDP sowie PDPWAVE möglich. Auch im Hinblick auf die gekoppelte Vorschädigungsberechnung

nung können die hierbei erzielten Ergebnisse (Spannungsschwingbreiten und Auftretenshäufigkeiten), im Vergleich zum Ansatz I. und II. als realistischer bewertet werden.

Zusätzlich besteht die Möglichkeit die Ansätze zur Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes analog zu einem der beschriebenen Verfahren (NGI, ICP, UWA, Alm und Hamre sowie Fugro) nach IV. direkt zu wählen. Der jeweilige Ansatz ist in den Simulationsprogrammen nicht implementiert. Am Beispiel des gewählten Großrohrpfahles mit einer Einbindelänge von 25 m bedeutet dies, dass in einem ersten Schritt die Widerstände am Pfahlmantel 25 Mal berechnet werden müssen (je Meter Einbindetiefe). Diese Widerstände werden in einem zweiten Schritt in das Simulationsprogramm eingelesen. Die Rammung wird hier nur für den betrachteten Meter simuliert und die dabei auftretende Anzahl der Rammschläge mit den zugehörigen Spannungsschwingbreiten abgespeichert. Insgesamt muss die Simulation 25 Mal durchgeführt werden. In einem dritten Schritt erhält man, aus der Akkumulation der Rammschläge aus den Simulationen, die nach dem jeweiligen gewählten Verfahren auftretende Anzahl von Rammschlägen über die Einbindetiefe mit den dazugehörigen Spannungsschwingbreiten für die Vorschädigungsberechnung. Dieser Ansatz ist deutlich aufwendiger als die vorhergegangenen Ansätze. Der Einbringvorgang bereits installierter Gründungsrohre kann aber über vorhandene Rammdaten (Anzahl der Rammschläge über die Einbindetiefe, Energie des Hammers etc.) mit dieser Methode sehr gut simuliert werden, da eine sehr detaillierte Betrachtung der Pfahlwiderstände während der Rammung möglich ist.

In der Literatur existieren derzeit nicht genügend Informationen um eine Empfehlung für die Wahl des Ansatzes (I. – IV.) bei der Rammsimulation eines Großrohrpfahles, Offshore fundiert belegen zu können. Gerade im Hinblick auf die Vorschädigungsberechnung sind nicht genug Informationen vorhanden, um die Ergebnisse der Simulationsberechnungen mit den in situ auftretenden Spannungsschwingbreiten vergleichen zu können. Prinzipiell sollten die Ansätze III. und IV. jedoch den Ansätzen I. und II. vorgezogen werden, da hierbei die Spannungsveränderungen im Boden während der Rammung berücksichtigt werden.

4. Projektbeispiel EnBW Windpark Baltic 2

4.1 Kalibrierung der Rammsimulationen

Die EnBW Erneuerbare Energien GmbH, Hamburg plant in der südlichen Ostsee die Errichtung des Offshore-Windparks Baltic 2 mit insgesamt 80 Windenergieanlagen (WEA) sowie einer Umspannstation. Das Gebiet liegt ca. 30-40 km nördlich der Insel Rügen, innerhalb der Ausschließlichen Wirtschaftszone der Bundesrepublik Deutschland. Je nach Wassertiefe am WEA - Standort und angetroffenen Baugrundverhältnissen kommen als Gründungssysteme sowohl Jacketkonstruktionen als auch Monopiles zum Einsatz.

Nach den vorliegenden Ergebnissen der Baugrundhauptuntersuchung ist der Baugrund an den untersuchten Standorten generell aus folgenden Schichtungen aufgebaut (von Oberkante Meeresboden abwärts gerichtet):

- Sande (örtlich)
- Beckenton / Beckenschluff und Geschiebemergel (Stark wechselhaft verbreitet)
- Sande und Kiese (vereinzelt)
- Kreide

Im Zuge des Basic und Final Designs der Pfahlgründung für die Jacketstrukturen wurden für die Arge „Baltic 2 Foundations“ (bestehend aus Hochtief / Geosea / Nordsee) diverse Rammstudien zur Bestimmung der Vorschädigung durchgeführt. Hier wurde in Abstimmung mit dem Baugrundgutachter Steinfeld und Partner, Hamburg sowie dem Germanischer Lloyd in der Rolle des Zertifizierers eine Vorgehensweise gewählt, welche die Implementierung der statischen Baugrundwerte aus dem Baugrundgutachten ermöglichte. Diese Strategie wurde entwickelt, da bis zum heutigen Zeitpunkt sehr beschränkte Erfahrungen mit Rammvorgängen in der Kreide existieren. Die bodenmechanischen Parameter werden daher als feste Eingangsgrößen verwendet. Weiterhin musste im hier vorliegenden Fall aus Gründen der Zertifizierbarkeit das Programmsystem GRLWEAP Verwendung finden.

Die Anwendbarkeit der Vorgehensweise wurde über eine Kalibrierung anhand eines Offshore Testfeldes geprüft und später auf die Prognoseberechnungen übertragen. Zur Kalibrierung der Eingangsparameter für das Programmsystem GRLWEAP wurden zwei Pfähle einer Rückrechnung unterzogen. Aufgrund von mangelnden Erfahrungen insbesondere in

der Kreide wurden im Vorfeld zur Bauausführung diverse Untersuchungen zur Rammbarkeit durchgeführt.

Neben dem bereits genannten Offshore Testfeld mit insgesamt sechs Pfählen an zwei Standorten wurde ebenfalls ein Onshore Testfeld zur Kalibrierung der dynamischen Messmethoden vorgesehen. In dem Offshore Testfeld wurden zwei Pfähle in einem vorwiegend durch Geschiebemergelfraktionen geprägten Bereich und vier Pfähle an einem vornehmlich durch Kreide geprägten Standort eingebracht und der gesamte Rammvorgang einer rambbegleitenden Messung unterzogen. Im Anschluss wurde ebenfalls in verschiedenen zeitlichen Abfolgen Restrike Prüfungen durchgeführt, welche die Anwachs- bzw. die Setup Faktoren der Bodenarten bestimmen sollten. Im weiteren Verlauf wird der Fokus in diesem Artikel nur auf den Kreidestandort gelegt. Die Pfahldaten für den untersuchten Pfahl sind in Tabelle 4.1 aufgezeigt.

Tabelle 4.1: Berücksichtigte Geometrieparameter

Chalk Location, Penetration length $L_p = 32,50\text{m}$				
Pile Length [m]	Cross-Section Area [cm ²]	Specific Weight [kN/m ³]	Elastic Modulus [MPa]	Perimeter [m]
65,0	2277,65	77,5	210000	4,71

Es wurde jeweils der Außenumfang als Mantelreibungsfläche in die Berechnungen eingeführt. Durch die Addition der Mantelreibungswerte (innen und außen) gemäß Baugrundgutachten wird daher unterstellt, dass die angegebene Reibung an Innen- und Außenfläche mit den angegebenen Werten voll wirksam ist. Für alle Berechnungen wurde konform zu den Testfelddrummungen der Hydraulikhammer IHC-1200S gewählt. Nachfolgend sind die wichtigsten Parameter der Hammerkonfiguration aufgeführt:

IHC Hydrohammer S 1200

- Efficiency: Nach Messwert am Pfahl der rambbegleitenden Messung
- Max. Stroke: 2,02 m (Rammhöhe manuell vorgegeben)
- C.O.R.: 0,8
- Helmet weight: 270 kN (gemäß IHC)

Für alle Kalibrierungsberechnungen wurden in einem ersten Schritt die Mantelreibungswerte sowie die Spitzendruckparameter aus dem Baugrundgutachten für die betrachtete

Lokation in der Software adaptiert. Dies erfolgte durch Eingabe der charakteristischen Mantelreibungswerte (additiv für die Innen- und Außenfläche) sowie des Spitzendruckes. Anhand diverser Kalibrierungsberechnungen zeigte sich, insbesondere an den Geschiebemergelstandorten, eine zu erwartende signifikante Unterschätzung der Schlagzahlen unter Verwendung der statischen Bodenwiderstände. Daher wurden alle Festigkeitsparameter für nachfolgende Kalibrierungsberechnungen mit den zugehörigen Streufaktoren des Baugrundgutachtens multipliziert.

Um eine möglichst genaue Übereinstimmung der Kalibrierungsberechnungen mit den tatsächlich in den Pfahl eingetragenen Energien (rechnerisch aus Dehnungs- und Beschleunigungsmessung am Pfahlkopf ermittelt) zu erreichen, wurde die Fallhöhe des Rammhammers über die Penetrationslänge angepasst. Diese Vorgehensweise wurde solange wiederholt, bis eine optimale Übereinstimmung der gemessenen und eingeleiteten Energien am Pfahl (ENTHRU) mit denen der Simulationsberechnungen erreicht wurde. Das Ergebnis dieser Anpassungen ist in Abbildung 4.1 dargestellt.

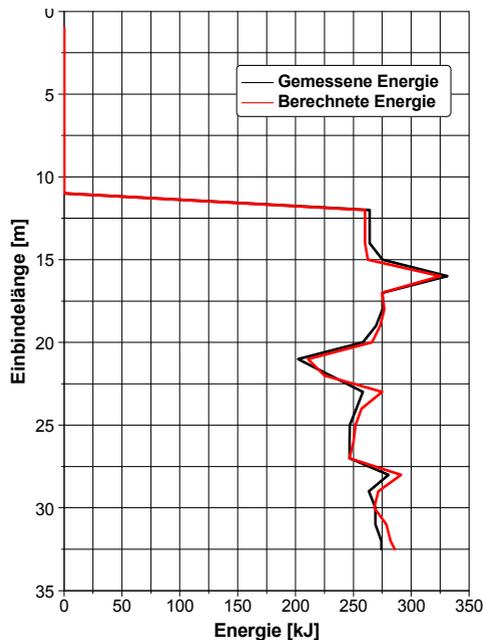


Abbildung 4.1: Simulierte und gemessene Energie

Die Teststrammungen innerhalb des Kreidestandortes zeichnen sich im Vergleich zu anderen Bodenarten im Offshore Bereich durch eine verhältnismäßig leichte Rammung aus. Dies ist sowohl anhand der geringen Schlagzahlen sowie der kleinen notwendigen Rammenergien ableitbar. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass unter der Rammelbelastung bereits bei geringen Verschiebungen eine starke Störung des Untergrundes erreicht wird. Derartige Effekte werden im verwendeten Programmsystem über den sogenannten Gain/Loss Faktor f_{GL} berücksichtigt. Dieser kann getrennt nach Mantel- und Spitzenwiderständen als globaler Abminderungsfaktor implementiert werden und beschreibt den Abfall der statischen Widerstände auf die dynamischen Widerstände unter der Rammelbelastung.

Für die Kalibrierungsberechnung wurde eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse mit einem Gain/Loss Faktor $f_{GL} = 0,7$ für die Mantelreibungsfäche sowie einen Faktor $f_{GL} = 0,4$ für den Pfahlfußbereich erzielt. Die größere Abminderung im Spitzendruckbereich ist dahingehend zu begründen, dass bezogen auf die Mantelreibungswerte verhältnismäßig große Spitzendrücke unter statischen Bedingungen zur Verfügung stehen.

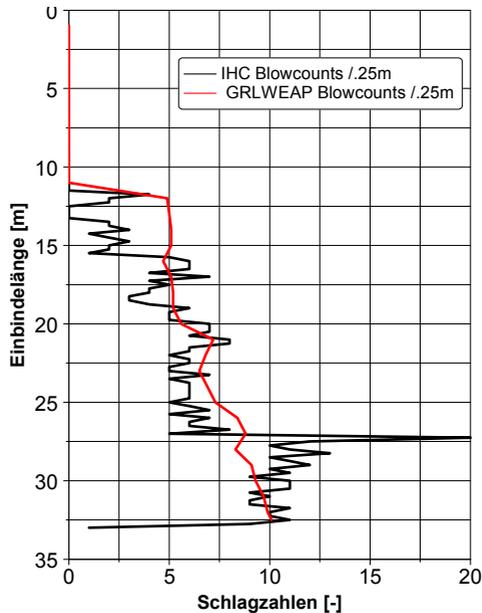


Abbildung 4.2: Schlagzahlen je 0,25 m über die Rammtiefe

Unter Verwendung der beschriebenen Eingangsparameter kann eine qualitativ gute Übereinstimmung der Schlagzahlen über die Rammtiefe erreicht werden, welche in Abbildung 4.2 dargestellt ist.

Die gemessene Gesamtschlagzahl der Aufzeichnungen seitens IHC liegt bei 539 Schlägen. Die Rückrechnung ergibt eine Gesamtschlagzahl von 580 Schlägen. Diese Differenz wird vornehmlich im Bereich von ca. 11 – 15 m Rammtiefe verursacht. Die Selbsteindringung des Pfahles unter Eigengewicht wird in der Simulation gut reflektiert.

Wie bereits erwähnt wurde in der Kalibrierungsphase eine „straight forward“ Lösung angestrebt, die den direkten Ansatz der Bodenparameter sowie der Pfahlgeometrie erlaubt. Hierbei wurden die charakteristischen Bemessungswerte des Spitzendrucks sowie der Mantelreibung mit den Streuungsfaktoren gemäß Baugrundgutachten erhöht. Im Anschluss an die Kalibrierungsphase für unterschiedliche Bodenschichtungen wurden dann Prognoseberechnungen an unterschiedlichen Standorten unter Zugrundelegung der Kalibrierungsdaten durchgeführt.

4.2 Vorschädigungsberechnung infolge des Rammvorgangs

Die Vorschädigung durch Installation ist im Gesamtermüdungsnachweis zu berücksichtigen [Germanischer Lloyd, 2010]. Aus den zuvor beschriebenen Verfahren zur Simulation des Rammvorgangs können zur Abschätzung der Vorschädigung standortspezifische Beanspruchungen des Pfahls abgeleitet werden. Der Vorteil einer mit der Rammsimulation gekoppelten Abschätzung der Vorschädigung liegt in der Berücksichtigung der (bestmöglich abgebildeten) realen Installationsbedingungen, wie etwa Schlagzahl, Rammenergie und Verhalten des Bodens. Es wurde gezeigt, dass z.T. noch Unsicherheiten bezüglich der Modellbildung bei der Rammsimulation bestehen, insbesondere wenn nur unzureichende Erfahrungen mit speziellen Bodenarten (z.B. Kreide) bestehen oder keine rambbegleitende Messungen zum Modellabgleich vorliegen. Dennoch sind diese Verfahren für die Vorschädigungsberechnung wichtige Mittel, um überhaupt Aussagen über den Einfluss des Rammens auf die Gesamtlebensdauer von Offshore-Gründungspfählen treffen zu können. Die Aussagekraft kann durch Abgleich mit realen Installationsparametern oder rambbegleitenden Messungen gesteigert werden.

Die schädigungsrelevante Beanspruchung des Pfahls während der Installation beruht auf der Dehnwelle, die den Pfahl infolge des Rammschlags durchläuft. Die Energie der Dehn-

welle wird u. A. an Querschnittswechseln reflektiert oder durch Mantelreibung und Spitzendruck dissipiert, so dass die Beanspruchungen in Pfahlängsachse nicht konstant sind. Das Ergebnis einer Rammsimulation ist eine Matrix, die für jedes Pfahlsegment (z. B. ein Meter) Informationen über zu erwartende Rammspannungen und deren Auftretenshäufigkeiten liefert. Ein generell sehr anwendungsfreundliches Konzept zur Abschätzung der Schädigung stellt das Nennspannungskonzept mit linearer Schadensakkumulation dar [Haibach, 2005]. Dieses Berechnungsverfahren ist auch in der Normung [Eurocode 3, Germanischer Lloyd] verankert, so dass die Anerkennung durch Zertifizierungsstellen grundsätzlich gegeben ist. Basis für die Bestimmung der Schädigung bilden die Spannungsschwingbreiten im ungestörten (Netto-)Querschnitt des betrachteten Bauteils. Diese Spannungen sind ein Ergebnis der Rammsimulation und können direkt als Eingangsdaten verwendet werden. Kritische Orte für Spannungsüberhöhungen stellen in erster Linie die Orbitalschweißnähte dar, die i.d.R. mit dem Unterpulver-Verfahren geschweißt werden. Diese Orte sind hauptsächlich bezüglich der Schädigung zu beurteilen. Die Referenz (oder auch Kerbfall) für die Festigkeitsbewertung eines Bauteils nach dem Nennspannungskonzept bilden Referenzwöhlerlinien, die für typische Schweißnahtdetails in Wöhlerlinienkatalogen hinterlegt sind [Eurocode 3, Hobbacher, 2008]. Dabei wird als Referenzwert die zulässige Schwingbreite bei $N = 2 \times 10^6$ Lastspielen vorgegeben. Im Fall von stumpf gestoßenen Rohren (Kerbfall „Quer-“ oder auch „Stumpfstoß“) ist dieser Referenzwert 90 MPa. Die Neigung im Zeitfestigkeitsbereich der Bemessungswöhlerlinie ist einheitlich mit $m = 3$ für Normalspannungsbeanspruchung vorgegeben. Diese Neigung ist nach [Eurocode 3] und [Germanischer Lloyd] gültig im Bereich von $N = 10^4$ bis 10^7 Lastspielen. Für das Schweißnahtdetail „Stumpfstoß“ ist der Nachweis nach dem Kerbspannungskonzept demnach bis zu einer maximalen Spannungsschwingbreite von etwa 525 MPa gültig.

Da die Berechnung der Schädigung infolge Installation nicht explizit von der Normung erfasst wird, kommt es zu großen Schwankungen der berechneten Vorschädigung. Eine Ursache ist die Annahme von konservativen Neigungen im Zeitfestigkeitsbereich, z.B. $m = 4$. Diese führt zu einer deutlichen Absenkung der zulässigen Auftretenshäufigkeiten bei relativ großen Spannungsschwingbreiten, da der Referenzwert der Schwingfestigkeit bei $N = 2 \times 10^6$ Lastspielen unberührt bleibt. Die Anwendungsgrenze des Nennspannungskonzepts für das Schweißnahtdetail „Strumpfstoß“ sinkt dann um fast 200 MPa Spannungsschwingbreite auf etwa 338 MPa ab.

Abbildung 4.3 zeigt den Verlauf der Bemessungswöhlerlinie für die Neigungen $m = 3$ und $m = 4$ im Vergleich. Es ist deutlich zu erkennen, dass in Folge der flacheren Neigung im Bereich geringer Schwingspielzahlen die zulässigen Spannungsschwingbreiten stark absinken. Dadurch wird die ermittelte Vorschädigung ebenfalls stark beeinflusst.

In Abbildung 4.4 ist für einen realen Pfahl das Ergebnis einer Vorschädigungsberechnung dargestellt. Die ermittelten Spannungsschwingbreiten aus Rammspannungen liegen im Bereich von etwa 60 bis 380 MPa mit einer Gesamthäufigkeit von etwa 45.000 Ereignissen. Im Bereich der höchsten Vorschädigung steigt sie durch den Ansatz unterschiedlicher Neigungen um das Fünffache von etwa 5 auf 25 % an.

Es liegt auf der Hand, dass dieser Unterschied mit dem Ziel einer wirtschaftlichen Bemessung nicht vernachlässigbar ist. Darüber hinaus zeigt sich, dass die Ereignisse hoher Spannungen (hier $\Delta\sigma > 300$ MPa) nur noch teilweise von der Bemessungswöhlerlinie abgedeckt werden. Schwingbreiten über 338 MPa sind nicht mit einer Häufigkeit größer $N = 10^4$ ertragbar und liegen jenseits des (normgerechten) Bemessungsdiagramms.

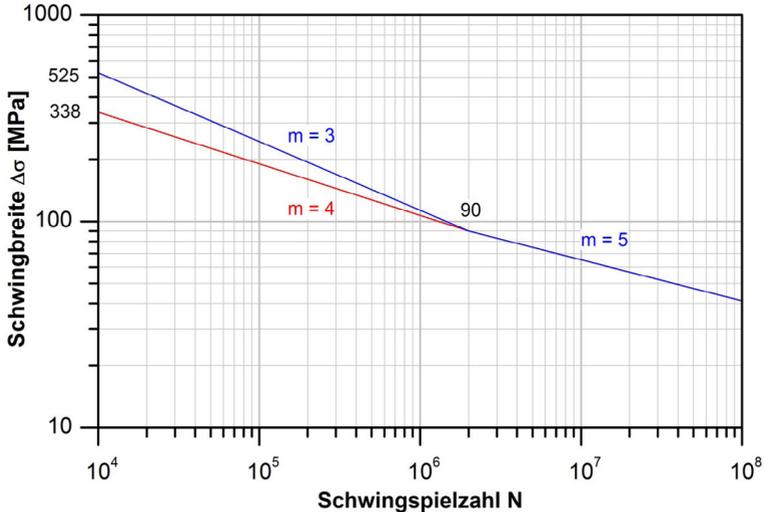


Abbildung 4.3: Einfluss der Neigung im Zeitfestigkeitsbereich auf zulässige Spannungsschwingbreiten im Bereich geringer Schwingspielzahlen.

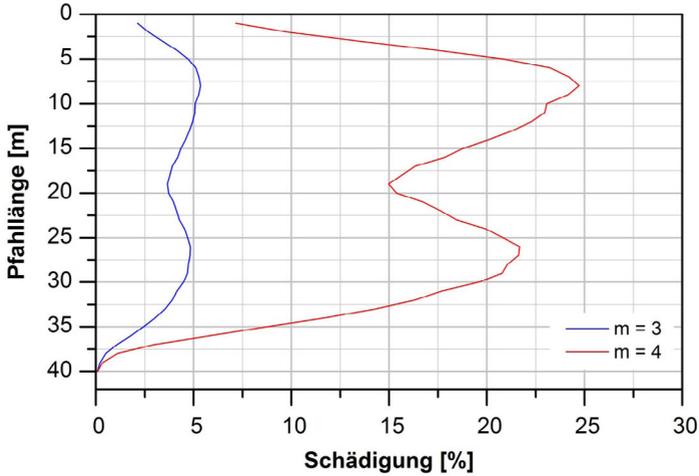


Abbildung 4.4: Einfluss der Neigung im Zeitfestigkeitsbereich auf die berechnete Vorschädigung.

Das Nennspannungskonzept ist durch seine gute Anwendbarkeit in der Praxis eingeführt. Für den Sonderfall der Abschätzung der Vorschädigung eines Pfahls infolge Rammens gibt es bei der Anwendung jedoch noch Unsicherheiten, die teilweise durch den Ansatz von flacheren Neigungen im Zeitfestigkeitsbereich aufgefangen werden sollen. Der Ansatz einer flachen Neigung führt jedoch zu sehr hohen Vorschädigungen, die bisher nicht versuchstechnisch bestätigt worden sind. Im Bereich hoher Spannungen begrenzt dieser Ansatz die zulässigen Ereignishäufigkeiten sehr stark. Alternativ wäre es denkbar, die Berechnung der Vorschädigung mithilfe (aufwendigerer) örtlicher Konzepte durchzuführen. Zu nennen wären z.B. das Kerbspannungskonzept oder dehnungsbasierte Konzepte, die für lokale hohe Spannungen/Dehnungen erprobt und empfohlen sind [Haibach, 2005]. Es wäre jedoch auch denkbar, das Nennspannungskonzept durch rambbegleitende Messungen in Kombination mit Schwingfestigkeitsversuchen explizit für die Vorschädigungsbeurteilung infolge Rammens zu qualifizieren.

5 Zusammenfassung

Mit der vorliegenden Veröffentlichung wurde der Erfahrungsstand von Offshorerammungen auf Basis diverser Projekte in der Nord- und Ostsee reflektiert. Bei der Anwendung der hier vorgeschlagenen Methodiken zur Rammsimulation hat sich gezeigt, dass Prognoseberechnungen zu sehr gut vergleichbaren Werten zur in situ Rammung führen können. Die Qualität der Prognoseberechnungen ist stark abhängig von der Erfahrung mit Rammprozessen sowie dem geotechnischen Sachverstand des Anwenders. Durch die in der Ausführung befindlichen Offshore Windparks wird sich die Datenbasis für unterschiedliche Meeresböden stetig weiterentwickeln, so dass die Berechnungen anhand einer signifikant größeren Grundgesamtheit kalibriert werden können. Grundsätzlich empfiehlt sich jedoch die Planung und Ausführung eines Testfeldes vor dem Baubeginn.

In der Designphase ist es unabdingbar die Rammprognosen und die gekoppelte Vorschädigungsberechnung konservativ zu gestalten, so dass keine negative Beeinflussung der Gesamtlebensdauer des Bauwerkes entsteht. Im Vergleich von Prognosen innerhalb zertifizierter Statiken und anschließenden in situ Rammungen hat sich jedoch gezeigt, dass die Kombination mehrerer Parameter (wie z.B. konstant hohe Rammenergie, konservative inverse Steigung $m = 4$) zu deutlichen Überschätzungen der Vorschädigung führen und somit Reserven innerhalb der Gesamtermüdung der Pfahlgründung vorliegen. Ziel zukünftiger Berechnungen sollte daher eine optimierte Bemessung im Hinblick auf die Wahl der Blechdicken sein, solange kein Konflikt mit der Beulsicherheit des Pfahles entsteht.

Die Abschätzung der Vorschädigung aus dem Rammen soll in Zukunft deutlich verbessert werden. Dafür ist denkbar z.B. die Aufnahme von Beanspruchungen aus in situ Messungen zu nutzen. Weiter muss der Einfluss von Reihenfolgeeffekten auf die die Gesamtlebensdauer besser verstanden und abgebildet werden.

6 Literatur

Eurocode 3: „Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength“, Beuth Verlag, Berlin (2010)

Fritsch, M., 2008: „Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen“, Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 86

Germanischer Lloyd, 2005/2010: „Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines“, Germanischer Lloyd Industrial Services GmbH, Hamburg.

Jardine, R., Chow, F., Overy, R., Standings, J., 2005: „ICP Design Methods for Driven Piles in Sands and Clays“, Thomas Telford Books, London.

Haibach, E.: „Betriebsfestigkeit: Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung“. 3. Auflage. Springer-Verlag, Berlin 2005.

Hobbacher A.: „Recommendations for fatigue design of welded joints and components“. IIW-1823-07. International Institute of Welding, 2008.

Lammertz, 2008: „Ermittlung der Tragfähigkeit vibrierter Stahlrohrpfähle in nichtbindigem Boden“, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität Duisburg-Essen, Heft 35.

Lüking, J., 2010: „Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden“, Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 23.

Rausche, F., Likins, G., Klingmüller, O., 2011: „Zur Auswertung dynamischer Messungen an großen offenen Stahlrohrpfählen“, Pfahl-Symposium 2011, Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 94, pp. 491-507.

Smith, E. A. L., 1960: „Pile Driving Analysis by the wave equation“, Journal of the Soil Mechanics and Foundations, Divisions, pp. 35-61, August, New York: American Society of Civil Engineers

Vesic, A. S., 1970: „Tests on instrumented piles, Ogeechee River site“, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division 96, No. GT2, S. 561–584.

Autoren

Dr.-Ing. Maik Fritsch

m.fritsch@ked-ingenieure.de

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

www.ked-ingenieure.de
Tel.: 040 800803 - 0

Dipl.-Ing. Jan Fischer

j.fischer@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB-TUBS)
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig

www.IGB-TUBS.de
Tel.: 0531 391-62016

Dipl.-Ing. Jonas Hensel, M.Sc.

j.hensel@tu-braunschweig.de

Institut für Füge- und Schweißtechnik (ifs)
Technische Universität Braunschweig
Langer Kamp 8, 38106 Braunschweig

www.ifs.tu-braunschweig.de
Tel.: 0531 391-8560



Wasserbau
Geotechnik
Umwelttechnik

Baumanagement
Hafenbau
Ingenieurbau

Wasserwirtschaft
Geothermie
Offshore

Kompetenz und Erfahrung im Dialog



Knabe Enders Dührkop Ingenieure GmbH
Gasstraße 18, Haus 4 22761 Hamburg
www.ked-ingenieure.de

Pfahl-Symposium 2013

Rammprognosen und dynamische Pfahlprobelastungen für Offshore- Pfähle

Jan Hebig (1), Benjamin Ossig (2), Tobias Mörz (2)(1), Thomas Strozyk (3)

(1) Fraunhofer IWES, Bremerhaven; (2) Geo-Engineering.org GmbH, Achim;
(3) Global Tech I Offshore Wind GmbH, Hamburg

1 Einleitende Worte

Gemäß Eurocode EC 7-1:2009-09 und DIN 1054:2010-12 ist während bzw. nach der Einbringung von Gründungspfählen durch Probelastungen die Tragfähigkeit sowie das Setzungsverhalten von einzelnen Pfählen für ein bestimmtes Bauwerk zuverlässig zu ermitteln. Für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen mit überwiegend axial belasteten Pfählen sind deshalb dynamische Pfahlprobelastungen als Tragfähigkeitsnachweis in axialer Richtung vorzusehen. Die ökonomische Durchführung von Pfahlprobelastungen stellt offshore eine Herausforderung dar - bietet jedoch zugleich die Chance Rammprognosen und Tragfähigkeitsberechnungen mit Messungen abgleichen zu können.

Die Vorgehensweise bei der Durchführung, Ergebnisauswertung und -interpretation dynamischer Pfahlprobelastungen ist in EC 7-1:2009-09 und DIN 1054:2010-12 mit Bezug auf die EA-Pfähle geregelt. Anzahl und Orte der durchzuführenden Pfahlprobelastungen sind vom Sachverständigen für Geotechnik festzulegen. Dynamische Pfahlprobelastungen sind an mindestens 10 % der Anlagenstandorte durchzuführen, die die geotechnischen Standorttypen des Windparkareals darstellen. Die Durchführung dynamischer Pfahlprobelastungen erfolgt in der ersten Bauphase. Mit der Durchführung dürfen nur Institutionen mit nachweislicher Erfahrung auf dem Gebiet der Testdurchführung und Auswertung dynamischer Pfahlprobelastungen betraut werden (BSH, 2012).

Im Zuge des Baus eines Offshore- Windparks in der Ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) der Deutschen Bucht wurden während der Errichtung von Tripod- Fundamenten 2012 insgesamt an acht Gründungspfählen dynamische Pfahlprobelastungen durchgeführt. Das Testprogramm wird an fünf Testpfählen mit Restrike- Tests (Wiederbelastungsversuche) fortgeführt.

Die Bodenverhältnisse im Windparkareal sind im Allgemeinen, wie Untersuchungen ergaben, durch feinen bis mittleren Sand der Lagerungsdichte mitteldicht bis sehr dicht charakterisiert.

Typischerweise besteht die Lithologie aus:

- Dichtem Sand aus dem Holozän im oberflächennahen Bereich und
- Dichtem bis sehr dichten Sand aus dem Pleistozän darunter, der lokal grob bis kiesig sein kann. An einigen Standorten wurde die Anwesenheit von mitteldichtem Sand, Schluff und Ton in beträchtliche Dicke beobachtet. Die pleistozänen Sedimente sind vermutlich alle überkonsolidiert.

Diese Baugrundverhältnisse (hauptsächlich feine bis mittlere Sande, die mitteldicht bis sehr dicht gelagert sind) bieten prinzipiell eine ausgezeichnete Basis für Pfahlgründungen. Im Planungsgebiet ist allerdings die Variabilität in der Lagerungsdichte beträchtlich, die einen wesentlichen Einflussfaktor auf die Pfahltragfähigkeit darstellt. Außerdem ist das Vorhandensein und das Ausmaß von Füllmaterial (bindiges Material und Silt-Sand Mischungen) zu beachten. Für die Pfahlbemessung spielt die angemessene, rechnerische Berücksichtigung der schwächeren Schichten eine besondere Rolle. Hingegen erfordern Zonen mit sehr dichtem Sand besondere Berücksichtigung im Rahmen von Rammbarkeitsuntersuchungen.

Grundlage für die Pfahlbemessung wie auch für die Rammbarkeitsuntersuchungen waren CPT- Daten aus der Baugrunderkundung im Gebiet.

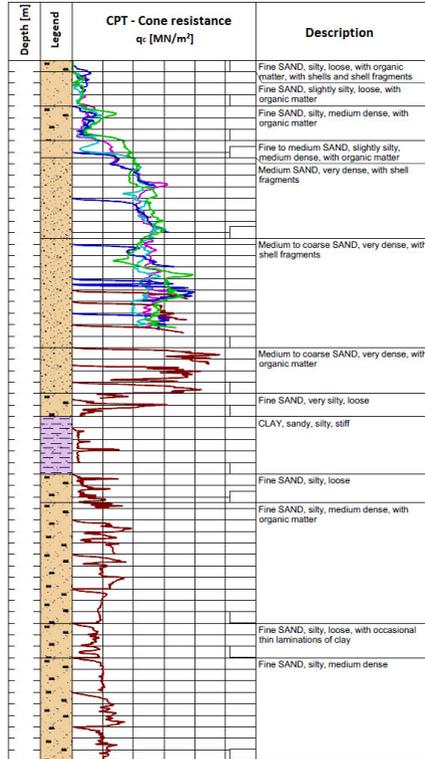


Abb. 1: Typisches Baugrundprofil mit CPT- Erkundungsdaten

In Deutschland ist die Ausführung von Drucksondierungen in der DIN 4094-1 geregelt. Dabei wird ein Konus mit bekannter Querschnitts- und Oberfläche mit kontrollierter, konstanter Geschwindigkeit (2cm/s) in den Boden gedrückt, so dass als Ergebnisgrößen Spitzenwiderstand q_c und Mantelreibung f_s ausgelesen werden können, was die Herleitung des sogenannten Reibungsverhältnisses R_f ermöglicht. Sondierungen, bei denen auch der Porenwasserdruck erfasst wird, werden als CPTu bezeichnet. Mittels Spitzendruck und Reibungsverhältnis ist eine Bodenklassifizierung beispielsweise nach Robertson et al. (1986) möglich. Da in den Interpretationsmöglichkeiten nach der deutsche Norm für nichtbindige Böden Spitzendrücke nur bis 25 MPa sinnvoll ausgewertet werden können, werden in der Offshore- Praxis, wo häufig Spitzendrücke ganz anderer Größenordnung auftreten, zusätzlich empirische Formeln zur Auswertung von z.B. Lagerungszustand und Scherfestigkeiten herangezogen (Clausen et al., 2005) oder auch (Baldi et al., 1986).

In der sogenannten CPT-basierten Bemessung werden alle wesentlichen Baugrundgrößen der Pfahlbemessung direkt aus Drucksondierungsdaten abgeleitet – im Gegensatz zu Verfahren, in denen Labortests zur Bestimmung der Bodenkennwerte herangezogen oder auf Grundlage der Lagerungsbedingungen in der Bodenschicht die entsprechenden Kennwerte zugeordnet werden. Die Festlegung von Schichten bzw. Layern erfolgt hier durch geologische Klassifikation. Demgegenüber kann bei CPT- basierter Bemessung der Maschinenschrieb direkt verwertet werden. Innovativ sind die Verfahren weiterhin, da die Tragfähigkeitswerte, die z.B. bei der ICP- Methode bestimmt werden, sich auf die Festigkeit nach 100 Tagen beziehen und so Tragreserven erschlossen werden (Festwachseffekt).

Die Festlegung von charakteristischen Bodenprofilen, von Rechenwerten des Spitzenwiderstandes q_c , ist die Voraussetzung für sich anschließende Analysen, die die Rammpbarkeit ebenso wie die Tragfähigkeit betreffen.

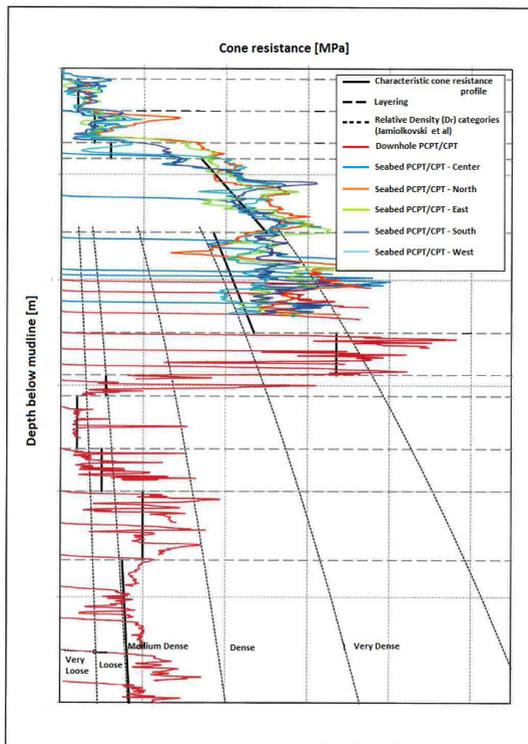


Abb. 2: Festlegung eines charakteristischen CPT- Profils (Rechenwerte)

Rammprognosen

Rammbarkeitsuntersuchungen sind Teil des Planungsprozesses, die den reibungslosen Ablauf der Installationsarbeiten gewährleisten sollen. Sie sind integraler Bestandteil des technischen Designs, das der Genehmigungsbehörde vorzulegen ist. Nachzuweisen sind die Machbarkeit und Anwendbarkeit der Einbringungsmethode für die Offshore- Pfähle bis in die erforderlichen Tiefen.

Ausgangswerte einer Rammbarkeitsuntersuchung sind auf der einen Seite Angaben zur geplanten Einbringungsmethode (Einvibrieren, Rammung mittels Hydraulikbären, u.ä.) sowie die technischen Daten zum Rammgerät (Rammgewicht, Fallhöhe, Wirkungsgrad, Verluste durch Futter usw.). Zum Zweiten sind Baugrunddaten aus der Meeresbodenexploration für die Prognose erforderlich.

Bodenwiderstände gegenüber der Rammung werden als "Soil Resistance to Driving" (SRD) bezeichnet. Zur Darstellung der Rammermüdung kommen verschiedene Verfahren zur Anwendung, die die Reduktion der Tragfähigkeit des Pfahlmantels abhängig von der eingeleiteten Rammenergie erfassen.

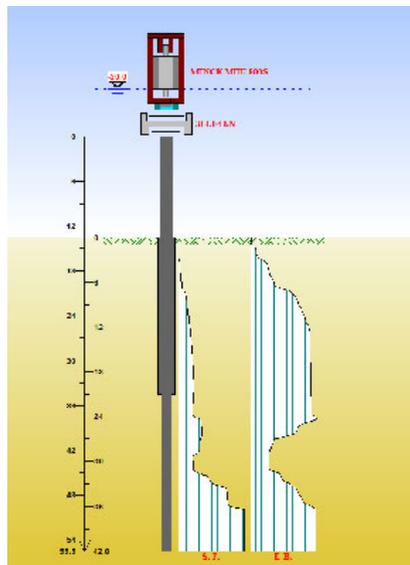


Abb.3: Modell eines Rammvorganges an einem Offshore- Pfahl (GRLWEAP)

In Bezug auf die Rammermüdung (friction fatigue) wird hier auf das Verfahren von *Alm & Hamre* verwiesen: die Ausgangsüberlegung, dass die Reduktion der Manteltragfähigkeit von der eingeleiteten Rammenergie und damit der Zahl der Schläge abhängt, führt zur Berechnungsannahme, die Größe der Mantelreibungsminderung vom Abstand der jeweiligen Bodenschicht von der Pfahlfußtiefe im Endzustand abhängig zu machen. Oberflächennahe Schichten erfahren damit die größte Abminderung, da sie am häufigsten durchgeschlagen werden (*Alm and Hamre, 2001*)

(*Alm and Hamre, 2001*) verweisen darauf, dass zur Herleitung des folgenden Formelapparates, der friction fatigue beschreibt, umfangreiche empirische Studien, v.a. in der Nordsee, ausgewertet wurden. Für die Mantelreibung während eines Rammvorganges geben sie an:

$$f_s = f_{s,res} + (f_{s,i} - f_{s,res}) \cdot e^{k \cdot (d-p)} \quad (1.1)$$

f_s	[kPa]	Rechenwert der Pfahlmantelreibung während des Rammens
$f_{s,res}$	[kPa]	Restfestigkeit der Pfahlmantelreibung
$f_{s,i}$	[kPa]	Anfangswert der Pfahlmantelreibung
k	[-]	Formfaktor
$(d-p)$	[m]	Abstand zwischen relevanter Bodenschicht und Endtiefe des Pfahlfußes

Für den Initialwert der Pfahlmantelreibung $f_{s,i}$ gilt die bekannte Beziehung zum horizontalen Erddruck, die allerdings durch die Beziehung von *Jardine & Chow* auf CPT- Erkundungsdaten zurückgeführt werden kann:

$$f_{s,i} = K \cdot p_0' \cdot \tan(\delta) = 0,0132 \cdot q_T \cdot (p_0' / p_a)^{0,13} \cdot \tan(\delta) \quad (1.2)$$

K	[-]	Beiwert zur Errechnung des Erddruckes
p_0'	[kPa]	Effektive Vertikalspannung
δ	[°]	Wandreibungswinkel
q_T	[kPa]	Spitzendruck aus CPT- Baugrunderkundung
p_a	[kPa]	Atmosphärischer Druck (101,325 kPa)

Die Restfestigkeit $f_{s,res}$ wird für nichtbindige Sedimente mit 20% der Initialfestigkeit angegeben; für bindige Sedimente existiert eine Korrelationsformel, für die auf (*Alm and Hamre, 2001*) verwiesen wird.

Der Formfaktor, der in den Exponenten der e-Funktion, die die Verteilung der Reibungsdegradation entlang des Pfahles beschreibt, mit eingeht, wird wie folgt gebildet:

$$k = \frac{(q_T/p_0')^{0,5}}{80} \quad (1.3)$$

Bezüglich der Plausibilität erwähnen die Autoren, dass bei Anwendung dieser Formel der Pfahlfußwiderstand mit steigender Lagerungsdichte zunimmt und sich, abhängig von der Lagerungsdichte, Widerstandswerte von 35% bis 55% des CPT- Spitzenwiderstandes q_T ergeben.

Abb. 4 zeigt die Widerstandswerte des Bodens gegenüber der Eindringung des Pfahlfußes für das in Abb. 2 vorgestellte Profil. Die Gegenüberstellung der Kurven zeigt, dass die Pfahlfußwiderstände nach Formel (1.4) in Größenordnung der Widerstände, wie sie sich nach „konventionellen“ Auswertung eines CPT-Profiles nach der Methode von *Schmertmann* ergibt. In oberflächennahen Schichten werden die Werte etwas übertroffen. Rammermüdung spielt für diese Kenngröße keine Rolle.

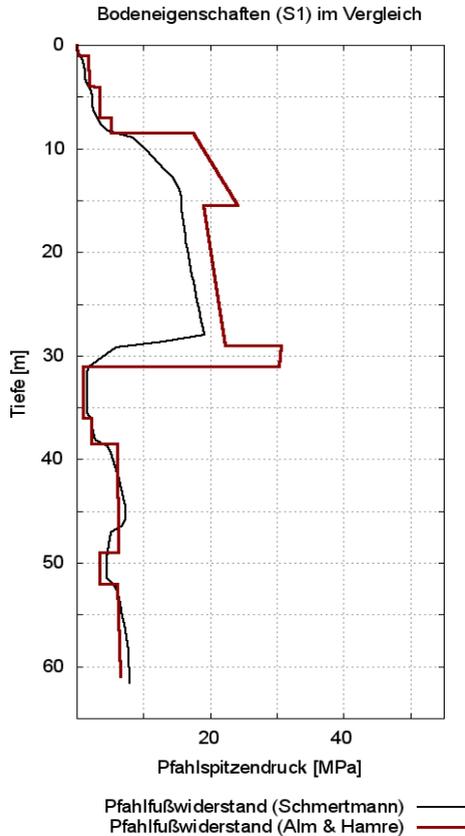


Abb. 4: Bodeneigenschaften im Vergleich

In Abb. 5 sind die Initialwerte der Mantelreibung $f_{s,i}$ dargestellt, wie sie sich bei Anwendung von Formel (1.2) auf das charakteristische Profil in Abb. 2 ergeben. Der Plot der Rechenwerte der Mantelreibung f_s zeigt, dass diese in den oberen Bodenschichten durchaus bis auf die Restfestigkeiten $f_{s,res}$ zurückgehen, über die Tiefe ansteigen und am Pfahlfuß mit den Ausgangswerten $f_{s,i}$ übereinstimmen.

Dieser Effekt kann auch pauschal durch Abminderungsfaktoren realisiert werden, die das Verhältnis der Mantelreibung während des Rammvorganges zur ungestörten Mantelreibung darstellen. Diese Faktoren können schichtenspezifisch angegeben werden und er-

möglichen so auch tiefenabhängige Reduktion der Ausgangswerte. Das Verhältnis von statischem Langzeit-Tragwiderstand des Bodens zum statischen Bodentragwiderstand während der Rammung beruht auf empirischen Studien. In der Literatur Braja (2011), (Rausche et al., 2006) finden sich für die verschiedenen Bodenarten empfohlene Soil Setup Faktoren.

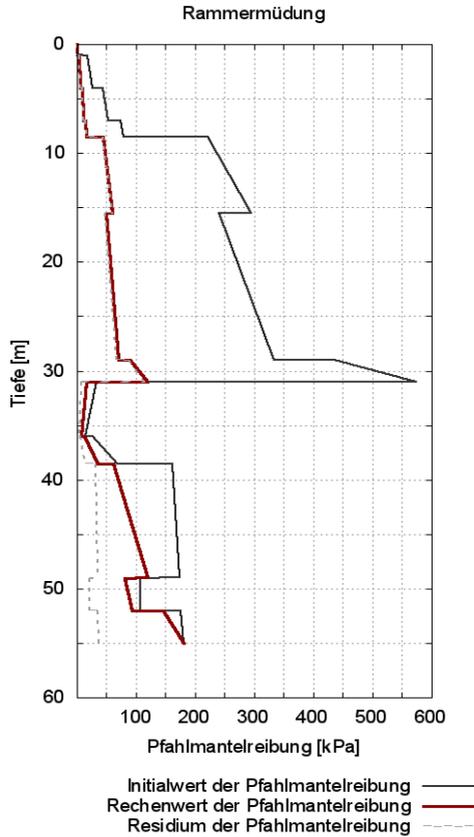


Abb. 5: Degradation der Pfahlmantelreibung nach Alm & Hamre

Legt man die Bodenkennwerte, wie sie in Abb. 4 und 5 angeführt wurden einer Berechnung in GLRWEAP für einen Hammer Menck 800 S zugrunde, erhält man Rammprognoseergebnisse, für die beispielhaft der Ergebnisplot in Abb. 6 angeführt ist. Dargestellt sind hier der Gesamtwiderstand des Baugrundes während des Rammens sowie die Anzahl der Rammschläge, die für einen Meter Vortrieb benötigt werden.

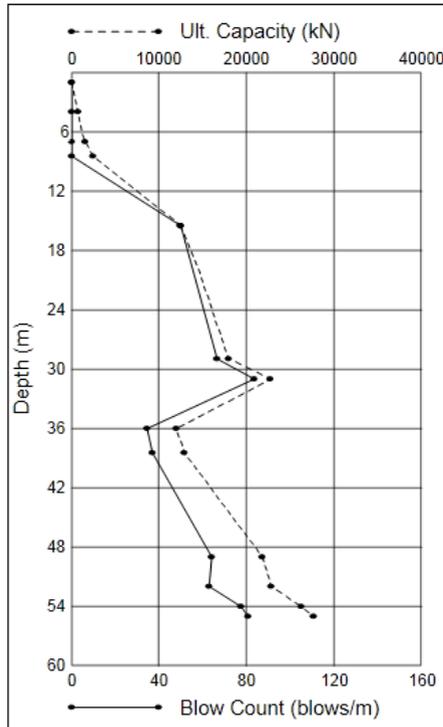


Abb. 6: Ergebnisplot einer Rammanalyse

Dieser Standort wurde mehrfach untersucht, die Ergebnisse sind nachfolgend gelistet und bewegen sich alle in der gleichen Größenordnung. Die Berechnung der Bodenwiderstände erfolgte in allen Fällen nach der Methode von *Alm & Hamre*.

Tabelle 1: Ergebnisse der Rammprognosen im Vergleich

	Hammer		SRD in Endtiefe [MN]	Blows per 0,25m Endtiefe	Number of blows
Analyse 1	MHU 500 T	Best estimate	25	28	
		High estimate	32	37	
	MHU 800 S	Best estimate	25	17	
		High estimate	32	23	
Analyse 2	IHC Hydro S-800	Lower bound	46	23	5000
		Upper bound	55	33	7000
Analyse 3	MHU 800 S		28	20	2438

Angeführt werden soll die untenstehende Grafik (Abb. 7) um darauf hinzuweisen, dass bei dieser Analyse während des Rammvorganges abschnittsweise höhere Gesamtwiderstände ermittelt wurden als im Endzustand. Abb. 1, 2, 4, 5 verdeutlichen tragfähige Schichten in mittlerer Tiefe. Durchfahrt der Pfahlfuß diese Schichten, ist der Widerstand beträchtlich, und höher als im Endzustand, wenn der Pfahl auf die notwendige Tiefe vorgetrieben wurde..

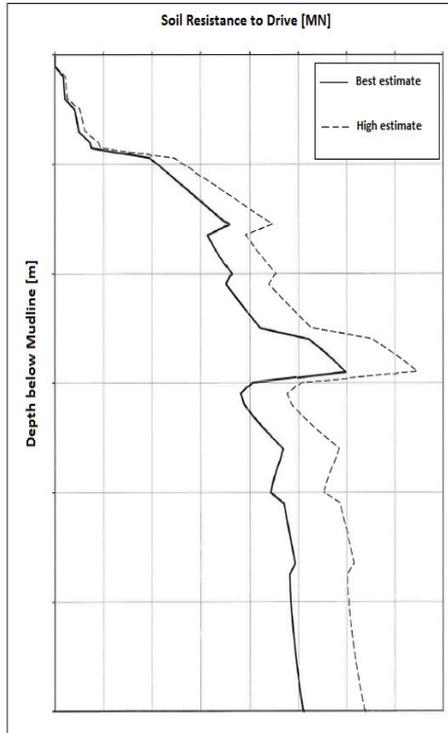


Abb. 7: Ergebnisplot einer Rammanalyse

Die Arbeiten wurden dann mit einem größeren Hammer ausgeführt. Das wurde in der Analyse nachvollzogen; die Ergebnisse sind aber nur bedingt vergleichbar, da nicht während des gesamten Rammvorganges mit konstanter Energie geschlagen wurde. Das erklärt die großen Abweichungen bei der Number of blows. Die Anzahl der Schläge auf den letzten 25 cm weicht auch beträchtlich voneinander ab, obwohl in diesem Abschnitt die simulierten und tatsächlichen Bedingungen sehr ähnlich waren. Der Bodenwiderstand kann aus den Rammprotokollen nicht direkt abgelesen werden, hierzu sind weitergehende Auswertungen vonnöten.

Tabelle 2: Rammprognose und Rammvorgang

	Hammer		SRD in Endtiefe [MN]	Blows per 0,25m Endtiefe	Number of blows
Analyse	MHU 1200 S		28	15	1663
Real	MHU 1200 S (800 geschl.)			34	5790

Dynamische Pfahlprobelastungen

Wie bereits oben erwähnt, können dynamische Pfahlbelastungstests während der Errichtung rambbegleitend durchgeführt werden. Aufgrund des großen Energieeintrages bei geringer Impulsdauer werden die Tests als High-strain Tests bezeichnet.

Aufgezeichnet werden am Pfahlkopf Dehnungen über Dehnmessstreifen (DMS) sowie Beschleunigungen über Beschleunigungsaufnehmer. Abgeleitet werden aus den Dehnungen die im Pfahlkopf wirkenden Kräfte und aus den Beschleunigungen Weggrößen (Geschwindigkeiten bzw. Wege), die die Pfahlbewegung beschreiben. Wichtig zum Verständnis ist, dass der durch den Rammschlag eingeleitete Kraftstoß sich im Pfahl mit Druckwellengeschwindigkeit ausbreitet, während im Ergebnis der Weggrößenmessung die Pfahlbewegung und deren Geschwindigkeit ermittelt werden. Die Reflexion des Kraftstoßes an Querschnittsänderungen bzw. am Pfahlfuß ist in den DMS am Pfahlkopf deutlich sichtbar: aus den Zeiten zwischen Krafeinleitung und Reflexionssignal können entweder Pfahlänge (bei bekannter Wellengeschwindigkeit) oder Wellengeschwindigkeit (bei bekannter Pfahlänge) abgeleitet werden. Aus dem Reflexionssignal wird eine Zugkraft abgeleitet, da die DMS zu diesem Zeitpunkt tatsächlich gedehnt werden, während sie bei Krafeinleitung gestaucht werden. Aus den Aufzeichnungen der Beschleunigungsaufnehmer wird die Pfahlbewegung während der Wirkung des Kraftstoßes abgeleitet - negative Geschwindigkeiten bedeuten hier ein "Zurückfedern" des Pfahls. Kraft und Geschwindigkeit sind über den Proportionalitätsfaktor "mechanische Impedanz" miteinander verbunden - bei nicht behinderter Pfahlbewegung verhalten sich Kraft- und Geschwindigkeitsverlauf phasenparallel.

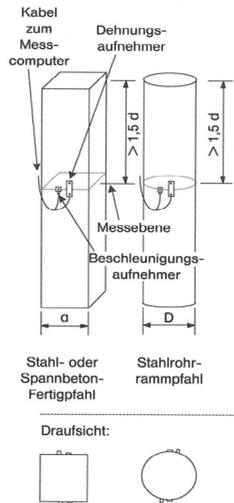


Abb. 8: Applikation der Messapparatur an Pfählen (aus EA Pfähle, 2012)

Abweichungen von diesem phasenparallelen Verlauf lassen auf Behinderung der Pfahlbewegung (hier: Mantelreibungskräfte am Pfahlschaft schließen), die in der Auswertung der Messungen sehr genau quantifiziert werden können.

Der Schichtenaufbau des Bodens kann im Ergebnis nachgezeichnet werden, da die jeweilige Zunahme der Mantelreibungskräfte Informationen über das jeweils frisch angeschlagene Bodenlayer liefert.

(Rausche and Klingmüller, 2005) (Rausche and Klingmüller, 2007)

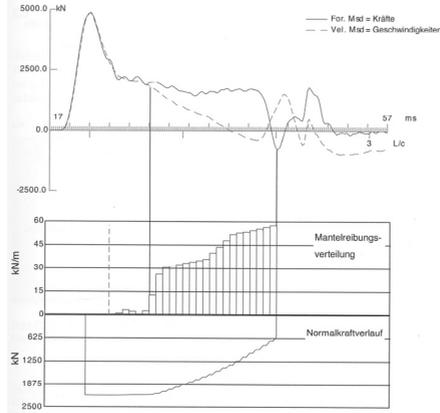


Abb. 10: Zusammenhang zwischen gemessenen Zeitverläufen und der Mantelreibung aus dynamischer Pfahlprobelastung (aus EA Pfähle, 2012)

Im Ergebnis der Messungen zur Änderung der mechanischen Impedanz während der Rammung werden durch Anwendung direkter Verfahren (CASE) und erweiterter Verfahren mit vollständiger Modellbildung (CAPWAP) Aussagen zur Tragfähigkeit des geprüften Pfahls möglich. Tragfähigkeitsnachweise, die Festwachseffekte nach der Errichtung in-Rechnung stellen, sind auf Grundlage von Restrike-Tests in definierten Zeiträumen nach der Errichtung möglich (z. B. für CPT- basierte ICP- Methode 100 Tage nach der Errichtung)

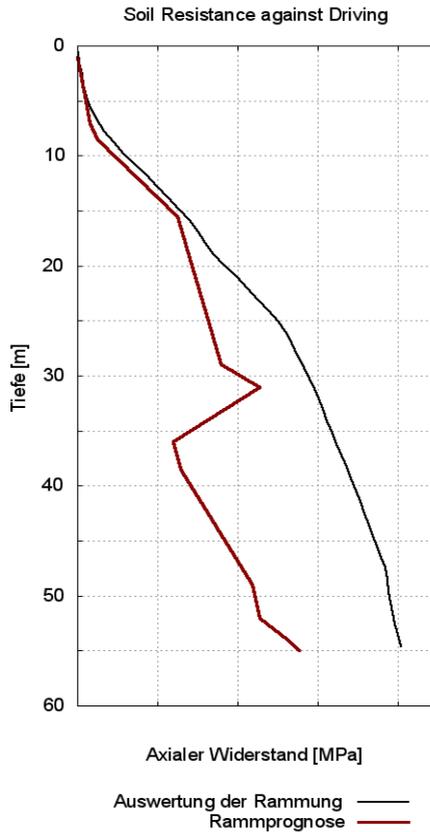


Abb. 11: SRD- Werte aus Rammprognose und dynamischen Pfahlbelastungstest im Vergleich

Der Vergleich zeigt, dass die Auswertung der dynamischen Pfahlprobebelastungen für diesen ausgewählten Standort erheblich höhere Bodenwiderstände erbringt als prognostiziert. Tabelle 2 lieferte bereits Hinweise auf größeren Rammaufwand. Während in den oberflächennahen Schichten Test und Prognose eine gute Übereinstimmung zeigen, divergieren die Kurven in der Tiefe. Der Zuwachs in tragfähigen Schichten fällt größer aus als in der Prognose und der Abfall des Gesamtwiderstandes in den lockeren Schichten stellt sich nicht ein. Ein Vergleich von Abb. 11 und Tabelle 1 zeigt aber, dass die Ergebnisse von Analyse 2 in der Größenordnung der Testergebnisse liegen.

Optimierungspotential für die Prognose scheint in der Interpretation der Sondierungsergebnisse für die Pfahlmanteltragfähigkeit zu liegen – die gewählte Methode zur Darstellung der Ermüdungseffekte (friction fatigue) auf Grund der Rammung kann nicht als Ursache für die auftretenden Abweichungen ausgemacht werden.

Literatur

Alm, T. and L. Hamre (2001). "Soil model for pile driveability predictions based on CPT interpretation."

API 2A-WSD (2000): Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design. A.P. Institute. Washington, D.C., API Publishing Services. 2-A

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Pasqualini, E., (1986): "Interpretation of CPT's and CPTU's. 2nd Part: drained penetration on sands." – Proc., 4th Int. Geotech. Seminar: Field Instrumentation and In Situ Measurements, Nanyang Technol. Univ., Singapore, 143–162.

Bonita, J., Mitchell, J. K. and Brandon, T. L. (2004). "The effect of vibration on the penetration resistance and pore water pressure in sands", Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne (eds.), Rotterdam, 843-851

BSH (2012). Anwendungshinweise für den Standard „Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen“ des BSH., Hamburg und Rostock, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie.

Clausen, C. J. F., Aas, P. M., Karlsrud, K., (2005): "Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach." – Proc., 1st Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics, Balkema, Perth, Australia, 677–681.

EA-Pfähle (2012). Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle". DGGT. Berlin, Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften.

Global Tech I: Planungsunterlagen

GL Wind (2005): Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines; Germanischer Lloyd Windenergie, Edition 2005, Hamburg

Kempfert, H. G. and U. Smoltczyk (2001). Pfahlgründungen. Grundbau-Taschenbuch - Teil 3: Gründungen. U. Smoltczyk. Berlin, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften.

Kempfert, H. G. (2009). Pfahlgründungen. Grundbau-Taschenbuch - Teil 3: Gründungen.
K. J. Witt. Berlin, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften.

Rausche, F. and O. Klingmüller (2005) "Rammbarkeitsuntersuchung für Offshore-Monopiles von Windenergieanlagen." Volume, DOI:

Rausche, F. and O. Klingmüller (2007) "Zur Beziehung zwischen Bärmasse, Futtersteifigkeit, dynamischen Spannungen und Pfahleindringung." Volume, DOI:

Ruiter, J. d. and F. L. Beringen (1979). "Pile Foundation for Large North Sea Structures." Marine Technology Vol. 3, No. 3.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., Greig, J., (1986): "Use of piezocone data". Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, 1263-80, American Society of Engineers (ASCE).

Autoren:

Dipl.-Ing. Jan Hebig jan.hebig@iwes-fraunhofer.de
Fraunhofer Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik (IWES) www.iwes.fraunhofer.de
Windparkplanung und -betrieb
Offshore- Standortbewertung Baugrund
Am Fallturm 5
28359 Bremen
Tel.: +49 (0)421 - 218 - 65804
Fax: + 49 (0)421 - 218 - 65810

Benjamin Ossig (Dipl.-Ing.)
GEO-ENGINEERING.org GmbH
- Applied Geotechnics, Soil and Foundation Expertise
Am Fallturm 5 (Haus 1 / 3. Etage)
28359 Bremen, Germany
+49 (0)421 - 69 69 35 - 86

benjamin.ossig@geo-engineering.org
www.geo-engineering.org



GEOTECHNICAL & CIVIL ENGINEERS CONSULTANTS

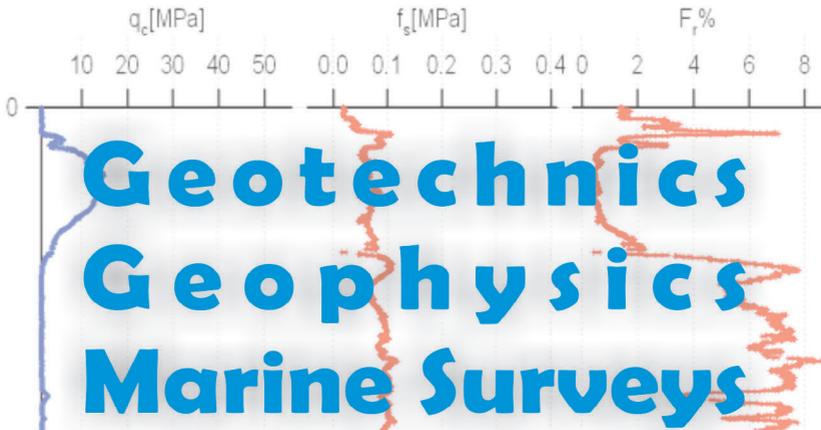
Giving your project a solid foundation

- Geophysics, Geotechnics & Applied Geology
- Geotechnical lab testing
- Soil and foundation expertise
- Consulting
- Underwater inspection and monitoring
- Dynamic pile testing
- Client Representative

GEO-ENGINEERING.org GmbH
Leobener Straße, MARUM Building
28359 Bremen, GERMANY

Phone: 00 49 (0) 421 69 69 77 7
Email: info@geo-engineering.org
Web: www.geo-engineering.org

Geo-Soil-Invest



GEO-SOIL-INVEST UG
Am Fallturm 5 - Haus 1
28359 Bremen

Phone +49(0)421 - 218 - 65843
Mail wschunn@geo-soil-invest.com
www www.geo-soil-invest.com

Installation of Monopiles by Vibrohammers for the Riffgat Project

L. de Neef, P. Middendorp, J. Bakker, The Netherlands

1. Introduction

The successful installation of 22m diameter steel tubular piles/caissons by vibratory hammers in China in 2011 resulted in a strong interest in the application of vibratory hammers to install steel tubular monopiles for wind turbines, especially offshore. The first such project, the Riffgat project in the North Sea, was successfully completed in 2012. This paper describes the project itself as well as the key elements in bringing it to a successful completion.



Figure 1, Vibratory driving of 22 m diameter pile in China

2. Hong Kong-Zhuhai-Macau Bridge, China

In November 2010 the companies APE, APE-Holland, APE-China and Allnamics teamed up to convince the Chinese contractor First Harbor Marine Group China that a massive multi-vibro hammer could be used to drive 49 m long, 22 m diameter steel pipe piles weighing 600 tonnes each 25 m into the bed of the South China Sea, where the soil consists of silty clay, clay and sand with SPT N-values ranging from 8 to 40.

Allnamics performed the vibratory driveability studies, using the AllWave-PDP program, which showed the feasibility of driving these gigantic piles into the bottom of the sea to the required depth.

On May 15, 2011 the world's largest vibratory hammer drove the world's largest pile in 7½ minutes (Figure 1), just as the driveability studies performed by Allnamics had predicted. At the highest production rate three piles were driven in a single day and seven piles in three days, and within 7 months, on December 8, 2011, the APE "Octakong" hammer drove the last of the 120 piles to the target penetration.

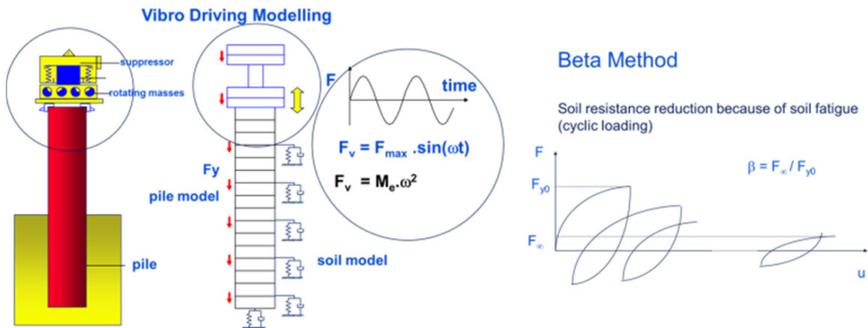


Figure 2, Vibro driving modeling for driveability predictions

3. Riffgat Wind Farm Project

The Riffgat Wind Farm project is located in the North Sea near the German island of Borkum and includes the installation of 30 steel monopiles on which 30 wind turbines will be placed. The monopiles weigh between 480 and 720 tons, they are between 53 and 70 m long, with a diameter of 4.7 m at the top of the pile and between 5.7 and 6.5 m at the pile tip.

As a spin off from the successful vibratory driving at the Hong Kong-Zhuhai-Macau Bridge project, the contractor Seaway Heavy Lifting chose the option of using a vibratory hammer for the installation of the monopiles. By choosing this innovative pile installation method they could adhere to the strict environmental rules which apply in Germany and keep the environmental impact due to noise and vibrations within acceptable limits, whereas traditional piling techniques with the conventional hydraulic impact hammers would have resulted in noise levels that would have caused major damage to marine life. Another advantage of vibratory driving is that the pile can be repositioned easily when the initial installation angle is out of specification, as was experienced during project execution.



Figure 3, SQK on deck and vibratory driving of monopile with SQK

4. Soil investigation Riffgat

For the foundation design an extensive soil investigation was done, which included a number of CPTs and borehole logs. From the interpretation of the field results three distinct homogeneous zones were identified (identified as Homogenbereich I, II and III in Figure 4):

- Homogenbereich I comprises medium to dense packed sands up to and beyond design level. Typical cone resistances vary between 10 and 75 MPa and higher.
- Homogenbereich II is inter-layered with highly consolidated stiff clay from 5 to 20 m below seabed.
- Homogenbereich III reveals highly consolidated stiff clay from 10 m below seabed up to and beyond design level.

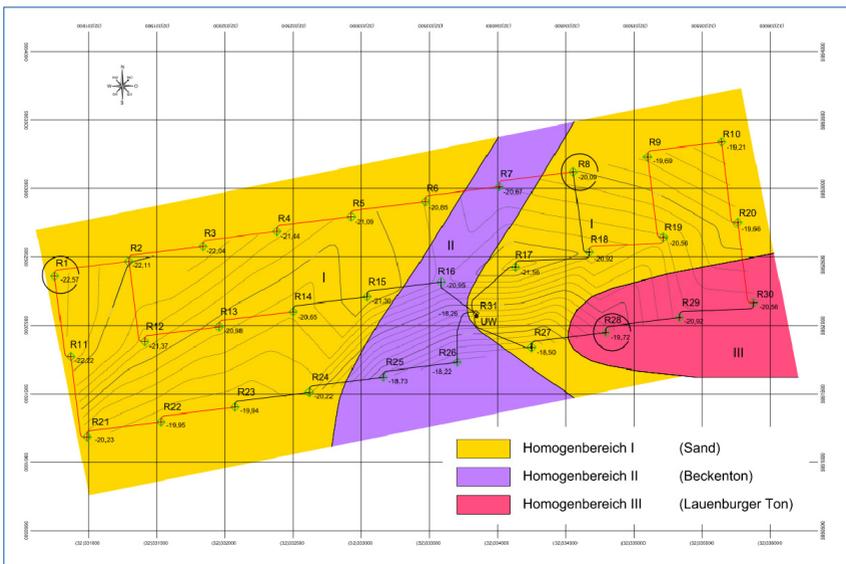


Figure 4, Soil type zones

Vibratory driving technique is especially suitable for granular non-cohesive soils, but in cohesive soils the reduction in the oscillation amplitude might prevent the breaking up of the inter-particle bonds. Therefore the overall success of the project would hinge on successful installation in zones II and III and consequently these zones are of particular interest for the driveability predictions

5. Driveability predictions

The contract for the vibratory hammers was awarded to APE-Holland, who cooperated with Allnamics to carry out the driveability studies for the monopiles. To model the transfer of forces to pile and soil properly, a wave equation (WEQ) approach is required for such studies when the frequencies of the vibratory hammer are in the range or higher than the lowest resonant frequency of the pile.

The WEQ prediction software package AllWave-PDP that was used for this project is based on the Method of Characteristics (Middendorp 2004). In the model the pile is subdivided into elements interacting with the soil at discrete points along the shaft and at the toe, while soil resistance is modelled as a combination of springs, dampers and masses.

To take into account soil fatigue as a result of the cyclic loading of the vibratory hammer the Beta method (Fig.2) proposed by Jonker (1987) and Jonker and Middendorp (1988) is applied.

Due to fatigue, yield stresses might be reduced considerably in sands, but much less so in clays. This aspect combined with the higher damping values makes it more difficult to penetrate clay layers as opposed to sand layers. This was reflected when the driveability analysis was done for all three identified zones indicated in Figure 4: as expected the simulations for Zone II and especially Zone III showed that it would be more difficult to reach the required penetration depth.

However, the predictions indicated that a vibratory hammer with a (combined) eccentric moment of 920 kg-m would be able to drive the monopiles in all 3 zones to a minimum penetration at which the pile could be left free standing with sufficient stability. To generate this combined eccentric moment APE-Holland developed a

modular hammer specifically for this project: the Super Quad Kong (SQK, Figure 3), a combination of four in-phase operating APE 600 vibrators.

Installation of the production piles was started in Zone I. As predicted the SQK could install the piles to the required depth without any problems. As a matter of fact, for these first piles, which were driven in sandy soils, only 50% of the total SQK power was required and it was possible to drive the monopiles to a penetration of 31 meters in one run. Nonetheless the client was still concerned about the installation in the zones with clay and in order to reduce this concern it was decided to perform scaled field tests in these zones.

Before the test piles were driven predictions were made for a steel pipe pile 1.22 m in diameter driven with an APE 200-6 vibratory hammer (76 kg-m), and during installation the test piles were monitored extensively, which included Vibratory Driving Analysis (VDA). The VDA results were used in a signal matching procedure in which the original soil model (used for the predictions) is modified (predominantly by adjusting the fatigue and quake parameters) until the calculated computer results are similar to the actual measurements. Next the simulations for the monopoles for Zones II and III were rerun using the modified soil model, which indicated that the conditions were slightly worse than originally predicted, but it was nevertheless concluded that the SKQ could still drive the piles to a depth, which ensured a stable situation when the pile was left free standing.

Based on these results the installation of production piles was started in Zones II and III. No problems were encountered during the installation and the foundation of the entire wind park was completed ahead of schedule.

The driveability predictions, especially in combination with VDA results in order to fine-tune the initial predictions, have proven to be a cost effective and very powerful tool to select the correct installation equipment and to prevent problems during installation, which could result in downtime and delays with obviously serious financial consequences.

Since the owner of the field required a blow count as indication of the pile bearing capacity and since there was concern of soil strength degradation by vibratory

driving, the last 10m of the piles still had to be driven with an impact hammer (using an IHC S-1800 hydraulic hammer).

As part of the driveability studies Allnamics indicated that this was a rather conservative approach, and this opinion was supported during actual driving by the fact that the pile at the start of driving with the impact hammer showed a blow count of 100 blows/25cm with an impact energy of 1200 kJ, which clearly demonstrated a strong recovery of the soil strength after vibratory driving.

Moreover, before the hydrohammer could be applied, a Noise Mitigation System had to be installed around the pile, which clearly showed the difference in environmental impact between the two types of hammers.



Figure 5, NMS for impact pile driving

6. SQK Vibratory hammer set up

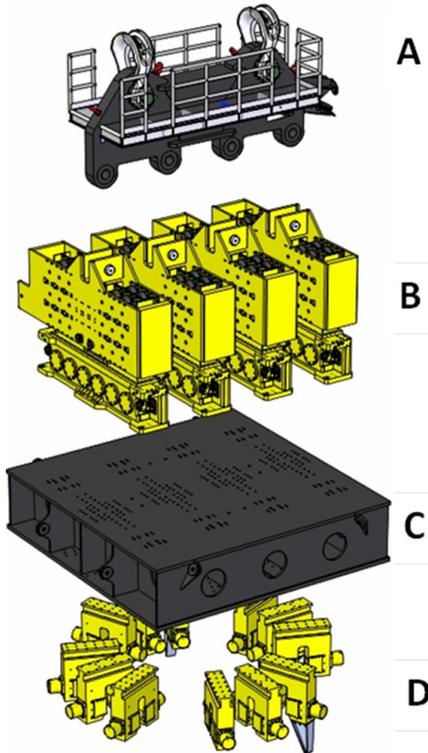


Figure 6, SQK Vibratory hammer components

The APE Super Quad King consists of:

A - Lifting frame which can also be used for extraction up to 12 MN.

B - Four APE 600 vibratory hammers working in tandem are placed on a rigid steel framework.

C - Rigid framework, consisting of a stiff and solid box to prevent flexing of the pile.

D - Twelve hydraulic pile clamps, with double cylinders and evenly distributed along the pile perimeter.

It should be noted that the operation of a vibratory hammer is different from an impact hammer. Just resting the vibratory hammer on top of the pile while driving it is likely to result in early refusal. Vibratory driving needs acceleration and amplitude, and when these motions are damped by the soil the hammer should be lifted

somewhat to gain acceleration and amplitude again. Consequently successful vibratory driving requires a crane operator familiar with the installation procedures for vibratory driving.

7. Learning loop

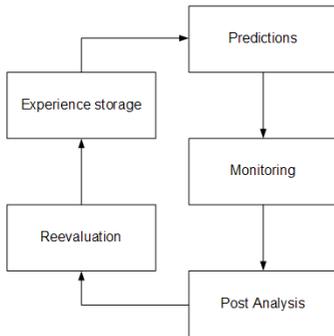


Figure 7 represents a learning loop for driveability studies, foundation pile design and pile installation techniques. It consists of the following successive phases:

- Predictions
- Monitoring
- Post Analysis
- Re-evaluation
- Experience storage

Figure 7, Learning loop

Predictions are made based on experience and local knowledge using tools like driveability

programs. For the predictions assumptions have to be made about the hammer, possible cushioning, pile and soil performance. Based on the predictions it can be concluded whether for a certain hammer, pile and soil combination it will be possible to install the pile safely and without damage to required depth.

For impact hammers these results are normally presented as function of penetration depth for the following parameters: blow count, hammer energy, blow rate, pile stresses, soil resistance, driving time and total number of blows. For vibratory hammers these parameters are: penetration speed, power, pile stresses, soil resistances, driving time and total number of stress cycles.

During the monitoring phase the values for (some of) these parameters can be obtained by observations and measurements.

For impact pile driving the minimum observation in normal practice is tracking the blow count in combination with registering the supplied hammer energy (since blow counts without knowledge of the supplied energy are of limited value). More advanced monitoring can be performed by Pile Driving Analysis (PDA), with instrumentation (strain and acceleration transducers) mounted near the pile top. With PDA impact force, pile stresses, transferred energy and soil resistance parameters are obtained.

For vibratory driving the minimum observation is quite often just whether the vibratory hammer was able to drive the pile to the required penetration. Recording the penetration speed in combination with supplied power is rarely performed, while VDA (using the strain transducers, but more sensitive acceleration transducers than used in case of impact pile driving) is even rarer. However, with VDA force amplitude, pile stresses, supplied power and hammer frequency information can be measured.

In the post analysis phase it is attempted to retrieve the soil model parameters from the measured pile and soil responses. The standard technique for this process is signal matching and the input for this process are the measurements obtained with PDA or VDA.

In the re-evaluation phase the assumptions made during the prediction phase are checked and obviously the knowledge gained should be stored and easily accessible for the next prediction project.

Learning will only take place when all components of the learning curve are present. For impact driving there have been many cases with all components present and a lot has been learned from it. On the other hand, for vibratory driving there are only a few of those complete learning cases and in most situations there is lack of feedback. To contribute to the monitoring component of the learning loop the SQK was equipped with sensors to measure hammer frequency and supplied power. However, the Riffgat project team did not allow mounting of the transducers on the production monopoles to allow for VDA. On several other wind turbine projects the authors also noticed that mechanical engineers did not allow the drilling of about five 8 mm holes to mount the transducers on the pile shaft with the argument of potential pile fatigue life reduction, not taking into account the much lower (less fatigue inducing) stress levels with vibratory driving. In this way valuable feedback data of the vibratory driving process cannot be obtained and used for learning.

8. VDA instrumentation and results



Figure 8, Combined acceleration/strain transducer for VDA



Figure 9, PDR monitoring unit with Wi-Fi signal transmission for VDA

The vibratory driving analysis (VDA) instrumentation consists of combined acceleration-strain transducers bolted on the pile shaft and a PDR (an advanced WiFi

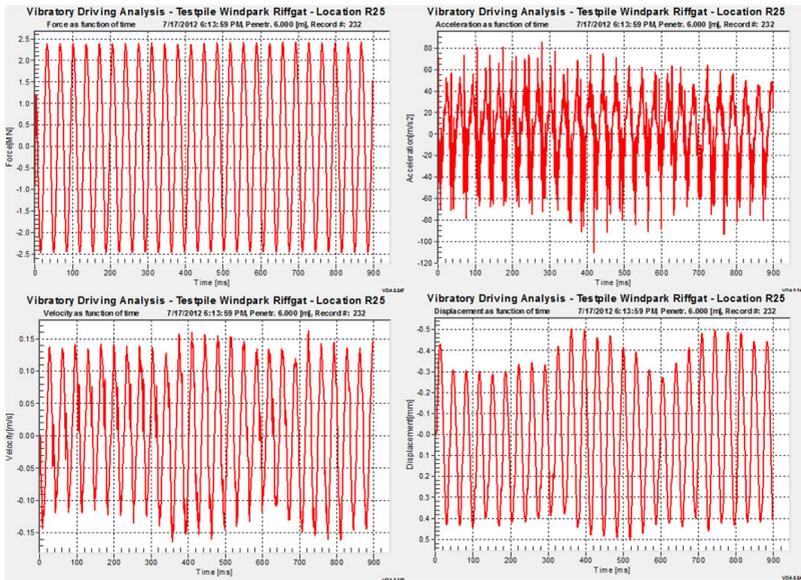


Figure 10, Time recordings from the scaled field test VDA

based pile testing monitoring system for Pile Driving Analysis - for both impact and vibratory hammers -, Dynamic Load Testing, and Rapid Load Testing) resiliently suspended near the pile top. In case of vibratory driving the resulting signals are the oscillating forces, pile top accelerations, velocities and displacement amplitudes. Typical measured signals for the test pile on one of the Riffgat locations (R25) are presented in Figure 10. The power transferred to the pile can be calculated by multiplying the forces with the velocity signals. The pile penetration has to be supplied manually to the monitoring software. Characteristic peak values of forces, stresses, accelerations, velocities, displacements and penetration speed are presented as function of penetration (Fig.11).

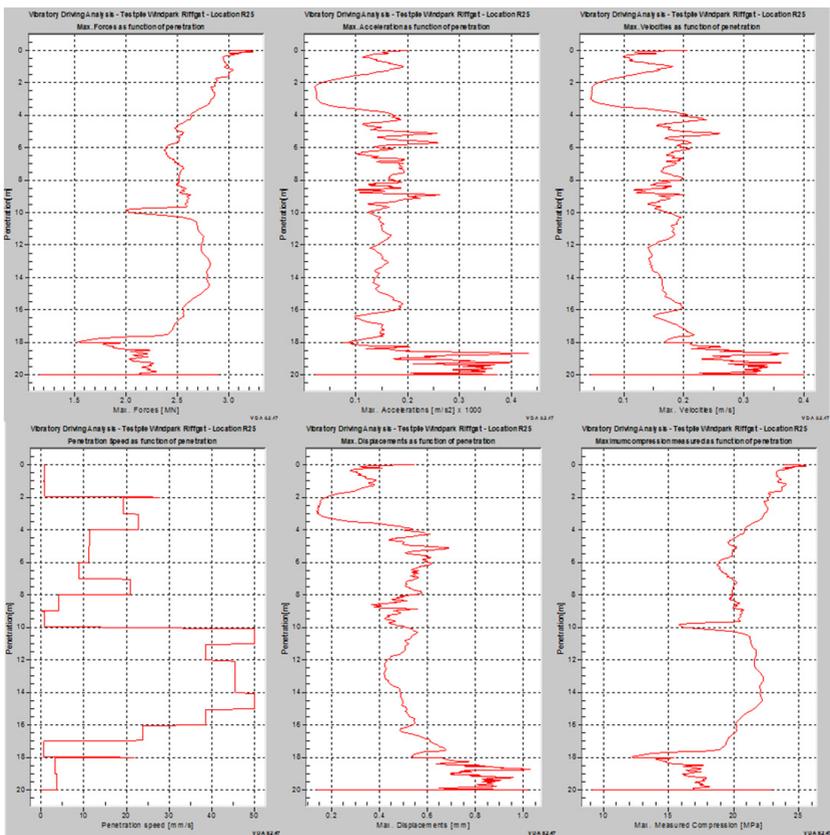


Figure 11, VDA monitoring results as function of pile penetration depth

9. Vibratory Driving and impact driving

An extensive comparison between impact and vibratory driving will be published by Fischer et.al. in 2013 and this document will discuss the influence on axial and lateral pile capacities. However, in summary the advantages of vibratory driving are:

- Low stress levels compared to impact driving
- Pile material fatigue life friendly
- Short installation times especially in sandy soils
- Lower peak noise levels compared to impact pile driving
- Pile can be extracted and repositioned when required
- The chance on pile drops and pile runs is eliminated

while the advantages of impact driving are:

- Stiffer and harder soil types can be penetrated
- Availability of large databases with observations and monitoring feedback
- Driveability predictions calibrated on many projects
- Extensive offshore experience

It should be noted however, that the vibratory driving cannot fully replace impact pile driving (e.g. in stiff clays and dense soil types impact hammers will be able to penetrate deeper). At the same time an impact hammer should not be the standard tool for each pile driving project: vibratory hammers and impact hammers should be considered as complementary tools.

10. Conclusions

- Powerful vibratory hammers allow the installation of large diameter steel tubular piles.
- The Riffgat pile installation process was completed with a vibratory hammer ahead of schedule.
- For vibratory driving more attention should be given to the learning components like monitoring with VDA and the subsequent steps of the learning loop (Post Analysis, Re-evaluation, and Experience storage) to reach similar comfort zone for vibratory driveability predictions as exists for impact pile driving predictions Impact pile driving hammers and vibratory hammers are complementary tools.

- The driveability predictions, especially in combination with VDA results to fine-tune the initial predictions, have proven to be a cost effective and a very powerful tool to make the correct equipment selection and prevent installation problems.

11. References

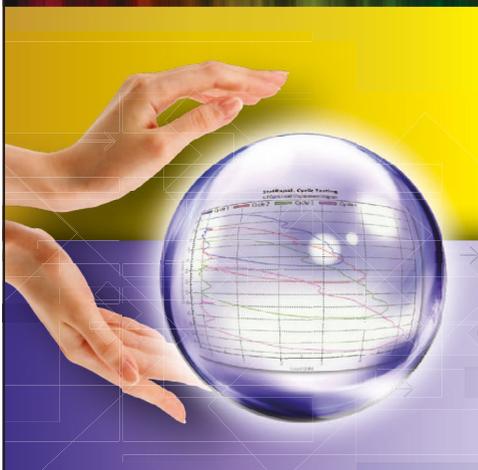
Jonker, G., *Vibratory Pile Driving Hammers for Pile Installation and Soil Improvement Projects.*, Proc. of Nineteenth Annual Offshore Technology Conf., Houston, Texas, OTC 5422, pp. 549-560, 1987

Jonker, G., Middendorp, P.,. *Subsea installations using vibratory piling hammers*, 20th OTC, Houston, Texas, 1988

Viking, K. *Vibro-Driveability – a field study of vibratory driven sheet piles in non-cohesive soils*. Ph.D. Thesis 1002, Div. of Soil and Rock Mechanics, Royal Inst. of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, 2002

Holeyman, A. *Vibratory driven piles, Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction*, Balkema Publishers, Lisse 2002, pp 3 – 20

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



IHR PARTNER BEI GEO- TECHNISCHEN FRAGESTELLUNGEN UND PFAHLPROBEBELASTUNGEN



ENTWURF & BERATUNG

PROBEBELASTUNGEN: STATISCH (SLT),
RAPID LOAD (RLT), DYNAMISCH (DLT)

BEGLEITENDE MESSUNGEN UND VORHERSAGE

STUDIEN: RAMMEN (PDA) UND EINVIBRIEREN
(VDA) PFAHLTEST MESSGERÄTE

ONSHORE UND OFFSHORE

**RAPID LOAD PROBE-
BELASTUNGEN DURCH-
GEFÜHRT MIT STATRAPID:**



**VW-WERK MOSEL,
ZWICKAU - 5,3 MN**



**IVY LOGISTIC CENTRE
HAMBURG - 5,3 MN**



**OTHMARSCHER HÖFE
HAMBURG - 2,9 MN**



Schutzsysteme gegen Kolkbildung an pfahlartigen Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen

Katja Werth, Georg Heerten

BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, NAUE GmbH & Co. KG

1 Einleitung

Dem Kolkprozess kommt bei der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen eine wichtige Bedeutung für die Ingenieurpraxis zu. Überall dort, wo Wasser an regimestörenden Bauwerken entlang fließt und eine bewegliche Gewässersohle vorliegt, muss das Thema Kolk und die damit verbundenen Fragen zur Bemessung und lokalen Standsicherheit des Bauwerkes selbst sowie möglicher großräumiger Effekte betrachtet werden (*Peters et al, 2011*). Die Bauwerksstrukturen wirken dabei als Störkörper im hydraulischen Regime, an dem sich wiederum lokale Strömungs- und Turbulenzstrukturen bilden und auf die Gewässersohle, beschrieben durch geologische und sedimentologische Eigenschaften, wirken. Zu den in den letzten fünf Jahrzehnten am besten hinsichtlich des Kolkprozesses untersuchten Bauwerken zählt der Monopile (Abb. 1).

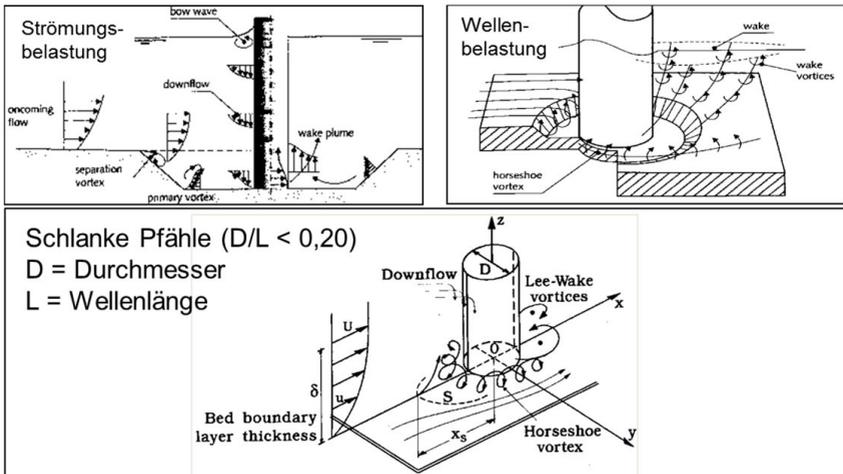


Abbildung 1: Systematik des Kolkprozesses an Monopiles (Hoffmanns & Verheij, 1997; Heerten et al 2012)

In der Vielzahl der entwickelten Berechnungsansätze sind jedoch auch entsprechende Unsicherheiten vorhanden (Richwien & Lesny, 2004). Mit den Untersuchungen und Ergebnissen von Sumer & Fredsøe (2002) ist es u. a. möglich, die Kolk­tiefe am Monopile in Abhängigkeit verschiedener Einflussparameter für die folgenden hydraulischen Systeme zu bestimmen:

- reine Strömungsbelastung am Monopile,
- reine Wellenbelastung am Monopile und
- kombinierte Strömungs- und Wellenbelastung am Monopile.

Im Ergebnis kann die Kolk­tiefe S [m] bezogen auf den Pfahldurchmesser D [m] relativ zuverlässig in Abhängigkeit maßgebender Parameter bestimmt werden. Für die Belastungen infolge Seegang und Strömung unter Verwendung der KC -Zahl mit $KC = u_w T/D$ wird dies in Abbildung 2 dargestellt.

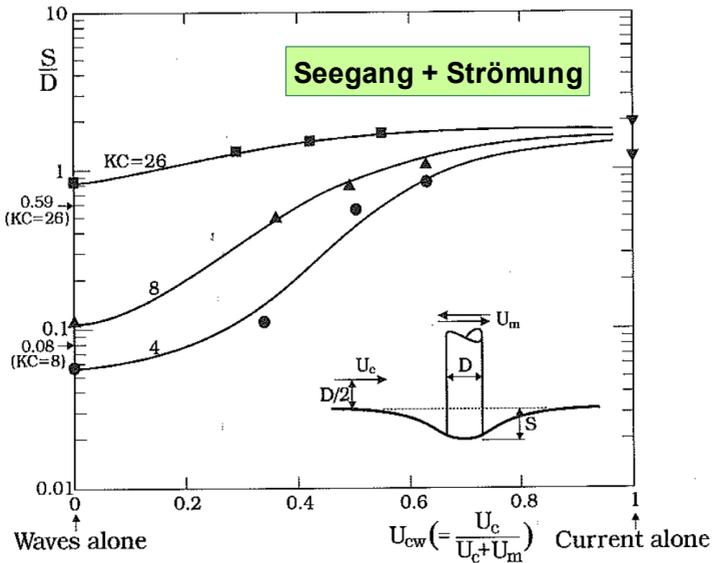


Abbildung 2: Relative Kolk­tiefe S/D beim Monopile im Gleichgewichtszustand als Funktion der hydraulischen Belastungen infolge Strömung und Seegang (Sumer & Fredsøe, 2002)

Sumer & Fredsøe (2002) weisen jedoch auf die Unsicherheiten hin. Für die relative Kolk-tiefe unter Seegangseinfluss und im Gleichgewichtszustand wird $S/D = 1,3$ als Mittelwert angegeben, jedoch mit einer Standardabweichung von 0,7, was einer Schwankungsbreite der relativen Kolk-tiefe von $S/D = 0,6$ bis $S/D = 2,0$ entspricht. Für weitere Erläuterungen wird auf *Sumer & Fredsøe (2002)* verwiesen.

Eine entsprechende relative Kolk-tiefe S/D ist nach den Standards von DNV ($S/D = 1,3$) oder GL ($S/D = 2,5$) in den statischen Berechnungen zu berücksichtigen. Bei einem ange-nommenen Pfahldurchmesser eines Monopiles von 6 m entspricht dies einer Kolk-tiefe von 7,8 m bis 15,0 m.

2 Kolk-schutzsysteme und -methoden

Nachträglich zu installierende Schutzsysteme erfordern einen hohen Kosten- und Arbeits-aufwand. Im Verhältnis der Kosten zwischen Errichtung der Anlage und Installation Kolk-schutz nimmt der Kolk-schutz einen Anteil von nur wenigen Prozenten ein, so dass ein Verzicht auf Kolk-schutz im Vorfeld mit Unsicherheiten einhergeht, da auch bei weit ausrei-chender Tiefgründung des Monopiles Unsicherheiten bei der Kolk-bildung und den ein-wirkenden Prozessen anzusetzen sind.

Auf die bisherigen Erfahrungen zu Kolken und Kolk-schutz in der Nordsee wird in *Heerten & Peters (2011)* eingegangen. Für die Monopile-Gründung von Windenergieanlagen in Nord- und Ostsee hat sich der kreisförmige Kolk-schutz mit einem Gesamtdurchmesser von ca. 3 D bis 4 D als wirtschaftlich und praktikabel herausgestellt (*Peters et al, 2011*).

Kolk-schutzmaßnahmen im Gründungsbereich von Bauwerken unterscheiden sich in tech-nisch-konstruktiver Hinsicht nicht von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensiche-rungen. Beide Systeme benötigen einen Filter für eine stabile Grenzschicht gegenüber dem zu schützenden Untergrund (abzufilternden Boden) und eine Deckschicht, die den hydrodynamischen Angriffen ausreichend widerstehen muss. Diese stellt auch den Erosi-onsschutz für die Filterschicht dar.

Sandgefüllte geotextile Container aus vernadeltem Filtervliesstoff (Vliesstoff-Sandcontainer, VSC) vereinen die beiden technisch-konstruktiv erforderlichen Bauteile Filter- und Deckschicht. Mehrlagige Systeme aus granularen Deck- oder Filterschichten

erübrigen sich dadurch. Die Anwendung eines geotextilen Kolksschutzes kann dabei bautechnische Anforderungen und materialeigene Vorteile kombinieren.

Die Bemessung des Kolksschutzsystems in mineralischer oder geotextiler Bauweise hat auf Grundlage der bauwerksrelevanten Belastungen und Anforderungen zu erfolgen. Auf die vorhandenen Bemessungsverfahren wird hier nicht weiter eingegangen. Wird für einen mineralischen Kolksschutz die Steingröße der Deckschicht bestimmt, so kann darauf aufbauend auch die erforderliche Größe eines geotextilen Sandcontainers bestimmt werden. Ein Ansatz zur Bemessung des geotextilen Kolksschutzes mit Vliesstoff-Sandcontainern ist in Vorbereitung. Die erforderliche Flexibilität und das Verformungsvermögen des Kolksschutzes sind durch die Materialeigenschaften der VSC geprägt.

Nach *Heerten & Peters (2011)* konnten praktische Erfahrungen zum geotextilen Kolksschutz an Offshore-Gründungen seit 2005 am Messmast Amrumbank West gewonnen werden. In 23 m Wassertiefe wurde der Kolksschutz aus 450 Sandcontainern (VSC) mit einem jeweiligen Füllvolumen $V = 1 \text{ m}^3$ (ca. 1,4 t) im Gründungsbereich des Pfahls mit einem Durchmesser $D = 3,50 \text{ m}$ hergestellt. Im Ergebnis wird festgestellt, dass dieser Kolksschutz seit sechs Jahren auch nach härtesten Seegangs- und Strömungsbelastungen (u. a. Orkan "Britta", November 2006) stabil ist. Side-Scan-Sonar-Aufnahmen bestätigen, dass es am Monopile der Messplattform Amrumbank West seit April 2005 zu keiner Kolkbildung gekommen ist (Abb. 2).

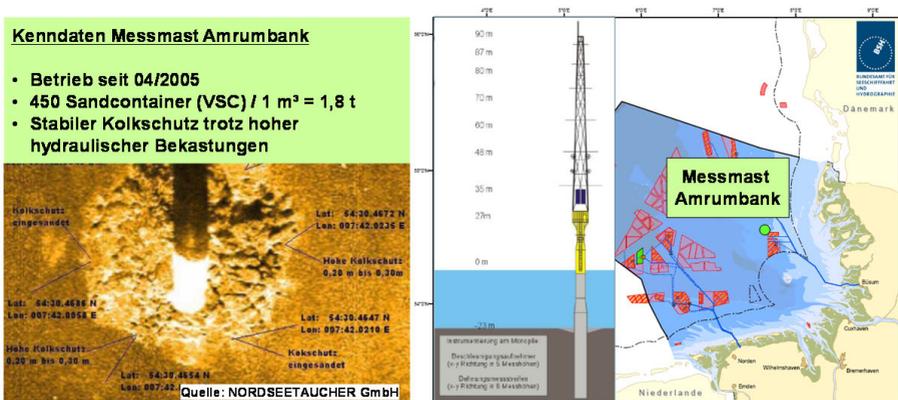


Abbildung 2: Geotextiler Kolksschutz am Messmast Amrumbank (Heerten & Peters, 2011 und Peters et al, 2011)

Anwendungserfahrungen mit Geotextilien im Küstenschutz umfassen bereits über 50 Jahre (*Heerten & Zitscher, 1984*). Projekterfahrungen mit Vliesstoff-Sandcontainern (VSCs) als Kolkenschutzsystem sind seit Anfang der 1990er Jahre vielfältig vorhanden und literaturmäßig bekannt (*Heibaum, 1994* und *Schlie, 1999*). Wesentlich ist, dass die Nachweis- und Prüftiefe für Filtervliesstoffe als Bestandteil von Sohlensicherungen durch die seit 20 Jahren erfolgreich praktizierten Regelwerke der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) gegeben ist. In Abb. 2 sind erfolgreiche Anwendungsbeispiele aufgeführt, bei denen ausschließlich vernadelter (mechanisch verfestigter) Vliesstoff eingesetzt wurde. Damit steht ein für Kolkchutzmaßnahmen bewährtes Material zur Verfügung. Maßgebliche Erfahrungen wurden 1993 bei der Stabilisierung von Kolkböschungen mit geotextilen Sandcontainern (VSC) am Eidersperrwerk (Abbildung 3) und im Hafen List / Sylt (1994) gewonnen (*Schade, 2008*).



Abbildung 3: Befüllung und Einbau von 48000 Sandcontainern zur Kolkstabilisierung am Eidersperrwerk 1993 (*Heibaum, 1994; Schlie, 1999; Werth & Heerten, 2010*)

Aufgrund praktischer Erfahrungen haben sich Sandcontainer aus vernadeltem Filtervliesstoff mit einem Füllvolumen zwischen 1 m und 1,5 m³ bewährt. Die Größe des Sandcontainers richtet sich nach dem erforderlichen Gesamtgewicht jedes Einzelementes, welches ausreichend lagestabil gegenüber den hydrodynamischen Belastungen sein muss. Gemäß *Heerten & Peters (2011)* wird vorgeschlagen, für OWEA in der südlichen Nordsee bei Wassertiefen von ca. 30 m und signifikanten Wellenhöhen von $H_S = 10$ m Vliesstoff-Sandcontainer (VSC) mit $G_{VSC} = 3,1$ t einzusetzen. Bei der Festlegung der Sandcontainergröße sollte dem Ansatz "so groß wie nötig und so klein wie möglich" gefolgt werden. Ein Füllvolumen $V_{VSC} = 1$ m³ wurde sowohl am Messmast Amrumbank West in 2005 als auch bereits 1995 bei der Kolkstabilisierung im Hafen List / Sylt für Strömungsgeschwindigkeiten von ca. 2 m/s erfolgreich eingesetzt. Nach den Grundsätzen

- Abmessungen so groß wie nötig und so klein wie möglich,
- gute Dehnfähigkeit des Geotextils für optimales Verformungsvermögen des Sandcontainers,
- mechanisch verfestigte, dicke und daher filterstabile Vliesstoffe für eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen Abrieb, für ein gutes Reibungsverhalten sowie mit hoher Durchschlagfestigkeit gegenüber mechanischen Beanspruchungen

kann bei einem 2-lagigen System mit VSC (Flächengewichte Vliesstoff ≥ 600 g/m²) von einer intakten, vollflächigen Filterlage ausgegangen werden. Das bedeutet, dass nach Einbau eines 2-lagigen Aufbaus der Kolkstutz sofort wirksam ist und sich zusätzliche mineralische Filter- oder Deckschichten erübrigen (Abb. 4).

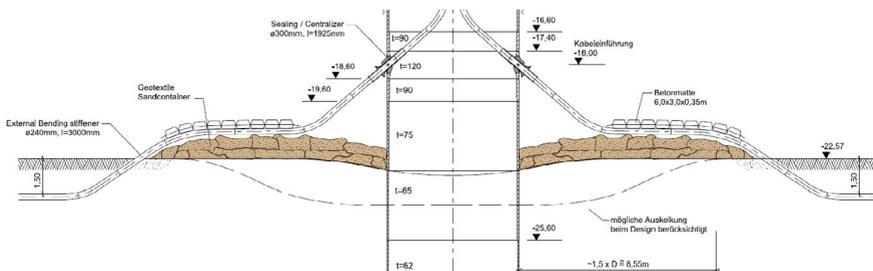


Abbildung 4: Aufbau des geotextilen Kolkstutzes am Monopile (Peters et al, 2011)

Bei einem geotextilen Kolksschutz sind die Regelwerke der BAW, insbesondere die Anforderungen an Filtergeotextilien gemäß TLG (2008) als Kriterien anzuwenden. Mechanische Kennwerte (Robustheit), Filterwirksamkeit, Abriebbeständigkeit und Durchschlagfestigkeit werden hier auf Basis von Leistungsprüfungen für die Geotextilien nachgewiesen. Die Mindestschichtdicke eines Filtrvliesstoffes beträgt 4,5 mm.

Das Einbauverfahren eines geotextilen Kolksschutzes mit VSC ist in Abb. 5, das eines mineralischen Kolksschutzes ist in Abb. 6 aufgezeigt. Die Sandcontainer werden vor dem Absetzen der Gründungsstruktur zweilagig flächig eingebaut und behindern die Gründung des Monopiles nicht. Sofern erforderlich kann der Nahbereich der Pfähle zur Erhöhung der Vertikalspannung im Boden im Nahbereich des Pfahls kragenartig mit zusätzlichen Sandcontainern verstärkt werden. Für die Gründung von Monopiles ergibt sich dadurch der Vorteil, dass der Kolksschutz bereits vor Errichtung der Anlage hergestellt werden kann und gleichsam ein sofortiger Schutz gegeben ist (Abb. 5). Der Bauablauf zwischen den Gewerken Sohlensicherung und Errichtung der Anlage wird dadurch deutlich entzerrt, so dass das Risiko von bauzeitbedingtem Stillstand minimiert ist.

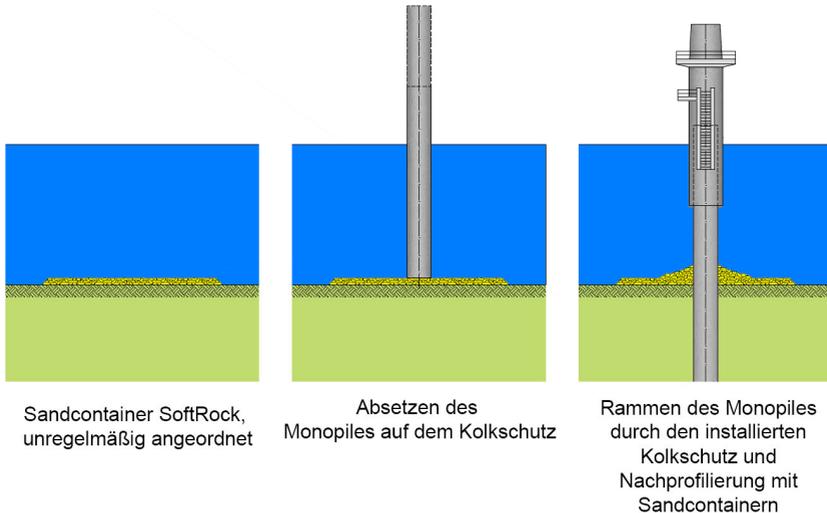


Abbildung 5: Bauablauf eines geotextilen Kolksschutzes am Monopile
(Heerten & Peters, 2011)

Bei einem mineralischen Kolkchutz ist bauablaufbedingt eine Erosionsgefahr für die mineralische Filterschicht zu berücksichtigen (Abb. 6). Ein entsprechender Nachweis der Erosionsstabilität des Kolkschutzes muss erbracht werden. Im weiteren Zuge des Bauablaufes ist der Steineinbau für die Deckschichten so zu gestalten, dass Beschädigungen von korrosionsgeschützten Bauteilen einer OWEA-Gründungsstruktur vermieden werden und die Kabelzuführung sicher ausgeführt werden kann.

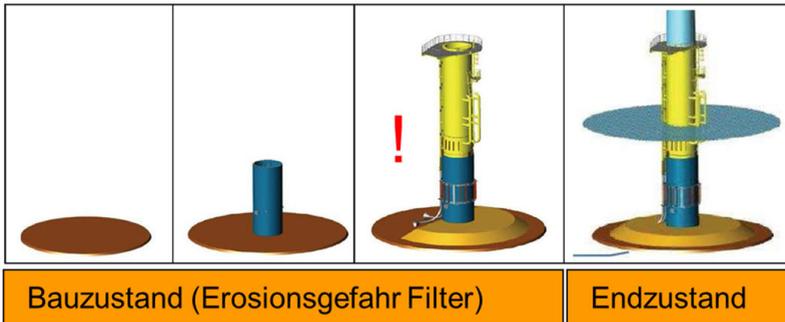


Abbildung 6: Bauablauf eines mineralischen Kolkschutzes am Monopile
(Peters et al, 2011)

In 2007 wurden für einen Monopile eines Offshore-Windparks ca. 40 km westlich vor der Insel Sylt im Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrums Küste großmaßstäbliche Modellversuche zur Lagestabilität geotextiler Sandcontainer aus Vliesstoff als Kolkchutz unter Einfluss von Seegang (Wellenhöhe $H_S = 12,5$ m, Wellenperiode $T_p = 14$ s, Wassertiefe $d = 21$ m) durchgeführt. In Abbildung 7 sowie in *Grüne et al, 2007* sind weiterführende Informationen enthalten.

Als Ergebnis wurde dokumentiert, dass die Stabilität sowohl von der Reibung als auch vom Füllgrad und von der Wellenangriffsrichtung abhängt und dass die ungeordnete Lage der Sandcontainer eine höhere Lagestabilität ausweist als eine geordnete Ausrichtung (Abb. 7). Unter den untersuchten hydrodynamischen Randbedingungen betragen die für eine Lagestabilität ermittelten Gewichte der Sandcontainer ca. 3 bis 3,5 Tonnen bei einem Füllgrad von ca. 85% (*Grüne et al, 2007*).



Abbildung 7: Großmaßstäbliche Modellversuche zum geotextilen Kolksschutz am Monopile,
unten: Ergebnisse der ungeordneten Serie (Grüne et al, 2007)

3 Schlussfolgerung

Die Kolkbildung ist ein interaktiver Prozess zwischen Hydrodynamik, Gewässersohle und Bauwerk, welches das im Gleichgewicht befindliche Regime stört und lokale Strömungs- und Turbulenzstrukturen verursacht. Die resultierenden morphodynamischen Prozesse können zu erheblichen zeitlichen Erosionen der Gewässersohle führen. Als Kolksschutz stehen sowohl mineralische als auch geotextile Bauweisen zur Verfügung.

Mit Blick auf die geplanten Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen konnten in den letzten Jahren sehr positive Erfahrungen bei der Herstellung und der Dauerhaftigkeit von geotextilen Kolksschutzsystemen mit Vliesstoff-Sandcontainern (VSC) gesammelt werden. Diese Erfahrungen zu geotextilen Sandcontainern (VSC) gilt es, zusammen mit den damit verbundenen bautechnischen Vorteilen, bei der Herstellung des Kolksschutzes für Offshore-Gründungsstrukturen weiter auszubauen und umzusetzen. Bei der Auswahl geeigneter Geotextilien wird empfohlen, die Regelwerke der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) heranzuziehen (RPG, TLG).

Gegenüber dem konventionellen Kolksschutz aus aufwendig abgestuften Gesteinskörnungen zur Herstellung von Filter- und Deckschicht ersetzen VSC sowohl die Filterlage als auch die Deckschicht. Zusätzliche mineralische Schichten erübrigen sich. Mit einem zweilagigen Aufbau ist der geotextile Kolksschutz bereits voll wirksam. Diese Eigenschaft führt zur Möglichkeit eines entzerrten Bauablaufes bei z.B. Gründung von Monopiles mit Rammen durch den Kolksschutz. Die Größe des Sandcontainers richtet sich nach dem erforderlichen Gesamtgewicht jedes Einzelementes, welches ausreichend lagestabil gegenüber den hydrodynamischen Belastungen sein muss.

Es wird erwartet, dass sich mit diesem VSC-Kolksschutzkonzept eine Kostenreduzierung für die Gründung von OWEA erreichen lässt, was die gesamten Folgekosten bzgl. möglicher Bauablaufbehinderungen und Rückbaukosten einschließt. In der Fertigung, beim Füllen und beim Handling vor Ort wird bei entsprechender Akzeptanz der Bauweise noch großes Entwicklungspotenzial erwartet. Eine ausführungsbegleitende Bauüberwachung und ein regelmäßiges Kolkmonitoring werden grundsätzlich empfohlen.

Literatur

B.M. Sumer; J. Fredsøe; The Mechanics of Scour in the Marine Environment, *Advanced Series on Ocean Engineering, Volume 17, World Scientific, 2002*

G. Heerten; K. Peters; Kolkschutz für Offshore-Windenergieanlagen in der Nordsee, *Fachorgan DGGT e.V., Zeitschrift Geotechnik, Ernst & Sohn, Berlin, Ausgabe 01/2011*

G. Heerten, K. Werth, K. Peters; Kolk und Kolkschutz an Offshore-Gründungen, *Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft Nr. 60, Berlin 2012, 8. Hans Lorenz Symposium, 11.10.2012*

G. Heerten; F.-F. Zitscher; Funktionsdauer. 25 Jahre Geotextilien im Küstenschutz – ein Erfahrungsbericht, *1. Nationales Symposium Geotextilien im Erd- und Grundbau, Köln, März 1984*

G. J. Hoffmans; H.J. Verheij; Scour Manual, *Balkema, 1997*

J. Grüne; U. Sparboom; H. Oumeraci; R. Schmidt-Koppenhagen; Z. Wang; A. Hildebrandt; Untersuchungen zur Kolkbildung und zum Kolkschutz bei Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen, *BMBF-Vorhaben, Anschlussbericht, 2007, unveröffentlicht*

K. Werth; M. Wilms; K. Peters; A. Stahlmann; T. Schlurmann; Offshore Wind Turbines – Hydrodynamic investigations, design, installation and durability of scour protection systems made of geotextile sand-filled containers. *Tagungsband, 12th Baltic Sea Geotechnical Conference. Rostock, Germany, May 31 to June 2012*

K. Peters; P. Ruland; G. Heerten; K. Werth; Einsatz von Geotextilien beim Kolkschutz an Wasserbauwerken - Erfahrungen und Innovationen, *7. NAUE Geokunststoffkolloquium im Januar 2011 in Dresden, Tagungsband, NAUE GmbH & Co. KG, 05/2012*

K. Werth; G. Heerten; Geotextile Sohlensicherungen als effektive Filter- und Ballast-schichten zur Vermeidung und Stabilisierung von Kolk an Gründungsstrukturen von Bauwerken, *Tagungsband Geotechnik-Tag in München, Technische Universität München, 19.2.2010*

M. Heibaum; Kolksicherung am Eidersperwerk, geotechnische Überlegungen. *Hansa, Fachorgan der HTG, Nr. 4, S. 66-69, 1994*

RPG; Richtlinien für die Prüfung von Geotextilien im Verkehrswasserbau. *Bundesanstalt für Wasserbau BAW, Karlsruhe, 1994*

R. Whitehouse; Scour at Marine Structures – A Manual for Practical Application, *Thomas Telford, 1998*

S. Schlie; Geotextile Container als Kolkschutz, *Tagungsband zur 6. FS-KGEO Kunststoffe in der Geotechnik, DGGT e.V., München, 1999*

TLG; Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und geotextilverwandte Produkte an Wasserstraßen, *Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Wasserstraßen, Schifffahrt, 2008*

W. Richwien; K. Lesny; Kann man Kolke an Offshore-Windenergieanlagen berechnen? *BAW-Workshop Boden- und Sohl-Stabilität - Betrachtungen an der Schnittstelle Geotechnik und Wasserbau, Karlsruhe, 2004*

Autoren

Dipl.-Ing. Katja Werth

kwerth@bbgeo.com

BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG

Telefon: 05743-9320-568

Gewerbestraße 2

D-32339 Espelkamp

Prof. Dr.-Ing. Georg Heerten

gheerten@naue.com

NAUE GmbH & Co. KG

www.naue.com

Gewerbestraße 2

Telefon: 05743-41-0

D- 32339 Espelkamp

Die Herstellung einer tiefen Baugrube als logistische und technische Herausforderung - Einfluss des Ausschreibungsmodells auf die Wahl von Methoden zur Baugrubensicherung

E. Falk, W. Sondermann, Keller Holding GmbH

1. Projekt Logistiktunnel

Für die Verbindung von Bestandsgebäuden eines Landeskrankenhauses wurde ein bereits in Skandinavien erfolgreich eingesetztes Logistikkonzept adaptiert. Dabei sollten sich spezielle Wagen in einem neu zu erstellenden Tunnelsystem bewegen. Im Rahmen weiterer Überlegungen zur Modernisierung der Infrastruktur wurde ein zweiter daneben oder darunter liegender Tunnelquerschnitt für die Verlegung sämtlicher Versorgungsleitungen angedacht.

1.1 Ausgangslage

Die Erhaltung der historischen Bausubstanz von 1912 war der Ausgangspunkt der planerischen Überlegungen. Eines der größten erhaltenen Jugendstilensembles sollte durch die unterirdische Abwicklung eines Großteils des Betriebsverkehrs entlastet und dem 1990 prognostizierten Entwicklungsbedarf angepasst werden. Die besondere Herausforderung bestand in der Struktur des Bestands, der in einem sogenannten Pavillonsystem errichtet worden war, zahlreichen einzeln stehenden Gebäuden in einer beträchtlichen Gesamtentfernung voneinander.



Abb.1 Jugendstil – Bestand von 1912

Nachdem politisch das Festhalten an dem historischen, für die Verkehrsanbindung keineswegs günstig gelegenen Standorts, beschlossen war, hatten sich die Planer mit den Fragen der Machbarkeit zu beschäftigen.

1.2 Generelles Tiefbaukonzept

Lange vor der Realisierung waren in einer Studie Schlitzwände und Bohrpfähle als Standardmethoden zur Sicherung der Baugruben für das mehr als einen Kilometer lange Tunnelsystem genannt worden, Anker wurden aufgrund möglicher Konflikte mit Einbauten im Untergrund ausgeschlossen. Die Vergabe des gesamten Projekts im Rahmen einer großen Ausschreibung für Generalunternehmer wurde empfohlen.

Bezüglich der Randbedingungen wurde nur eingeräumt, dass für die Neubauten auf den Schutz vorhandener Grünbereiche, insbesondere der Alleen zu sorgen sei.

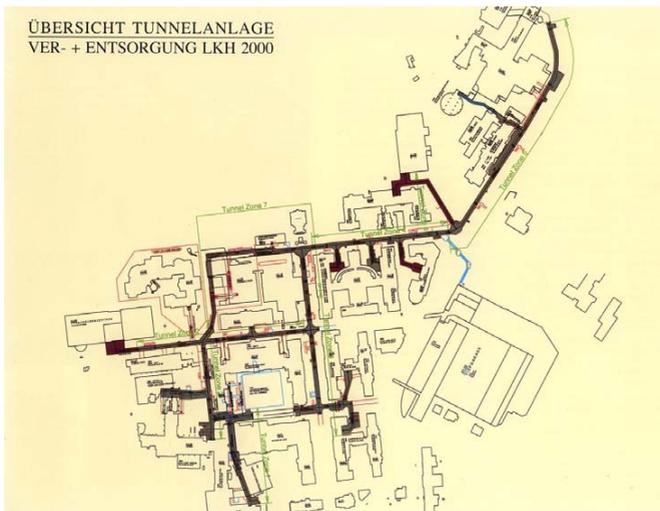


Abb.2 Ursprünglicher Verlauf des Tunnelsystems

1.3 Bodenverhältnisse

Die Anlage befindet sich auf einer Schotterterrasse am Fuß flacher Ausläufer bewaldeter Hügel. Die vor allem auf vorangegangene Baumaßnahmen gestützte geologische Beschreibung wies „lockere sandige Kiese und kiesige Sande, zum Teil schluffig“ aus. Das auf dem Niveau der beiden Bäche am Terrassenfuß liegende Grundwasser sollte keine

wesentliche Rolle spielen, nachdem die Terrasse circa 15 bis 20 m über dem Talboden liegt. Aus dem jetzt möglichen Rückblick lässt sich feststellen, dass die Interpretation älterer Angaben durch die unterschiedliche Terminologie erschwert wurde.

1.4 Detailkonzept Spezialtiefbau

Unmittelbar vor der geplanten Ausschreibung für den GU – Wettbewerb wurden die Rahmenbedingungen für die Ausführung empfindlich verschärft. Lärm und Staub waren nun zu begrenzen (es hatte einen Todesfall durch die Infektion über Staub gegeben), die Durchfahrt für Einsatzfahrzeuge jederzeit freizuhalten, der Bestand vor jeglicher Verformung zu schützen und wegen neu entdeckter Hangwässer in sandigen Schichten war eine wasserdichte Innenschale für das Tunnelsystem vorzusehen. Die inzwischen große Zahl der mit dem Projekt beschäftigten Experten versorgte die Entscheidungsträger schließlich mit einer Reihe von Bedenken, so dass vor allen weiteren Überlegungen eine Probestrecke vorgesehen wurde.

2. Verlauf der Ausführung

Als bestimmende Bedingungen für den weiteren Projektverlauf stellten sich der Schutz der zahlreichen vorhandenen Einbauten im Untergrund und die sehr geringen zulässigen Verformungen des Bestands heraus. Außerdem war es durch die Detailkonzeption bereits absehbar, dass zahlreiche Adaptierungen der Planung im Bauverlauf die Ausführung bestimmen würden. Damit war an eine Gesamtausschreibung nicht mehr zu denken.

2.1 „Probestrecke“

Ein Prototyp des Tunnelsystems wurde zuerst beauftragt. Dabei handelte es sich um die Unterquerung der Chirurgie bei voller Erhaltung der Funktion. Dass die Öffnung eines mehr als sieben Meter breiten Querschnitts unter hoch belasteten Bestandswänden nicht die einfachste Problemstellung war, räumten die Planer zwar ein, bestanden aber auf einem Test aller Begleiterscheinungen der Ausbaumaßnahme. Als Unterfangungsmethode wurde das Düsenstrahlverfahren gewählt. Längswände wurden damit direkt unterfangen. Schwieriger war die Abfangung der Querwände. Nicht einmal mittels einer Verstärkung durch Stahlbeton als Streichträger konnten aufgrund der beschränkten Einbauhöhe die geforderten Durchbiegungswerte eingehalten werden. Die Lösung stellten temporäre Dü-

senstrahlsäulen mit aufgesetzten Pressen dar, die über Sekundärträger nahezu verformungsfrei den Aushub ermöglichen.



Abb.3 Temporäre Düsenstrahlsäulen im Aushubzustand

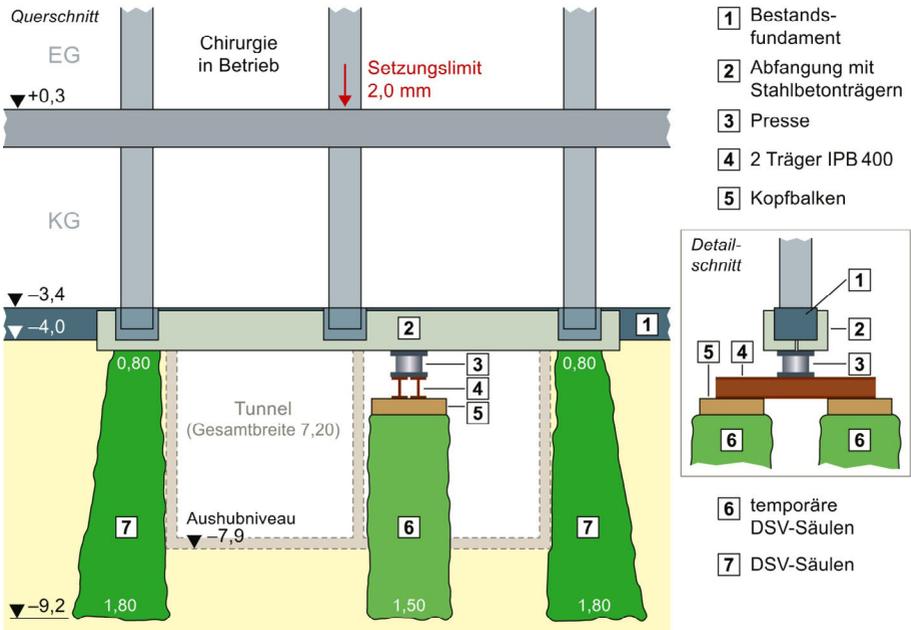


Abb.4 Schema der Abfangung von hoch belasteten Querwänden

2.2 Bauabschnitte

In den weiteren Bauabschnitten wurde durch die Ausschreibenden versucht, die Anzahl der zum Zug kommenden Baufirmen und Spezialtiefbauer durch strenge Qualitätsanforderungen möglichst gering zu halten. Mit wenigen Ausnahmen ist dies über zwei Jahrzehnte hinweg auch gelungen. Durch die sowohl budgetär als auch durch die Aufrechterhaltung des Krankenhausbetriebs in allen Phasen bedingt, kam es zu einer ungewöhnlich langen Bauzeit, in deren Verlauf sich auch die Anforderungen an den Betrieb änderten. Mittlerweile sind deshalb zahlreiche Neubauten entstanden, die selbstverständlich auch Erweiterungen des ursprünglichen Tunnelsystems erforderten.

2.2.1 „Freistrecke“

Der als „Regelabschnitt“ konzipierte Teil des Baugrubensystems im Anschluss an die Unterquerung der Chirurgie wies neue Hindernisse auf: eine Rettungsauffahrt, die nicht verlegt werden konnte, mehrere schräg im Untergrund verlaufende Kollektoren in keinesfalls selbsttragendem Zustand und alle Arten von Versorgungleitungen in vorab nicht ausreichend genau bekannter Lage. Für die Kollektoren wurde die vorab erprobte Methode eingesetzt, seitliche Untergreifung mit Streichträgern aus Stahlbeton und temporäre Unterstellung Düsenstrahlsäulen.



Abb.5 Unterfangung des Bestands und Sicherung von Kollektoren

2.2.2 Lifanbindung

Als ein Tunnelabschnitt endlich in einem Hofbereich zu errichten war, kamen ausnahmsweise freie Böschungen zum Einsatz. Bei der Anbindung an den Bestand ergaben sich jedoch sehr komplexe Aufgaben beim Einbau eines Aufzugs in den Bestand. Für die resultierende Schachtbaugrube kam wieder das Düsenstrahlverfahren kombiniert mit einer Echtzeitmessung der Verformungen zum Zug.

2.2.3 Erster Pfahleinsatz

Zweifel am bis dahin perfekten Einsatz des Düsenstrahlverfahrens tauchten auf, als einem wenig erfahrenen Arbeitstrupp Hebungen an einem Bestandsbauwerk im Dezimeterbereich gelangen – leider weder beabsichtigt noch reversibel....

Für den nächsten Bauabschnitt kamen endlich Pfähle zum Einsatz und, durch den Erfolg im Freibereich ermutigt, rückte man an den Bestand heran. Dabei wurde allerdings zu spät bemerkt, dass sich die Bodenverhältnisse auf geringe Entfernung gravierend geändert hatten. In einer 1,1 m mächtigen Tonschicht kam es zu Verdrückungen der frischen Pfähle, so dass selektiv der Bewehrungskorb und der zugehörige Beton im Aushub in unterschiedlicher Lage angetroffen wurden. Aufgrund der geringen Tiefe der Problemschicht handelte es sich mehr um einen Schönheitsfehler als ein statisches Problem, trotzdem war der Rückkehr zum Düsenstrahlverfahren vorerst eingeläutet.

2.2.4 Gründungsverstärkung

Wesentlich gravierenderen Einfluss auf die Ausführung hatten die auf kurze Distanz wechselnden Bodenschichten bei der Unterfangung und Gründungsverstärkung eines Institutsgebäudes das parallel zur logistischen Anbindung ein zusätzliches Kellergeschoß erhalten sollte. Auf eine Länge von zwanzig Metern wandelte sich der vorgesehene sandige, leicht schluffige Kies in steifen schluffigen Ton. Daraus ergaben sich erhebliche Probleme sowohl beim Erodieren des erforderlichen Durchmessers von 1,5 m als auch beim Erreichen der erforderlichen Festigkeit von 2,9 N/mm². Der Aufwand zur Herstellung eines, der neuen Unterfangungsstatik genügenden Körpers, steigerte die Herstellungskosten um 260%!

2.2.5 Hangsicherung

Die Konkurrenz von Planern und Bodengutachtern blieb bei diesem Projekt auch nicht ganz ohne Spuren. So kam es bei einem laut Gutachten frei zu böschenden Einschnitt mit

immerhin zwölf Metern Höhe über ein regnerisches Wochenende zu einer Rutschung, verbunden mit deutlichen Absenkungen im Bereich der benachbarten Parkflächen. Damit war die Meinung bezüglich des geringen Einflusses von Grundwasser in bescheidener Menge zu revidieren, besonders im Fall von flach einfallenden Harnischflächen nahe dem tiefsten Aushubniveau. Bei dieser Gelegenheit wurde auch das Tabu von Ankern und Nägeln überwunden, die mit Riegeln aus Spritzbeton erfolgreich für die Stabilisierung des hundert Meter langen Einschnitts für eine Stabilisierung ohne weitere Verformungen sorgten.

2.2.6 Überbauung Bestand

Für die Erweiterung eines siebzig Meter hohen Bestandsbauwerks aus den siebziger Jahren war die Überbauung eines nicht belastbaren Versorgungsbauwerks notwendig. Aus der so entstehenden Brückenkonstruktion resultierten hohe Streifenlasten. Die Abtragung wurde statisch mit hoch bewehrten Bohrpfählen vorgesehen. Allerdings hatte man dabei nicht die Platzverhältnisse während der Ausführung berücksichtigt, die den Einsatz eines Großgeräts in einem schmalen Arbeitsschlitz nicht zuließen. Als Lösung dienten Scheiben aus Düsenstrahlkörpern mit massiver Bewehrung aus Gewi-Stählen. Durch diese Ausführung mit einer zusätzlichen Fußerweiterung konnten die für die Pfahlösung prognostizierten Setzungen auf einen Bruchteil verringert werden.

2.3 Projekterweiterungen

Vor allem nach dem Jahr 2005 traten Anforderungen für Neubauten an die Stelle der Baugruben für das inzwischen fertige Tunnelbauwerk. Weiterhin erfolgte die Ausschreibung von Einzelabschnitten für Generalunternehmer.

2.3.1 Baugrube für eine Großgarage im Grundwasser

Für eine dreizehn Meter tiefe Baugrube am Fuß der Krankenhaus-Terrasse kamen weder die vor beinahe zwanzig Jahren vorgesehenen Schlitzwände, noch die inzwischen einigermaßen erprobten Bohrpfähle zum Einsatz. Die ansonsten wegen der Lärmproblematik immer ausgeschiedenen Spundwände trugen diesmal den Sieg davon, nachdem in ausgedehnten Versuchen die Anpassung der Schlagfrequenz an den unterschiedlichen Schichtverlauf nachgewiesen worden war.

2.3.2 Tiefe Baugrube

Erst im Jahr 2011 wurde eine reine Bohrpfählsicherung mit mehrlagiger Verankerung beauftragt. Für ein neues Versorgungszentrum ergab sich eine bis zu 24m tiefe Baugrube, in deren Einflussbereich sich mehrere Bestandsgebäude befanden. Aufgrund der Tiefe und der kombinierten Anforderung als Gründung wurden die Pfähle im oberen Bereich nach der CFA – Methode ausgeführt, während im unteren Bereich zum Teil voll verrohrte Pfähle mit Durchmesser 900 mm eingebaut wurden.

Der unregelmäßige Grundriss mit ausspringenden Ecken erforderte eine detaillierte Planung der Ankerlagen und eine entsprechend genaue Lageüberprüfung der Bohrungen während der Ausführung. Die weichen, bindigen Bodenschichten erforderten den Einsatz von Mehrstufenankern, um die hohen Ankerlasten mit einer begrenzten Anzahl von Einzelankern abtragen zu können. Die unter 30 mm liegenden Verformungen in den kritischen Bereichen bestätigten die Wahl der Methode.



Abb.6 Baugrube mit Bohrpfählsicherung auf Endtiefe des Aushubs

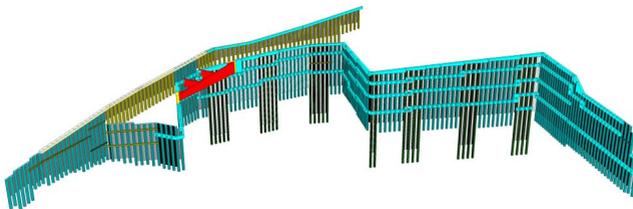


Abb.7 Darstellung der oberen Pfahlwand mit Öffnung für die Zufahrt der Feuerwehr

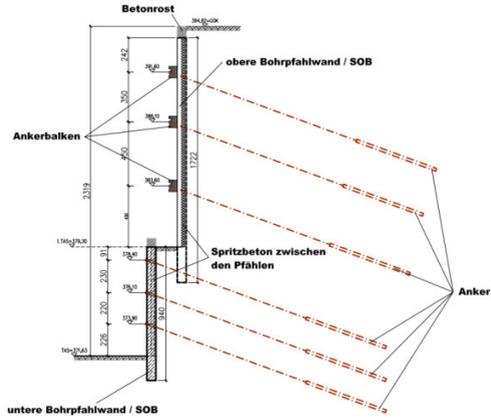


Abb.8 Schnitt durch die zweiphasige Bohrfahlsicherung mit Ankerlagen

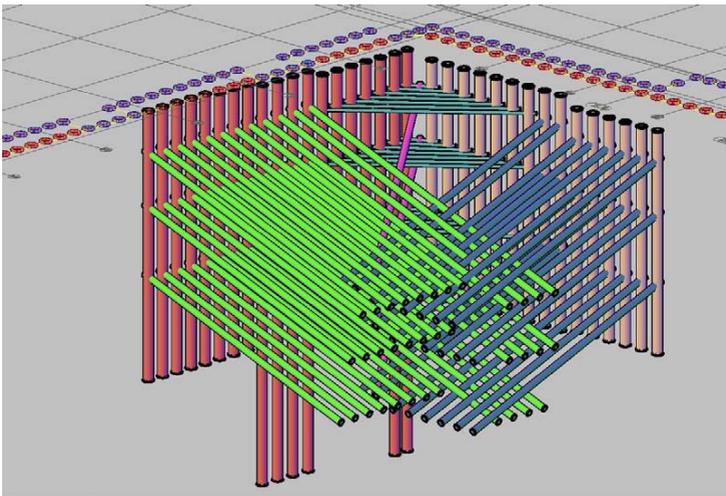


Abb.9 Modellierung von Ankerlagen im Fall einer auspringenden Ecke

3. Schlussbemerkung

Die über zwei Jahrzehnte reichende Bauzeit und ein Bauvolumen von weit mehr als einer Milliarde Euro haben gezeigt, dass zahlreiche, in einer vorab durchgeführten Grobplanung nicht ausreichend erfasste Randbedingungen die Wahl der optimalen Methode zur Erstellung von Baugruben wesentlich beeinflussen. In einer für viele Bauvorhaben beispielhaften

Weise wurde in diesem Fall auch der Einfluss der genauen Kenntnis der Bodenverhältnisse erprobt. Die dabei aufgetretenen Erschwernisse wurden vom Bauherrn mit dem Argument nicht anerkannt, „dass eine Fachfirma doch nach dem fünften Einsatz in ein und demselben Areal die Bodenverhältnisse kennen müsse“. Wie viele Überraschungen im Boden in weiterer Folge noch angetroffen werden sollten, war zu diesem Zeitpunkt noch nicht absehbar. Jedenfalls wurde klar erkannt, dass die Annahme einer „Regelstrecke“ für komplexe innerstädtische Bauvorhaben die Illusion mit sich bringt, man könne alle Problemstellungen mit einer Problemstellung lösen, noch dazu unter Ausschluss des Einsatzes anderer Methoden.

Autoren

Dipl.-Ing. Dr. Eduard Falk

E.Falk@Kellerholding.com

Dr.-Ing. Wolfgang Sondermann

W.Sondermann@Kellerholding.com

Keller Holding GmbH

Kaiserleistraße 8

63006 Offenbach

www.KellerHolding.com

Tel.: +49 69 8051-0



Joint Venture

Geben Sie Ihrer Gründung ein solides Fundament

Wenn es um die optimale Gründungsart geht, sind die beiden Gründungspezialisten Keller und Vroom Ihr kompetenter Partner. Gemeinsam finden wir die technisch und wirtschaftlich effektivste Gründungsart und setzen diese verlässlich für Sie um.



- Pfahlssysteme
- + Pfahlähnliche Systeme
- + Baugrundverbesserungssysteme
- + Bemessungssysteme
- = unendliche Systemvielfalt

Joint Venture
Keller Grundbau GmbH
Vroom Funderingstechnieken BV

Becklinger Str. 2 I
D-29683 Bad Fallingbostal (Dorfmark)
Tel +49 (0)5163 299 - 0



www.kombinierte-gruendungen.de

Bohrpfahlbeton – Neue Bewertung der Verarbeitbarkeit

Karsten Beckhaus¹, Martin Larisch²

¹BAUER Spezialtiefbau, Deutschland; ²Piling Contractors, Australien

1 Einleitung

Bohrpfähle für moderne Bauwerke, z.B. extrem hohe Gebäude, benötigen einen Beton, der nicht nur die tlw. ebenfalls extrem hohen Anforderungen an seine mechanischen Eigenschaften und seine Dauerhaftigkeit erfüllt, sondern auch für den Einbau in große Tiefen geeignet ist. Die heutige Gerätetechnik erlaubt tiefe Bohrungen bis in über 100 m Tiefe, und auch die moderne Betontechnologie hat sich entsprechend weiterentwickelt. Betone mit sehr geringen Wasser-Zementwerten ($w/z < 0,40$) können so hergestellt werden, dass sie ausreichend und ausreichend lange verarbeitbar sind, bis der Beton im Pfahl nicht mehr bewegt werden muss. Die geringen w/z -Werte ermöglichen statisch genutzte charakteristische Festigkeiten von 60 MPa und höher und eine sehr hohe Dichtigkeit des erhärteten Betons, mit der selbst bei angreifenden Wässern mit hohen Chloridgehalten eine geforderte Lebensdauer der bewehrten Pfähle von bis über 100 Jahren nachgewiesen werden kann. Voraussetzung ist aber ein gefügedichter Beton nach dem Einbau.

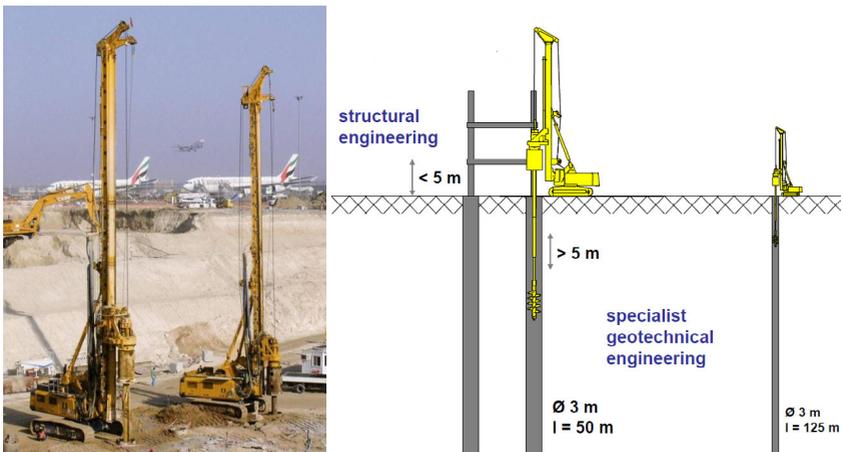


Abbildung 1: Beispielhafte Pfahldimensionen im Vergleich zu Drehbohrgeräten

Die Ausführungsqualität kann nach dem Betoneinbau nicht mehr beeinflusst werden, ein Rütteln wie im Hoch- oder Ingenieurbau ist im Spezialtiefbau in der Regel untersagt und wäre auch ungeeignet. Bohrpfahlbetone werden so konzipiert, dass sie bei gegebener hydrostatischer Druckhöhe sich „selbst verdichten“. Prüfbare, quantitative Anforderungen an die Verarbeitbarkeit des Betons für Bohrpfähle beschränken sich auf die „messbare“ Konsistenz des frischen Betons vor dem Einbau. Es liegt auf der Hand, dass mit einer einfachen Messung des Ausbreitmaßes nach DIN EN 12350-5 oder des international weiter verbreiteten Setzmaßes (slump), z.B. nach AS 1012.3.1 keinesfalls pauschal

- ein hoher Widerstand gegen Entmischung,
- eine hohe Plastizität und ein gutes Zusammenhaltevermögen,
- eine gute Fließfähigkeit,
- die Fähigkeit, sich selbst ausreichend zu verdichten, und
- eine ausreichende Verarbeitbarkeit für die Dauer des Betonierens und das Ziehen einer vorübergehenden Verrohrung

nachgewiesen werden können. Diese „prinzipiellen“ Anforderungen werden so oder ähnlich richtigerweise an Bohrpfahlbeton gestellt (und andere Betone im Spezialtiefbau), zugehörige charakteristische Kenngrößen werden aber in der Regel nicht festgelegt, etwa im Sinne optionaler Anwendungsregeln. In der europäischen Ausführungsnorm für Bohrpfähle werden in Abhängigkeit v.a. der Einbaubedingungen weitere Anforderungen an die Betonzusammensetzung gestellt. Außerdem gibt es ggf. Mindestanforderungen an die Betonüberdeckung und den lichten Abstand der Bewehrungsstäbe. Beides soll den ungehinderten Fluss des ausreichend fließfähigen und verformbaren Frischbetons durch und um die Bewehrungsstäbe herum gewährleisten. Im Allgemeinen kann durch die Summe solcher tlw. empirisch entwickelten Maßnahmen eine ausreichende Ausführungsqualität sichergestellt werden. Kommen aber deutlich vom heutigen „Standard“ abweichende Betonrezepturen zum Einsatz, müssen ggf. auch weitere Nachweise gefordert und möglicherweise muss auch von den standardisierten Konsistenzgrenzen abgewichen werden.

Insbesondere für den Einbau in tiefe Bohrungen im Kontraktorverfahren, ggf. mit enger Bewehrung, und mit hohen Anforderungen an die Festigkeit oder an die Dauerhaftigkeit können früher bewährte Konsistenzwerte heute unangemessen sein. Bestehende, althergebrachte Regelungen für moderne Betone müssen deshalb auf ihre Anwendbarkeit über-

prüft und ggf. adaptiert werden oder es müssen neue Regelungen gefunden werden, um Fehler durch mangelhafte Betonqualität weiterhin zielsicher zu vermeiden. Solange normative Anwendungsregeln zur Konsistenz eingehalten werden, ist ein mögliches Abweichen von den oben genannten Prinzipien kaum nachweisbar und für Nicht-Fachleute schwer nachvollziehbar. Das neue Handbuch „Tremie Concrete for Deep Foundations“ vom Concrete Institute of Australia enthält einige Empfehlungen, wie Frischbeton differenzierter bewertet werden kann. Verschiedene Testverfahren und auch zugehörige Zielwerte für die Verarbeitbarkeit und die Stabilität des Frischbetons werden empfohlen, so dass der Nachweis einer ausreichenden Verarbeitbarkeit nicht mehr ausschließlich von einem Indexwert wie dem Setzmaß abhängig gemacht wird. In Australien, wo es keine speziellen normativen Anforderungen an Beton für die Anwendung im Spezialtiefbau gibt, wurden neue Empfehlungen auf Betreiben ausführender Unternehmen, vereinigt in der Piling and Foundation Specialists Federation, erarbeitet, um diese Lücke zu schließen.

2 Bohrfahlerstellung und Anforderungen an den Beton

2.1 Bohrfahlerstellung

Die Herstellung von Bohrfählen lässt sich vereinfacht in zwei Prozessschritte unterteilen: (1) Ausbohren von Boden oder Fels und (2) Einbau von Bewehrung und Beton.

Die Wahl des Bohrverfahrens fällt in der Regel auf das wirtschaftlichste, hängt aber natürlich vor allem von den geologischen Randbedingungen ab, ggf. auch von vertraglichen. In Bezug auf das anschließende Betonieren ist von entscheidender Bedeutung, ob die Bohrung unter einer stützenden Flüssigkeit oder im Schutz einer (temporären) Verrohrung hergestellt wird, vgl. Abbildung 2. Im Fall einer verrohrten Bohrung ist zu beachten, dass sich beim späteren Ziehen der Verrohrung der Frischbeton nach entsprechender Dauer der Stagnation in den freiwerdenden Ringraum bewegen können muss – unterstützt aber durch den hydrostatischen Druck des Betons oberhalb.

Wenn die Bohrung trocken ist, wird nicht im Kontraktorverfahren betoniert, sondern fällt der Beton durch ein (kurzes) Schüttrohr zentriert im Freifall (begrenzter Tiefe) in das Bohrloch. Bei geeigneter Zusammensetzung und Kohäsion des Frischbetons sind hier deutlich größere Fallhöhen machbar als im Hochbau zulässig. Zwar sind grundsätzlich auch größere Fallhöhen als 25 m denkbar, aber schon aufgrund einer üblicherweise tolerierten Bohr-

abweichung von 1 % wird der verbleibende theoretische Schacht um 25 cm kleiner. Grenzen müssen also projektbezogen festgelegt werden.

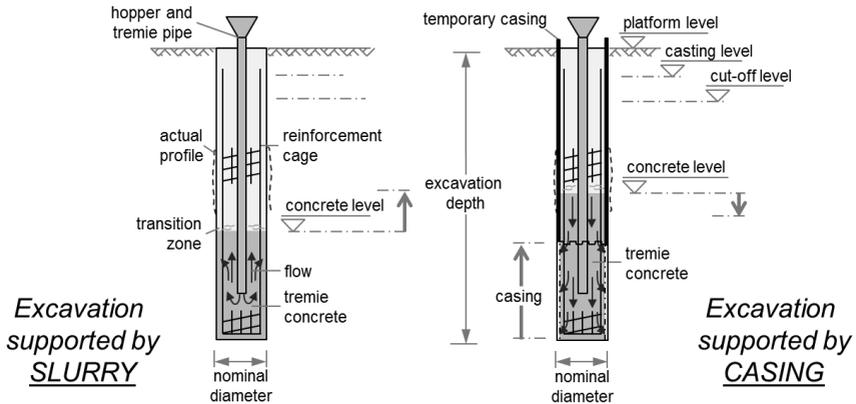


Abbildung 2: Betonieren eines Bohrpfahls, nicht verrohrt (links) oder verrohrt (rechts)

Steht Wasser im Bohrloch oder wird unter einer Stützflüssigkeit – meist Bentonitsuspension, seltener eine Polymerlösung und in Ausnahmefällen Wasser – betoniert, muss dies im Kontraktorverfahren erfolgen. Der Beton muss diese Flüssigkeit nach oben verdrängen und darf sich mit dieser nicht vermischen oder das im Übergangsbereich möglicherweise entstehende Sedimentations-Gemisch lokal einschließen. Ein solches Gemisch entsteht zwangsläufig, indem sich auf dem „Betonspiegel“ (also oberhalb des Homogenbereichs des Betons mit seiner planmäßigen Zusammensetzung) Zementleim oder Überschusswasser des Betons absondern und Boden-Feinteile absetzen, und so die Stützflüssigkeit anreichern. Beide Vorgänge entstehen durch Sedimentation und sind – begrenzt – steuerbar, durch die rheologischen Eigenschaften des Betons und der Stützflüssigkeit sowie durch das Reinigen bzw. Austauschen der Stützflüssigkeit vor dem Betonieren.

In einer „nassen“ Bohrung muss der Beton immer im Kontraktorverfahren eingebracht werden, um einen integren Pfahl mit vollständig eingebetteter Bewehrung herstellen zu können. Der im Pfahlschaft aufsteigende Frischbeton wird durch die Bohrpfehlwandung und die ggf. eingestellte Bewehrung „gebremst“, so dass der Beton über den Querschnitt verteilt ein ungleichmäßiges Geschwindigkeitsprofil besitzt. Eine niedrige Viskosität des Betons, zusammen mit einem ausreichend großen Abstand in der Betonrandzone außer-

halb eines Bewehrungskorbes, unterstützt eine möglichst gleichmäßige Verteilung des Betons mit vollständiger Einbettung der Beehrung, vgl. Abbildung 3.

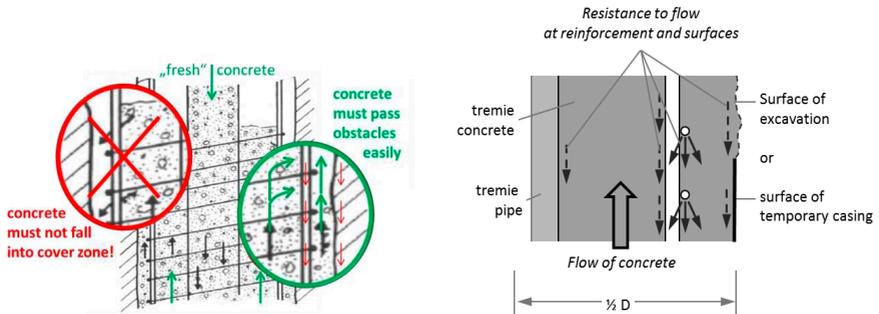


Abbildung 3: Bekanntes Ausführungsrisiko [nach Fleming und Sliwinski, 1977] beim Betonieren (links) und schematische Darstellung der Fließwiderstände (rechts)

Die Fließfähigkeit und auch die Verformbarkeit des Frischbetons, d.h. dessen Vermögen, sich durch „Engpässe hindurchzuzwängen“, wird selbstverständlich durch die Zusammensetzung des Betons bestehend aus Gesteinskörnungen, Wasser, Zement und Zusatzstoffen sowie ggf. einem oder mehreren Betonzusatzmitteln gesteuert. Diese bestimmt maßgeblich die Rheologie des Bohrpfehlbetons, die vereinfacht durch die beiden Kenngrößen Fließgrenze und Viskosität beschrieben werden kann, vgl. Abbildung 4.

In der Betontechnologie bekannter ist der Ende der 80er Jahre in Japan entwickelte „Selbstverdichtende Beton“, der vor allem im Hochbau zum Einsatz kommt, vorzugsweise bei engen Bewehrungslagen und für Sichtbeton. Dieser Beton „entlüftet“ und umschließt die Bewehrung alleine durch die Schwerkraft, und braucht dafür und für das Nivellieren aber eine sehr geringe Fließgrenze. Gleichzeitig zeichnet sich ein solcher selbstverdichtender Beton durch eine hohe Viskosität aus, so dass der Beton zwar nach allgemeiner Bewertung „gut“ fließt, aber eben langsam. Diese hohe Viskosität wird auch zur Kontrolle der Sedimentation der groben Gesteinskörnung genutzt, indem diese „gebremst“ werden, so dass ein Absinken im Zeitraum bis zum Erstarrungsbeginn in Grenzen gehalten wird.

Der Bohrpfehlbeton hingegen, der gemäß Normanforderung ebenfalls „selbstverdichtend“ sein soll, nutzt nicht nur sein Eigengewicht, sondern auch das Gewicht des darüber bereits eingebrachten Betons. Die Fließgrenze kann somit deutlich größer sein als bei einem selbstverdichtenden Beton im Hochbau, so dass die Feststoffe ab einer bestimmten Korn-

größe (Zementpartikel im Zementleim, Sandkörner im Mörtel und die grobe Gesteinskörnung im Beton) nicht absinken können. Gleichzeitig kann die Viskosität geringer sein, der Beton weist den erwünschten geringen Widerstand gegen das Fließen auf, so dass sich der Beton beim Auslauf aus dem Betonierrohr schneller und gleichmäßiger im Pfahlschaft verteilt und beim Aufsteigen dann weniger durch die Reibungspartner (Bohrlochwandung und Bewehrungskorb) gebremst wird.

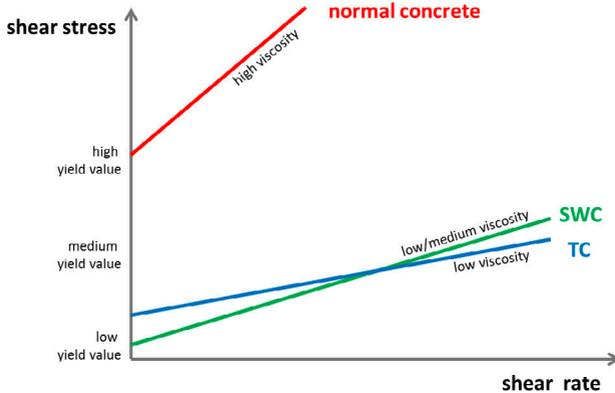


Abbildung 4: Rheologischen Verhaltens eines fließfähigen Bohrpfahlbetons (TC: Tremie Concrete) im Vergleich zu Rüttel- und selbstverdichtendem Beton (hier: SWC)

Die Fließfähigkeit als Maß der Viskosität kann begrenzt über die Zeit beim Ausbreiten des Betons im Fließ-Setzmaßversuch (slump flow test) bestimmt werden, wobei allerdings für gängige – wenn auch fließfähige – Bohrpfahlbetone nur geringe Fließstrecken zustande kommen und damit die Aussagekraft gering ist. Festlegungen der Ausbreitzeit sind nur sinnvoll, wenn sie sich auf einen festgelegten Durchmesser beziehen. Dieser Durchmesser ist für selbstverdichtende Betone 500 mm, wobei Bohrpfahlbetone diesen nicht zwingend erreichen oder überschreiten müssen. Eine ungewollt hohe Viskosität (bei geringer Fließgrenze) kann aber zumindest festgestellt werden, wenn etwa das Setzfließmaß extrem hoch (über 650 mm) und gleichzeitig die Zeit bis zum Stillstand ebenfalls sehr hoch (z.B. über 15 Sekunden) ist. Als etwas aussagekräftiger wird der Versuch mit der so genannten L-Box bewertet, der auch in das australische Tremie Handbuch aufgenommen wurde. Der in der oberen Box eingefüllte Beton fließt nach dem Öffnen einer unten angebrachten Klappe in die untere Box, wobei die Auflast der Frischbetonsäule für das Überschreiten der Fließgrenze sorgt und so der Beton zum Fließen kommt. Da sich die Druck-

höhe mit dem Ausfließen natürlich zunehmend verringert, wird der Beton in Abhängigkeit seiner Viskosität langsamer und kommt schließlich zum Stillstand. Bei der Anwendung für Bohrpfahlbeton wird empfohlen die Zeit zu messen, die der Beton nach dem Öffnen einer Klappe braucht, um das Ende der unteren Box zu erreichen. Wird eine bestimmte Zeit nicht überschritten, ist nach theoretischen Überlegungen auch die Viskosität beschränkt [vgl. Alehossein et al]. Die Neigung des Betonspiegels nach dem Fließvorgang ist zwar auch von der Fließgrenze abhängig, aber nicht alleine (weil der Beton hinten „anschlägt“) und theoretisch auch nur, wenn die eingebauten Stäbe vorher den – freien – Fluss nicht behindern. Das Passieren dieses Engpasses (mit für SVB standardisierten Stababständen in Abhängigkeit des gewählten Größtkorns) ohne Blockieren soll aber gerade die erforderliche Verformbarkeit des Betons beweisen. Weil aber im Spezialtiefbau, anders als im Hochbau, die lichten Maße zwischen den Bewehrungsstäben relativ groß gewählt werden müssen, müssen die für selbstverdichtenden Beton aufgestellten Prüfungsanforderungen adaptiert werden, wenn gemäß Vorgabe der Versuch selber gleich bleiben soll. In Bezug auf die Blockierneigung sollte für Bohrpfahlbeton der einfache Nachweis ausreichen, dass die grobe Gesteinskörnung kein sichtbares Blockieren an den Stäben verursacht, woraus sonst eine ungenügende Verformbarkeit (bzw. zu hohe Entmischungsneigung) des Frischbetons abgeleitet werden müsste. Im Rahmen der Erstellung des Tremie Handbuchs wurde eine Versuchsserie mit etwa 40 unterschiedlich zusammengesetzten Betonen durchgeführt, unter anderem mit der L-Box. In der Praxis erfolgreich verwendete Bohrpfahlbetonmischungen, den auch entsprechend ihrer Zusammensetzung, Konsistenz und nach optischer Beurteilung eine gute Verarbeitbarkeit und Frischbetonstabilität für den Einbau „im Nassen“ zugewiesen werden konnten, erreichten immer das Ende der Box. Betone höherer Fließfähigkeit, welche bei besonders großen Fließstrecken als erforderlich erachtet wird, erreichten im gleichen Versuch eine Höhe f_{end} von mindestens 5 cm am Ende der Box, so dass hier ein einfaches Kriterium für eine höhere Fließfähigkeit zur Verfügung steht. Abbildung 5 zeigt die L-Box und einen typischen Zustand nach Versuchsende mit einem fließfähigen Bohrpfahlbeton. Dieses Bild weicht deutlich von dem eines SVB ab, der eine sehr geringe Fließgrenze benötigt, um sich ohne weitere Energiezufuhr (Druckhöhe fast 0) auf ein annähernd ausgeglichenes Niveau zu verteilen.

Beim Einbau des Betons in den Pfahlschaft und auch danach kann die Verteilung des Bohrpfahlbetons im Detail nicht beobachtet werden. Notwendige Maßnahmen (Betonkonsistenz, Bewehrungsabstände und Betondeckung) wurden aus Erfahrung festgelegt, be-

stätigt durch einzelne Auswertungen von Betonspiegelmessungen (s. Abbildung 3, links) oder aus Betonversuchen mit unterschiedlich eingefärbten Betonchargen, z.B. Brown et al. Ein zusammenhängendes Modell, welches alle Einflussfaktoren der Betonrheologie und der Fließwiderstände berücksichtigt, ist nicht bekannt. Im Rahmen eines Projekts der BAUER Forschungsgemeinschaft soll eine computergestützte Simulation entwickelt und mit Labor- und Feldmessungen validiert werden. Numerische Berechnungsmethoden wie die Diskrete Elemente Methode (DEM) erlauben hier zwar realitätsnahe Simulationen, vereinfachte Annahmen werden aber in Bezug auf die Änderung der Rheologie des Frischbetons in Abhängigkeit der Zeit und der hydrostatischen Druckbeanspruchung zu treffen sein. Hier ist das Ziel einer Optimierung ein möglichst stabiler Frischbeton, der auch in großen Tiefen ein gutes Wasserrückhaltevermögen besitzt, also wenig Überschusswasser durch das so genannte Ausfiltern an den umgebenden Boden abgibt, oder durch Sedimentationsvorgänge nach oben, vgl. Abbildung 6.

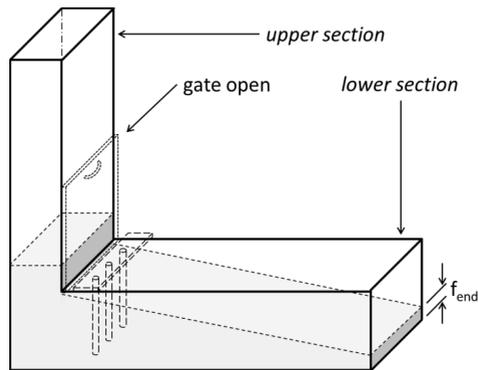


Abbildung 5: L-Box, entwickelt für selbstverdichtend Beton, adaptiert für „Tremie Concrete“ Für tiefe Bohrpfähle (sinngemäß auch für Schlitzwände), ohne visuelle Kontrollmöglichkeit, manchmal in Tiefen von mehr als 100 m, muss auch unter hohem Betondruck und nach ggf. mehreren Stunden noch eine ausreichende Verarbeitbarkeit gegeben sein. Das heißt, dass die „Fließfähigkeit“ und die „Verformbarkeit“ des Frischbetons für das jeweilige Konstruktionselement bestimmte Mindestwerte nicht unterschreiten dürfen. Dafür reicht es in der Regel nicht aus, den Frischbeton nur anhand eines Konsistenzmaßes zu klassifizieren, insbesondere weil sich Betone, die mit hohen Dosen von Betonzusatzmitteln fließfä-

w/z-Wert deutlich unter 0,40 als grundsätzlich gut angenommen werden, im Wesentlichen aufgrund der hohen spezifischen Oberfläche der Feianteile mit hohem Wasseranspruch.

Im Normalfall ($w/z > 0,40$) kann aber das Wasserrückhaltevermögen unter Druck weder optisch erkannt werden, noch durch erhöhte Zement- oder Mehlkorngelalte sicher gesteuert werden. Der Widerstand eines frischen Betons gegen das Ausfiltern von Überschusswasser an den umgebenden Boden kann aber ähnlich wie die Filtratwasserabgabe von stützenden Suspensionen in einem Filterpressenversuch geprüft werden, vgl. Abbildung 7 links. Ein als Laborversuch konzipierter Versuch mit einer (großen) Betonfilterpresse gemäß dem österreichischen Merkblatt für weiche Betone (2009) ist die Weiterentwicklung des baustellentauglicheren Versuchs mit der BAUER Filterpresse, die im Tremie Handbuch beschrieben wird. Ein Betonvolumen von ca. 1,5 l wird in einem zylindrischen Stahlrohr von oben über 5 Minuten mit einem Druck von 5 bar beaufschlagt, so dass der Beton über ein Filterpapier nach unten Filterwasser abgeben kann. Die Filterwassermenge sowie die Dicke der ausgefilterten Betonsäule sind ein Maß für die Frischbetonstabilität. Tendenziell sind zwar Betone mit höherer Sedimentationsstabilität auch filterstabiler, allerdings sind alleine aufgrund der Filterkuchenbildung die Mechanismen unterschiedlich, so dass Ergebnisse nicht zwangsläufig übertragbar sind.

Der Widerstand gegen Sedimentation – das „Bluten“ von Beton ist nach Neville eine Sonderform – ist gesondert zu prüfen. Eine recht wirksame Prüfmethode ist das Beobachten der Grobkornverteilung in hohen Standzylindern, ggf. durch Aufsägen der Säule nach dem Erhärten, allerdings erfordert diese Methode Zeit und wird nur in Ausnahmefällen i.d.R. nur im Rahmen von Eignungsprüfungen durchgeführt. Hier wird auch zukünftig der Beobachtung und optischen Beurteilung der Frischbetonstabilität eine hohe Bedeutung zukommen. Eine Möglichkeit der objektivierten Klassifizierung bietet der in der amerikanischen Prüfnorm ASTM C1611 beschriebene „Visual Stability Index“, nach dem selbstverdichtende, also sehr fließfähige Betone nach dem slump flow test auf verschiedene Merkmale hin bewertet werden, vgl. Abbildung 7 rechts. Unter den genannten Anforderungen im Spezialtiefbau sollte für Bohrpfaßbeton ausschließlich die Klassifizierung „VSI 0“ zulässig sein. Maßnahmen zur Minimierung des Sedimentierens von Beton sind i.d.R. die Anpassung der Sieblinie mit Beschränkung des Größtkorns sowie der Rheologie des Feinmörtels mit Reduzierung des Wassergehalts bei ggf. gleichzeitiger Erhöhung des Zementgehalts (bzw. der Zusatzstoffe), aber auch die Anpassung des bezogenen Zementleimvolumens.



Abbildung 7: Der „BAUER filtration test“ (links) und die Beurteilung der Frischbetonstabilität gegen Sedimentieren gemäß dem „VSI test“ (rechts)

Normative Vorgaben vor allem in Bezug auf die Frischbetonzusammensetzung, aber auch in Bezug auf die Frischbetoneigenschaften können nur „weit gefasste“ Anwendungsregeln sein (von denen begründet abgewichen werden darf!). Genaue Festlegungen hängen zu sehr von den charakteristischen Eigenschaften der einzelnen Betonausgangsstoffe ab. Die Rezepturoptimierung muss also projektbezogen erfolgen.

2.2 Bohrpfahlbeton in Deutschland

Die Grundanforderungen an den Beton resultieren i.d.R. aus der Bohrpfahlbemessung und aus der Einordnung in eine entsprechende Expositionsklasse. Letztere ist abhängig von einer möglichen Beton- oder Stahlkorrosion infolge der Umgebungsbedingungen. Gemäß europäischer Betonnorm EN 206-1 bzw. der in Deutschland gültigen DIN EN 206-1 mit DIN 1045-2 werden für den entsprechenden Beton ein maximal zulässiger w/z-Wert, ein Mindestzementgehalt und eine charakteristische (Mindest-) Festigkeit abgeleitet.

Die in Deutschland eingeführte Bohrpfahlnorm DIN EN 1536:2010 enthält (in Verbindung mit DIN SPEC 18140:2012) weitere normative Festlegungen zur Betonzusammensetzung und Verarbeitbarkeit des Frischbetons. Diese ergänzenden Regelungen werden in Zukunft konsequenterweise direkt im normativen Anhang der DIN EN 206-1 mit zugehörigem nationalem Ergänzungsdokument enthalten sein, so dass der „Spezialbeton“ für Bohrpfäh-

le bei den Betonherstellern zu einem höheren Bekanntheitsgrad führen könnte, folglich auch zu einer reibungsloseren Anwendung der ergänzenden Regelungen.

Zum Beispiel darf nach EN 1536 der w/z-Wert grundsätzlich nicht höher als 0,60 sein, was aber nur maßgebend wird, wenn ein Korrosions- oder Angriffsrisiko aus der Umgebung ausschließlich infolge Karbonatisierung (XC) zu erwarten ist. Im Falle, dass Chloride (aus Meerwasser: XS; sonst meist Tausalz / De-icing salt: XD) oder betonaggressive Stoffe (XA) in den Beton eindringen können, wird die dem Pfahl zugewiesene Expositionsklasse maßgebend, für die in der DIN EN 206-1/DIN 1045-2 „Grenzwerte der Betonzusammensetzung“ (informativ) festgelegt werden, vgl. beispielhaft Tabelle 1.

Tabelle 1: Mindestzementgehalte nach DIN EN 206-1 und nach DIN EN 1536

Expositionsklasse nach DIN EN 206-1	Zementgehalt nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 [kg/m³]	Einbaubedingungen nach DIN EN 1536	Zementgehalt nach DIN EN 1536 [kg/m³]
XC2	≥ 240 (240)*	... im Trockenen	≥ 325
XC4	≥ 280 (270)*	... unter Wasser	≥ 375
XD1	≥ 300 (270)*		
XA2	≥ 320 (270)*		
Expositionsklasse nach DIN EN 206-1	w/z-Wert nach DIN EN 206-1 [-]	Einbaubedingungen nach DIN EN 1536	w/z-Wert nach DIN EN 1536 [-]
XC2	0,75	... im Trockenen	0,60
XC4	0,60	... unter Wasser	0,60
XD2	0,55		
XA2	0,50		

* Wert in Klammern gilt bei Anrechnung von Flugasche

Soll etwa ein Gründungspfahl mit einer (üblichen) beabsichtigten Nutzungsdauer von 50 Jahren in einen durchlässigen Boden mit 1000 mg Sulfat je Liter Grundwasser hergestellt werden, wird dieser in die Expositionsklasse XA2 eingeordnet. Zusätzlich besteht zwar auch ein Korrosionsrisiko infolge Karbonatisierung, allerdings sind die Anforderungen (max w/z = 0,60) geringer. Für einen XA2-Beton ergeben sich als maßgebende Anforderungen ein maximaler w/z-Wert von 0,50 und ein Mindestzementgehalt von 320 kg/m³. Zusätzlich wird meist eine „entsprechende“ Festigkeitsklasse gefordert, hier ein C30/37. Weil der Sulfatgehalt nicht größer als 1500 mg/l ist, darf nach ergänzenden Regeln in

Deutschland statt eines Zements mit hohem Sulfatwiderstand auch eine Kombination aus Zement und Flugasche verwendet werden, die nach internationalem Verständnis einem Zement mit mäßigem Sulfatwiderstand gleichzusetzen ist. Bei höheren Sulfatgehalten muss ein „HS-Zement“ verwendet werden (z. B. CEM III/B 42,5 - HS). Auch bei der Anrechenbarkeit der Flugasche auf den w/z-Wert gibt es in Deutschland einen anerkannten Stand der Technik, der besondere „deutsche Anwendungsregeln“ nach sich zieht. So darf nach DIN SPEC 18140:2012 die Flugasche in Bohrfahlabeton – aufgrund der günstigen Nacherhärtingsbedingungen im Boden – mit einem erhöhten k-Wert auf den äquivalenten Wasserzementwert $(w/z)_{eq} = w/(z+k \cdot f)$ angerechnet werden: „Bei Verwendung von Flugasche ist der äquivalente Wasserzementwert $(w/z)_{eq}$ mit $k_f = 0,7$ anzusetzen.“ Der auf den w/z-Wert anrechenbare Flugaschegehalt darf aber maximal 1/3 des Zementgehalts sein.

Tabelle 2: Konsistenzklassen nach DIN EN 206-1 und -zielwerte nach DIN EN 1536

Klasse nach DIN EN 206-1	Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5 [mm]	Einbaubedingungen nach DIN EN 1536	Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5 [mm]
F3	420 – 480	... im Trockenen	500 ± 30
F4	490 – 550	... unter Wasser	560 ± 30
F5	560 - 620	... unter Stützflüssigkeit	600 ± 30
F6	≥ 630		
Klasse nach DIN EN 206-1	Setzmaß nach DIN EN 12350-2 [mm]	Einbaubedingungen nach DIN EN 1536	Setzmaß nach DIN EN 12350-2 [mm]
S3	100 – 150	... im Trockenen	150 ± 30
S4	160 – 210	... unter Wasser	180 ± 30
S5	≥ 220	... unter Stützflüssigkeit	200 ± 30

Auch der Mindestzementgehalt darf bei Anwendung von Flugasche und bei bestimmten Zementarten (z. B. bei CEM I) reduziert werden, wobei der Flugaschegehalt natürlich mindestens dem ersetzten Zementgehalt entsprechen muss. Höhere Gehalte (bis 2/3 z) sind aber natürlich erlaubt sind, um etwa den Feinkornanteil im Beton zu erhöhen. Im Fall der Expositionsklasse XA2 mit $z = 270$ kg (CEM I) und 105 kg Flugasche ($> 1/3 z$) je m^3 Beton wären die beiden voneinander unabhängigen Bedingungen an den Mindestzementgehalt erfüllt. Der maximal zulässige w/z-Wert von 0,50 erlaubt hier einen Wasser-

gehalt von $0,5 \cdot (270\text{kg} + 0,7 \cdot 90\text{ kg}) / \rho_w = 166,5\text{ l}$. Der sich ergebende geringe Bindemittelleim von nur ca. 300 l je m^3 Beton könnte aber zu gering sein, um eine ausreichende Verarbeitbarkeit zu gewährleisten. Betonverflüssiger bzw. Fließmittel ermöglichen zwar eine „Verbesserung“ der Verarbeitbarkeit, können aber nicht die Abstände der Gesteinskörnungen im Beton ändern, so dass in Abhängigkeit vor allem der Sieblinie und der Kornform aus ausführungstechnischen Gründen gegebenenfalls der Zementleimgehalt erhöht werden muss, um eine den Einbaubedingungen angepasste Konsistenz zu erreichen.

Während alle o.g. Festlegungen zur Betonzusammensetzung und Festigkeit Mindestanforderungen sind, wird die geforderte Frischbetonkonsistenz nach unten und oben beschränkt, s. Tabelle 2. Solche Konsistenzklassen gemäß DIN EN 206-1 oder Zielwerte gemäß DIN EN 1536 müssen bei der Bestellung von Beton angegeben werden und haben ihre Berechtigung, um die Betonqualität bei Lieferung prüfen zu können. Unter Berücksichtigung der vor genannten komplexen Zusammenhänge zwischen der Betonzusammensetzung und den prinzipiellen Anforderungen an Bohrpfahlbeton muss aber klar sein, dass diese Vorgaben nur Empfehlungen und auf keinen Fall allgemeingültig sein können. Betone mit sehr niedrigen w/z-Werten, hohen Feinanteilen und ggf. zusätzlich sehr feinen Zusätzen wie Silikastaub erfordern für die gleiche Fließfähigkeit in der Regel höhere Konsistenzmaße. Insbesondere in solchen Fällen muss dabei außerdem beachtet werden, dass gemäß DIN EN 206-1 im Allgemeinen nur noch das für den selbstverdichtenden Beton verwendete Setzfließmaß ($> 550\text{ mm}$) als aussagekräftig angegeben wird. Weder das Ausbreitmaß noch das Setzmaß (slump) sind hier ausreichend sensibel.

2.3 Tremie Concrete gemäß australischem Merkblatt

In einem im Herbst 2012 in erster Auflage erschienenen australischen Merkblatt werden für Betone, die im Kontraktorverfahren in tiefe Bohrungen oder Schlitze eingebaut werden, Qualitätskriterien empfohlen, die über das Konsistenzmaß, in diesem Fall das Setzmaß, hinausgehen. Diese orientieren sich an maßgebenden Kenngrößen der Verarbeitbarkeit und Stabilität des Frischbetons. Weiter wurden in einem Versuchsprogramm, u.a. gefördert durch die Piling and Foundation Specialists Federation, eine Vereinigung australischer Spezialtiefbauunternehmen, und maßgeblich bearbeitet unter Mitarbeit von Bauer Foundations Australia, Piling Contractors und Holcim Australia, unterschiedliche Betone auf ihre Frischbetoneigenschaften untersucht. Damit konnten unter anderem Empfehlun-

gen in das Merkblatt aufgenommen werden, wie sie in ähnlicher Form aus den o. g. deutschen Normen bekannt sind, etwa zu Mindestzementgehalt, Mindestgehalt der feinen Gesteinskörnung und Beschränkung des Gehalts der groben Gesteinskörnung.

Im Tremie Handbuch wird auch versucht, den Bohrpfahlbeton bzw. Spezialtiefbaubeton („Tremie Concrete“) von dem im Hochbau verbreiteten Selbstverdichtenden Beton² sowie dem normalen Beton, der zum Verteilen und Verdichten gerüttelt werden muss, abzugrenzen. Dies wurde vor allem deshalb aufgenommen, um klarzustellen, dass sich der Beton im Spezialtiefbau deutlich vom Rüttelbeton unterscheidet, weil er eine so genannte „Selbstverdichtungseigenschaft“ – in Australien kommt noch das „self levelling“ dazu – aufweisen muss, dass er sich aber dennoch deutlich vom selbstverdichtenden Beton etwa nach DIN EN 206-1 unterscheidet und aufgrund seiner Einbaubedingungen unterscheiden muss. Insbesondere wird hier an das Absetzen (segregation) der Gesteinskörnung gedacht, welches bei den langen erforderlichen Verarbeitungszeiten (der Beton ist lange „offen“) am besten durch die (höhere) Fließgrenze gesteuert werden soll.

Im weiteren wird der prinzipielle Zusammenhang zwischen der Zusammensetzung der Ausgangsstoffe für den Beton, den daraus resultierenden maßgebenden rheologischen sowie abgeleiteten charakteristischen Eigenschaften, die in der Gesamtheit den prinzipiellen Anforderungen genügen müssen, gemäß folgender Abbildung 8 gezeigt. Kern dieser Darstellung ist hier, die prüfbareren Eigenschaften des Betons hervorzuheben, die Verarbeitbarkeit und die Stabilität des Frischbetons.

Für die Qualitätskontrolle werden in dem australischen Merkblatt die Prüfungen mit jeweiliger Prüfhäufigkeit gemäß Abbildung 9 vorgeschlagen, wobei zwischen dem Einbau im Trockenen und im Nassen (unter Wasser und unter Stützflüssigkeit) unterschieden wird. Bei der Festlegung wurde dem Vorsatz gefolgt, auf der Baustelle selber den Aufwand klein zu halten, um den Baufortschritt nicht zu stören. Möglichst viele Maßnahmen sollten also im Vorfeld der Eignungsprüfung stattfinden, um später die charakteristischen Eigenschaften implizit durch einen einfachen Test und die Kontrolle der Zusammensetzung zu identifizieren. Dafür sollte genügen, zusammen mit dem Setzmaß die Zeit des Ausbreitens des Betonkuchens zu messen und anschließend dessen visuelle Stabilität zu beurteilen, womit also im Wesentlichen nur ein erhöhter Dokumentationsaufwand entsteht.

² in Australien als Super-Workable Concrete „SWC“ bekannt, außerdem international als „SCC“ für self-consolidating oder self compacting concrete

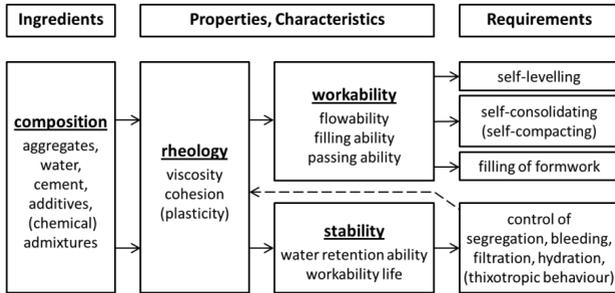


Abbildung 8: Grundsätzliche Abhängigkeit der geforderten Eigenschaften eines Bohrpfahlbetons von den Ausgangsstoffen und deren Zusammensetzung, gemäß Tremie Handbuch

Inspection of	Inspection by	Condition of placement	
		dry	wet
Composition	Delivery docket control	Each batch	
	Batching records	As required	
Flowability	Visual control	Each batch	
	Slump test / Slump flow test	1 batch of each pour	Each batch*
Workability	L-box test	If required	If required
Stability	VSI test	1 batch of each pour	Each batch*
Water retention ability	Filtration test	If required	
Workability life	Knead bag test	If required	
Strength	Compressive strength test	1 sample per 50 m ³ , at least 1 per day or 3 per element	
Others	(to be assessed)	If required	If required

* Testing frequency may be reduced as per project specifications to one test for 5-10 loads once target values have been achieved in at least 5 consecutive tests, unless visual control suggests out of tolerance concerns.

Abbildung 9: Empfehlungen zur Baustellen-Qualitätskontrolle gemäß Tremie Handbuch

Die Prüfkriterien selber werden in dem australischen Merkblatt ebenfalls nach der Einbaumethode unterschieden, vgl. Abbildung 10. Im Fall des „nassen“ Einbaus (unter einer Flüssigkeit) wird nochmals unterschieden, wie weit der Beton lateral vom Betonierrohr bis zum Rand der Bohrung (oder des Schlitzes) fließen muss. Für weitere Fließstrecken wird eine geringere Viskosität empfohlen.

Test Method and properties assessed	Suggested value for structural element of length l and for optional pouring conditions		
	Dry -	Wet, flow distance	
		< 1.2 m (pile ϕ < 2.4m)	\geq 1.2 m (pile ϕ \geq 2.4m)
A.1			
Slump			
h (mm) – subsidence of top of surface	$\geq 140^*$	≥ 180	≥ 220
Slump flow			
D (mm) – diameter of spread of concrete	-	≥ 400	≥ 450
Recommended range (mm)	-	500 ± 100	550 ± 100
T_{final} (sec) – time to reach final spread			
Recommended range (sec)		7 ± 4	7 ± 4
Visual Stability Index			
VSI Index (visual assessment)	Class 0	Class 0	Class 0
A.2			
L-Box			
T_{end} (sec) – time to reach end of box	-	≤ 12	≤ 8
f_{end} – filling height at far end (mm)	-	> 0	≥ 50
Blocking at bars (visual assessment)	No	No	No
A.3			
Bauer filtration			
Filtration loss (l/m^3)	≤ 30	$\leq 30 @ l \leq 15 m$ $\leq 15 @ l > 15 m$	
Filter cake thickness (mm)	≤ 150	$\leq 150 @ l \leq 15 m$ $\leq 100 @ l > 15 m$	
A.4			
Knead bag	project specific	project specific	
Transition from ...			
- liquid to soft consistency (h)	$(\geq \dots)$	$\geq \dots$	
- soft to plastic consistency (h)	$\geq \dots$	$\geq \dots$	

**If slump under dry conditions $\geq 180\text{mm}$ concrete should be placed as under wet conditions.*

Note: Slump values specified in table B1 are not target figures, they are minimum measured values, recommended at the point of discharge on site.

Abbildung 10: Im Tremie Handbuch empfohlene Anforderungen an die charakteristischen Eigenschaften von (Schlitzwand- und) Bohrpfehlbeton

3 Zusammenfassung und Ausblick

An Beton für Bohrpfähle werden Deutschland und Europa normative Festlegungen im Wesentlichen als Mindestanforderungen gestellt. Zunächst sind beim Betonentwurf natürlich die erforderlichen mechanischen Eigenschaften (Festigkeitsklasse) sowie die ausreichende Dauerhaftigkeit des Festbetons zu beachten. In Bezug auf den Einbau des Betons werden weitestgehend „prinzipielle Anforderungen“ an die Eigenschaften des frischen Betons gestellt, prüfbare Anwendungsgrenzen beschränken sich üblicherweise auf die Konsistenz des frischen Betons. Durch ergänzende Regelungen, die aktuell in der Bohrpfahlnorm DIN EN 1536 und zukünftig als Anhang D der Betonnorm DIN EN 206-1 zu finden sind, werden besondere Anforderungen an die Zusammensetzung von Bohrpfahlbeton und auch an die nominelle Betondeckung sowie den lichten Abstand der Bewehrungsstäbe gestellt, um eine hohe Ausführungsqualität zu gewährleisten. Als Prüfgröße der Frischbetoneigenschaften existiert aber auch hier lediglich ein Konsistenzmaß, in Deutschland üblicherweise das Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5, sonst meist das Setzmaß nach DIN EN 12350-2 oder entsprechend.

Die alleinige Prüfung der Konsistenz wird als nicht ausreichend erachtet, um in jedem Fall eine ausreichende Verarbeitbarkeit und Stabilität nachzuweisen. Insbesondere moderne Betone mit hohen Anforderungen an die Festigkeit oder Dauerhaftigkeit weichen in ihrem tatsächlichen rheologischen Verhalten – bei gleichen Konsistenzmaß – von früher verwendeten Betonen ab, für welche die aktuellen Grenzwerte der Normen passend sind. Sie wurden stellvertretend als beschreibende Kenngröße für das rheologische Verhalten des Betons verwendet, welches tatsächlich durch die Fließgrenze und die Viskosität des Betons beschrieben wird. Eine solche Prüfmethode kann aber einen Beton bekannter Zusammensetzung lediglich wiedererkennen, sollte also lediglich zur „Identifizierung“ auf der Baustelle genutzt werden, nicht aber als unabhängiger Eignungsnachweis.

Das hier geforderte Abweichen von alten Zielwerten der Konsistenz bedarf zwar weiterer Nachweise, um sicherzustellen, dass die Grundprinzipien nicht verletzt werden. Die in einem neuen australischen Merkblatt („Tremie Concrete for Deep Foundations“) genannten Prüfmethode sollten hier aber erste Impulse geben können. Sie sind nicht neu erfunden, sondern lediglich adaptiert – meist aus der Technologie der selbstverdichtenden Betone – und mit angemessenen Zielwerten belegt. Möglicherweise kann der eine oder andere Kennwert Eingang in die nächste europäische Normengeneration finden. Vielleicht

reichen aber auch über die bisher etablierten Anforderungen hinaus weitere beschreibende Kennwerte, etwa an einen Mindest-Zementleim-Gehalt, womit geringe Wassergehalte ggf. durch erhöhte Mehlkorngelalte ausgeglichen werden müssen.

In jedem Fall müssen Prüfmethode und Kriterien für moderne Betone – mit vergleichsweise sehr geringen Wasserzementwerten – in Bezug auf die prinzipielle Forderung an Beton im Spezialtiefbau überprüft werden, dass dieser bis zum Einbau der letzten Charge leicht um Bewehrung fließen können muss und sich – auch unter sich einstellenden hohen Frischbetondrücken – nicht entmischen darf. Das einfach zu prüfende Konsistenzmaß, egal ob Ausbreitmaß oder Setzmaß, bleibt zur Identifizierung des geforderten Betons auf der Baustelle die bestgeeignetste Methode, zusammen mit dem Nachweis der in der Eignungsprüfung festgelegten Zusammensetzung (Lieferscheinkontrolle).

Literatur

DIN EN 206; Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, *Europäischer Normentwurf, deutsche Fassung prEN 206:2012, vorgesehen als Ersatz für EN 206-1:2000 und EN 206-9:2010, 2012*

DIN EN 206-1; Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, *Europäische Norm, deutsche Fassung, 2000*

DIN 1045-2; Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, *deutsche Norm, 2001*

DIN EN 12350-2; Prüfung von Frischbeton – Teil 2: Setzmaß, *Europäische Norm, deutsche Fassung, 2009*

DIN EN 12350-5; Prüfung von Frischbeton – Teil 5: Ausbreitmaß; *Europäische Norm, deutsche Fassung, 2009*

DIN EN 1536; Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Bohrpfähle, *Europäische Norm, deutsche Fassung, 2010*

DIN SPEC 18140; Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1536:2010-12, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Bohrpfähle, *DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2010*

ASTM C 1611; Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete, *ASTM Standard, ASTM International, 2005*

AS 1012.3.1; Methods of Testing Concrete – Determination of properties related to the consistency of concrete – slump test, *Australian Standard, Standards Australia, 1998*

Tremie Handbuch; Tremie Concrete for Deep Foundations: Recommended Practice, *Concrete Institute of Australia, Book, 40 p, 2012*

Merkblatt “Weiche Betone”; Betone mit Konsistenz \geq F 59 inklusive ergänzender Klarstellungen, *Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 18 S., Wien, 2009*

Alehossein, H. et al; Analysis of L-Box Test for Tremie Pipe Concrete, *Materials Journal vol 109, pp. 303-312, 2012*

Fleming, W. K.; Sliwinski, Z. J.; The Use and Influence of Bentonite in Bored Pile Construction, *paperback by Construction Industry Research and Information Ass, 93 p, 1977*

Brown, D.A. et al; Evaluation of Self-Consolidating Concrete for Drilled Shaft Applications at Lumber River Bridge Project, South Carolina, *Journal of the Transportation Research Board, No. 2020, Washington, D.C., pp. 67–75, 2007*

Larisch, M. D; Experience with high strength concrete for the foundation of a high rise building, *Proceedings, 9th Symposium on High Performance Concrete, Rotorua, New Zealand, 2011*

Neville, A.M.; Properties of Concrete, *4th Edition, John Wiley and Sons, 844 p, 1996*

Autoren

Dr.-Ing. Karsten Beckhaus¹

karsten.beckhaus@bauer.de

Dipl.-Ing. Martin Larisch²

martin.larisch@pilingcontractors.com.au

¹ BAUER Spezialtiefbau GmbH

www.bauer.de

BAUER-Straße 1, 86529 Schrobenhausen

Tel.: +49 8252 97-0

² Piling Contractors Pty Ltd

www.pilingcontractors.com.au

5 Jacque Court, Lawnton Qld 4501, Australia

Tel.: +61 7 3285 5900

BEGEISTERT FÜR FORTSCHRITT



BAUER SPEZIALTIEFBAU



- Baugruben
- Baugrundverbesserungen
- Dichtwände
- Gründungen

www.bauer.de

BAUER Spezialtiefbau GmbH ■ 86529 Schrobenhausen ■ Tel. +49 8252 97-0 ■ BST@bauer.de

Vergleich von Probelastungen an Fertigbetonrammpfählen mit analytischen und empirischen Bemessungsverfahren

Dr.-Ing. Lars Vavrina (Centrum Pfähle, Hamburg)

Dipl.-Ing. Peter Wardinghus (Centrum Pfähle, Hamburg)

Dipl.-Ing. Wolfgang Körner

1. Einleitung

Bei der Planung und Realisierung eines Bauvorhabens ist neben der technischen Umsetzung die Wirtschaftlichkeit von besonderem Interesse. Insbesondere bei der Bauwerksgründung sieht der Bauherr meist Einsparpotential, da ihm die Notwendigkeit und der Nutzen der Gründungsmaßnahme oft fremd erscheinen. Nachdem der Sachverständige für Geotechnik den Bauherrn hinsichtlich der notwendigen Gründungsplanung beraten hat und die Ausschreibung für die Gründungsmaßnahme auf dem Markt ist, ist der Fachplaner der jeweiligen Gründungsvariante bemüht ein optimales Angebot vorzulegen.

Eine Abschätzung der anfallenden Kosten kann der Fachplaner auf Grundlage ausreichender Baugrunderkundungen mittels einer Vorbemessung erstellen. Die Bemessung von Fertigrammpfählen erfolgt grundsätzlich durch die Berechnung des axialen Pfahlwiderstandes, der sich in der Regel aus der Pfahlmantelreibung und dem Pfahlspitzendruck zusammensetzt.

In der Vergangenheit erfolgte die Bestimmung des Pfahlwiderstandes als zulässige Druckbelastung mit Hilfe der Tabelle 3 aus DIN 4026:1975-08. Für gängige Rammpfahlquerschnitte konnten so die zulässigen Belastungen in Abhängigkeit der Einbindetiefe in den ausreichend tragfähigen mindestens mitteldicht gelagerten nicht bindigen oder annähernd halbfesten bindigen Boden ermittelt werden. Alternativ zur DIN 4026:1975-8 konnte der Spitzendruck und die Mantelreibung auf Grundlage von Erfahrungswerten berechnet werden. Gesicherte Erfahrungswerte zur Ermittlung des Spitzendrucks und der Mantelreibung von Fertigrammpfählen waren informativ im Anhang C der DIN 1054:2005-01 in Abhängigkeit vom Spitzenwiderstand q_c einer Drucksonde für nicht bindige Böden enthalten.

In Teilen Deutschlands, in denen der Felshorizont relativ nah unter der Geländeoberkante ansteht, werden Fertigrampfpfähle auch auf das Festgestein aufgestellt und tragen die Bauwerkslast über den Pfahlfuß in den tragfähigen Baugrund ab. Bei dieser Vorgehensweise entspricht der axiale Pfahlwiderstand nahezu der Festigkeit des verwendeten Pfahlbaustoffes.

Seit der bauaufsichtlichen Einführung der DIN EN 1997-1:2009-09 (Eurocode 7) muss bei der Bemessung von Pfahlgründungen die Anwendbarkeit des gewählten Bemessungsverfahrens anhand von Ergebnissen statischer Probelastungen nachgewiesen werden. Die Anwendung empirischer oder analytischer Berechnungsverfahren ist zwar zulässig, deren Gültigkeit muss allerdings ebenfalls durch statische Probelastungen belegt werden. Auch ein Nachweis mittels dynamischer Probelastungen ist nur in Verbindung mit vergleichbaren statischen Probelastungen gültig. Somit besteht zukünftig bei der Bemessung von Pfahlgründungen die Notwendigkeit, die Gültigkeit des gewählten Bemessungsverfahrens mittels statischer Probelastungen nachzuweisen.

Eine Ausnahme gilt nur, sofern durch einen Sachverständigen für Geotechnik gesicherte Erfahrungswerte vorliegen oder einer anderen Vorgehensweise durch den geotechnischen Sachverständigen zugestimmt wird.

In den letzten Jahren wurden in der Bemessungspraxis lokale Erfahrungen gesammelt, die bis heute als empirische Bemessungsverfahren Anwendung finden. Im Hamburger Raum wird für die Bemessung von Fertigrampfpfählen in nicht bindigen Böden das sog. S-Verfahren genutzt. Bei der Herstellung von Pfählen für Offshoregründungen wird für die Bemessung von Pfählen in bindigen Böden die c_u -Methode angewendet. Zur baubegleitenden Bewertung der Tragfähigkeit von Rammpfählen stellen außerdem Rammformeln eine häufig angewendete Kontrollmethode dar. Zur Ermittlung der Pfahltragfähigkeit werden Rammformeln nicht angewendet.

Die Anwendung der Bemessungsverfahren wird in diesem Beitrag anhand von Praxisbeispielen veranschaulicht und die ermittelten axialen Pfahlwiderstände mit Probelastungsergebnissen verglichen.

2. Bestimmung axialer Pfahlwiderstände durch Probelastungen

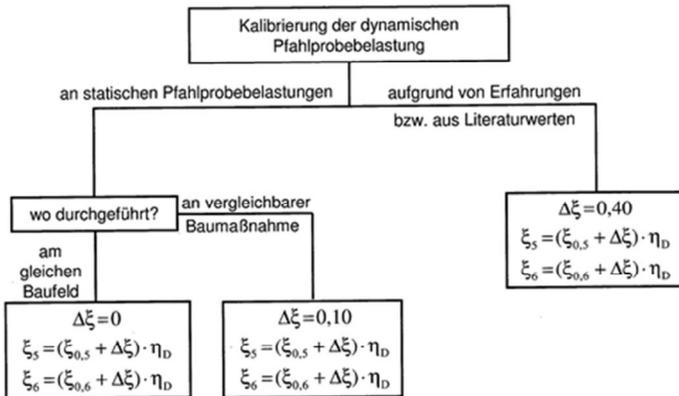
Mit statischen Pfahlprobelastungen wird der axiale Pfahlwiderstand durch die Auftragung des Last-Setzungsverhaltens als Last-Setzungskurve ermittelt. Der Pfahlwiderstand wird in einer statischen Probelastung erreicht, wenn der Pfahl im Boden versinkt (äußere Tragfähigkeit) oder der Pfahlbaustoff versagt (innere Tragfähigkeit). Da dieser Idealzustand häufig nicht erreicht wird, wurde das theoretische Hilfskriterium der Grenzsetzung definiert, wonach die Grenzsetzung s_{sg} eines Pfahls bei 10% des Pfahldurchmessers D_s erreicht ist.

Auf die praktische Ausführung statischer Probelastungen wird im Rahmen dieses Beitrags nicht eingegangen. Eine detaillierte Beschreibung ist den Empfehlungen des Arbeitskreises für Pfähle (2012), nachfolgend nur kurz als EA P (2012) bezeichnet, zu entnehmen.

Bei den in statischen Probelastungen ermittelten Pfahlwiderständen wird zur Berücksichtigung herstellungsbedingter Unplanmäßigkeiten des Pfahls sowie Unregelmäßigkeiten im Baugrund der Mittel- oder Kleinstwert durch Streuungsfaktoren (ξ_1 und ξ_2) reduziert. Die Streuungsfaktoren richten sich nach der Anzahl der durchgeführten Probelastungen, wobei ab einer Anzahl von $n \geq 5$ die Streuungsfaktoren für den Mittelwert $\xi_1 = 1$ und für den Kleinstwert ab $n \geq 3$ $\xi_2 = 1$ sind. Bei Tragwerken mit Lastumlagerungen von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen kann eine zusätzliche Reduktion um 10% berücksichtigt werden.

Zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit wurden die Werte aus dem Nationalen Anhang (DIN 1054:2010-1) im Vergleich zur DIN EN 1997-1, Anhang A 3.3.3 Tabelle A.9 reduziert. Nichtsdestotrotz sind die Streuungsfaktoren aus dem Nationalen Anhang höher als in der vorherigen Fassung DIN 1054:2005-1.

Wird der Pfahlwiderstand aus dynamischen Probelastungen bestimmt, sind diese entweder an statischen Probelastungen oder Erfahrungen bzw. Literaturwerten zu kalibrieren. Eine schematische Darstellung zur Vorgehensweise bei der Ableitung der Streuungsfaktoren für dynamische Probelastungen ξ_5 und ξ_6 in Abhängigkeit von der Kalibrierung bietet Abbildung 1.



- Für den Modellfaktor gilt:
 - $\eta_D = 1,0$ für das direkte Verfahren,
 - $\eta_D = 0,85$ für das erweiterte Verfahren mit vollständiger Modellbildung,
 - $\eta_D = 1,05/1,10/1,2$ bei Anwendung von Rammformeln entsprechend Tabelle A 4.2, Fußnote e
- Bei Tragwerken, die Lasten von „weichen“ zu steifen Pfählen umlagern können, darf ξ_5 bzw. ξ_6 durch 1,10 dividiert werden.

Abbildung 1: Diagramm zur Vorgehensweise bei der Ableitung der Streuungsfaktoren nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA P, 2012)

3. Bemessungsverfahren

Zur Bemessung von Rammpfählen gibt es in der Literatur verschiedene Ansätze. Von diesen Ansätzen werden im Rahmen dieses Beitrags das S-Verfahren (Schröder, 1996) und die sogenannte c_u -Methode (API, 2005) näher beschrieben. Außerdem wird eine Rammformel (Kolymbas, 1998) zur Bestimmung des Pfahlwiderstandes in Grundzügen erläutert.

3.1. S-Verfahren

Schröder (1996) entwickelte das sogenannte S-Verfahren als Ergänzung zur DIN 4026:1975-08. Mit dem S-Verfahren ist die Ermittlung des charakteristischen Pfahlwiderstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit anhand von Drucksondierungsergebnissen möglich.

Schröder (1996) leitete das Verfahren aus der bis dahin zur Verfügung stehenden Literatur ab. Nach den Angaben in der Literatur liegt der Spitzendruck von Bohrpfählen bei rd. 75% und die Mantelreibung bei rd. 60% der Werte von Verdrängungspfählen. Mit dieser Erkenntnis wurden die Werte für den Spitzendruckbeiwert und den Mantelreibungsbeiwert aus der DIN 4014:1990-12 umgerechnet. Das Ergebnis dieser Umrechnung wurde an 40 statischen Probelastungsergebnissen aus Bauvorhaben im norddeutschen Raum kalibriert.

Nach Schröder (1996) lässt sich der charakteristischen Mantelreibungs- bzw. Spitzendruckbeiwert aus dem Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde wie folgt ermitteln:

$$\text{Bestimmung des Mantelreibungsbeiwerts } q_{s,k} \text{ mit } q_{s,k} = \frac{q_c}{100}$$

$$\text{Bestimmung des Spitzendruckbeiwerts } q_{b,k} \text{ mit } q_{b,k} = \frac{6 \times q_c + 0,8 \times q_c^2}{50}$$

Hierbei ist der Spitzenwiderstand q_c nur für $5 \text{ MN/m}^2 \leq q_c \leq 25 \text{ MN/m}^2$ definiert.

Nach mehreren Jahren der Anwendung für Betonfertigteilepfähle wurden die Werte im Normenausschuss überprüft und informativ mit einer Abminderung von rd. 8 % im Anhang C der DIN 1054-2003-01 aufgenommen (Schröder, 2003).

In Abbildung 2 und Abbildung 3 ist ein Vergleich der Spitzendruck- und Mantelreibungsbeiwerte der DIN 1054:2005-01 und der EA P (2012) dargestellt.

Abbildung 2 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Pfahlmantelreibungsbeiwert $q_{s,k}$ und dem Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde. Die rechnerischen Werte steigen erwartungsgemäß mit zunehmendem Spitzenwiderstand und liefern Mantelreibungsbeiwerte von $q_{s,k} = 50 \text{ kN/m}^2$ bis $q_{s,k} = 250 \text{ kN/m}^2$.

Die dargestellten Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung aus der DIN 1054:2005-01, Anhang C, und aus der EA P (für $s_g = 0,1D_{eq}$) sind geringer als die rechnerischen Werte nach Schröder. Die Erfahrungswerte nehmen nicht mit dem Spitzenwiderstand linear zu, sondern knicken bei einem Spitzenwiderstand von $q_c = 15 \text{ MN/m}^2$ ab.

Die rechnerischen Werte sind bei einem Spitzenwiderstand von $q_c = 7,5 \text{ MN/m}^2$ rd. 20% größer und bei einem Spitzenwiderstand von $q_c = 25 \text{ MN/m}^2$ rd. 36 % größer als die Erfahrungswerte aus der EA P (oben).

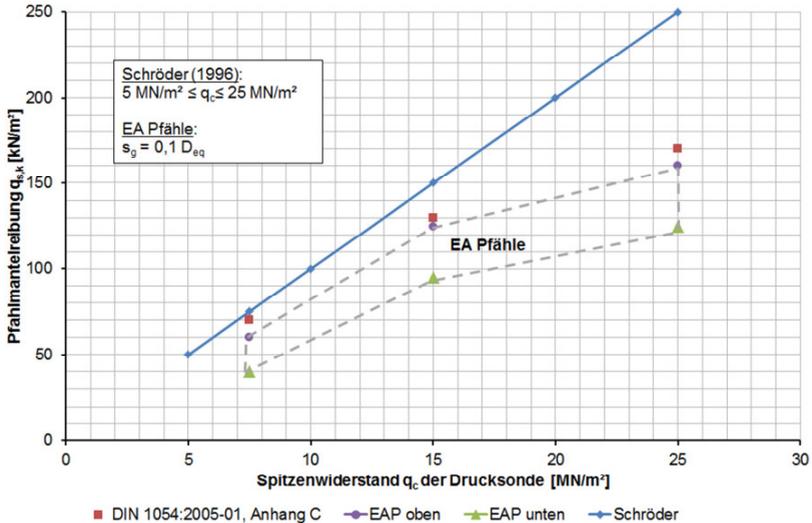


Abbildung 2: Zusammenhang zwischen dem Mantelreibungsbeiwert $q_{s,k}$ nach Schröder und dem Spitzenwiderstand der Drucksonde im Vergleich mit den Erfahrungswerten aus der DIN 1054:2005-01 und der EA P (2012)

Abbildung 3 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Pfahlspitzendruckbeiwert $q_{b,k}$ und dem Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde. Die rechnerischen Werte nehmen mit zunehmendem Spitzenwiderstand überproportional zu und liefern Spitzendruckbeiwerte von $q_{b,k} = 1.000 \text{ kN/m}^2$ bis $q_{b,k} = 13.000 \text{ kN/m}^2$.

Die dargestellten Erfahrungswerte für den Pfahlspitzendruck aus der EA P sind bis zu einem Spitzenwiderstand von $q_c = 19 \text{ MN/m}^2$ größer als die rechnerischen Werte nach Schröder, knicken aber bei einem Spitzenwiderstand von $q_c = 15 \text{ MN/m}^2$ ab.

Die rechnerischen Werte sind bei einem Spitzenwiderstand von $q_c = 7,5 \text{ MN/m}^2$ rd. 57% größer und bei einem Spitzenwiderstand von $q_c = 25 \text{ MN/m}^2$ rd. 12 % geringer als die Erfahrungswerte aus der EA P (unten).

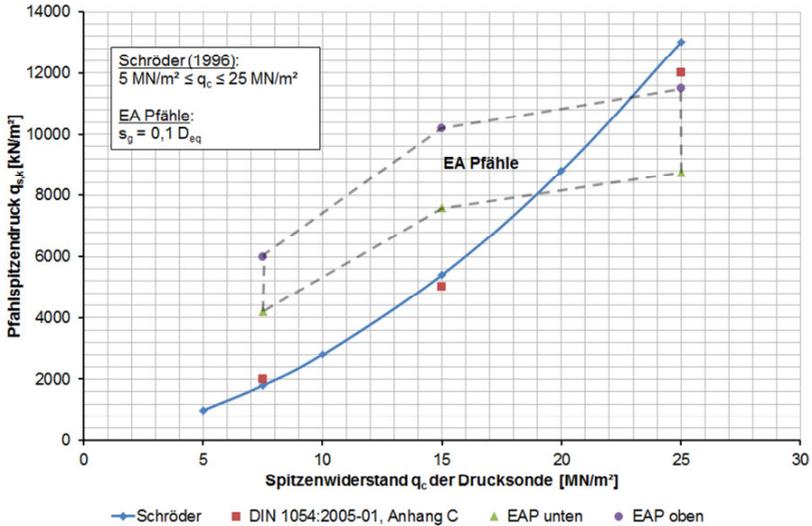


Abbildung 3: Zusammenhang zwischen dem Pfahlspitzendruckbeiwert $q_{b,k}$ nach Schröder und dem Spitzenwiderstand der Drucksonde im Vergleich mit den Erfahrungswerten aus der DIN 1054:2005-01 und der EA P (2012)

In Hamburg wird das Verfahren in Verbindung mit einer Sicherheit von $\eta = 1,75$ im globalen Sicherheitskonzept bis heute zur Bemessung von Pfählen in nicht bindigen Böden herangezogen.

Eine Gegenüberstellung der durch das S-Verfahren ermittelten Pfahlspitzendruck- und Pfahlfußwiderstandsbeiwerte mit anderen empirischen Verfahren liefert Witzel (2004).

3.2. c_u -Methode

In den Empfehlungen für Offshore-Bauwerke des American Petroleum Institutes API (2005) wird ein Ansatz zur Ermittlung der Beiwerte für den Pfahlspitzenwiderstand und der Pfahlmantelreibung unter Berücksichtigung der undränierten Scherfestigkeit c_u beschrieben.

Pfahlspitzenwiderstand

Der charakteristische Beiwert des Spitzenwiderstandes $q_{b,k}$ errechnet sich als Produkt der undrainierten Scherfestigkeit c_u und einem dimensionslosen Tragfähigkeitsbeiwert N_{co} .

$$q_{b,k} = N_{co} c_u$$

In der Literatur finden sich zahlreiche Angaben zum Tragfähigkeitsbeiwert N_{co} . Für Pfähle mit einem Verhältnis der Einbindelänge in den tragfähigen Baugrund d und dem Pfahlfußdurchmesser D_b von $d/D_b \geq 3$ ist ein häufig zitierter theoretischer Wert $N_{co} = 9$.

In Kempfert (2009) sind weitere Tragfähigkeitswerte für den Fall $d/D_b \leq 3$ genannt.

Pfahlmantelreibung

Der Beiwert für die Pfahlmantelreibung kann aus dem Produkt aus der undrained Scherfestigkeit c_u und einem Adhäsionsfaktor α_s errechnet werden.

$$q_{s,k} = \alpha_s c_u = m r c_u$$

Der Adhäsionskoeffizienten α_s lässt sich für einen Stahlbetonpfahl zum Beispiel aus den dimensionslosen Konstanten $m = 0,8$ und $r = 0,4$ berechnen.

In Abbildung 4 und 5 ist ein Vergleich der Erfahrungswerte nach der EA P (2012) und der mit der c_u -Methode errechneten Werte dargestellt.

Abbildung 4 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Pfahlmantelreibungsbeiwert $q_{s,k}$ nach der c_u -Methode und der undrained Scherfestigkeit c_u . Die rechnerischen Werte steigen mit zunehmender undrained Scherfestigkeit und liefern bei einer Scherfestigkeit $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$ Mantelreibungsbeiwerte von $q_{s,k} = 32 \text{ kN/m}^2$ und einer undrained Scherfestigkeit von $c_u = 250 \text{ kN/m}^2$ einen Mantelreibungsbeiwert von $q_{s,k} = 80 \text{ kN/m}^2$.

Die dargestellten Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung aus der EA P (für $s_g = 0,1D_{eq}$) sind größer als die rechnerischen Werte nach der c_u -Methode. Die Erfahrungswerte nehmen nicht mit der undrained Scherfestigkeit zu, sondern knicken bei einer Scherfestigkeit von $c_u = 150 \text{ kN/m}^2$ ab.

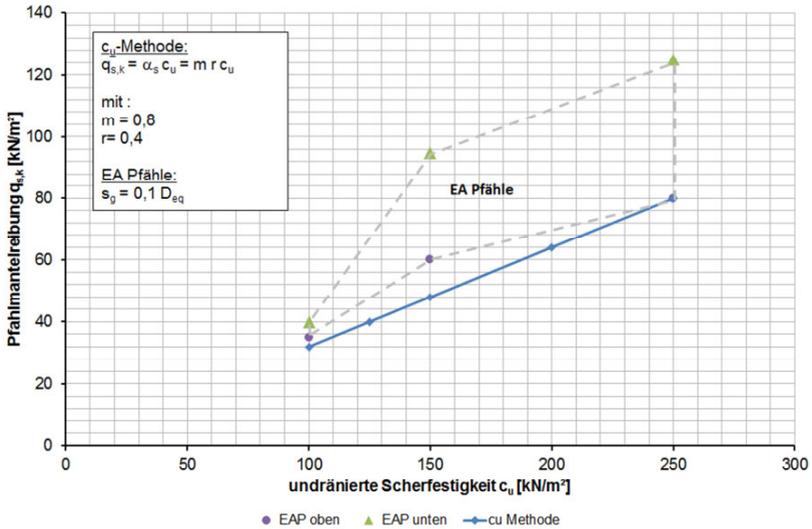


Abbildung 4: Zusammenhang zwischen dem Mantelreibungsbeiwert $q_{s,k}$ und der undrÄnerten Scherfestigkeit im Vergleich mit den Erfahrungswerten aus der EA P (2012)

Abbildung 5 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Pfahlspitzenruckbeiwert $q_{b,k}$ und der undrÄnerten Scherfestigkeit c_u . Die rechnerischen Werte nehmen mit zunehmender Scherfestigkeit proportional zu und liefern Spitzenruckbeiwerte von $q_{b,k} = 450 \text{ kN/m}^2$ bis $q_{b,k} = 2.250 \text{ kN/m}^2$.

Die dargestellten Erfahrungswerte fÄr den Pfahlspitzenruck aus der EA P sind kleiner als die rechnerischen Werte nach der c_u -Methode.

Die rechnerischen Werte sind bei einer Scherfestigkeit von $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$ rd. 17 % grÄoÄer und bei einer Scherfestigkeit von $c_u = 250 \text{ MN/m}^2$ rd. 33 % grÄoÄer als die Erfahrungswerte aus der EA P (oben).

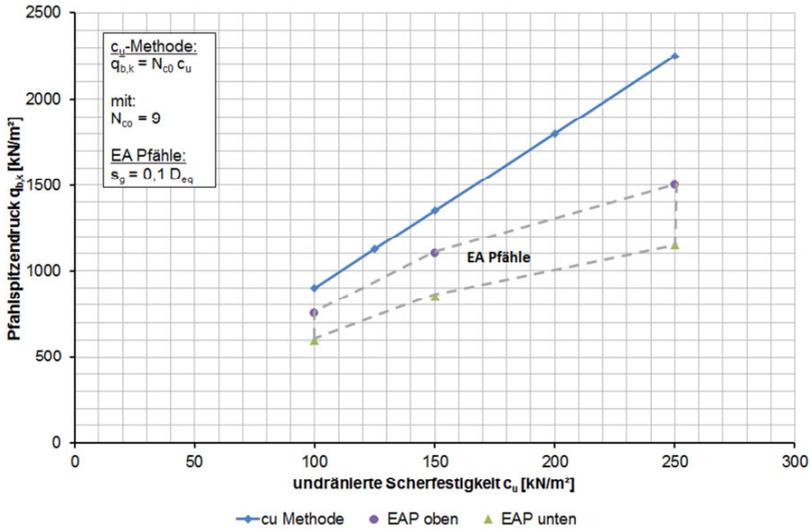


Abbildung 5: Zusammenhang zwischen dem Spitzendruckbeiwert $q_{b,k}$ und der undränierten Scherfestigkeit c_u im Vergleich mit den Erfahrungswerten aus der EA P (2012)

3.3. Rammformeln

Bei den aus der Literatur bekannten Rammformeln (z.B. Kolymbas, 1998) handelt es sich um analytische Verfahren mit deren Hilfe der Pfahlwiderstand bestimmt werden kann. Die einfachen Rammformeln basieren auf dem Satz der Energieerhaltung, aus dem sich nach Kalibrierungen anhand von Probelastungen nach Kolymbas (1998) folgender Ansatz ergibt:

$$R_{\text{dyn}} = \frac{\eta h G}{s + 0,5 s_0} \quad \text{mit} \quad s_0 = \sqrt{\frac{2\eta h G L_P}{A_B E}}$$

Hierbei ist R_{dyn} der dynamische Rammwiderstand in kN, G das Fallgewicht und h die Fallhöhe in m. Bei s handelt es sich um das Mittel aus den letzten drei Hitzten, also der mittleren Setzung infolge von 10 Rammschlägen. Ein Teil der Energie der Rammung geht durch die elastische Verformung des Pfahls verloren. Die elastische Verformung wird über s_0 berücksichtigt.

Die Dämpfungskonstante η berücksichtigt den Anteil der Rammenergie, der aus geräte-technischen Gründen verloren geht.

Für den Entwurf oder die Bemessung von Pfählen sind die Rammformeln nicht brauchbar. Für die objektive Bewertung der äußeren Tragfähigkeit von Pfählen nach der Rammung kann eine Betrachtung mittels Rammformeln sehr hilfreich sein.

4. Vergleich von Probelastungen mit Bemessungsverfahren an zwei Beispielen aus der Praxis

Nachfolgend werden die vorgestellten Verfahren an zwei Praxisbeispielen hinsichtlich der Ermittlung von axialen Pfahlwiderständen getestet und mit Probelastungsergebnissen verglichen.

Praxisbeispiel 1: Lackierhalle Airbus

Im Jahre 2003 wurde durch die Firma Centrum Pfähle die Tiefgründung eines Hallenneubaus im westlichen Bereich der Erweiterungsfläche Mühlenberger Loch ausgeführt. Bei dem Neubau handelt es sich um eine Lackierhalle für den Airbus A 380.

Während der Planungsphase wurde der Baugrund untersucht und u.a. für die Baufläche zahlreiche Bohrungen, Flügelsondierungen und Drucksondierungen ausgeführt und durch einen lokal ansässigen Sachverständigen für Geotechnik ausgewertet. Demnach wurde die generelle Baugrundsichtung vom Sachverständigen wie folgt eingeteilt:

- Aufgespülte Sande
- Schlick
- Klei und vereinzelt Torf
- Gewachsene Sande

In Abbildung 6 sind exemplarisch eine Bohrung und ein Drucksondierungsdiagramm dargestellt.

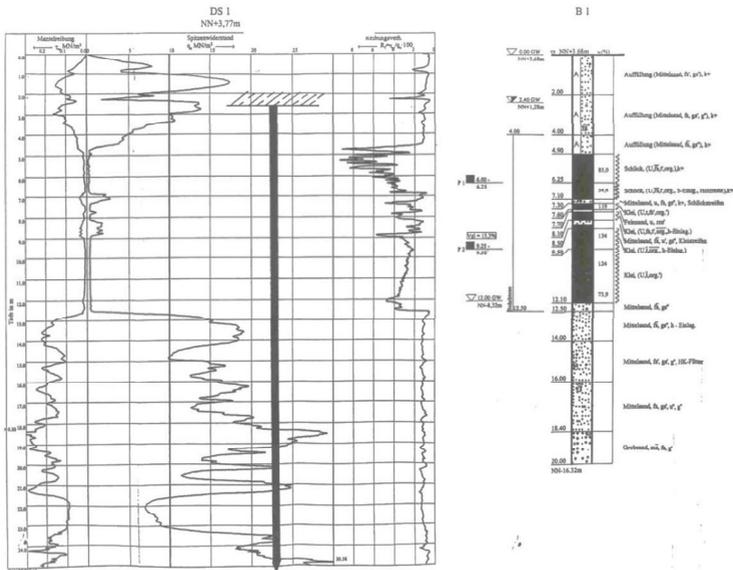


Abbildung 6: Drucksondierung mit Schlüsselbohrung für das Bv Lackierhalle Airbus

Vor der Ausführung der Pfahlgründung wurden von der Per Aarsleff A/S im Auftrag der Firma Centrum Pfähle GmbH jeweils eine statische Probelastung an Stahlbetonpfählen mit einem Querschnitt von 40 cm x 40 cm und 45 cm x 45 cm mit einer Länge von $L = 28$ m durchgeführt. Zusätzlich wurden rd. 50 dynamische Probelastungen durchgeführt und mit dem Case-Verfahren sowie vereinzelt mit der CAPWAP-Methode ausgewertet.

Die statische Probelastung des Pfahls mit dem Querschnitt 40 cm x 40 cm wurde in der ersten Belastungsstufe bis 1.760 kN belastet, wobei eine Setzung von 3 mm erreicht wurde. Nach der Entlastung wurde eine bleibende Setzung von rd. 0,5 mm festgestellt. In der zweiten Stufe wurde die Belastung bis 3.780 kN erhöht und eine Setzung von 15 mm gemessen. Nach der Entlastung bleibt eine Setzung von 6 mm.

In der statischen Probelastung des Pfahls mit dem Querschnitt 45 cm x 45 cm wurde in der ersten Belastungsphase eine Last von 2.300 kN aufgebracht und eine Setzung von rd. 3,6 mm gemessen. Nach Entlastung wurde ungefähr eine Setzung von 0,1 mm als bleibende Setzung festgestellt. In der zweiten Laststufe wurde eine Last von 4.900 kN

aufgebracht und eine Setzung von 18,3 mm gemessen. Nach der Entlastung ist der Pfahl mit 6,7 mm bleibender Setzung stehen geblieben.

Die Last-Setzungskurven der beiden Pfähle sind in Abbildung 7 dargestellt.

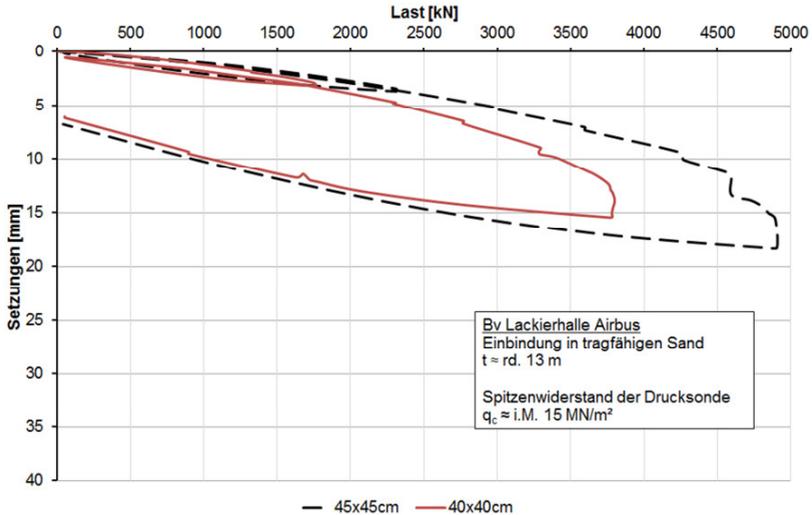


Abbildung 7: Ergebnisse der statischen Probebelastung Bv Lackierhalle Airbus

Abbildung 8 zeigt die Ergebnisse der Auswertung der Probebelastungen nach dem Case-Verfahren ($J = 0,3$ und $J = 0,4$) für Pfähle mit einem Querschnitt von 40 cm x 40 cm bei Standzeiten von 0 bis 3 Tagen in Abhängigkeit von der Pfahllänge im Boden. Die rechnerischen Pfahlwiderstände nach Schröder sowie aus der Rammformel sind ebenfalls abgebildet.

Sowohl die Ergebnisse aus dem Case-Verfahren als auch die Berechnungswerte sind bei der geringen Längenänderung von rd. 2 m relativ konstant.

Die Pfahlwiderstände, die mit der Rammformel unter Berücksichtigung einer Dämpfungskonstante von $\eta = 0,9$ ermittelt wurden, unterschreiten die Messwerte aus den Probebelastungen und liegen durchgehend auf der sicheren Seite.

Die rechnerischen Pfahlwiderstände aus dem S-Verfahren (Schröder, 1996) liegen überwiegend in der gleichen Größenordnung, wie die Ergebnisse der Case Auswertungen. Teilweise liegen die Ergebnisse aus dem S-Verfahren geringfügig über den Ergebnissen aus den Probelastungen.

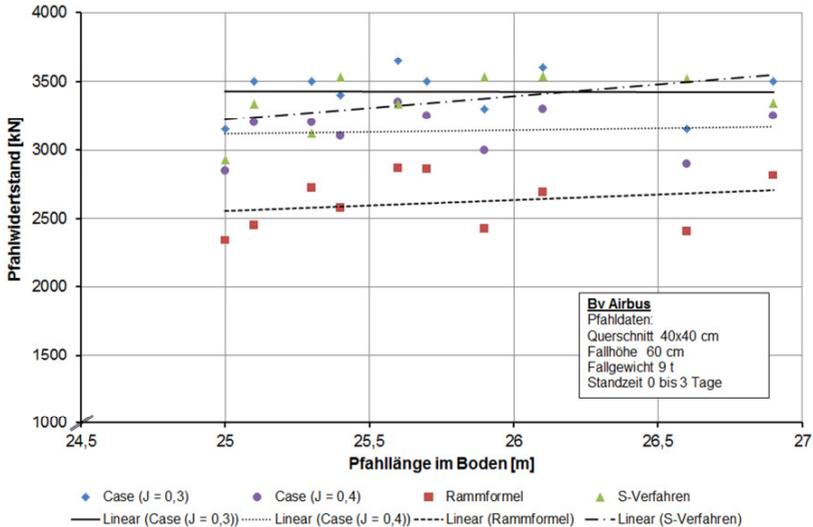


Abbildung 8: Vergleich der Ergebnisse aus dynamischen Probelastungen mit rechnerischen Pfahlwiderständen für Pfähle mit Standzeiten von 0 bis 3 Tagen

Abbildung 9 zeigt die zeitabhängige Pfahlwiderstandssteigerung der Pfähle mit einem Querschnitt von 40 x 40 cm mit einer Länge zwischen 25 m und 27 m. Die betrachtete Standzeit liegt zwischen 1 bis 32 Tagen.

Die rechnerischen Pfahlwiderstände nach dem S-Verfahren bleiben konstant und ab einer Standzeit von rd. 13 Tagen liegen die Ergebnisse nach dem S-Verfahren bereits deutlich auf der sicheren Seite.

Die Rechenwerte aus den Rammformeln steigen ebenfalls mit der Standzeit, da die Fallhöhe aus rammtechnischen Gründen ebenfalls erhöht wurde.

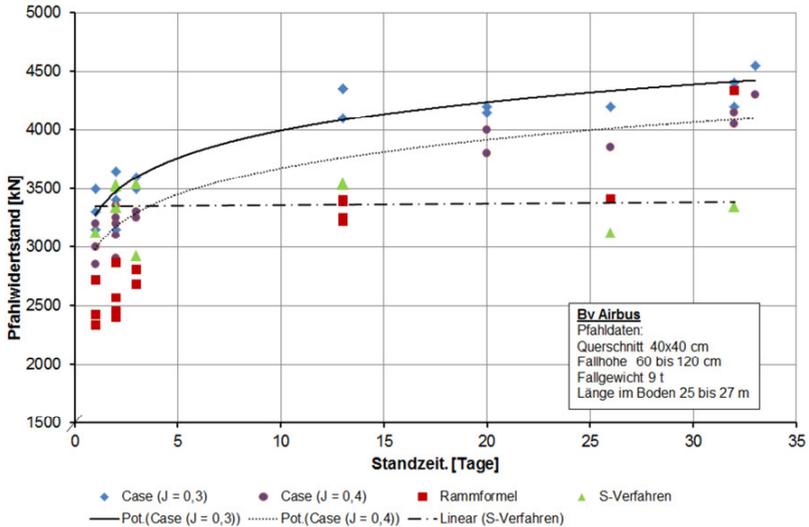


Abbildung 9: Zeitabhängige Pfahlwiderstandssteigerung in nicht bindigen Böden

Praxisbeispiel 2: Brückenneubau in Braunschweig

Am Autobahndreieck Braunschweig-Südwest wurde vor rd. 3 bis 4 Jahren eine vorhandene Brücke abgerissen und durch eine neue Brücke ersetzt. Im Rahmen dieser Baumaßnahme wurde durch die Centrum Pfähle GmbH unter anderem das Widerlager für die notwendige Behelfsbrücke mittels Fertigrammbetonpfählen tiefgegründet.

Während der Planungsphase wurde der Baugrund durch Baugrundaufschlüsse untersucht und durch einen lokal ansässigen Sachverständigen für Geotechnik ausgewertet. Demnach wurde die generelle Baugrundsichtung vom Sachverständigen wie folgt eingeteilt:

- Auffüllungen und Mutterboden
- Wechsellagerungen aus Schluff und Sanden
- Kies und dichtgelagerte Sande
- Kreideton mit halbfester Konsistenz

In Abbildung 10 sind exemplarisch eine Bohrung und ein Drucksondierungsdiagramm dargestellt. Der Kreideton wurde in keiner der ausgeführten Bohrungen erkundet. Die Kennt-

nis zum Ton ist aus Geologischen Karten und den Daten der Drucksondierungen zurückzuführen.

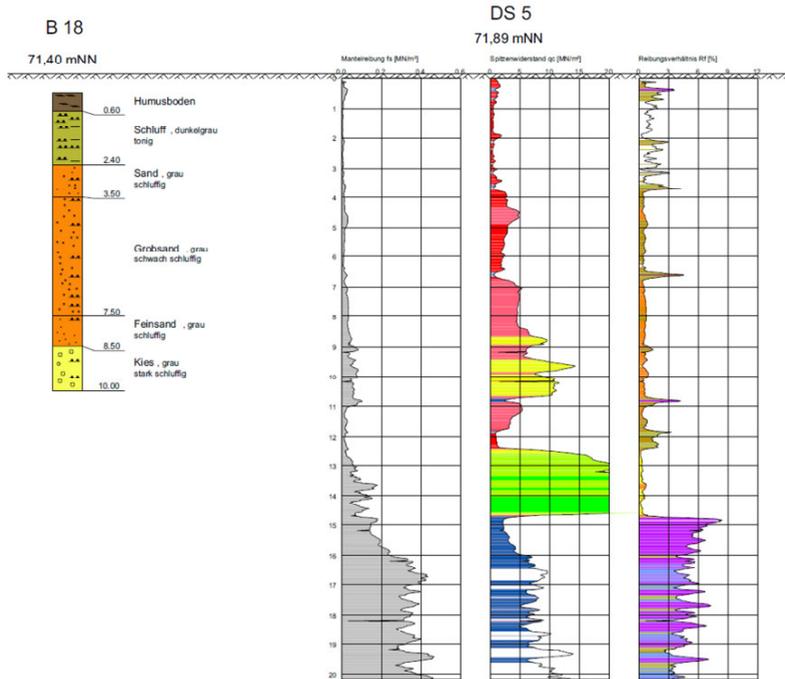


Abbildung 10: Drucksondierung mit Schlüsselbohrung für das Bv Brückenneubau in Braunschweig (Praxisbeispiel 2)

Vor der Ausführung der Pfahlgründung wurden von der Per Aarsleff A/S im Auftrag der Firma Centrum Pfähle GmbH statische Probelastungen an Stahlbetonrammfertigpfählen mit Abmessungen von 40 cm x 40 cm und Längen von $23 \text{ m} \leq L \leq 27 \text{ m}$ durchgeführt. Zusätzlich wurden dynamische Probelastungen durchgeführt und mit der Modelanalyse nach dem CAPWAP-Verfahren ausgewertet.

In der statischen Probelastung der Pfähle (40 cm x 40 cm) wurde in der ersten Belastungsphase eine Last von rd. 1.600 kN aufgebracht und Setzungen zwischen rd. 5,3 mm und 6,2 mm gemessen. Nach Entlastung wurde ungefähr eine Setzung von 0,1 mm als bleibende Setzung zwischen 0,5 mm und 1,1 mm festgestellt. In der zweiten Laststufe

wurde eine Last von 3.140 kN aufgebracht und eine Setzung zwischen 11,9 mm und 13,4 mm gemessen. Nach der Entlastung haben die Pfähle 1,5 mm bis 2,1 mm bleibende Setzungen. In der dritten Laststufe wurde ein Wert zwischen 4.200 kN und 4.700 kN bei Setzungen von 21,0 mm bis 50,0 mm erreicht. Die bleibenden Setzungen lagen zwischen 3,4 und 35,0 mm.

Die Last-Setzungskurven der vier Testpfähle sind in Abbildung 11 dargestellt.

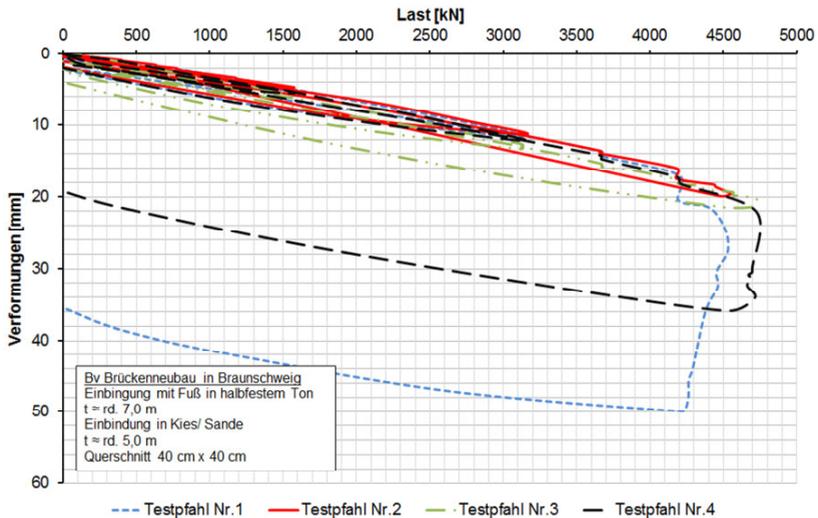


Abbildung 11: Probelastungen mit einer Pfahlfußeinbindung in halbfestem Ton

Abbildung 12 zeigt die Ergebnisse der Modelanalyse mit der CAPWAP-Methode und die Berechnungswerte der Pfahlwiderstände nach der c_u -Methode. Die gemessenen Spitzenwiderstandsanteile liegen zwischen 500 kN und 850 kN und die Anteile der Mantelreibung zwischen 2.350 kN und 3.850 kN.

Eine Nachrechnung der Ergebnisse der CAPWAP-Methode mit der c_u -Methode ergab Werte für den Spitzendruck von 288 kN. Da der Pfahlfuß in einem halbfesten Ton steht wurde eine undrännierte Scherfestigkeit von $c_u = 200 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Die Einbindung in den halbfesten Ton beträgt rd. 7,0 m.

Der Anteil der Mantelreibung wurde ebenfalls für eine undrained Scherfestigkeit von $c_u = 200 \text{ kN/m}^2$ berechnet und liegt zwischen 954 kN und 1.075 kN. Der Anteil der Mantelreibung in der Kiesschicht mittels dem S-Verfahren für einen Sondierspitzendruck von $q_c = 20 \text{ MN/m}^2$ berücksichtigt.

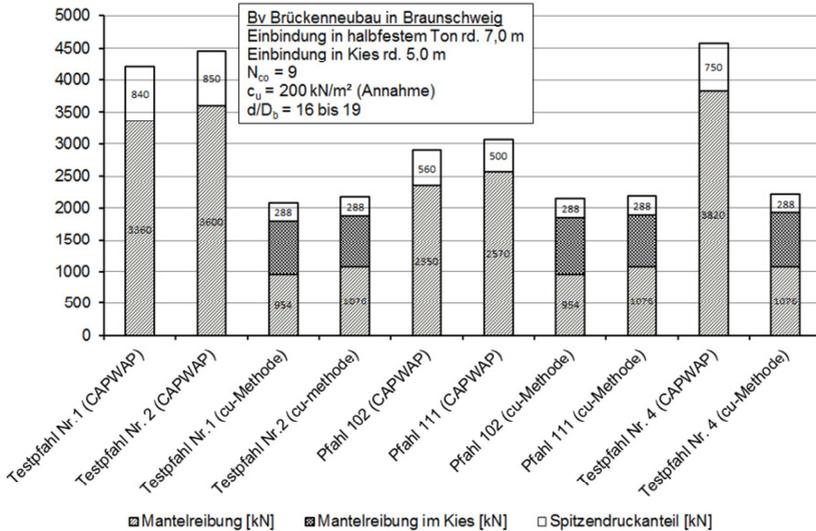


Abbildung 12: Vergleich der Anteile des Spitzendrucks und der Mantelreibung in halbfestem Ton (rechnerische Werte und dynamische Probebelastung)

5. Zusammenfassung

Für die Ermittlung des axialen Pfahlwiderstandes für Fertigrampfpfähle sind nach DIN EN 1997-1:2009-09 (Eurocode 7), soweit keine vergleichbaren Erfahrungen oder Bemessungsangaben eines Sachverständigen für Geotechnik vorliegen, statische Probebelastungen erforderlich.

Zur Erhöhung der technischen Sicherheit gegen Streuungen des Baugrunds oder des Pfahlwerkstoffes ist der Bauherr gefordert, mehr als nur eine Probebelastung auszuführen. Diese Berücksichtigung der Streuungen erfolgt meist zu Lasten der Wirtschaftlichkeit.

In der Literatur gibt es zahlreiche empirische Bemessungsverfahren zur Ermittlung des axialen Pfahlwiderstandes von Fertigrampfpfählen. Von diesen Verfahren wurden im

Rahmen dieses Beitrags das S-Verfahren (Schröder, 1996), eine Rammformel (Kolymbas, 1998) sowie die c_u -Methode (API, 2005) an zwei Praxisbeispielen näher erläutert.

Das erste Praxisbeispiel behandelt den Neubau einer Lackierhalle auf dem Airbusgelände in Hamburg. Die Fertigrampfpfähle binden hier in tragfähige gewachsene Sande ein. Beim zweiten Praxisbeispiel werden die Probelastungsergebnisse an Fertigrampfpfählen für einen Brückenneubau in Braunschweig dargestellt und mit den Ergebnissen der Berechnungsverfahren verglichen. Die Pfähle binden bei diesem Bauvorhaben rd. 7,0 m in den halbfesten Ton ein.

Im ersten Praxisbeispiel (Bv Lackierhalle Airbus) liefert das S-Verfahren zum Teil zwar Überschreitungen der mittels dynamischen Probelastungen ermittelten Pfahlwiderstände, unter Berücksichtigung der Standzeit und des sog. Anwachseffektes werden die rechnerischen Werte jedoch nach rd. 13 Tagen deutlich überschritten. In diesem exemplarischen Bauvorhaben liegen die rechnerischen Pfahlwiderstände aus dem S-Verfahren auf der sicheren Seite. Dies belegt ebenfalls die langjährige Anwendung im Hamburger Raum, wobei sich das S-Verfahren hinsichtlich seiner Praktikabilität und Wirtschaftlichkeit bewährt hat.

Die vorgestellte Rammformel liefert ebenfalls auf der sicheren Seite liegende rechnerische Pfahlwiderstände. Im Vergleich zu den Messwerten stellt die Rammformel zur baubegleitenden Bewertung in Kombination mit Kleinen und Großen Rammberichten eine objektive Kontrollmethode dar. Zur Ermittlung der äußeren Pfahltragfähigkeit werden Rammformeln allerdings nicht empfohlen.

Das zweite Praxisbeispiel (Bv Brückenneubau Braunschweig) für eine Fertigrampfpfahlgründung in bindigen Böden zeigt, dass der mittels der c_u -Methode berechnete Pfahlwiderstand den mit der Modellanalyse nach der CAPWAP-Methode gemessenen Pfahlwiderstand deutlich unterschätzt. Eine Abschätzung des Pfahlwiderstandes mit der c_u -Methode liegt zwar auf der sicheren Seite, ist aber nicht wirtschaftlich.

Zur Entwicklung eines Ansatzes zur rechnerischen Ermittlung des Pfahlwiderstandes von Fertigrampfpfählen in bindigen Böden liegen weitere Probelastungen aus verschiedenen Bauvorhaben vor. Die Probelastungen werden zurzeit mit dem Ziel ausgewertet,

zukünftig ein wirtschaftliches und praktikables Verfahren für die Bemessung von Fertigrampfpfählen in bindigen Böden zu haben.

Literatur

API (2005): Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Off-shore Platforms—Working Stress Design, American Petroleum Institute, Washington, D.C.

EA P (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises für „Pfähle“, 2. Auflage, Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.

Kempfert (2009): Grundbautaschenbuch, Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke, 7. Auflage, Hrsg. Karl Josef Witt

Kolymbas (1998): Geotechnik - Bodenmechanik und Grundbau, Springer Verlag, Innsbruck

Schröder (1996): S-Verfahren: Zur Abschätzung der äußeren Tragfähigkeit (Grenzlast) von gerammten Betonfertigrampfpfählen in nicht bindigen Böden, Hamburg (unveröffentlicht)

Schröder (2003): DIN 1054:2003-01: Kommentar zur Neuregelung der Äußeren Tragfähigkeit bei den gerammten Betonfertigrampfpfählen (Anhang C- Tabellen C1 und C2), Bautechnik 80, Heft 9

Witzel (2004): Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden, Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Hrsg. Professor Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

Autoren

Dr.-Ing. Lars Vavrina
Geschäftsführer Dipl.-Ing. Peter Wardinghus
Dipl.-Ing. Wolfgang Körner

vavrina@centrum.de
wardinghus@centrum.de
wolfgang.koerner@dm-ingenieure.eu

Centrum Pfähle GmbH
Friedrich-Ebert-Damm 111
22047 Hamburg

www.centrum.de
Tel.: 040 69 672 0



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



Integrales software-gestütztes Prozessmanagement bei der Pfahlherstellung

Dr.-Ing. Ingo Hylla, Ir. Arij J.W. Lambo

Jacbo Pfahlgründungen GmbH, Deutschland

1 Einleitung

Das Leistungsspektrum der Firma Jacbo umfasst hauptsächlich SOB-Pfähle ($\varnothing \leq 1,20$ m), Teilverdrängungsbohrpfähle und Vollverdrängungsbohrpfähle als unbewehrte, teilbewehrte oder durchgehend bewehrte Gründungselemente sowie Baugrundverbesserungssäulen und Dichtwände, hergestellt im Verfahren der tiefen Bodenvermörtelung. Die Entwicklung der Maschinenteknik in den vergangenen Jahrzehnten führte bei o.g. Produkten und optimalen Bedingungen zu sehr hohen möglichen Tagesproduktionsleistungen von über 1.000 Pfahlmetern pro Bohrgerät. Die sich daraus ergebende hohe Stückzahl von mehr als 35.000 Pfählen im Jahr ergibt die Notwendigkeit einer leistungsfähigen Überwachung der Herstellung zur Erfüllung der Qualitätsanforderungen und der Vermeidung von Fehlern. Eine weitere Entwicklung konnte bzgl. des Planungsvorlaufs beobachtet werden. Regelmäßig kommt es zu Veränderungen der Hochbaustatik während der Bauphase. Eine schnelle fehlerfreie Reaktion auf diese Veränderungen von der Bohrpfahlstatik über die Vermessung bis hin zur Ausführung stellt eine große Herausforderung dar. Letztlich führt die hohe Leistung dazu, dass jegliche Optimierung im Promillebereich zu beachtlichen Gesamteinsparungen führt. Dies alles führte zur Entwicklung einer den gesamten Prozess der Pfahlherstellung umfassenden Softwarelösung, deren Funktionsweise hier vorgestellt wird.

1.1 Ein Pfahl trägt nicht nur Lasten

Bei intensiver Beschäftigung mit dem Pfahl als „Datenträgerobjekt“ zeigt sich eine zu verwaltende Datenmenge, welche auf den ersten Blick erstaunt. Neben dem Durchmesser, dem verwendeten Baustoff, der Länge und der Solloberkante lassen sich weit über 100 weitere Informationen bzw. mehrere 1.000 Einzeldaten finden, welche je nach Fall relevant sind.

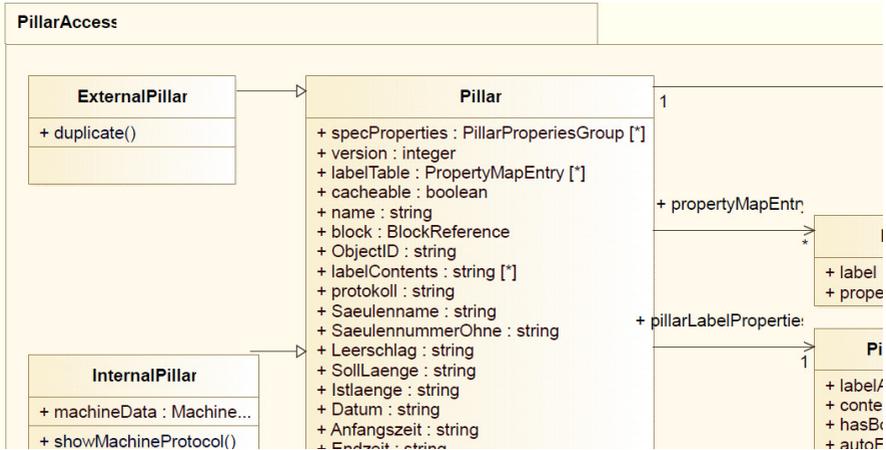


Abbildung 1: (Teil der Datenstruktur)

So ergeben sich auf der Seite der Statik aus den minimalen und maximalen ständigen und veränderlichen Belastungen und den möglichen Richtungen im Raum allein 24 mögliche Datensätze. Hinzu kommen die Widerstände, wobei hier je Bodenschichtung verschieden viele Daten anfallen. Sicherheitsbeiwerte, Setzungskurven, Probelastungsinformationen, Bewehrungslängen usw. führen zu weiteren Daten.

Die Vermessung benötigt zur Absteckung die Sollkoordinaten im Baustellenkoordinatensystem sowie im WGS84. Die Aufmaße müssen erfasst und den Pfählen zugeordnet werden.

Letztlich folgen die Herstellparameter wie Datum, Uhrzeit, Dauer, Maschine, Maschinenführer ... sowie alle über die Tiefe aufgezeichneten Daten wie z.B. Betondruck, Eindringung pro Umdrehung, Einbringkraft und Drehmoment.

1.2 Prozessbeteiligte

Die Daten entstehen an verschiedenen Stationen. Beteiligt sind geotechnischer Sachverständiger, Tragwerksplaner, Vermesser, Bauleiter, Bohrteam, Bohrgerät, Buchhaltung, Qualitätssicherung usw.. Dabei werden gleiche Daten von mehreren Beteiligten genutzt.

1.3 System

Grundlage des Softwaresystems ist die Erstellung eines speziellen Pfahlobjektes innerhalb eines CAD-Systems. Dieses besitzt fest vorgegebene Speicherplätze für Standardinformationen sowie dynamisch allozierbare Speicherbereiche für nutzerspezifische Daten sowie die Herstellprotokolldaten.

Jedem Prozessbeteiligten stehen unterschiedliche Funktionen zur Verfügung, so dass die anfallenden Aufgaben erfüllt werden können, wobei datenseitig immer auf das gleiche Objekt zurückgegriffen wird, um die Datenaktualität zu gewährleisten.

1.4 Prozess

1.4.1 Statik

Nach Übergabe der Lasten und Geometrien aus der Hochbaustatik sowie den Bodenkennwerten wird ein neues Projekt angelegt. Die Projektdaten werden in der Zeichnung als eigenständiges Datenträgerobjekt abgespeichert. Danach werden an den geometrischen Standorten der Pfähle die Pfahlobjekte angelegt. Stehen Hoch- und Rechtswerte tabellarisch zur Verfügung, kann dieser Arbeitsschritt über eine Importfunktion erledigt werden. Ebenso ist der Import der Belastungen inkl. entsprechender Zuordnung möglich. Anschließend können OK-Pfahl, Bohrebene und zugehöriges Bodenprofil grafisch einzelnen oder mehreren Pfählen zugeordnet werden. Durch die grafische Punkteauswahl bei der Zuordnung wird eine mögliche Fehlerquelle minimiert.

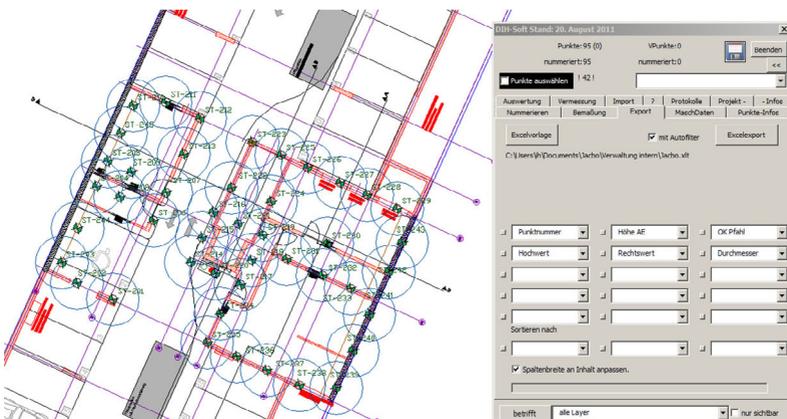


Abbildung 2: (Exportfunktion)

Allgemein kann jedes den Pfählen zugeordnete Datum durch das Programm neben die Pfahlsymbole geschrieben werden. Auch eine farbige bzw. symbolhafte Darstellung verschiedener Pfahleigenschaften ist möglich, wodurch die Kontrolle der eingegebenen Daten massiv erleichtert wird.

Alle notwendigen Informationen werden an eine Subroutine zur stapelweisen statischen Berechnung abgegeben und die dabei entstehenden Sollwerte durch Rückimport den einzelnen Pfählen zugeordnet.

1.4.2 Vermessung (Absteckung)

Zur Vermessung wird die Zeichnung in das Baustellenkoordinatensystem transferiert. Nach dem Export der Koordinaten in eine Standard-CSV-Datei kann diese in die jeweilig zur Anwendung kommende Totalstation über USB oder GSM importiert werden, wodurch ohne größeren Aufwand umgehend die Absteckung der Pfahlsatzpunkte erfolgen kann.

The screenshot shows a software window with a menu bar at the top containing: Numerieren, Bemaßung, Export, MaschDaten, Punkte-Infos, Auswertung, Vermessung, Import, ?, Protokolle, Projekt-, -Infos. The main area is divided into sections: 'Koordinatentransformation' with a 'csv für Vermessung erstellen' section containing a checked checkbox 'Höhe aus Zeichnung (ansonsten wird 0.000 genommen)', a dropdown menu 'Höhe AE', and a button 'Erstellen der csv-Datei für das Vermessungsgerät'; a 'Triangulation' section with input fields for 'Punktnummer' and 'Maßband+>- 0 in cm', buttons for 'Punkt A:' and 'Punkt B:', a checkbox 'rot', and a button 'Erstellen der Triangulations-datei'; and a 'Messungenauigkeit' section with input fields for 'cm', 'cm/m', 'zulässig:', and 'cm'.

```
250019;4573010,687;5807774,315;31,183
250016;4573010,277;5807765,787;31,248
250012;4573025,476;5807765,097;31,191
230060;4573019,075;5807745,265;30,280
```



Abbildung 3: (Vorbereitung und Absteckung)

1.4.3 Produktion

Pfahlplan und -tabelle stehen nach der Erstellung der Statik zur Verfügung. Kurzfristige Anpassungen der Solllängen bei vor Ort verändert vorgefundener Bohrebenehöhe sind ebenfalls grafisch durch die flächenhafte Angabe oder punktweise durch die bei der Absteckung aufgezeichneten Höhen möglich.



Abbildung 4: (Bohrgerät mit Kontrolleinheit)

Während der Pfahlherstellung werden alle relevanten Daten protokolliert und zusammen mit der zuvor eingegebenen Punktnummer über GSM an einen zentralen Server versandt.

1.4.4 Vermessung (Aufmaß)

Das Aufmaß der Istwerte der Lage der Pfähle erfolgt in umgekehrter Reihenfolge zur Absteckung. Die gemessenen Koordinaten werden über eine CSV-Datei in das Gesamtsystem importiert, Kopien von den originalen Pfahlsymbolen automatisch erstellt, gemäß der Differenz des Aufmaßes verschoben und vermasst.



Abbildung 5: (Aufmaß)

1.4.5 Qualitätssicherung

Die während der Produktion vom Bohrgerät aufgezeichneten Herstellparameter werden durch die Mitarbeiter der Abteilung Qualitätssicherung arbeitstäglich vom Zentralserver geladen und den einzelnen Pfählen projektweise über eine entsprechende Importfunktion zugeordnet.



Abbildung 6: (Mitarbeiterin Qualitätssicherung im Gespräch mit Maschinenführer)

Zeitgleich erfolgt hier der zur Baustellenkontrolle redundante unabhängige Soll/Ist-Vergleich. Die in der Abteilung erstellten Herstellprotokolle werden zusätzlich durch den zuständigen Bauleitern kontrolliert. Dieser erhält auch eine grafische Auswertung der fertiggestellten Pfähle inkl. Herstellreihenfolge.

Die tagesaktuelle Qualitätskontrolle stellt sicher, dass die bei der Menge der produzierten Pfähle unvermeidlichen Herstellfehler im Bereich von ca. 3% zeitnah erkannt und durch entsprechende Zusatzmaßnahmen (Ersatzpfahl, Pfahlertüchtigung) behoben werden können.

1.5 Auswertung

Betriebswirtschaftliche und technologische Schlüsse lassen sich durch die zusätzlichen Auswertungsmöglichkeiten ziehen. So kann die Marktpräsenz innerhalb eines Gebietes nach Wirtschaftskraft und Geologie analysiert werden.

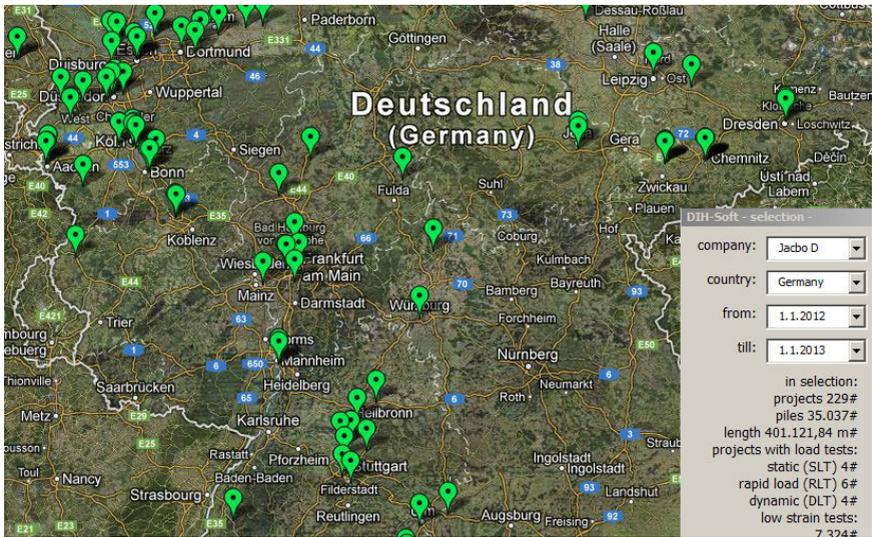


Abbildung 9: (geografische Projektauswertung)

Weiterhin können z.B. einzelne Bohrgeräte bzgl. Umsetzdauer, Bohrdauer, Betonierdauer und Ausfallzeiten betrachtet werden. Die Mannigfaltigkeit der Auswertungsmöglichkeit ist annähernd unbegrenzt, da alle Daten zentral zur Verfügung stehen.

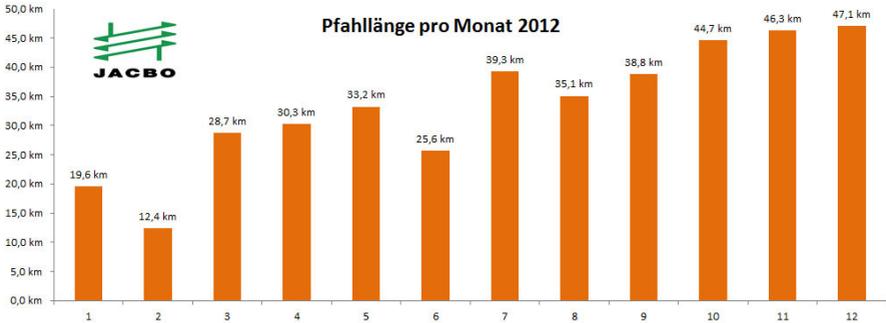


Abbildung 10: (Auswertungsbeispiel Bohrmeter)

1.6 Ausblick

Die Weiterentwicklung der Software dient der Qualitätserhöhung und der Kostenoptimierung. Die aktuelle Zielstellung ist eine Fehlerreduzierung auf unter 1% und eine weitere Kostensenkung um 4,5%.

Zur Optimierung der Statik ist z.B. eine automatische Isohypsenerstellung der Baugrundsichtungen aus den ebenfalls im System verorteten Bodenprofilen vorgesehen, wodurch dann jeder Pfahl sein „eigenes“ Bodenprofil erhält.

Weiterhin sollen die Maschinensysteme um die Möglichkeit der Nutzung eines elektronischen Pfahlplans erweitert werden. Die Herstellung einer falschen Bohrlänge wird nach Eingabe der Punktnummer systembedingt ausgeschlossen.

Letztlich ist geplant, die Genauigkeit der GPS-Systeme durch relatives GPS derart zu erhöhen, dass zusammen mit dem elektronischen Pfahlplan eine Fehleingabe der Punktnummer nicht mehr möglich ist. Ebenso wird dadurch eine falsche Bohrebenehöhe ausgeschlossen.

Autoren

Dr.-Ing. Ingo Hylla

hylla@jacbo.de

Ir. Arij J.W. Lambo

lambo@jacbo.de

Jacbo Pfahlgründungen GmbH

Abt. Forschung & Entwicklung

Bruno-Taut-Straße 3/5, 12524 Berlin

www.jacbo.de

Tel.: 05923 96970

Was wäre die Welt ohne sichere Fundamente?



FUP AG

Vermutlich wäre die Welt um einige Kuriositäten reicher (wenn sie nicht längst schon wieder eingestürzt wären).

Ganz gleich welcher baulichen Anlage Sie ein sicheres Fundament geben möchten – vom Einfamilienhaus über Industriebauten bis hin zu verkehrstechnischen Anlagen – wir setzen Ihre

Anforderungen präzise und zuverlässig um.

Kernkompetenz von JACBO sind Bohrpfahlgründungen für alle Traglasten, mit Pfahldurchmessern bis 1,20 Meter. Bei unseren Kunden besonders beliebt – weil zeitsparend und erschütterungsfrei – ist die Teilverdrängerschneckenbohrtechnik.



JACBO

**PFAHLGRÜNDUNGEN
AUS GUTEM GRUND**

Vertrauen ist gut. JACBO ist besser

Niederlassung Augsburg
Telefon: 08 21/45 54 07-0
Telefax: 08 21/45 54 07-29
E-Mail: augsburg@jacbo.de

Niederlassung Berlin
Telefon: 030/633 119-30
Telefax: 030/633 119-22
E-Mail: berlin@jacbo.de

Können wir für Sie tätig werden?

Niederlassung Köln
Telefon: 02 21/80 19 18-0
Telefax: 02 21/80 19 18-17
E-Mail: koeln@jacbo.de

Niederlassung Schüttorf
Telefon: 0 59 23/96 97-0
Telefax: 0 59 23/96 97-20
E-Mail: schuettorf@jacbo.de

Niederlassung Schwerin
Telefon: 03 85/207 45 55
Telefax: 03 85/207 47 56
E-Mail: schwerin@jacbo.de

www.jacbo.de

Numerische Untersuchungen zur passiven Horizontalbeanspruchung von Pfählen in weichen bindigen Böden

Johannes Aschrafi, Alexander Mühl, Andreas Glockner, Christian Moormann

1 Einleitung

Kommt es zu einer relativen Horizontalbewegung des Bodens zu bestehenden Pfählen, führt dies zu einer erheblichen Querkraft- und Biegebeanspruchung des Pfahlschaftes und im Extremfall zum Bauteilversagen der Pfähle; man spricht dann von „passiv beanspruchten Pfählen“ bzw. „auf Seitendruck beanspruchten Pfählen“ (Fedders, 1987). Ein typisches Beispiel sind Hangverdübelungen mit Pfahlsystemen, bei denen die Pfähle planmäßig horizontal beansprucht werden (Schwarz, 1987). Aber auch infolge von Oberflächenlasten sowie Aushubentlastungen und den damit verbundenen Bodenverformungen können Pfähle insbesondere in weichen bindigen Böden erhebliche mehr oder weniger unplanmäßige Horizontalbeanspruchungen erfahren, wie zahlreiche Schadensfälle u.a. bei hintergeschütteten, tiefgegründeten Brückenwiderlagern oder Kranbahnen zeigen.

Tiefgegründete Kranbahnen für Erzlager in weichen bindigen Böden stellen mit ihren hohen einseitigen Oberflächenlasten besonders kritische Bemessungszustände dar. In den 60er Jahren führte dies in einem Fall in Bremerhaven (Abb. 1) zu unplanmäßig großen Verformungen bzw. Verwerfungen der Kranbahn. Zur Erkundung der Vorgänge wurde u.a. ein instrumentierter Stahlpfahl gerammt und das Verhalten unter einer Seitendruckbeanspruchung beobachtet. Nach drei Jahren führte die Seitendruckbeanspruchung zu einem Durchbrechen des Pfahls (Wenz, 1973).

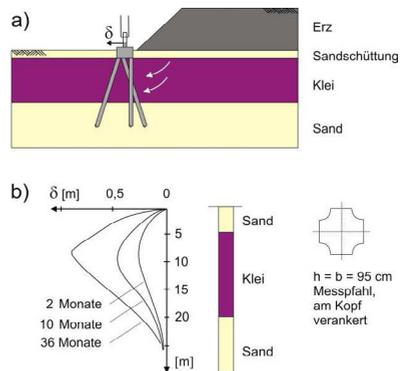


Abbildung 1: a) Schadensfall Bremerhaven; b) Langzeitversuch zur Wirkung des Seitendrucks auf einen Stahlpfahl (Wenz 1973)

Auf eine ähnliche Problemstellung bei einer tiefgegründeten Kranbahn für ein Brammenlager in Brasilien wird im Teil 4 dieses Beitrages eingegangen.

Des Weiteren können auch Schrägpfähle, die in setzungsempfindlichen Bodenschichten erstellt wurden, im Zuge von Geländeaufschüttungen oder anderen zusätzlichen einseitig wirkenden Auflasten durch nicht planmäßige, annähernd senkrecht zur Pfahlachse wirkende Baugrundverformungen beansprucht werden (Kempfert & Smolczyk, 2001).

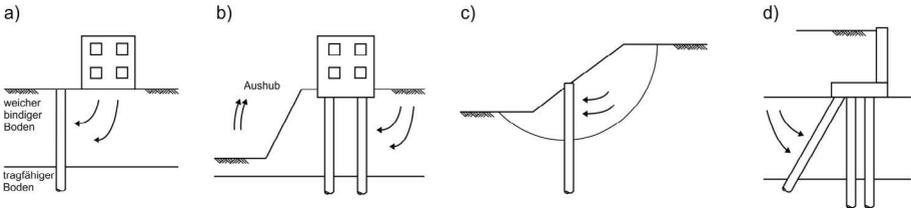


Abbildung 2: Ursachen für Seitendruck auf Pfähle (a. schwere Fundamentlasten; b. Aushubentlastungen; c. Kriechbewegungen von Böschungen / Hängen; d. Schrägpfähle in setzungsempfindlichen Bodenschichten)

Nach dem europäischen Regelwerk Eurocode EC 7-1, Abs. 7.3.2.1, sind für die Bemessung von auf Seitendruck beanspruchten Pfählen analytische, halbempirische und numerische Verfahren zulässig. Dabei ist nach EC 7-1 eine Einordnung in die Geotechnische Kategorie GK 3 vorzunehmen. Bei der Bemessung der Pfähle kann die Bodenverdrängung zum einen als Einwirkung behandelt werden und durch eine anschließende Untersuchung der Wechselwirkung dann die Kräfte, Verschiebungen und Dehnungen im Pfahl nachgewiesen werden. Es kann aber auch ein oberer Grenzwert für die Kraft, die der Boden auf den Pfahl aus-üben kann, als Bemessungseinwirkung angesetzt werden. Bei der Ermittlung der Größe dieser Kraft muss die Festigkeit und Steifigkeit (i.d.R. obere Werte) des Bodens berücksichtigt werden sowie die Ursache der Seitendruckbeanspruchung, die durch das Gewicht oder die Zusammendrückung des sich senkrecht zur Pfahlachse bewegenden Bodens gegeben ist.

Bei komplexeren Problemstellungen sollte der Seitendruck auf Pfähle nach EC 7-1, Abs. 7.3.2.4, in der Regel mit numerischen Verfahren ermittelt werden, indem die Wechselwirkung zwischen dem Pfahl als „steiferem oder flexiblerem Balken“ und dem sich bewegenden Boden untersucht wird. Der Abgleich numerischer Modellierungen mit analytischen

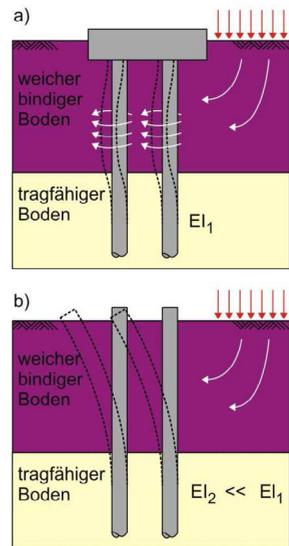
und halbempirischen Bemessungsansätzen dürfte auf Grund der Komplexität der Baugrund-Tragwerk-Interaktion geboten sein.

2 Ansätze zur Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung

Die Größe der Seitendruckbeanspruchung und die daraus resultierende relative Baugrundverformung werden maßgeblich von der Dimensionierung bzw. Bemessung der Pfähle beeinflusst. Entsprechend der Biegesteifigkeit, Pfahloberflächenrauigkeit sowie der Größe der einwirkenden Bodenverschiebung lassen sich zwei Fälle unterscheiden:

- Die Pfähle können die Seitendrücke unbeschadet aufnehmen und werden dabei nur entsprechend ihrer Biegesteifigkeit und der Größe der horizontalen Kräfte verformt. Sind die Pfahlverformungen kleiner als die Größe der Bodenverformungen, wird der Baugrund ohne weitere Beeinflussung um die Pfähle herumfließen.
- Wenn die Pfähle keine ausreichende Biegesteifigkeit haben, um die Seitendrücke aufnehmen zu können, vollziehen sie teilweise 'Mitverformungen' im weichen bindigen Boden und werden der seitlichen Bodenverformung entsprechend verformt. Dabei kann es zum 'Bruch' der Pfähle kommen, wenn die Pfahlverformungen größer sind als es die Biegsamkeit der Pfähle zulässt.

Für die Bestimmung der Größe des Seitendrucks wurden verschiedene Ansätze entwickelt, die nachfolgend zusammenfassend dargestellt werden (siehe Tabelle 1).



bei biegesteifem System und; b) 'Mitverformung' bei biegeweichem System

Als Grundüberlegung zu einem auf Seitendruck beanspruchten bzw. 'umflossenen' Pfahl können Analogiebetrachtungen zu einem in einer zweidimensionalen Strömung stehenden Zylinder angestellt werden. Zur Abschätzung des Drucks auf eine von einem viskoplastischen Fluid umflossenen Pfahlreihe wurden von Firat et al. (2005) theoretische Untersuchungen unter Variation von maßgebenden geometrischen Kenngrößen durchgeführt.

In Deutschland wird zur Ermittlung der Seitendruckbeanspruchung auf Einzel- bzw. Pfahlgruppen ein analytischer Bemessungsansatz entsprechend den Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle der DGGT (EA-Pfähle 2011, 2. Auflage) vorgeschlagen, der im Wesentlichen auf die Arbeiten von Wenz (1963) und Winter (1979) zurückgeht. Die Notwendigkeit einer Pfahlbemessung auf Seitendruck kann vorab mit Hilfe einer Geländebruchuntersuchung am 'entkleideten System' abgeschätzt werden. Die Ermittlung der Größe der Seitendruckbeanspruchung auf Pfähle wird in einer Grenzwertbetrachtung für die Einwirkungen aus der resultierenden Erddruckbeanspruchung Δe und dem Fließdruck p_f abgeschätzt. Maßgebend ist die sich ergebende jeweils kleinere resultierende horizontale Beanspruchung aus Seitendruck auf die Pfähle. Zur Ermittlung der resultierenden Fließdruckkraft sowie Erddruckkraft ist die Beanspruchung über die gesamte Einwirkungshöhe zu bestimmen.

Bei der Ermittlung der resultierenden Erddruckbeanspruchung wird davon ausgegangen, dass die Pfähle den weichen bindigen Boden durch ihre Biegesteifigkeit stabilisieren, wohingegen bei der Fließdrucktheorie angenommen wird, dass die Scherfestigkeit des Bodens ausgeschöpft ist und der plastifizierte Boden den Pfahl umfließt. Der in diesem Fall auf den Pfahl wirkenden Fließdruck kann tiefenunabhängig nach EA-Pfähle wie folgt ermittelt werden:

$$p_{f,k} = 7 \cdot \eta_a \cdot c_{u,k} \cdot a_s \quad (1)$$

Die Variable η_a geht bei der Berechnung des Fließdrucks als Anpassungsfaktor für einen Pfahl in der Gruppe gegenüber einem Einzelpfahl (Faktor 1 bis 5) in die Berechnung ein. Bei einem quadratischen Pfahl steht a_s für die Pfahlbreite senkrecht zur Fließrichtung, bei rundem Querschnitt entspricht a_s dem Pfahldurchmesser d_D .

Die in der Literatur dokumentierten Ansätze geben auf Grund von unterschiedlichen stofflichen und kinematischen Annahmen einen Fließdruck p_f in einer Bandbreite von $p_f = 3 \dots 10 \cdot c_u \cdot d_D$ an, wobei c_u die undrainierte Kohäsion und d_D der Pfahldurchmesser ist (Smoltczyk, 1966).

Im vergangenen Jahrzehnt wurden keine vergleichbaren analytischen als auch halbempirischen Lösungsansätze zur rechnerischen Erfassung der Seitendruckbeanspruchung mehr entwickelt.

Tabelle 1: Ansätze für den Fließdruck auf Pfähle aus der Literatur

	Formulierung	Anmerkung
Brinch-Hansen & Lundgren (1960)	$p_f = 7,5 \cdot c_u \cdot d_D$	Fließdruck aus Grundbruchlast eines tiefliegenden vertikalen Fundamentes
Wenz (1963) ⁽¹⁾	$\frac{p_f}{c_u \cdot d_D} = \chi \cdot \psi \cdot (2 + \xi \cdot \pi)$	aus Plastizitätstheorie und Modellversuchen hergeleitet
Smoltczyk (1966)	$p_f = 4,4 \cdot c_u \cdot d_D$	Annahme, dass am Pfahl nur Reibungs- bzw. Schubkräfte wirken. Keine Berücksichtigung des Verdrängungswiderstandes des Bodens
Goldscheider & Gudehus (1974)	$p_f \leq 12,5 \cdot d_D \cdot c_u$	Annahme eines kinematisch korrekten Bruchkörpers (Kreis-sicheln)
Ito & Matsui (1975) ⁽²⁾	$p_f = c \cdot \left[D_1 \cdot \left(3 \cdot \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \cdot \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2 \cdot (D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot h \cdot (D_1 - D_2)$	Entwicklung von zwei unterschiedlichen Ansätzen für Pfahlgruppen: 1) Theory of plastic Deformation (siehe Formel) und 2) Theory of plastic flow (siehe Ito & Matsui 1975)
Winter (1979) ⁽³⁾	$\frac{p_f}{c_u \cdot d_D} = k_0 \cdot \left[1 + I_{vex} \cdot \left(\frac{v_0}{\dot{\epsilon}_\alpha \cdot d_D} \right) \right]$	entwickelt aus mathematischem Modell eines Fluidtones
Randolph & Houlsby (1984) ⁽⁴⁾	$\frac{p_f}{c_u \cdot d_D} = \pi + 2\Delta + 2 \cdot \cos \Delta + 4 \cdot \left[\cos \left(\frac{\Delta}{2} \right) + \sin \left(\frac{\Delta}{2} \right) \right]$	analytische Lösung nach der Plastizitätstheorie für einen Einzelpfahl mit unterschiedlichen Rauigkeiten

(1): χ = Faktor für Pfahlform; ψ = Faktor für Verbauverhältnis; ξ = Faktor für Einbettung des Pfahls

(2): D_1 = Achsabstand; D_2 = lichte Weite zwischen den Pfählen; h = Dicke Schicht; c = Kohäsion; γ = Wichte

(3): k_0 = Formbeiwert; I_{vex} = Viskositätsindex; v_0 = Anströmgeschwindigkeit ; $\dot{\epsilon}_\alpha$ = Schergeschwindigkeit; a = Pfahlachsabstand quer zur Fließrichtung

(4): Δ = Faktor zur Berücksichtigung der Rauigkeit

3 Vergleich Numerik mit Fließdruckansätzen

Numerische Untersuchungen zur passiven Seitendruckbeanspruchung in weichen Böden, beispielsweise von Bransby (1996), Bransby & Springman (1999), Chen (1994), Chen & Poulos (1997) sowie Miao (2006) zeigen, dass die maximale resultierende Beanspruchung eines Einzelpfahl in einer Größenordnung von $p_f = 9 \dots 12 \cdot c_u \cdot d_D$ variiert.

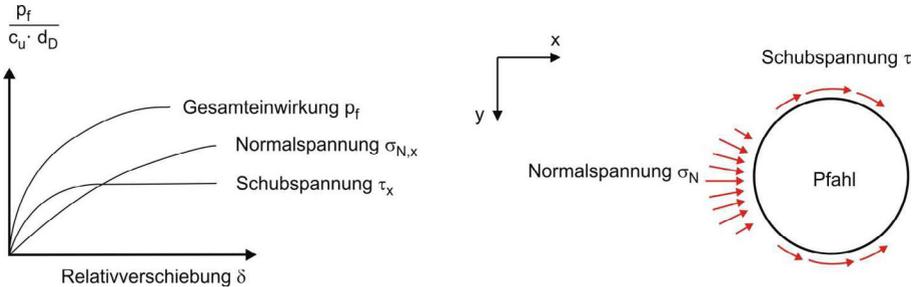


Abbildung 4: Beanspruchungskomponenten bei Wirkung des Fließdrucks

Die Seitendruckbeanspruchung auf einen Pfahl wird maßgeblich über eine Normalkraftkomponente σ_N senkrecht zur Pfahloberfläche und zu einem geringeren Teil über eine Schubspannungskomponente τ , welche von der Rauigkeit der Pfahloberfläche abhängt, abgetragen (siehe Abb. 4).

3.1 Kontaktformulierung

In konventionellen Finite Element-Berechnungen haben sich Interface-Elemente als effizientes und robustes Tool entwickelt, um Relativverschiebungen zwischen Bauwerk und Boden abzubilden (Van Langen, 1991). Aus den Relativverschiebungen zwischen Knotenpaaren werden über konstitutive Gleichungen die Kontaktspannungen ermittelt. Bei Berücksichtigung von 'großen Verformungen' wie z.B. mit der Updated-Lagrange Formulierung, geht der Kontakt zwischen den Knotenpaaren durch die großen Relativverschiebungen verloren. Daher wurde bei den hier durchgeführten Berechnungen eine Kontaktformulierung nach dem „master-slave“ Konzept, welches in dem FE-Programmpaket ABAQUS implementiert ist, verwendet. Mit dieser Formulierung ist es möglich, große Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden sowie eine Spaltbildung hinter dem Pfahl abzubilden.

den. Es wurde ein „hard contact“ sowie „tangential contact“ mit einer elasto-plastischen Interaktionsbeziehung (Abaqus, 2012) verwendet.

3.2 Scheibenmodell

Bei den elastoplastischen Berechnungen (FE-Programm ABAQUS, Version 6.12) wurden undrainierte Bodenverhältnisse ohne Ausgangsspannungszustand angenommen und das einfache Tresca Modell (gleiches dem MOHR-COULOMB Bruchkriterium mit einem Reibungswinkel von 0°) angewendet. Volumenkonstanz wurde durch die Annahme einer Querdehnzahl $\nu = 0,495$ erreicht.

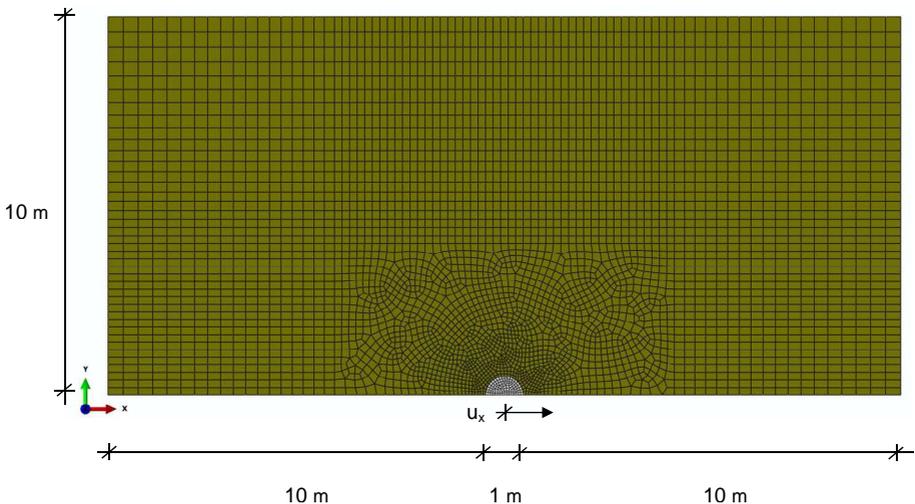


Abbildung 5: 3D-Scheibenmodell mit Dicke 1 m (in z-Richtung); Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden wurde durch Verschiebung des Pfahls in x-Richtung modelliert

Bei Berechnungen, die keine Ablösung / Spaltbildung zwischen Boden und Pfahl zuließen, wurde der Grenzwert nach der Plastizitätstheorie von Randolph & Houlsby (1999) schon bei Pfahlverschiebungen δ von 5% vom Pfahldurchmesser erreicht, bei Berechnungen mit Spaltausbildung erst bei einer Verschiebung δ von ungefähr 20% vom Pfahldurchmesser (siehe Abb. 6).

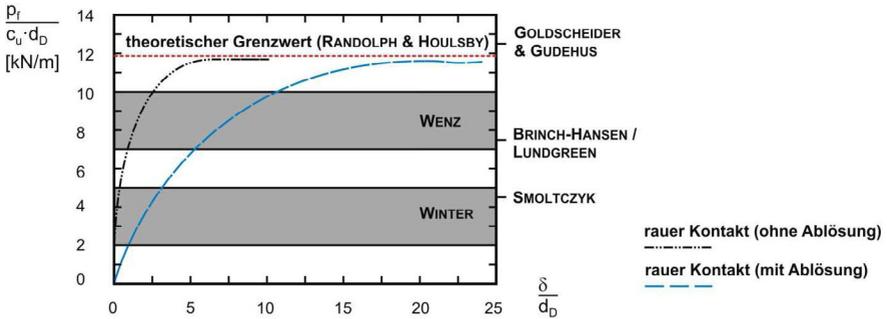


Abbildung 6: Vergleich Numerik mit analytischen Berechnungsansätzen

Die dabei auftretenden Normal- und Schubspannungen auf die Pfahloberfläche sind in Abbildung 7 dargestellt. Auf der entgegengesetzten Seite zum Staupunkt kommt es zur Spaltbildung zwischen Pfahl und Boden, die jedoch bei größeren Tiefen und einer entsprechenden Überlagerungsspannung nicht mehr eintritt.

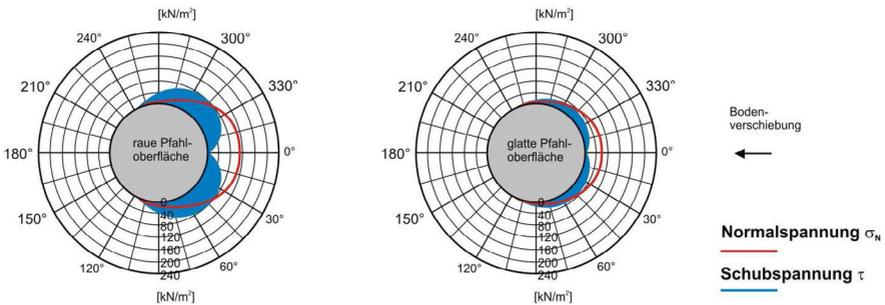


Abbildung 7: Normal- und Schubspannungen auf der Pfahloberfläche ($E_u = 30 \text{ MN/m}^2$; $\nu_u = 0,495$; $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$; $\phi_u = 0^\circ$); Spaltausbildung hinter dem Pfahl, sofern nicht durch Überlagerungsspannung überdrückt

4 Feldversuch in Brasilien

4.1 Allgemeines

Im Zuge der Erstellung eines neuen Hüttenwerkes in Brasilien, in der Bucht von Sepetiba 60 km westlich vom Bundesstaat Rio de Janeiro, durch die ThyssenKrupp Steel AG wurde u.a. ein Brammenlager errichtet. Das Brammenlager umfasst eine Gesamtfläche von 55.000 m² und ist für die Ein- und Auslagerung von ungefähr 20.000 Stahlbrammen, mit einer Regelabmessung von 10,00 m x 1,25 m x 0,26 m und einem jeweiligen Gewicht von 25 Tonnen ausgelegt. Die Brammen sollen dabei mit Portal- bzw. Brückenkränen ein- und ausgelagert werden. Die Gründung der Kranbahnen erfolgt auf Pfählen. Es sollten gerammte Stahlrohprofile \varnothing 813/15 mm, mit einer Länge von ca. 35 m unter der Geländeoberkante im anstehenden Fels, ausgeführt werden.

Auf Grund der anstehenden tiefgründig weichen bindigen Böden werden die Gründungspfähle erheblich auf Seitendruck beansprucht. Zur Überprüfung der rechnerischen Prognosen wurde ein geotechnischer Großversuch im Bereich des am höchsten belasteten Brammenlagers durchgeführt (Mühl et al., 2009).



Abbildung 8: links: Feldversuch zur Seitendruckbeanspruchung; rechts: Testfundamente

Hierfür wurde eine etwa 33 m x 40 m große und 0,6 m dicke Bodenplatte hergestellt, die in Analogie an das Belastungsregime der spätere Hochlaufphase der Produktion in 5 Laststufen mit einer Flächenlast von je rund 50 kN/m² durch die Aufschüttung von Eisenerz beansprucht wird. Am Rande dieses Testfelds wurden vorab zwei Kranbahnfundamente (7,0 m x 4,0 m x 2,0 m) mit insgesamt 9 Stahlpfählen (\varnothing 813 mm) hergestellt. Die ge-

rammten Stahlrohrprofile der Gründungspfähle wurden zur Erhöhung der Systemsteifigkeit teilweise geneigt ausgeführt und zusätzlich über die Einwirkungshöhe des oberen Tones durch einen Betonkern verstärkt.

4.2 Baugrundverhältnisse

Der anstehende Baugrund in der Bucht von Sepetiba ist durch tiefreichende bindige fluviale quartäre Sedimentböden breiiger bis weicher Konsistenz mit einer gesamten Mächtigkeit von bis zu 40 m sowie einem ungefähr in Höhe der Geländeoberfläche anstehenden Grundwasserspiegel geprägt. Das ursprüngliche, für die Anforderungen an die Schwerindustrie und hierbei insbesondere der Abtragung von hohen Fundamentlasten denkbar ungünstige Sumpf- und Grasland, wurde vor Beginn der Baumaßnahme mit Meeressand aufgespült. Die darunter anstehenden quartären Schichten werden vornehmlich als Wechsellagerung aus Tonen und Sanden angetroffen. Unterlagert werden diese Schichten von Festgesteinen, vornehmlich Plutoniten (Granit), Metamorphiten (Gneis) und vulkanischen Intrusionen (Trachyte und Basalte).

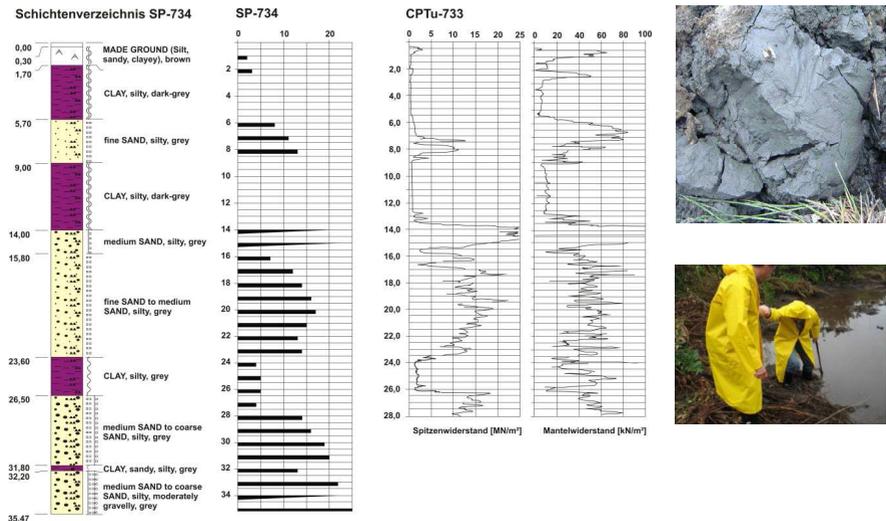


Abbildung 9: Typische Baugrundsituation

Im Vorfeld des Feldversuches wurden zur Erkundung des Baugrunds Standard Penetrations Tests (SPT), Flügelsondierungen (VSST), Cone Penetration Tests (CPT) und Dilatometer Tests (DMT) durchgeführt. Ein typischer Baugrundaufschluss (Bohrung, SPT, CPTu) im Bereich des Brammenlagers ist in Abbildung 9 dargestellt.

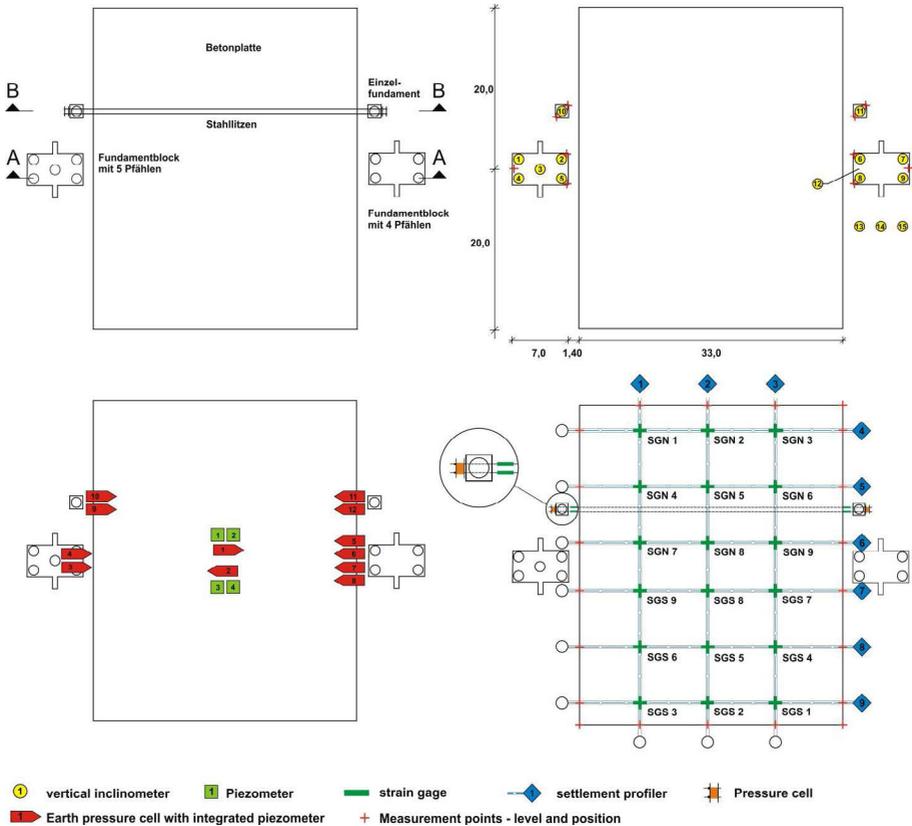


Abbildung 10: Messkonzept nach Mühl et al., 2011 (Draufsicht)

4.3 Versuchsaufbau und Instrumentierung

Auf beiden Seiten der Bodenplatte wurde ein Einzelpfahl mit Kopffundament hergestellt und die Kopffundamente durch Spannstäbe zur späteren Kraftermittlung miteinander verbunden.

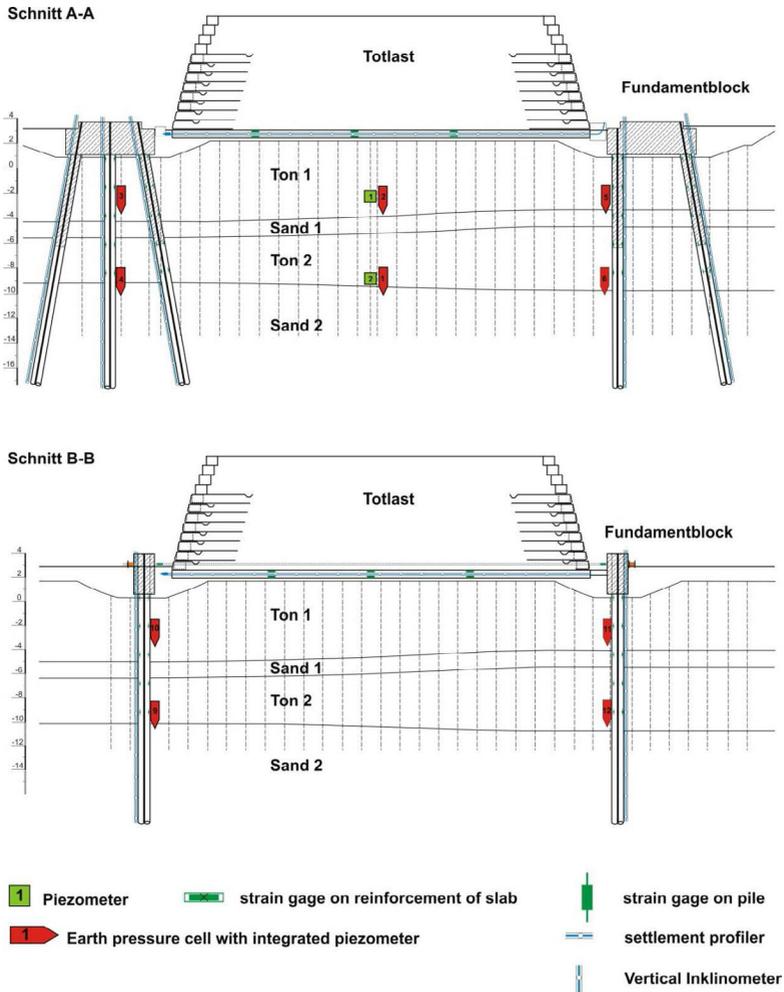


Abbildung 11: Messkonzept nach Mühl et al., 2011 (Schnitt A-A und Schnitt B-B)

Während der stufenweise aufgetragenen Belastung auf die Fundamentplatte wurden die zeitliche Entwicklung der Porenwasserüberdrücke und Erddrücke in den Tonschichten und vor den Pfählen gemessen. Zusätzlich wurden mit mehreren Inklinometern die Verformungen des Bodens sowie der Gründungspfähle gemessen. Mit einem umfangreichen Messprogramm konnte u.a. die Setzung und Durchbiegung in der bewehrten Bodenplatte sowie die Spannungen im Beton und der Bewehrung ermittelt werden.

Zusätzlich wurden vor der Versuchsdurchführung Vertikaldrains zur Beschleunigung der Konsolidierung installiert.

4.4 Ergebnisse des Feldversuchs

Die Porenwasserdrücke und Erddrücke, die Verformungen des Bodens sowie der Pfähle und die Setzung, Durchbiegung und Spannungen in der Stahlbetonplatte wurden während der Versuchsdauer kontinuierlich ausgewertet.

Im Folgenden soll nur auf die Verformungen der 4 Inklinometer 12, 13, 14 und 15 eingegangen werden. Inklinometer 12 befindet sich zwischen den gerammten Pfählen E06 und E08 (siehe Abbildung 12).

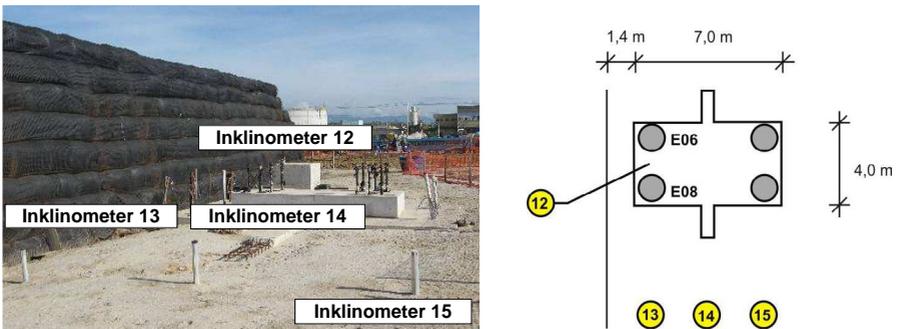


Abbildung 12: links: Inklinometer 12 bis 15, Inklinometer 12 befindet sich zwischen den Pfählen E06 und E08; rechts: Draufsicht Inklinometer 12-15

Die Messergebnisse (Abb. 13) zeigen deutlich die starke horizontale Verformung der weichen Tonschichten und die stabilisierende Wirkung der ca. 1,5 m dicken zwischengelagerten oberen Sandschicht. Inklinometer 12 erfährt deutlich geringere Bodenverformungen

als der gleich weit von der Lastfläche positionierte Inklinometer 13, was auf eine Verspannung des weichen bindigen Bodens zwischen den Pfählen und letztendlich auf eine Seitendruckbeanspruchung der Pfähle schließen lässt.

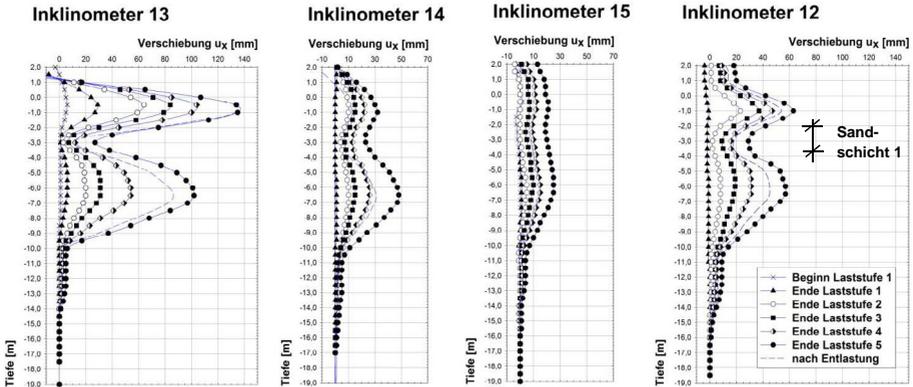


Abbildung 13: Verformungen der Inklinometer 12 bis 15

5 Numerische Back-Analysis

Im Folgenden werden numerische Untersuchungen der äußerst komplexen Baugrund-Bauwerk Interaktion des Feldversuchs in Brasilien vorgestellt. Die umfangreichen Versuchsergebnisse dienen zur Kalibrierung des FE-Modells und weiterführenden Untersuchungen zur passiven Seitendruckbeanspruchung.

5.1 Numerisches Modell

Bei den durchgeführten nichtlinearen dreidimensionalen Finite-Element Berechnungen wurde die Symmetrie ausgenutzt und nur das halbe System modelliert, um die Rechenzeiten in einem vertretbaren Rahmen zu halten. Die Modellgrenzen wurden so gewählt, dass sie keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben (140 m x 70 m x 50 m).

Der anstehende Boden als auch die Pfähle bzw. Pfahlköpfe wurden ausschließlich mit ca. 200.000 8-knotigen hexaederförmigen Kontinuumselementen mit linearem Ansatz für die

Verschiebungen und reduzierter Integration modelliert. Im Bereich der Bodenplatte und der 35 m langen Pfähle sowie der Pfahlköpfe wurde eine Netzverfeinerung vorgenommen.

Nach der Generierung der initialen Ausgangsspannungen wurde die Bodenplatte entsprechend den Laststufen des Feldversuchs stufenweise beansprucht.

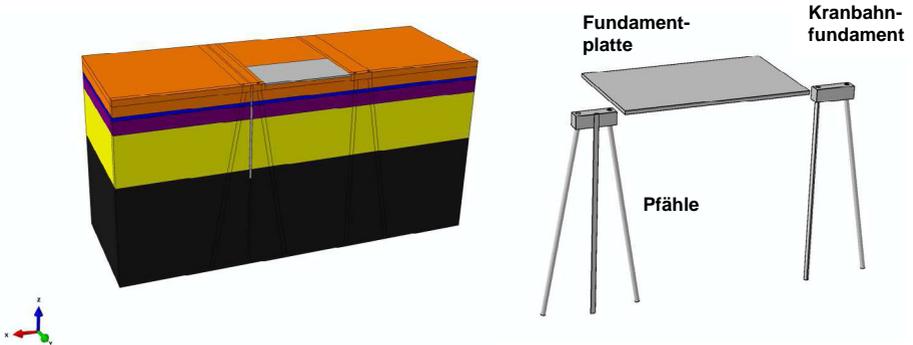


Abbildung 14: Numerisches Modell unter Ausnutzung der Symmetrie (links: Darstellung der Bodenschichten; rechts: Gründungspfähle mit Kranbahnfundament und Bodenplatte)

5.2 Stoffliche Modellierung

Das Materialverhalten der Pfähle, der Pfahlkopfplatten als auch der Fundamentplatte wurde als linear elastisch angenommen, während die Bodenschichten mit einem elastoplastischen Stoffgesetz abgebildet wurden.

5.3 Vergleich mit Messergebnissen

Bei der Backanalyse wurden einige grundlegende Vereinfachungen getroffen. Das Verformungsverhalten des Systems konnte qualitativ zutreffend abgebildet werden. Die maximalen horizontalen Pfahlverformungen treten demnach 6 bis 7 m unterhalb der Geländeoberkante in der Tonschicht 1 und 2 auf. Qualitativ waren die numerisch ermittelten Pfahlverformungen jedoch im Mittel um 20 % größer als die gemessenen.

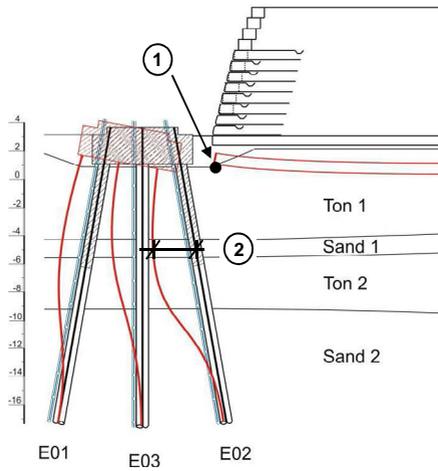


Abbildung 15: Verformungsverhalten des Systems Fundamentblock-Pfähle-Lastplatte

In Tabelle 2 sind die maximal gemessenen Verformungen der Randbereiche der Platte als auch die Verschiebungen w des Pfahls E02 in Höhe der zwischengelagerten Sandschicht den numerisch ermittelten Werten gegenübergestellt.

Tabelle 2: Gegenüberstellung von Messungen und Numerik an ausgewählten Punkten

Laststufe	①		②	
	Setzung u_{\max} (Rand Lastplatte) [cm]		horizontale Verschiebung w (E02) im Bereich der zwischengelagerten Sandschicht 1 [mm]	
	Messung	FE-Berechnung	Messung	FE-Berechnung
2 (107 kN/m ²)	45,7	57,3	8	13
3 (154 kN/m ²)	62,1	75,9	14	21
4 (202 kN/m ²)	90,6	130,0	26	36

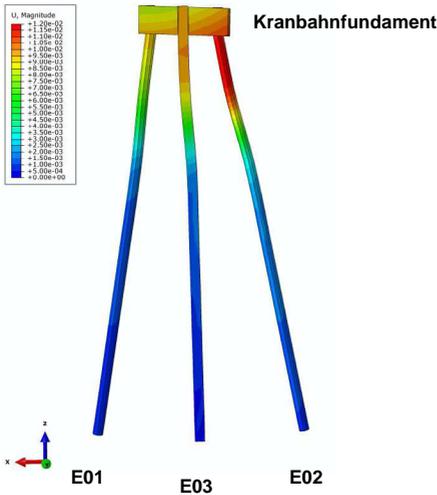


Abbildung 16: Konturplot totale Verformungen u nach der 1. Laststufe (ca. 60 kN/m^2)

6 Zusammenfassung und Ausblick

Sofern keine Ablösung des Bodens vom Pfahl möglich ist, wird die Fließdruckbeanspruchung p_f (Grenzwert nach Plastizitätstheorie) schon bei Verschiebungen von 5% vom Durchmesser des Pfahls erreicht. Bei Verwendung einer 'rauen' Kontaktformulierung, die eine Spaltausbildung zwischen Pfahl und Boden zulässt, wird der Grenzwert erst bei einer Relativverschiebung δ von ca. 20% vom Pfahldurchmesser erreicht. Bei einem 'reibunglosen' Kontakt sind noch größere Relativverschiebungen notwendig, um einen Bruchzustand zu erreichen. Dies führt jedoch unter Umständen zu ungünstigen großen Netzverformungen, welchen jedoch mit adaptiven Netzanpassungsverfahren abgebildet werden können.

Die in Kapitel 2 vorgestellten analytischen Berechnungsansätze (ausgeschlossen Goldscheider & Gudehus) zur Ermittlung des Fließdrucks liegen unter den numerisch ermittel-

ten Werten nach der Plastizitätstheorie, was mit der gewählten stofflichen Modellierung zu einer Überschätzung der resultierenden Seitendruckkraft führt.

Für die Abweichung der Ergebnisse der numerischen Backanalysis von den beim Großversuche in situ ermittelten Spannungen und Verformungen können u.a. die am Versuchsgelände angetroffene Heterogenität der Tonschichtdicken sowie deren anisotropes Materialverhalten ausschlaggebend sein. Bei weiterführenden Untersuchungen müssen zeitabhängige Effekte wie Konsolidierung und Kriechen in den numerischen Berechnungen berücksichtigt werden.

Literatur

Abaqus (2012): USER'S MANUAL, VERSION 6.12.

Brinch Hansen, J., Lundgren, H. (1960): Hauptprobleme der Bodenmechanik. Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer 1960.

Bransby, M.F. (1996): Difference between load-transfer relationship for laterally loaded pile groups: active p-y or passive p- δ . Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 122(12), pp. 1015-1018.

Bransby, M.F., Springman, S. (1999): Selection of load-transfer function for passive lateral loading of pile groups. Computers and Geotechnics, 24(1999) pp. 155-184.

Chen, L.T. (1994): The effect of lateral soil movements on pile foundations. Ph.D Thesis, University of Sydney, Australia.

Chen, L.T., Poulos, H.G. (1997): Piles subjected to lateral soil movements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol, 123(9), pp. 802-811.

Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle; EA-Pfähle (2011): Ernst & Sohn, 2. Auflage.

Handbuch Eurocode 7 - Geotechnische Bemessung (2011): Band 1: Allgemeine Regeln. Herausgeber: Deutsches Institut für Normung (DIN), Beuth Verlag, Berlin.

Fedders, H. (1978): Seitendruck auf Pfähle durch Bewegung von weichen, bindigen Böden. Geotechnik 1978, S. 100-104.

Firat, S. Sarıbiyık, M., Çelebi, E. (2005): Lateral load estimation from visco-plastic mud-flow around cylindrical row of piles. *Applied Mathematics and Computation* 173(2006), pp. 803-821.

Glockner, A., Igelbüscher, A., Moormann, Chr., Jud, H., Kunzmann, M. (2008): Bau eines neuen Stahlwerks auf weichen Sedimentböden nahe Rio de Janeiro – Geotechnische Herausforderungen in ungewöhnlichen Dimensionen. Vorträge der 30. Baugrundtagung 2008 in Dortmund, 24.-27.09.2008, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Essen, S. 199-206.

Goldscheider, M., Gudehus, G. (1974): Verbesserte Standsicherheitsnachweise. Vorträge der Baugrundtagung 1974 in Frankfurt/Main-Höchst. Essen: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., S. 99-118.

Ito, T., Matsui, T. (1975): Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 15, No. 4, pp. 43-59.

Kempfert, H.-G., Smolczyk, U. (2001): Abschnitt 3.2: Seitendruck und Setzungsbiegung. *Grundbautaschenbuch Teil 3*, Ernst & Sohn Berlin, 6. Auflage, 2001.

Miao, L.F. (2006): Three-dimensional finite element analysis of passive pile behaviour. *International Journal of numerical and analytical Methods in Geomechanics*. Vol.(30), pp. 599-613.

Mühl, A., Röder, K., Glockner, A. (2009): Untersuchung zum Seitendruck auf Pfähle einer Brückenkrananlage. 4. Symposium Umweltgeotechnik DGGT und 5. Freiburger Geotechnik-Kolloquium, Freiberg.

Mühl, A., De Carvalho, P., Glockner, A., Röder, K. (2011): Instrumentation and monitoring of a full-scale test on pile foundations for overhead bridge cranes. 8th International Symposium on Field Measurements in GeoMechanics. Berlin, 12.-16.09.2011.

Randolph M.F. and Houlsby, G.T. (1984): The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. *Geotechnique*, London, Vol. 34(4), pp. 613-623.

Schwarz, W. (1987): Verdübelung toniger Böden. Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 105.

Smoltczyk, H.-U. (1966): Pfahlroste, Berechnungen und Ausbildung. In Grundbau-Taschenbuch, Bd. 1, 2. Auflage, S. 658-715, Ernst u. Sohn, Berlin.

Van Langen, H. (1991): Numerical analysis of soil-structure interaction. PhD thesis, Technical University Delft, The Netherlands.

Wenz, K. P. (1963): Über die Größe des Seitendrucks auf Pfähle in bindigen Erdstoffen. Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 12.

Wenz, K. P. (1973): Seitendrucke auf Pfähle in weichen, bindigen Erdstoffen. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart. Essen: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., S. 681-690.

Winter, H. (1979): Fließen von Tonböden. Eine mathematische Theorie und ihre Anwendung auf den Fließwiderstand von Pfählen. Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 82.

Autoren

Dipl.-Ing. Johannes Aschrafi
Universität Stuttgart

johannes.aschrafi@igs.uni-stuttgart.de

Institut für Geotechnik · IGS
Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart

www.uni-stuttgart.de/igs

Tel.: 0711 / 685-65552

Dipl.-Ing. Alexander Mühl
CDM Consult GmbH
Weißenfelser Straße 65H
04229 Leipzig
alexander.muehl@cdm.com

Dr.-Ing. Andreas Glockner
Uhde GmbH
Friedrich-Uhde-Straße 15
41141 Dortmund
andreas.glockner@thyssenkrupp.com

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann
Direktor Insitut für Geotechnik · IGS; Vereidigter Sachverständiger für Erdbau,
Grundbau, Felsbau sowie Spezialtiefbau
Institut für Geotechnik · IGS
Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart
christian.moormann@igs.uni-stuttgart.de

Pfahlpenetration in nichtbindigem Boden: Großmaßstäbliche Modellversuche und Nachrechnungen

Jakob Vogelsang, Gerhard Huber, Theodoros Triantafyllidis, Ulrich Schindler

Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF),
Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Baden- Württemberg

1 Einleitung

Die Vorhersage von Beeinträchtigung von Gebäuden infolge geotechnischer Herstellungsprozesse (Pfahl- oder Spundwandrammung, Schlitzwandherstellung, Ankereinbringung etc.) stellt bis heute ein nicht zufriedenstellend gelöstes Problem dar. Als eindrucksvolles Beispiel der möglichen gravierenden Folgen des Rammens von Pfählen kann der Potsdamer Platz in Berlin gelten. Hier kam es infolge des Einbringens von Rüttelinjektionspfählen unerwarteterweise zu unverhältnismäßig großen Verformungen an einer nahe gelegenen Schlitzwand (*Triantafyllidis 1998*). Für Verformungsprognosen werden heutzutage häufig FE-Simulationen durchgeführt. Diese gestalten sich im Fall der Pfahlrammung aufgrund der Komplexität des Vorgangs aber als schwierig. Es existieren zwar einige Ansätze zur Simulation der Pfahlrammung mit FEM (*Osinov et al. 2012; Henke und Grabe 2008*), eine Validierung dieser Ansätze ist allerdings nicht einfach. Z.T. wurden diese Modelle erweitert und auch die Umgebung des Pfahls inklusive benachbarter Gründungen etc. modelliert, um baupraktische Empfehlungen aussprechen zu können (*Grabe und Mahutka 2005*). Hierbei müssen aktuell aber meist noch wesentliche Limitierungen in Kauf genommen werden, beispielsweise erfolgt die Modellierung oft ohne Berücksichtigung des sich entwickelnden Porenwasserüberdrucks oder weiterer dynamischer Einflüsse. Die Forschergruppe FOR1136 soll hier Abhilfe schaffen, indem zum einen numerische Methoden und Stoffmodelle zur Beschreibung des Bodens hinsichtlich der Pfahlrammung entwickelt werden und zum anderen diese Ansätze mit Hilfe realitätsnaher Modellversuche validiert werden sollen.

Die hier vorgestellten großmaßstäblichen Modellversuche sind Teil der Arbeit der Forschergruppe und stellen idealisierte Randwertprobleme zur Pfahlpenetration in Sand dar.

Die Versuche bilden den Vorgang einer Pfahlrammung nach, im Gegensatz zu einem in-situ Versuch allerdings unter kontrollierten Randbedingungen und mit Erfassung von Bodendeformationen und -spannungen. Für die Versuche wird eine Versuchsanordnung verwendet, mit der eine pfahlähnliche Struktur quasistatisch monoton oder alternierend unter nahezu 2D Bedingungen (plane strain) in den Boden eingebracht werden kann (siehe Abb. 1). Glasfenster ermöglichen es, während die Bodenbewegungen mit Kameras zu dokumentieren und mit digitaler Bildkorrelation (DIC) Verschiebungen und Deformationen zu berechnen. Dadurch wird das Verformungsfeld in der Umgebung des Pfahls großflächig abgebildet. Die Instrumentierung erlaubt es zudem, sowohl die Schubspannungen als auch die Normalspannungen entlang des Pfahls zu erfassen. Spitzendruck und Mantelreibung sind damit getrennt auswertbar. Die Unterteilung des Pfahls in Segmente ermöglicht eine Abschätzung der Spannungsverteilung entlang der Struktur. Der Versuchsstand ist dabei speziell für eine Nachrechnung der Versuche konzipiert, da wie in den meisten FE-Simulationen zur Pfahlrammung die Methode der Aufweitung mit einem Vorläufer verwendet wird.

In dem Beitrag werden die Konzeption des Versuchsstands, die Instrumentierung sowie die Auswertung der Bodendeformationen im Detail erläutert. Es werden Versuche mit monotoner und zyklischer Penetration vorgestellt und diskutiert. Anhand der Versuche werden für die Pfahlrammung wichtige Effekte wie kavitatives und nicht-kavitatives Rammen aufgezeigt. Zudem werden als Ausblick erste Nachrechnungen der Versuche mit dem FE-Code *Abaqus* präsentiert und analysiert, inwieweit diese Nachrechnungen die Beobachtungen im Versuch nachbilden können. Dazu wird ein hypoplastisches Stoffmodell zur Beschreibung des Bodenverhaltens eingesetzt.

2 Versuche

Die hier vorgestellten Versuche wurden in einem modifizierten Interface-Versuchsstand durchgeführt. Ursprünglich war der Versuchsstand konzipiert für Herausziehversuche mit einer ebenen Wandstruktur in trockenem Sand. Die Grundversion wurde von *Rebstock 2011* vorgestellt. In dem Versuchsstand sollte das Kontaktverhalten von Pfählen oder Spundwänden zu trockenem Sand experimentell unter realistischen Bedingungen untersucht werden. Die Versuche sollten außerdem zur Validierung von FE-Simulationen dienen, weshalb bereits in der Grundversion großes Augenmerk auf quantitativ verlässliche

Ergebnisse gelegt wurde. In der ursprünglichen Version konnte die Scherkraft im Interface Wand-Boden in Abhängigkeit der Wandverschiebung ermittelt und die Bodendeformationen ausgewertet werden. *Vogelsang et al. 2013* hat eine erheblich umfangreicher instrumentierte Version des Versuchsstands vorgestellt, die zudem auch Eindringversuche ermöglichte.

Die Instrumentierung ist detailliert in *Vogelsang et al. 2013* beschrieben. Hier werden lediglich eine kurze Übersicht über den Versuchsstand gegeben und die wesentlichen Aspekte der verwendeten Versuchskonfiguration erläutert.

2.1 Versuchstand

Der für die Modellversuche verwendete Versuchsstand, Abb. 1 (a), besitzt eine Grundfläche des mit Sand gefüllten Bereiches ist $1,2 \times 0,5$ m. Es können Sandhöhen von bis zu 2 m erreicht werden. I.d.R. werden Sandhöhen von ca. 1,5-1,7 m eingebaut. Durch diese Abmessungen kann ein ausreichendes Spannungsniveau für Simulationen mit barotropen Stoffgesetzen erzeugt werden ($\sigma > 10 \text{ kN/m}^2$). Der Versuchsstand ist so konzipiert, dass sich im Versuch ein nahezu ebener Verformungszustand einstellt. Die Bodenbewegungen sind auf den Seiten des Versuchsstands durch Glasscheiben sichtbar und werden während der Versuche mit drei Digitalkameras aufgenommen (Felder DIC1, DIC2 und DIC3 in Abb. 1 a).

Der 2D-Pfahl ist 1,5 cm stark und auf Wandsegmente montiert, die auf reibungsarmen, steifen Vertikalführungen laufen. Sie sind über eine Koppelstange mit dem Hydraulikantrieb verbunden, der aktuell Verschiebungen von bis zu 20 cm erlaubt. In den Versuchen hat sich allerdings gezeigt, dass in dichtem Sand bereits bei Eindringungen von 6-10 cm die Messgrenze der Instrumentierung erreicht ist. Der 2D-Pfahl ist auf Wandsegment 2 montiert und besteht aus einer 30° zur Vertikalen geneigten Pfahlspitze und anschließendem Pfahlschaft. Abb. 1 (b) zeigt die aus glattem Edelstahlblech hergestellte Oberfläche dieses Wandsegments. Die oberen beiden Wandsegmente 3 und 4 sind um 1,5 cm versetzt, so dass sich der Pfahl nach oben hin fortsetzt.

Abb. 1 (c) illustriert die Intention dieser Versuchsanordnung. Dargestellt ist die Pfahlspitze während eines Versuchs. Zu erkennen ist die Analogie zu in FE-Simulationen häufig verwendeten Vorläufertechnik. Der Vorläufer hat in Simulationen einen sehr geringen Durch-

messer und geht dem Pfahl als Führung voran, sodass der Pfahl selbst lediglich eine Aufweitung des Vorläufers darstellt. Im Versuchsstand entsprechen Wandsegment 1 und der untere Bereich des Wandsegments 2 dem Vorläufer.

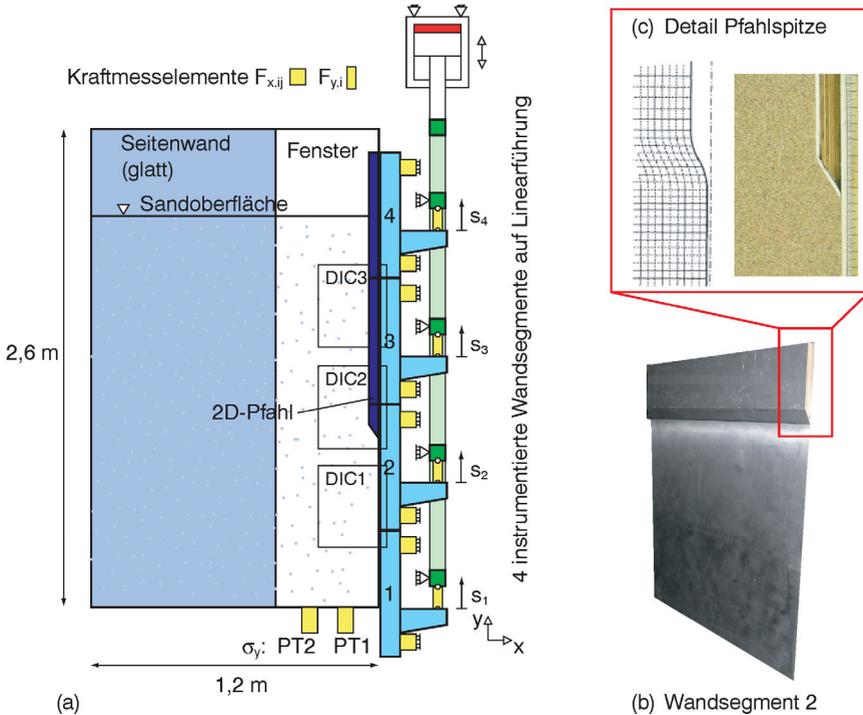


Abbildung 1: (a) Seitenansicht des Versuchstands (schematisch), (b) Wandsegment 2 mit Pfahlaufsatz und (c) Detail Pfahlspitze und Analogie zu *Cudmani et al. 2000*

2.2 Messgrößen

Die Wandstruktur ist in vier Wandsegmente unterteilt. Auf jedem Wandsegment i wird die Verschiebung s_i sowie die Vertikalkraft $F_{y,i}$ gemessen. Diese Kraft entspricht bei den Segmenten 1,3 und 4 der Schubkraft in der Kontaktzone Sand-Wandsegment. Im Fall von Segment 2 enthält $F_{y,2}$ außerdem noch eine Spitzendruckkraft, die auf die Pfahlspitze wirkt. Die Normalkraft $F_{x,i}$ auf Segment i wird mit vier Kraftmessselementen $F_{x,ij}$ erfasst ($j=1,\dots,4$), siehe Abb. 1 (a). Diese sind in den Auflagerpunkten zwischen dem Stahlrahmen

des Segments und den Führungswagen angeordnet. Die Summe dieser vier Kräfte ergibt die jeweilige resultierende Normalkraft auf dem Wandsegment. Zusätzlich zu den Messungen an den Wandsegmenten sind mittig in der Bodenplatte des Versuchsstands noch zwei Druckaufnehmer zur Erfassung der Vertikalspannung im Boden installiert (PT1 und PT2). PT1 liegt 15 cm und PT2 30 cm vor der instrumentierten Wand.

Es wird die mechanische Vorzeichenkonvention verwendet, d.h. Druckspannungen und –kräfte sind negativ definiert.

2.3 Erfassung der Bodendeformationen

Zur Erfassung der Bodenbewegungen sind die Seitenwände des Versuchsstands im vorderen Bereich als Glaswände ausgeführt. Zwischen den horizontalen Stahlträgern, die zur Aussteifung nötig sind, ergeben sich so mehrere Felder in denen die Bewegungen von Wand und Sand im Versuch sichtbar sind. Die Felder DIC1, DIC2 und DIC3 in Abb. 1 werden i.d.R. verwendet, um mit drei Kameras die Bewegungen zu erfassen. Es wird eine Bildrate von 2 Bildern pro Minute verwendet. Die Bilderserien werden anschließend mit dem Programm JPIV (*Vennemann 2007*) ausgewertet. Hierbei werden die inkrementellen Verschiebungen von Bild zu Bild berechnet (Bild n und $n+1$). Daraus werden anschließend Gesamtverschiebungen und Dehnungen berechnet.

2.4 Verwendeter Sand und Einbaumethoden

Für die Modellversuche wird sogenannter Karlsruher Sand verwendet. Hierbei ist zu erwähnen, dass sich in der Literatur unterschiedliche Sieblinien für Karlsruher Sand finden (z.B. in *Herle 1997* und *Wienbroer 2011*). Der Sand wird zwar immer aus demselben Kieswerk bezogen, jedoch schwankt die Kornverteilung geringfügig. Für Laborversuche wurde eine einheitliche Sieblinie erstellt. Hierauf wurde für die großmaßstäblichen Modellversuche der jüngeren Vergangenheit verzichtet (*Wienbroer 2011, Rebstock 2011*). Einige wichtige Kenngrößen des aktuell verwendeten Sands finden sich in Tabelle 1.

Der Sand wird durch lagenweises Einrieseln in den Versuchsstand eingebaut. Zum Erzielen einer mitteldichten bis dichten Lagerung wird dabei mit einer konstanten Fallhöhe von etwa 30 cm gearbeitet und der Sand in horizontalen Lagen à ca. 2 cm eingefüllt. Für (sehr)

lockere Lagerungen folgt der Einbau dem Prinzip eines Schüttkegelversuchs. Im Detail sind diese Einbauarten in *Rebstock 2011* und *Vogelsang 2013* erläutert.

Tabelle 1: Parameter Karlsruher Sand

Mittlerer Korndurchmesser	d_{50}	[mm]	0,55
Ungleichförmigkeit	U	[-]	1,5
Kritischer Reibungswinkel	φ_c	[°]	32,8
Minimale Porenzahl	e_{\min}	[-]	0,578
Maximale Porenzahl	e_{\max}	[-]	0,858

3 Versuchsergebnisse

3.1 Anfangszustand

Für eine spätere Nachrechnung ist die Kenntnis des Anfangszustands eines Versuchs von entscheidender Bedeutung. Dies bezieht sich sowohl auf die Dichte des eingebauten Sandes als auch auf die herrschende Spannungsverteilung. Die Instrumentierung des Interface-Versuchsstands erlaubt es, schon den Einbauvorgang selbst zu beobachten und die Anfangsspannungsverteilung sehr gut abschätzen zu können. Die Abb. 2 (a) zeigt die Entwicklung der Vertikalspannung auf den Druckaufnehmern PT1 und PT2 während des Einrieselns des Sands in Abhängigkeit der eingebauten Sandhöhe h für einen Sandeinbau mit mitteldichter Lagerung. Zum Vergleich ist jeweils die Gerade $\gamma_d \times h$ eingezeichnet, die den Freifeldbedingungen entspricht. γ_d ist dabei die mittlere Trockendichte.

Mit steigender Sandhöhe nimmt erwartungsgemäß auch die Vertikalspannung auf der Bodenplatte zu. Für geringe Sandhöhen folgen die Kurven für PT1 und PT2 etwa der $\gamma_d \times h$ Gerade. Ab einer gewissen Höhe hingegen steigt die Vertikalspannung nur noch unterlinear an. Im mitteldichten Fall geschieht dies ab einer Sandhöhe 30-40 cm. Dies ist darauf zurückzuführen, dass auf den Seitenwänden und den instrumentierten Wandsegmenten Schubspannungen mobilisiert werden und sich der Sand daran „aufhängt“. Bei mitteldichtem bis dichtem Sandeinbau ist dies ausgeprägter der Fall als beim Fall des lockeren

Sandeinbau. Hier ist eine schwächere Zunahme der Spannungen erst ab einer Höhe von ca. 90 cm zu beobachten.

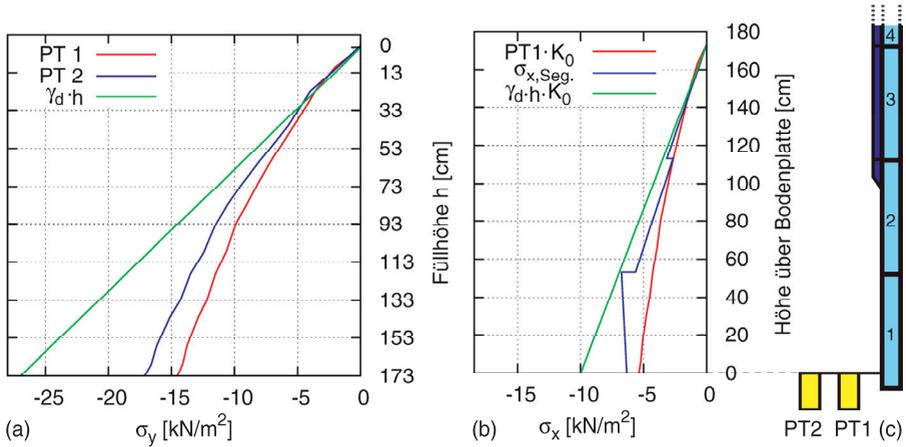


Abbildung 2: Gemessene und berechnete Spannungsverteilung nach Sandeinbau: (a) Vertikal-, (b) Horizontalspannungsverteilung und (c) Position der Wandsegmente

Diese gemessene Vertikalspannungsentwicklung kann als gute Näherung der Vertikalspannungsverteilung über die Sandhöhe für den Anfangszustand des Versuchs angenommen werden. Um dies zu untermauern wird in Abb. 2 (b) die Horizontalspannungsverteilung bei vollem Einbau betrachtet (auf der Ordinate ist nun die Höhe gemessen von der Bodenplatte aufgetragen). Sie wird anhand der gemessenen Normal- und Tangentialkräfte an den Wandsegmenten über das Momenten- und Kräftegleichgewicht abgeschätzt, blaue Kurve in Abb. 2 (a). Dafür wird die Annahme getroffen, dass die Horizontalspannung pro Segment trapezförmig verteilt ist. Im Vergleich dazu wurde der aus Abb. 2 (a) bekannte Verlauf der Vertikalspannung auf PT1 (rot) mit dem Erdrudruckbeiwert K_0 multipliziert dargestellt. K_0 wurde mit dem Peak-Reibungswinkel φ_p nach Jaky mit $K_0 = 1 - \sin(\varphi_p) = 1 - \sin 39^\circ = 0.37$ für die entsprechende Lagerungsdichte abgeschätzt. Außerdem ist der sich aus $K_0 \gamma_d h$ ergebende lineare Verlauf eingezeichnet (ebenfalls mit $K_0 = 0.37$).

In Abb. 2 (b) ist zu erkennen, dass bei Annahme einer trapezförmigen Spannungsverteilung plausible Ergebnisse erzielt werden können. Die gemessene Horizontalspannungsverteilung verläuft ähnlich wie die aus der Vertikalspannung ermittelte. Beide entsprechen zunächst noch etwa der $K_0 \gamma_d h$ -Gerade. Im unteren Bereich ist der Anstieg der Horizontal-

spannungen aber nur noch geringer. Die aus dem Momentengleichgewicht ermittelte Horizontalspannung ist dabei etwas größer als die aus der Vertikalspannung ermittelte. Außerdem weist sie kleine Sprünge an den Segmentgrenzen auf. Dies ist vermutlich der vereinfachenden Annahme einer trapezförmigen Spannungsverteilung geschuldet. Es ist des Weiteren zu erkennen, dass die Spannung auf Höhe der Bodenplatte geringer ist als oberhalb, was mit Schubspannungen auf der Bodenplatte erklärt werden kann.

Bezüglich des Sandeinbaus kann festgehalten werden, dass zwar ein Siloeffekt im Versuchsstand auftritt, sich dieser aber erfassen lässt und die Spannungen quantifizierbar sind. In Simulationen der Versuche kann daher entweder der Anfangszustand abweichend von einem geostatischen K_0 -Zustand angepasst werden bzw. Abweichungen von Versuch und Simulation mit einem unterschiedlichen Anfangszustand erklärt werden. Idealerweise wird der Sandeinbau im FE-Modell mit modelliert. Hierfür ist ein 3D-Modell erforderlich in dem von unten beginnend nach und nach einzelne Bodenschichten aktiviert werden.

3.2 Versuchsergebnisse - Penetrationsversuche

Es werden drei exemplarische Versuche vorgestellt: V15-2, V15-3 und V15-4. Die Versuchspfade sind in Abb. 3 schematisch dargestellt.

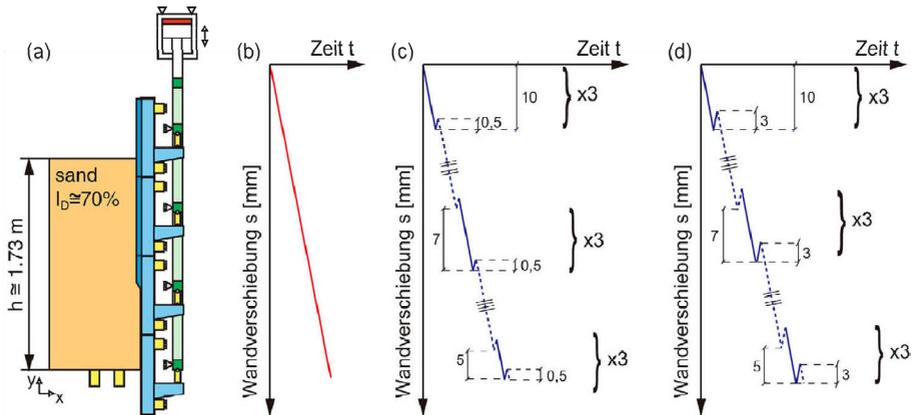


Abbildung 3: a) Anfangsbedingungen und Versuchspfade für b) V15-2, c) V15-3, d) V15-4. Die Lagerungsdichte und die eingebauten Sandhöhen waren jeweils ähnlich ($I_D = 70\%$ und $h_{\text{Sand}} = 1,73 \text{ m}$). Im Versuch V15-2 wurde der 2D-Pfahl monoton quasistatisch 60 mm

eingedrückt. Aus versuchstechnischen Gründen wird die Wand dafür zunächst 0,5 mm hochgezogen und dann eingedrückt. V15-3 und V15-4 entsprechen einer alternierenden Penetration in einer Art Pilgerschritt, bestehend aus zyklischen Abwärts- und Aufwärtsbewegungen. Die Versuchspfade sind in Abb. 3 dargestellt. Im V15-3 wurde der Pfahl in der Herausziehphase nur 0,5 mm nach oben bewegt. Im V15-4 wurde der Pfahl in dieser Phase 3 mm hochgezogen.

3.2.1 Tangentialkräfte

Abb. 4 vergleicht die am zweiten Segment gemessenen Tangentialkräfte $F_{y,2}$ in Abhängigkeit der Wandverschiebung für die Versuche V15-2, V15-3 und V15-4. Die Tangentialkraft enthält sowohl eine Spitzendruckkomponente als auch Anteile aus Reibung auf der Segmentoberfläche.

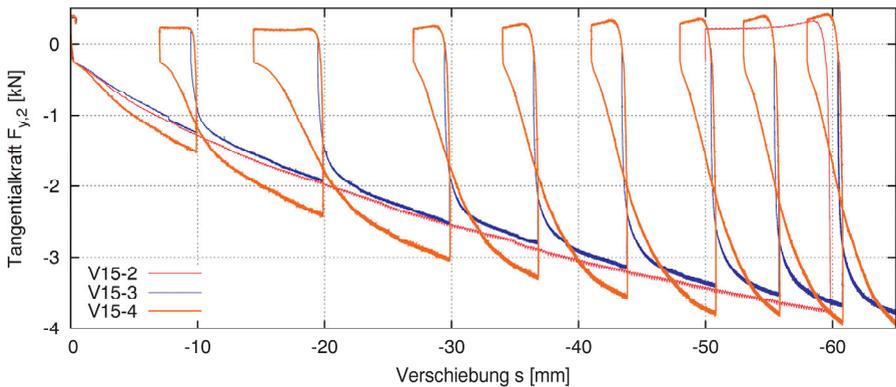


Abbildung 4: Tangentialkräfte $F_{y,2}$ über Verschiebung für V15-2, V15-3 und V15-4

Die Tangentialkräfte steigen betragsmäßig ähnlich wie die Spitzendruckkomponente der Widerstands-Setzungslinie eines Pfahls an. Der Anstieg ist nichtlinear, zunächst stark und mit zunehmendem Eindringen nur noch geringer. Die Kurve von V15-3 schmiegt sich in den Eindringphasen an die monotone Kurve von V15-2 an. In den ersten Herausziehphasen erreicht sie noch geringfügig den Zugbereich. In den späteren Zyklen bleibt $F_{y,2}$ immer negativ. V15-4 zeigt ein anderes Verhalten. Generell werden deutlich größere Eindrückkräfte erreicht, was auf eine höhere Lagerungsdichte in der Umgebung der Pfahlspitze hinweist. In den Phasen mit Bewegung nach oben verlaufen V15-3 und V15-4 zunächst

noch gemeinsam. V15-4 erreicht dann jedoch immer einen etwa konstanten positiven Wert von 0,25 kN. Bei erneuter Penetration kehren sich zunächst die Schubkräfte um, sodass die Tangentialkraft negativ wird. Danach steigt die Tangentialkraft nur langsam an und erzielt nach ca. 10 mm die Umhüllende der Kurve. In den letzten Zyklen wird diese gar nicht mehr erreicht, da die Penetrationsphasen kürzer sind

3.2.2 Spitzendruck

Die Spitzendruckkraft unter der Pfahlspitze ist in der hier vorgestellten Versuchsanordnung nicht direkt messbar. Sie kann aber indirekt über die gemessenen Tangential- und Normalkräfte abgeschätzt werden. In Abb. 5 sind die an Wandsegment 2 angreifenden Kräfte schematisch dargestellt. Abb. 5 (a) zeigt den Fall des Eindrückens und Abb. 5 (b) den Fall des Herausziehens jeweils mit dem entsprechenden Kräfteck.

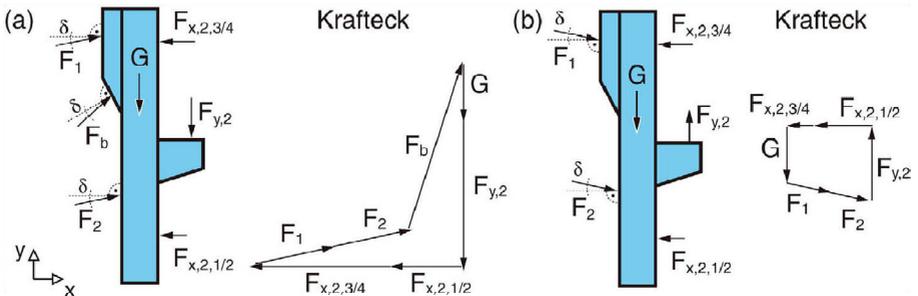


Abbildung 5: Angreifende Kräfte und qualitatives Kräfteck an Wandsegment 2 bei (a) Bewegung abwärts und (b) Bewegung aufwärts

Das Gewicht G des Wandsegments ist bekannt und die Kräfte $F_{y,2}$ sowie $F_{x,2,1/2}$ und $F_{x,2,3/4}$ werden gemessen. F_1 und F_2 sind die resultierenden Kräfte auf den vertikalen Flächen des Segments. Von ihnen ist lediglich die Wirkungsrichtung bekannt, sofern der Wandreibungswinkel δ voll mobilisiert ist. Dies ist der Fall bei einer ausreichend großen Verschiebung in eine Richtung ($>0,5$ mm). In diesem Fall sind die Kräfte um δ nach oben bzw. nach unten geneigt. Die Größen von F_1 und F_2 können nicht getrennt ermittelt werden, sondern lediglich ihre Summe. Über das Kräftegleichgewicht kann damit die Spitzendruckkraft F_b

ermittelt werden. Für den Fall des Eindrückens kommt das erste Krafteck aus (a) zum Einsatz und für den Fall des Hochziehens das Krafteck (b).

F_b verschwindet in der Hochziehphase erst verzögert, daher können Spitzendruck und Mantelreibung entgegengesetzt wirken. Wenn nach ausreichender Bewegung nach oben kein Spitzendruck mehr wirkt, ergibt sich dies aus dem zweiten Krafteck. Allerdings treten nach Richtungsumkehr Phasen auf, in denen der mobilisierte Wandreibungswinkel und damit die Wirkungslinien von F_1 und F_2 unbekannt sind. In diesem Fall konnte der Verlauf des Spitzendrucks nur interpoliert werden. Die Bereiche, in denen dies erforderlich ist, erstrecken sich etwa über 0,5 mm nach Umkehrpunkten.

Die beschriebene Auswertung wurde für die Versuche V15-3 und V15-4 durchgeführt. Die Vertikalkomponente des Spitzendrucks ist in Abb. 6 und Abb. 7 dargestellt. In rot sind die für eine Abwärtsbewegung und in blau die für eine Aufwärtsbewegung ermittelten Kurvenbereiche gezeichnet. Die interpolierten Bereiche sind grün gekennzeichnet.

Zunächst ist in beiden Abbildungen zu sehen, dass die interpolierten Bereiche der Kurven keine wesentliche Einschränkung darstellen, da der Kurvenverlauf relativ klar ist. Qualitativ hat der Spitzendruck einen ähnlichen Verlauf wie die Tangentialkraft. Bei V15-3 ist allerdings in den Hochziehphasen noch ein deutlicher Spitzendruck vorhanden, wohingegen die Tangentialkraft sehr gering ist. In diesen Zeitpunkten wirken Spitzendruck und Mantelreibung gegeneinander. In den letzten Zyklen ist sogar die Tangentialkraft am Ende der Aufwärtsbewegung noch negativ, was bedeutet, dass kein aktives Hochziehen nötig ist, sondern der Spitzendruck das Segment hochdrückt. Infolgedessen tritt unter der Pfahlspitze auch keine komplette Entspannung ein, die Reaktion beim erneuten Eindrücken ist daher sehr steif. Die Umhüllende der Kurve ist bereits nach 2-3 mm wieder erreicht.

Die größere Aufwärtsbewegung bei V15-4 führt dazu, dass der Spitzendruck beim Hochziehen komplett verschwindet. Dies ist jeweils nach etwa 2-3 mm Verschiebung nach oben der Fall. Der Boden unterhalb der Pfahlspitze ist damit komplett entspannt. Bei erneutem Eindrücken nimmt der Spitzendruck deshalb zunächst nur sehr langsam zu. Erst nach ca. 10 mm Verschiebung ist wieder der Pfad erreicht, der einer monotonen Eindringung bei gleicher Lagerungsdichte entsprechen würde.

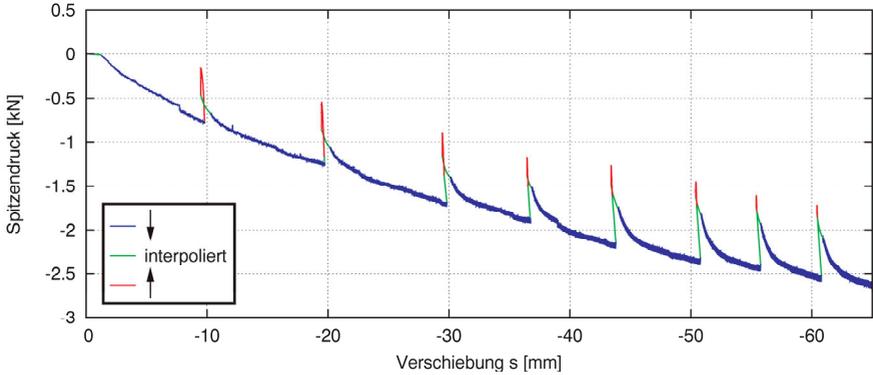


Abbildung 6: Vertikalkomponente der Spitzendruckkraft F_b über Verschiebung für V15-3

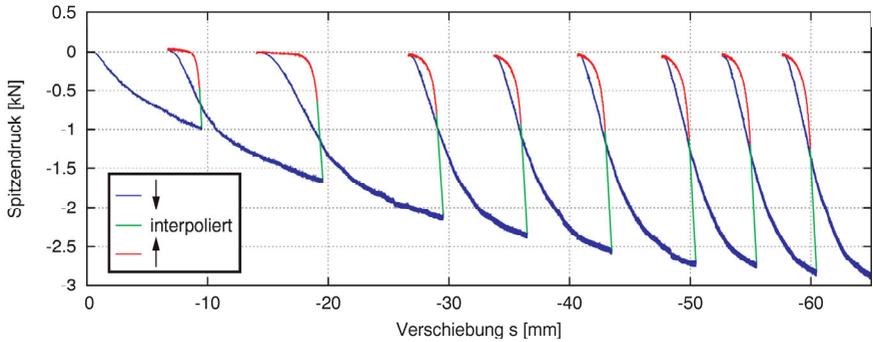


Abbildung 7: Vertikalkomponente der Spitzendruckkraft F_b über Verschiebung für V15-4

Anhand der Abbildungen 6 und 7 können die zwei grundlegenden Rammmodi identifiziert werden: das sogenannte nicht-kavitative und das kavitative Rammen. V15-3 entspricht dabei etwa dem Rammmodus nicht-kavativ und V15-4 eher dem kavitativen Rammmodus. Grundlegend beschrieben wurden diese von *Cudmani et. al 2000*. Eine Hohlrumbildung konnte beim kavitativen Rammmodus bei dieser Versuchsanordnung nicht beobachtet werden. Dies ist auf die relativ steil geneigte Pfahlspitze zurückzuführen, die aufgrund ihrer besseren Eignung für Nachrechnungen gewählt wurde. Bei Versuchen mit flacher Pfahlspitze konnte sehr wohl eine Hohlrumbildung beobachtet werden. Die Namensgebung kavativ ist daher gerechtfertigt. Hinsichtlich einer Nachrechnung ist eine Hohlrumbildung allerdings als problematisch zu sehen, weswegen diese in der hier vorgestellten Versuchskonfiguration vermieden wurde.

3.2.3 Verschiebungen

Abb. 8 zeigt die sich während des Versuchs einstellenden Verschiebungsfelder, die mit DIC ermittelt wurden. Es werden für zwei ausgewählte Zeitpunkte die Gesamtverschiebungen in den drei beobachteten Bereichen gezeigt. In Abb. 8 (a) ist das Verschiebungsfeld nach 20 mm und Abb. 8 (b) nach 60 mm Pfahleindringung zu sehen. Die Gesamtverschiebungen sind farbig dargestellt mit Isolinen für 1 / 2,5 / 5 / 7,5 und 10 mm Verschiebung. Grau sind zur Orientierung die zwischen den Bereichen verlaufenden horizontalen Stahlträger skizziert. Die Wandsegmente sind in blau schematisch dargestellt. Die Pfahlspitze ist im mittleren Bereich zu erkennen. Für einen kleinen Bereich in der unmittelbaren Umgebung der Pfahlspitze sind außerdem in einer Detailansicht Verschiebungsvektoren dargestellt. Die Kontur der Pfahlspitze ist in ihrer aktuellen Position zu sehen (blaue Linie).

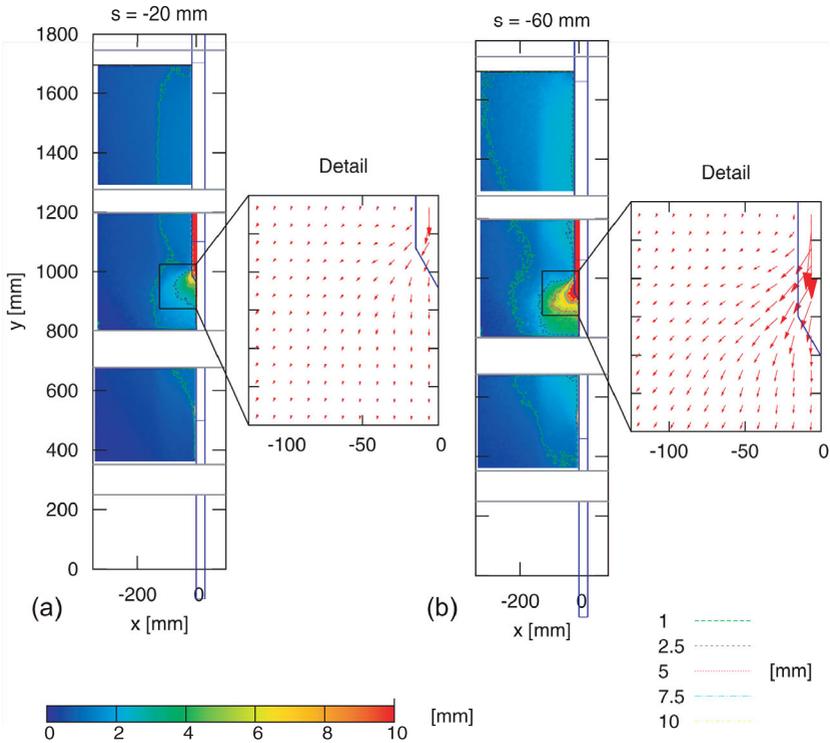


Abbildung 8: Mit DIC ermittelte Bodenverschiebungsbeträge nach
(a) -20 mm und (b) -60 mm in Versuch V15-4

Nach 20 mm Pfahlpenetration kommt es bereits zu deutlichen Verschiebungen um den Pfahl herum. Es ist eine zwiebelförmige Zone mit großen Verschiebungen direkt vor der Pfahlspitze zu erkennen. Der gesamte Bereich mit nennenswerten Verschiebungen erstreckt sich von der Pfahlachse gesehen etwa über 12-15 cm, was etwa dem 4-5fachen des "Pfahldurchmessers" (2x1,5 cm) entspricht. Bei Betrachtung der Verschiebungsvektoren ist zu erkennen, dass die Bodenbereiche direkt vor der Pfahlspitze seitlich nach unten verdrängt werden. Direkt unterhalb der Pfahlspitze wird der Sand vornehmlich senkrecht nach unten verdrängt. Nach 60 mm Penetration hat sich die Zone großer Verschiebungen deutlich ausgebreitet. Die Bewegungsrichtung ist oben noch etwa gleich. Die beeinflussten Bodenbereiche erstrecken sich nun über das komplette Glasfenster der Breite 30 cm.

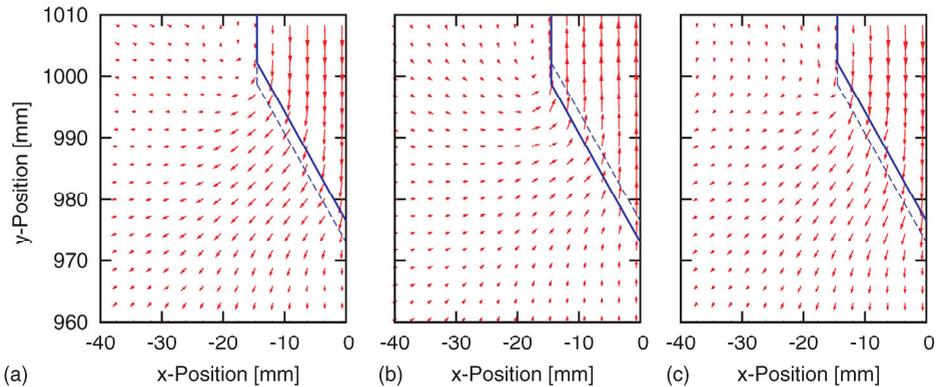


Abbildung 9: Inkrementelle Bodenverschiebungen im Bereich der Pfahlspitze von (a) -16,5 ÷ -20,0 mm, (b) -20,0 ÷ -16,5 mm Wandverschiebung und (c) -16,5 ÷ -20,0 mm Wandverschiebung in Versuch V15-4

Abb. 9 zeigt Verschiebungen infolge der zyklischen Pfahlbewegung im Detail. Zu sehen sind die inkrementellen Verschiebungsvektoren im Bereich unmittelbar um die Pfahlspitze, jeweils für einen 3,5 mm Abschnitt aus der Abwärts- und Aufwärtsbewegung. Abb. 9 (a) zeigt die Verschiebungen infolge der Pfahlbewegung von -16,5 mm bis -20 mm. Abb. 9 (b) zeigt die direkt anschließende Phase -20 mm bis -16,5 mm und Abb. 9 (c) die Bewegung wieder herunter auf -20 mm. Die Kontur der Pfahlspitze ist in in der Position am Anfang der Phase eingezeichnet. Die gestrichelte Linie zeigt ihre Position am Ende der jeweiligen Phase.

In Abb. 9 (a) ist deutlich eine Zone mit großen Verschiebungen vor der Pfahlspitze zu erkennen, in der der Boden vom Pfahl seitlich nach unten verdrängt wird. Der Boden in diesem Bereich mit großen Deformationen verhält sich dilatant, erkennbar an der Auffächerung der Verschiebungsvektoren. Die dortige Volumenvergrößerung führt sogar dazu, dass Bodenbereiche seitlich oberhalb der Pfahlspitze nach oben gedrückt werden. Direkt am Pfahlmantel zieht der Pfahl den Sand noch mit nach unten, aber in größerem Abstand sind nach oben gerichtete Verschiebungsvektoren zu verzeichnen. Abb. 9 (b) zeigt vor allem die starke Rückverformung der Bodenbereiche unter der Pfahlspitze infolge der Pfahlverschiebung nach oben. Bezogen auf Abb. 9 (a) kehren sich die Verschiebungsrichtungen näherungsweise um. Der Betrag der Verschiebungsinkremente ist jedoch etwas kleiner. Seitlich oberhalb der Pfahlspitze fließt der Sand in Richtung der Pfahlspitze, da die Spannungen dort am geringsten sind. Am Ende der Aufwärtsbewegung herrscht dort etwa die Spannung null. Direkt am Pfahlmantel wird der Sand noch mit nach oben gezogen, sodass sich neben dem Pfahl eine Art Wirbel bildet. Abb. 9 (c) gleicht vermeintlich Abb. 9 (a). Jedoch fällt auf, dass die Verschiebungsvektoren unter der Pfahlspitze sind insbesondere direkt am Pfahl etwas steiler geneigt sind. Außerdem ist keine Auffächerung der Verschiebungsvektoren zu erkennen. Beides sind Indikatoren für ein weniger dilatantes Verhalten des Bodens unterhalb der Pfahlspitze. Dementsprechend kommt es auch seitlich oberhalb der Pfahlspitze nicht zu einer Verdrängung des Sands nach oben. Zudem befindet sich der Boden vor der Pfahlspitze auf einem sehr geringen Spannungsniveau, was den langsamen Anstieg des Spitzendrucks in Abb. 7 erklärt.

4 Ausblick: FE-Modellierung

Es wurden erste Nachrechnungen der Versuche durchgeführt, um zu untersuchen, ob die im Versuch beobachteten Effekte abgebildet werden können. Das Finite Elemente Modell wurde mit dem FE-Code *Abaqus* erstellt. Das Modell wurde vereinfachend unter Annahme eines ebenen Verformungszustands als 2D-Modell erstellt. Die der bewegten Wand gegenüber liegende Begrenzung des Versuchsstands wurde als starrer, ideal glatter Rand angenommen. Für die Simulation monotoner Penetrationsversuche (wie V15-2) kann die Bodenplatte ebenfalls als unverschieblicher glatter Rand angenommen werden. Zur Berechnung zyklischer Versuche wird die Bodenplatte als starre Platte modelliert, so dass eine Kontaktbedingung zwischen ihr und dem zum Boden definiert werden kann.

Bisher werden Aspekte des Sandeinbaus nicht berücksichtigt, die Ergebnisse können daher nur qualitativ verglichen werden. Zur adäquaten Simulation des Sandeinbaus ist ein 3D Modell erforderlich, damit auch die Reibung auf den Seitenwänden berücksichtigt werden kann.

Die Wandsegmente wurden vereinfachend als ein Körper modelliert. Dieser weitet sich auf Höhe der Pfahlspitze um 1,5 cm auf und erzeugt so die Wandstruktur der vier Segmente. Auf diese Weise kann eine durchgehende Kontaktzone zum Sand definiert werden, was die Berechnung erleichtert. Die Ecken des Pfahls wurden leicht ausgerundet, um die Berechnung zu erleichtern. Da alle Wandsegmente mit glatten Stahloberflächen ausgeführt sind, genügt eine Mohr-Coulomb-Kontaktbedingung zwischen Boden und Pfahl. Der Kontaktreibungswinkel wurde aus Versuchen mit ebener Wand bestimmt und zu $\delta = 13^\circ$ angesetzt. Der Boden und die Wandsegmente wurden mit quadratischen CPE8-Elementen modelliert. In der Umgebung der Pfahlspitze haben die Bodenelemente eine Größe von wenigen Millimetern. Die hinteren Bereiche wurden gröber diskretisiert. Die Elemente der Pfahlsegmente sind etwa 5-10 mm groß.

4.1 Stoffmodelle

Die Wandsegmente wurden als elastische, sehr steife Körper modelliert. Der Boden wurde mit einem hypoplastischen Stoffgesetz mit intergranularer Dehnung in der Implementierung von A. Niemunis beschrieben (v. Wolffersdorff 1996, Niemunis und Herle 1997). Die verwendeten Stoffparameter sind in Tabelle 2 aufgeführt. Die Parameter der intergranularen Dehnung sind in Tabelle 3 gegeben.

Tabelle 2: Hypoplastische Parameter für Karlsruher Sand

φ_c [°]	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	h_s [MPa]	n	α	β
32,8	0,568	0,866	0,953	5800	0,28	0,13	1,05

Tabelle 3: Parameter der intergranularen Dehnung für Karlsruher Sand

R	m_R	m_T	β_R	χ
$1,0 \times 10^{-4}$	5,0	5,0	0,2	1,0

4.2 Berechnungsablauf

In den Versuchsergebnissen wurde gezeigt, dass nach dem Sandeinbau kein geostatischer Spannungszustand im Boden herrscht. Auf eine Nachrechnung des Sandeinbaus wird an dieser Stelle verzichtet. Zu Beginn der Berechnung wird lediglich ein geostatischer Anfangsspannungszustand erzeugt. Das "Aufhängen" des Bodens infolge des Siloeffekts wird somit vernachlässigt. Der eigentliche Versuch wird dann simuliert, indem eine Verschiebung der Wandsegmente entsprechend des Versuchspfads vorgegeben wird. Damit entsprechen die Phasen ohne Richtungsumkehr jeweils einem Berechnungsschritt (STEP) in der Simulation.

4.3 Vergleich der Bodenverschiebungen

Für einen monotonen Versuch (V15-2) sind in Abb. 10 (a) die im Versuch ermittelten Gesamtverschiebungen in der Umgebung der Pfahlspitze dargestellt.

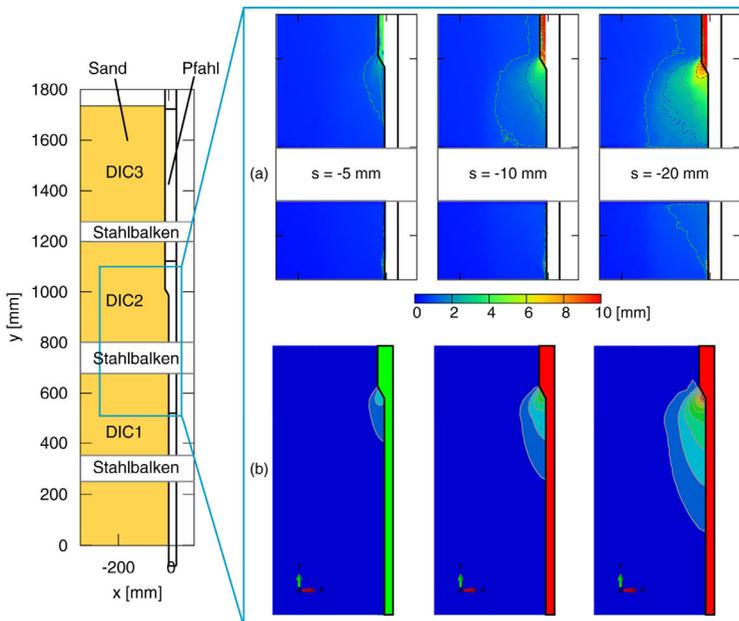


Abbildung 10: Gesamtverschiebungen in Ausschnitt um Pfahlspitze in Versuch V15-2 nach -5, -10 und -20 mm in (a) Versuch und (b) Nachrechnung

Zu sehen sind drei Zeitpunkte: nach -5, -10 und -20 mm Pfahlverschiebung. Zum Vergleich sind in Abb. 10 (b) die anhand einer FE-Simulation ermittelten Verschiebungen zu sehen.

Die berechneten und mit DIC ermittelten Verschiebungen im Sandkörper stimmen qualitativ sehr gut überein. Nach -5 mm Pfahlverschiebung liegen die maximalen Verschiebungen vor der Pfahlspitze bei etwa 2 mm. Nach -10 mm lassen sich kleinere Unterschiede zwischen Simulation und Versuch erkennen. Die Zone mit erkennbaren Verschiebungen ist etwas größer im Versuch als in der Simulation. Dieser Unterschied ist eventuell auf den Einfluss des Sandeinbaus zurückzuführen. Nach dem Einbau wirken Schubspannungen zwischen dem Sandkörper und den Wandsegmenten, die sich bei deren Bewegung nach unten umkehren, so dass es großräumiger zu Setzungen kommt. Dies kann die Simulation nicht abbilden. Auch nach -20 mm ist die Zone mit kleineren Verschiebungen weiter ausgebreitet. Schon diese erste Simulation lässt aber eine qualitativ gute Übereinstimmung erkennen.

5 Zusammenfassung

In dem Beitrag wurde zunächst ein Versuchsstand vorgestellt, der großmaßstäbliche Modellversuche zur Pfahlrammung ermöglicht. Die Versuche dienen zur späteren Validierung von FE-Simulationen zur Pfahlrammung. Diese sollen dann in einem weiteren Schritt zur besseren Abschätzung der Einflüsse von Pfahlrammungen auf in der Nähe befindliche Gebäude dienen.

Es wurde zunächst gezeigt, dass infolge des Einflusses des Siloeffekts der Anfangszustand nicht geostatisch ist. Die aufwändige Instrumentierung des Versuchsstands ermöglicht eine gute Abschätzung des Anfangsspannungszustandes im Boden. Als wesentliche Versuchsergebnisse wurde das Auftreten zweier verschiedener Rammmodi bei zyklischer Penetration gezeigt, das so genannte kavitative und nicht-kavitative Rammen. Diese Rammmodi wurden anhand des ermittelten Spitzendruckverlaufs identifiziert und anschließend auf Grundlage der inkrementellen Bodenverschiebungen um die Pfahlspitze erklärt.

Erste FE-Simulationen der Versuche zeigen eine qualitativ gute Übereinstimmung der Entwicklung des Verschiebungsfelds. In der Fortsetzung sind weitere Arbeiten mit ange-

passten Modellierungsansätzen (z.B. Arbitrary Lagrangian Eulerian Formulierungen) erforderlich. Die Untersuchung rauer Pfähle ist in weiteren Versuchen geplant. Zur Simulation dieser Versuche sind allerdings entsprechende Kontaktelemente erforderlich, weswegen das Augenmerk hier zunächst auf relativ glatte Strukturen gelegt wurde.

6 Danksagung

Die vorgestellten Ergebnisse sind im Rahmen des Zentralprojekts der von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Forschergruppe FOR1136 entstanden. Die Autoren sind der DFG für die finanzielle Unterstützung des Forschungsvorhabens zu großem Dank verpflichtet.

Literatur

R.O. Cudmani; G. Huber; G. Gudehus; Zyklische und dynamische Penetration nichtbindiger Böden, *Beitrag zum Workshop Boden unter fast zyklischer Belastung, Bochum, 2000.*

J. Grabe; K.-P. Mahutka; Finite-Elemente-Analyse zur Vibrationsrammung von Pfählen, *Bautechnik 82, Heft 9, S. 632-640, 2005.*

S. Henke; J. Grabe; Numerische Untersuchungen zur Pfropfenbildung in offenen Profilen in Abhängigkeit des Einbringverfahrens, *Bautechnik 85, Heft 8, S. 521-529, 2008.*

I. Herle; Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. *Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 142, 1997.*

R.O. Cudmani; G. Huber; G. Gudehus; Zyklische und dynamische Penetration nichtbindiger Böden, *Beitrag zum Workshop "Boden unter fast zyklischer Belastung", Bochum, 2000.*

A. Niemunis; I. Herle; Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain ration, *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 2(4), S.279-299, 1997.*

W. Osinov; S. Chrisopoulos; Th. Triantafyllidis; Numerical study of the deformation of saturated soil in the vicinity of a vibrating pile, *Acta Geotechnica, 2012.*

D. Rebstock; Verspannung und Entspannung von Sand entlang von Baukörpern, *Diss.*, 2011. <http://digbib.ubka.uni-karlsruhe.de/volltexte/1000023891>

Th. Triantafyllidis; Neue Erkenntnisse aus Messungen an tiefen Baugruben am Potsdamer Platz in Berlin, *Bautechnik*, 75, Heft 3, S. 133-154. 1998.

P. Vennemann; JPIV-software package for Particle Image Velocimetry, <http://www.jpiv.vennemann-online.de>. 2007.

J. Vogelsang; G. Huber; Th. Triantafyllidis; A large scale testing device for the investigation of pile-like structures under cyclic and monotonic loading, *Geotechnical Testing Journal*, (in review, 2013).

H. Wienbroer; Umlagerung von Sand durch Wechselbeanspruchung, *Diss.*, *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT)*, Heft 174, 2011.

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

Autoren

Dipl.-Ing. Jakob Vogelsang

jakob.vogelsang@kit.edu

Dr. –Ing. Gerhard Huber

gerhard.huber@kit.edu

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Theodoros Triantafyllidis

theodoros.triantafyllidis@kit.edu

Ulrich Adolf Eduard Schindler

ulrich.schindler@student.kit.edu

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF)

www.ibf.uni-karlsruhe.de

Engler-Bunte-Ring14, 76128 Karlsruhe

Tel.: 0721 -696096

Tragfähigkeitsprüfungen

- mit Hilfe der dynamischen Messmethode (on-, near- und offshore)
- Durchführung und Auswertung von statischen Probelastungen

Integritätsprüfungen von Pfählen

- nach der 'Low-Strain'/'High-Strain'-Methode

Schwingungsmessung und Untersuchung

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

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

Zur Reduktion des aktiven Erddrucks infolge Verdübelung mittels Pfählen

Gang Qiu, Katja Reimann, Jürgen Grabe

Institut für Geotechnik und Baubetrieb, TU Hamburg-Harburg

1 Einleitung

Die Erddruckabschirmung infolge Pfahlreihen innerhalb von Kaikonstruktionen norddeutscher Seehäfen ist immer wieder Thema bei der Bemessung von Kaianlagen. Eine solche Kaikonstruktion besteht aus: einer kombinierten Spundwand (bestehend aus Doppelbohlen und Zwischenbohlen), einem Stahlbetonüberbau, Ortbetonrämmpfählen und einem Ankersystem (z.B. Schrägpfählen oder Klappanker). Der Erddruck wird durch die Verdübelung des Bodenkörpers von den hinter der Spundwand stehenden Pfahlreihen abgeschirmt.

Zu der Fragestellung der Erddruckabschirmung hat Förster (1937) bereits experimentelle Untersuchungen mit sandigem Boden durchgeführt. Die Versuche zeigten, dass durch die vertikalen Pfähle eine Minderung des aktiven Erddrucks zwischen 33% und 67% stattfand. Die Abschirmungswirkung hängt von der Position der ersten Pfahlreihe ab. Numerische und experimentelle Untersuchungen mit bindigem Boden zur Verdübelungswirkung in Tiefbaugruben sind von Katzenbach et al. (2005) durchgeführt worden. Die numerischen Untersuchungen von Boley et al. (2004) und Mardfeldt (2006) bestätigen die Erddruckabschirmung durch die hinter der Spundwand im Sand angeordneten Pfahlreihen. Die Hamburg Port Authority (HPA) berücksichtigt in ihrer Leistungsbeschreibung Teil C (HPA, 2005), die als Anlage zum Leistungsverzeichnis für Uferbauwerke und Hochwasserschutzanlagen gehört, die abschirmende Wirkung der Pfähle unter der Kaiplatte. Die Abschirmungswirkung kann demnach rechnerisch durch eine Erhöhung des effektiven Reibungswinkels des Sandes um $\Delta\varphi'$ berücksichtigt werden.

$$\varphi'_{cal} = \varphi' + \Delta\varphi' \leq 40^\circ \quad (1)$$

mit

$$\Delta\varphi' = \frac{400a}{H_q L_q} \quad (2)$$

wobei φ' der effektive Reibungswinkel der sandigen Schicht, a die Querschnittsfläche in einem Block, H_q die Höhe des Geländesprungs von der Oberkante der Kaimauer bis zur Hafensohle und L_q die Blocklänge ist. In diesem Beitrag wird die Abschirmungswirkung der Pfähle in sandigen Böden durch Modellversuche und numerische Simulationen untersucht.

2 Modellversuche

2.1 Versuchsstand

Die experimentellen Versuche zur Erddruckabschirmung durch Pfahlreihen werden in der Versuchshalle des Institut für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg durchgeführt. Ein kleinmaßstäblicher Modellversuchsstand wird dafür errichtet (Bild 1). Die Modellversuche werden im einfachen Erdschwerefeld mit einem Maßstab von 1:50 durchgeführt. Die Versuche dienen der Untersuchung des Mechanismus der Erddruckabschirmung und der quantitativen Ermittlung der Abschirmungswirkung, daher werden Maßstabeffekte nicht berücksichtigt.



Bild.1 Seiten- und Innenansicht des Versuchskastens

Die Versuchskammer hat Abmessungen von 100 x 82 x 92 cm. Die stirnsteitige Stahlwand (Bild 1: ②) ist verschiebbar konstruiert und mit 10 Messsensoren (Bild 1: ⑤) ausgestattet, die einen vertikalen Abstand von 5 cm besitzen und horizontal um 2 cm versetzt angeordnet sind. Die Stahlwand kann ausschließlich parallel verschoben werden. Dazu ist die Stahlwand an drei motorisierten Bolzen gelagert, die die Verschiebung steuern. Da die

verschiebbare Wand aufgrund von hohen Reibungswiderständen nicht bündigen an der Plexiglaswand anschließen kann, ist diese mit Dichtungen ausgestattet, um ein Herausrieseln des Sandes zu verhindern. Die Messsensoren sind mit einem Computer verbunden, über den die Spannung auf die Wand gemessen wird und die Verschiebung der Wand gesteuert wird. Zur Durchführung der Modellversuche wird ein gleichförmiger mittelsandiger Feinsand (ISS-0) verwendet. Um den Sand reproduzierbar homogen einzubauen, wird die Sandregenmethode mit punktförmiger Beregnungsquelle in Anlehnung an die in Gutberlet (2008) verwendete Befüllungseinrichtung gewählt.

2.2 Versuchsergebnisse

Es werden drei Versuche mit und ohne Modellpfähle (Bild 1: ④) durchgeführt. In den Versuchen mit Pfählen beträgt der Abstand zwischen den drei Pfahlreihen b_1 10 cm. Der Abstand der Pfähle in Längsrichtung L ist 4 cm. Die aus Vollstahl bestehenden Modellpfähle, die aus Stahl produziert, haben einen Durchmesser d von 1 cm. Der Abstand b zwischen der erst Pfahlreihe und der verschiebbaren Modellwand wird zu 10 cm und 14 cm gewählt. Der gemessene aktive Erddruckbeiwert K_{ah} ist in Bild 2 dargestellt. Der Erddruckbeiwert K_{ah} aus dem Versuch ohne Pfähle ist deutlich höher als die Werte aus den Versuchen mit drei Pfahlreihen. Dies bestätigt die Abschirmungswirkung der Pfähle. Die Erddruckabschirmung wird hauptsächlich durch die erste Pfahlreihe beeinflusst, was die Variation des Abstandes der ersten Pfahlreihe zur Spundwand verdeutlicht. Mit zunehmendem Abstand b verringert sich die Abschirmungswirkung.

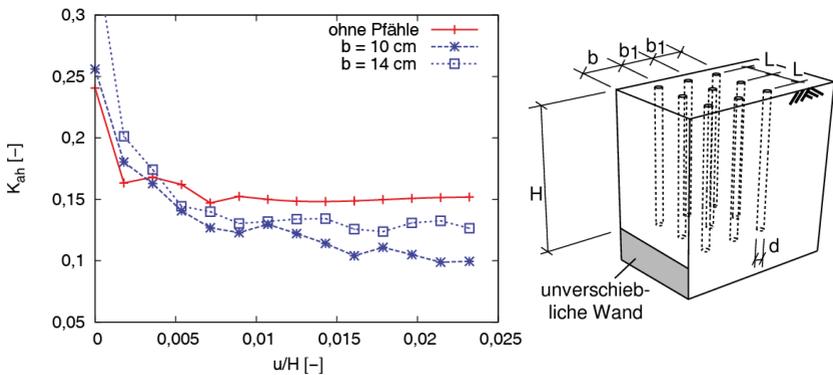


Bild.2: Zusammenhang zwischen der relativen Wandverschiebung u/H und dem gemessenen aktiven Erddruckbeiwert K_{ah} (Qiu et al., 2013)

Für die Auswertung der Bodenverformungen wird die PIV Methode (Particle Image Velocimetry) verwendet. Es werden Fotos durch die Plexiglasscheibe der Versuchskammer gemacht. Das Tool MatPIV (Sveen, 2004) wird verwendet, um aus zwei Bildern hintereinander die Verschiebung der Sandkörner zu ermitteln. Die Ergebnisse sind in Bild 3 dargestellt. Statt eines keilförmigen Bodenkörpers bildet sich ein nahezu trapezförmiger Bodenkörper im Versuch mit drei Pfahlreihen aus.

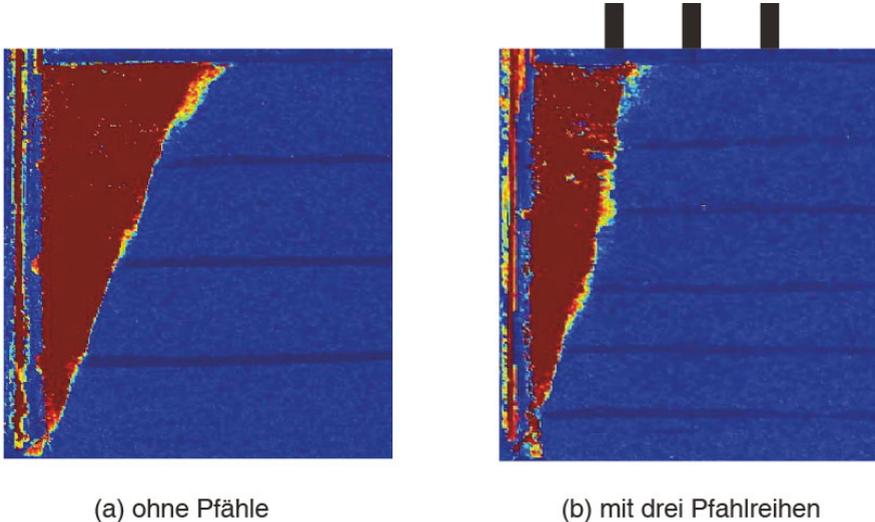


Bild 3: Bodenbewegung im kritischen Zustand mit der PIV Methode nach einer Parallelverschiebung von $u/H = 0,012$: (a) Versuch ohne Pfähle; (b) Versuch mit drei Pfahlreihen

3 Numerische Simulation

3.1 Numerisches Modell

Mit Hilfe des gekoppelten Euler-Lagrange Verfahren (CEL) werden in dieser Arbeit numerische Untersuchungen der Erddruckabschirmung durch Pfahlreihen unter Verwendung eines hypoplastischen Stoffgesetzes durchgeführt. In der CEL Analyse wird Boden als Euler-Gebiet mit 3D Euler-Elementen (Element Typ EC3D8R) diskretisiert. Für die Beschreibung des Bodenverhaltens wird das hypoplastische Stoffgesetz nach von Wolffersdorff (1996) genutzt. Zur Lösung von Randwertproblemen wurde das hypoplastische

Stoffgesetz von Kelm (2004) in das FE-Programm Abaqus/Explicit implementiert. Die hypoplastischen Kennwerte des Bodens sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Die Geometrie und Randbedingungen sind in Bild 4 dargestellt. Tabelle 2 enthält die Abmessungen der untersuchten Kaikonstruktion. Aus Symmetriegründen wird nur ein System mit der Hälfte der Blocklänge L simuliert. Die Spundwand wird als Starrkörper approximiert und bewegt sich parallel vom Boden weg, so dass sich der Boden seitlich entspannt. Die Pfähle werden am Pfahlkopf fixiert und haben eine Steifigkeit von $E_{\text{Beton}} = 3,5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$.

Tabelle 1: Hypoplastische Parameter für Karlsruher Sand nach Herle (1997)

Material	φ_c [°]	h_s [MPa]	n [-]	e_{d0} [-]	e_{c0} [-]	e_{i0} [-]	α [-]	β [-]
Karlsruher Sand	30	5800	0,28	0,53	0,84	1,00	0,13	1,05

Tabelle 2: Abmessungen der untersuchten Kaikonstruktion

Anzahl der Pfahlreihen	3
Pfahldurchmesser d	0,5 m
Wandhöhe H	25,0 m
Pfahlabstand in Längsrichtung L	2,0 m
Abstand zwischen Spundwand und Mittellinie der ersten Pfahlreihe b	5,0 m
Abstand zwischen Pfahlreihen b_f	5,0 m

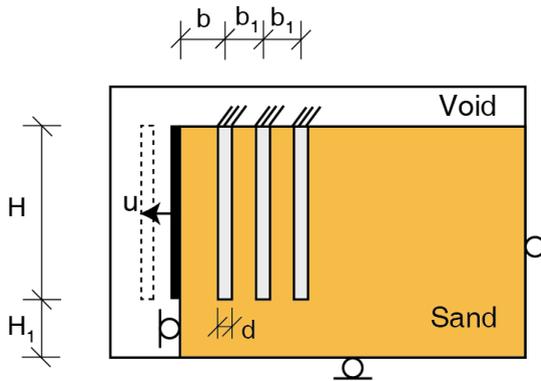
Die Formulierung der Interaktion zwischen der Spundwand und dem Boden sowie den Pfählen und dem Boden erfolgt mit dem allgemeinen Kontaktalgorithmus („general contact“) des FE-Programms Abaqus/Explicit. Dabei wird ein sogenannter „soft contact“ gemäß der Penalty-Methode verwendet. Hiermit ist die Simulation von großen Verformungen möglich. Das Reibungsverhalten zwischen den Pfählen und dem Boden sowie zwi-

schen der Spundwand und dem Boden wird mit dem Reibungsgesetz nach Coulomb beschrieben. Der Reibungsbeiwert μ ist mit

$$\mu = \tan \delta \quad (3)$$

vorgegeben, wobei δ der Reibungswinkel der Kontaktfläche ist. Der Wandreibungswinkel zwischen Pfahl bzw. Wand und Boden ist hier mit $\delta = 20^\circ$ angesetzt.

Schnitt A-A:



Draufsicht:

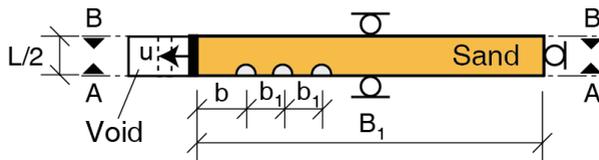


Bild 4: Geometrie und Randbedingungen der FE-Simulation der Erddruckabschirmung

3.2 Numerische Ergebnisse

Bild 5 zeigt die Mobilisierungskurven aus der numerischen Simulation mit und ohne Pfähle. Steht kein Pfahl hinter der Wand, ist der Grenzzustand nach einer Wandverschiebung von $u/h = 0,004$ erreicht. Der Erddruckbeiwert K_{ah} beträgt in diesem Fall 0,227. Aus der Kurve der Simulation mit drei Pfahlreihen kann ein Erddruckbeiwert $K_{ah} = 0,177$ ermittelt werden. Der Erddruck wird um 22 % reduziert. Bei der Betrachtung der mobilisierten Wandreibungswinkel stellt sich heraus, dass der Unterschied zwischen keiner oder mehre-

ren Pfahlreihen gering ist. Nach ein Wandverschiebung von $u/H=0,001$ ist der Wandreibungswinkel von 20° voll mobilisiert. Die Pfahlreihen haben eine Abschirmungswirkung auf den Erddruck, der Wandreibungswinkel wird dadurch jedoch nicht beeinflusst.

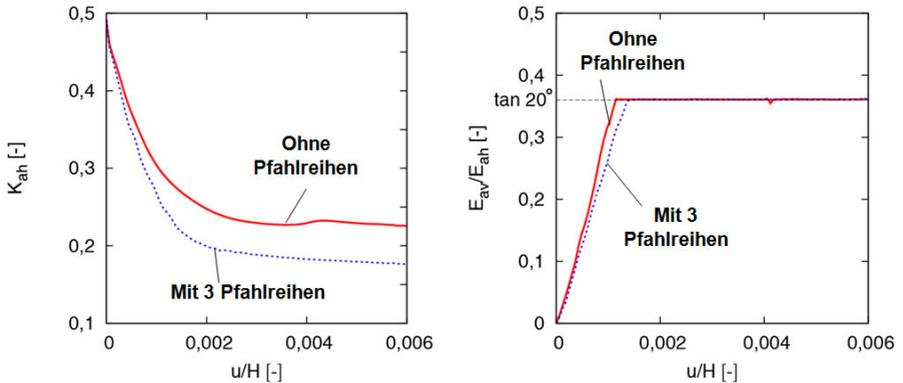


Bild.5: Zusammenhang zwischen der relativen Wandverschiebung u/H und dem berechneten aktiven Erddruckbeiwert K_{ah} (links) und dem mobilisierten Reibungswinkel (rechts)

Bild 6 zeigt die Hauptspannungsrichtungen im Boden. Ein Gewölbe kann zwischen den Pfählen in der ersten Reihe beobachtet werden. Das Gewölbe hat eine Höhe von $L/2$. Infolge der Gewölbebildung werden Teile des angreifenden Erddrucks e_{ah} auf die Pfähle verteilt. Der nicht umgelagerte Anteil ist dann der reduzierte Erddruck $e_{ah,red}$. Nach der Gewölbelehre von Terzaghi (1936) kann der reduzierte Erddruck $e_{ah,red}$ aus folgender Formel berechnet werden:

$$e_{ah,red} = e^{-\tan \varphi \frac{L/2}{(L-d)/2}} \cdot e_{ah} \quad (4)$$

In Bild 7 wird e_{ah} im Abstand 5 m zur Modellwand aus der Simulation ohne Pfahlreihen dargestellt. Der berechnete Wert nach Gl. 4 stimmt mit dem Wert aus der Simulation mit drei Pfahlreihen gut überein.

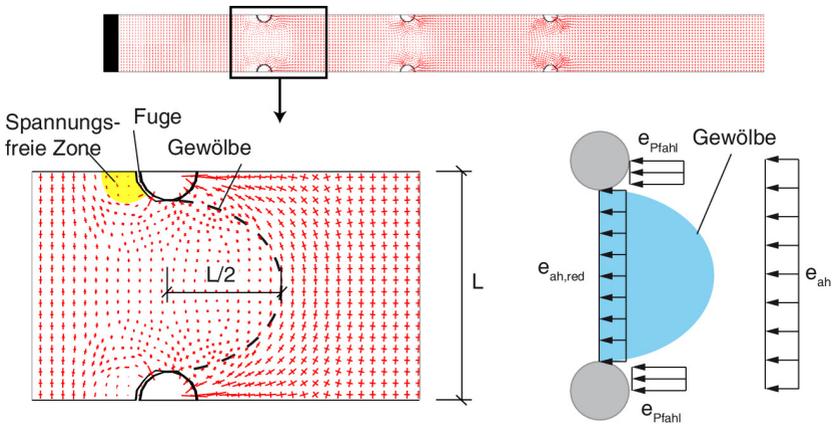


Bild.6: Darstellung der Hauptspannungsrichtungen und des Gewölbes zwischen den Pfählen

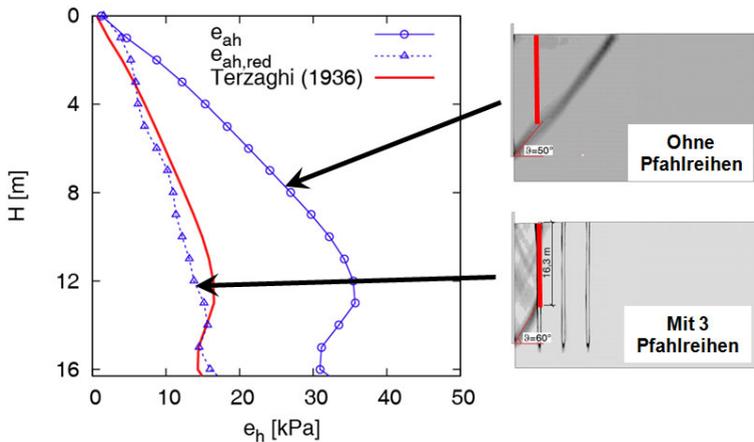


Bild.7: Vergleich des berechneten Erddrucks (rot markierter Bereich) mit der analytischen Lösung nach der Theorie der Gewölbebildung von Terzaghi (1936)

4 Analytischer Ansatz

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zeigen:

- Der Versagensmechanismus kann wie Bild 8 dargestellt werden.

- Die Pfähle hinter der Spundwand haben eine Abschirmungswirkung.
- Die Abschirmungswirkung hat keinen Einfluss auf den mobilisierten Wandreibungswinkel.
- Mit der Theorie der Gewölbbildung nach Terzaghi kann die Abschirmungswirkung gut erklärt werden.

Das Gewicht des Erdkeils ist G . Der reduziert Erddruck $E_{a1,red}$ kann aus Gl. 4 berechnet werden. Die Erddrücke E_a , $E_{a1,red}$, das Gewicht G des Erdkeils und die in der Gleitfläche wirkende Schnittkraft Q stehen im Gleichgewicht. Es stellt sich die Gleitfugeneigung unter dem Winkel ϑ ein, bei der der aktive Erddruck E_a maximal wird.

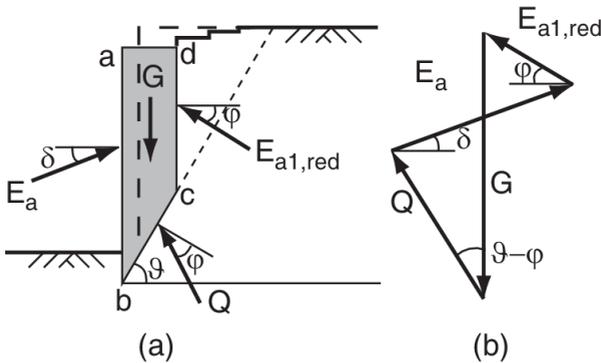


Bild.8: (a) Erdkeil und (b) Kräfteck für die Berechnung des reduzierten Erddrucks (Qiu und Grabe, 2012)

Weitere numerische Parameterstudien mittels der CEL Simulation wurden schon von Qiu und Grabe (2012) durchgeführt. Die Ergebnisse werden mit den Erddruckreduktionen des HPA Ansatzes und der neuen Methode verglichen. Ein Reduktionsfaktor wird durch

$$\eta = \frac{E_{ah,mit Pfähle}}{E_{ah,ohne Pfähle}} \quad (4)$$

definiert. Je größer der Reduktionsfaktor, desto weniger Erddruck wird von den Pfahlreihen abgeschirmt. Der Grenzfall in dem keine Erddruckabschirmung festgestellt wird, entspricht $\eta = 1$. Im Allgemeinen stimmt die Lösung aus der neuen Methode mit der CEL Lösung gut überein. Bild 9 (a) zeigt, dass der Durchmesser der im Hafenbau üblicherweise verwendeten Pfähle kaum Einfluss auf die Abschirmungswirkung hat. Beim Bau von Kaianlagen mit größeren Geländesprüngen wird die Abschirmungswirkung gemäß HPA An-

satz unterschätzt. Je größer die Wandhöhe H ist, desto mehr Bodenmaterial steht hinter dem Traggewölbe an und desto größer ist der Anteil des durch die Pfahlreihen abgeschirmten Erddrucks. In Bild 9(c) wird der Reduktionsfaktor in Abhängigkeit von L dargestellt. Die drei Methoden liefern ähnliche Ergebnisse. In Bild 9(d) steigt der Reduktionsfaktor mit zunehmendem Abstand b . In der Simulation mit b von 3 m beträgt der Reduktionsfaktor 0,67 beziehungsweise 33 % des Erddrucks werden durch die Pfahlreihe abgeschirmt. In der Simulation mit b von 7 m ist der Reduktionsfaktor auf 0,87 gestiegen. Nur 13 % des Erddrucks werden vom Pfahl getragen. Je näher der Pfahl an der Spundwand liegt, desto geringer fällt die Erddruckabschirmung aus. Der Einfluss des Abstands b wird in der HPA Formel nicht berücksichtigt.

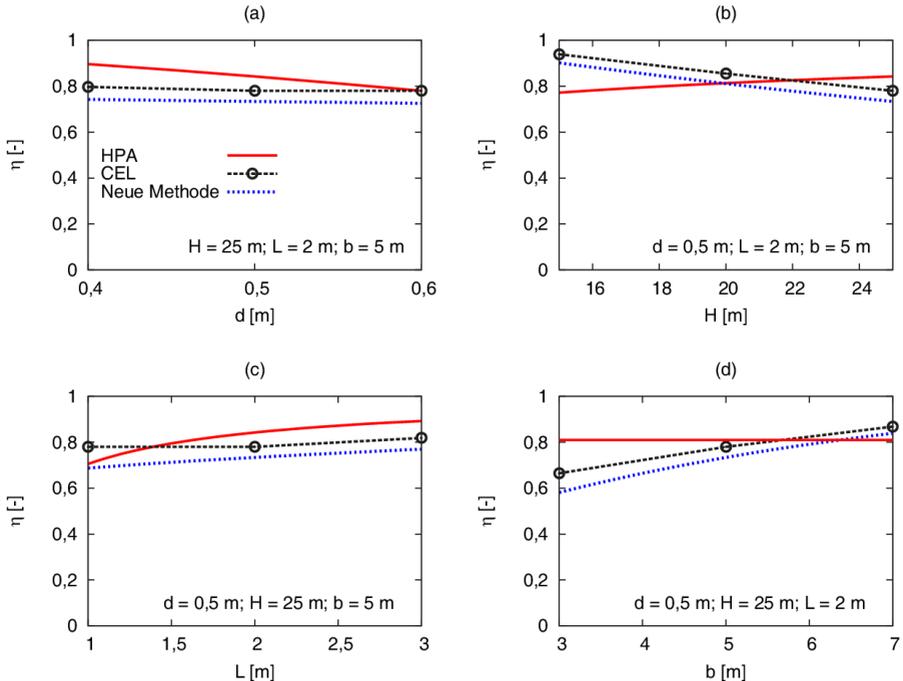


Bild.9: Vergleich des berechneten Reduktionsfaktors η nach HPA-Ansatz, aus CEL Simulation und nach dem neuen Ansatz

5 Zusammenfassung

An der TU Hamburg-Harburg wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt, die die Abschirmungswirkung der Pfähle in sandigen Böden bestätigen. Durch die Bildung eines Traggewölbes zwischen den Pfählen bedingt durch die Gruppenwirkung der landseitigen Pfahlkonstruktion wird der Erddruck auf die Spundwand im aktiven Grenzzustand abgeschirmt und auf die Pfähle umgelagert. Die Ausbreitung der Scherfuge wird durch die erste Pfahlreihe begrenzt und führt zu einem trapezförmigen Erdkeil im aktiven Grenzzustand. Basierend auf den neuen Erkenntnissen wird eine Berechnungsmethode zur Ermittlung der Abschirmungswirkung innerhalb von Kaikonstruktionen entwickelt, da existierende Ansätze, wie beispielsweise der Ansatz der Hamburg Port Authority (HPA), nicht alle Einflussparameter der Abschirmungswirkung berücksichtigt.

Literatur

Boley, C., Morgen, K., Fritsch, M., Pieperbreier, O., und Stahlmann, J. (2004). Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Erddruckabschirmung durch Pfähle bei Kaimauern. In Kaimauern – Messungen und Numerik, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 7, Seiten 131–149.

Förster, K. (1937). Die Abschirmung des Erddrucks vor Spundwänden durch Pfahlroste. Mitteilungen der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft, 17(18):122–127.

Gutberlet, C. (2008): Erdwiderstand in homogenem und geschichtetem Baugrund- Experimente und Numerik. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 78.

Hamburg Port Authority (2005). Leistungsbeschreibung, Teil C, Anlage zu den Bemerkungen zum Leistungsverzeichnis (Teil B) für Uferbauwerke und Hochwasserschutzanlagen, unveröffentlicht.

Katzenbach, R., Bachmann, G., und Gutberlet, C. (2005). Pile-soil-wall-interaction during the construction process of deep excavation pits. In 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan, Seiten 1501–1504.

Kelm M. (2004): Numerische Simulation der Verdichtung rolliger Böden mit Vibrationswalzen. Promotionsschrift, Veröffentlichungen des Arbeitsbereiches Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 6.

Mardfeldt, B. (2006). Zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen im Gebrauchszustand. Promotionsschrift, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Hamburg, Heft 11.

Qiu G. und Grabe J. (2012): Active earth pressure shielding in quay wall constructions: numerical modelling. *Acta Geotechnica*, 7:343-355 .

Sveen, J. K., (2004). An introduction to MatPIV v.1.6.1. Tech. rep., Dept. of Mathematics, University of Oslo. <http://www.math.uio.no/~jks/matpiv>.

Terzaghi, K. (1936). Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door. In Proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Seiten 307–311.

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

Autoren

Dr.-Ing. Gang Qiu g.qiu@tuhh.de

Dipl.-Ing. Katja Reimann katja.reimann@tuhh.de

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe grabe@tuhh.de

Institut für Geotechnik und Baubetrieb

Technische Universität Hamburg-Harburg www.tuhh.de/gbt

Harburger Schloßstr. 20, 21079 Hamburg Tel.: 040 42878-3782

Tiefgründungen

- Ort betonrammpfähle Simplex GKT
- Teilverdrängungsbohrpfähle
- Energiepfähle
- Kleinverpresspfähle
- Ort betonrammpfähle mit Fußausrammung
- Vollverdrängungsbohrpfähle
- Großbohrpfähle
- Fertigpfähle

Komplettbaugruben

- Bohrfahlwände
- Berliner- und Essener Verbau
- Spundwände
- Dichtwände in Schlitzwandbauweise

Ihr Partner für Gründungsberatungen und Problemlösungen

Winsbergring 3 b • 22525 Hamburg

Telefon: (040) 853 254 - 0

e-mail: info@gktspezi.de

• Telefax: (040) 853 254 - 40

• internet: www.gktspezi.de



Steganlage Bleichenfleet, Hamburg
Ausführung von Tragrohrbohrungen

Tragwirkung pfahlartiger Konstruktionselemente einer generischen Kaje – numerische Berechnungen

Philipp Stein, Hauke Sychla, Christian Missal, Joachim Stahlmann

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

1 Motivation

Bei der Konstruktion von Kaianlagen kommen im norddeutschen Raum vorwiegend rückverankerte Wände zur Geländesprungsicherung sowie Pfahlroste als Überbau zum Einsatz. Das Tragverhalten derartiger Kaianlagen ist häufig Gegenstand der Forschung in der Geotechnik, konnte bisher jedoch nicht erschöpfend geklärt werden. Messungen an ausgeführten Bauwerken sind aufgrund des Prototyp-Charakters der verschiedenen Konstruktionen mit unterschiedlichen Baugrundverhältnissen kaum zu vergleichen. Aufgrund der vielfach statischen Überbestimmtheit der Bauwerke sind analytische Bemessungsansätze sehr komplex, zudem ist die Berücksichtigung von Wechselwirkungen zwischen Bauwerk und Boden nur unzureichend möglich. Das räumliche Tragverhalten sowie die Beeinflussung der einzelnen Bauelemente untereinander können durch ebene Berechnungsansätze nicht realitätsnah erfasst werden. Zwar ist das Risiko eines Versagens hinsichtlich der Aufgabe des Küstenschutzes minimal, die Gebrauchstauglichkeit jedoch kann durchaus gefährdet sein. Geringe Toleranzen bei Spurbreiten und Schiefstellungen von Containerbrücken, vereinfachende Annahmen sowie nicht erfassbare Einflüsse machen die Verwendung großer Sicherheitsbeiwerte in der Bemessung erforderlich.

In dieser Arbeit soll ein Beitrag zum Verständnis der Entwicklung des grundsätzlichen Tragverhaltens heutiger Kaikonstruktionen über den gesamten Bauablauf geleistet werden. Der Fokus liegt dabei auf dem Lastabtrag pfahlartiger Konstruktionselemente. Dazu wurde ein räumliches numerisches Modell entwickelt, welches Boden-Bauwerks-Interaktionen und Relativverschiebungen zwischen Konstruktion und Baugrund explizit erfasst. Die Geometrie der Modell-Kaianlage ist dabei aktuellen Bauwerken nachempfunden. Der Bodenaufbau wurde stark vereinfacht, seine Eigenschaften bewegen sich aber in Größenordnungen üblicherweise im norddeutschen Küstenraum auftretender Böden.

2 Modellierung

Zunächst sind eine Kaikonstruktion sowie ein Baugrundaufbau zu abstrahieren, die mit anderen Kajenbauwerken vergleichbar sind. Anschließend müssen Annahmen für die numerische Modellierung getroffen und signifikante Bauzustände gewählt werden (STEIN et al., 2013).

2.1 Kaikonstruktionen im norddeutschen Raum

Kaianlagen lassen sich je nach örtlichen Randbedingungen als Land- und Wasserbaustelle herstellen (BERGS, 2005). Gegenstand der Untersuchungen sind Kaianlagen in Wasserbauweise. Unterschiede in der Konstruktion können sich aus technischen oder wirtschaftlichen Randbedingungen, aber auch aus verschiedenen Anforderungen an die Nutzung ergeben. Dies gilt insbesondere für die Profile und Abmessungen der einzelnen Bauteile. Viele Kaikonstruktionen im norddeutschen Raum haben jedoch einen Großteil der folgenden Merkmale gemeinsam (STAHLMANN et al., 2010) (vgl. Abbildung 1):

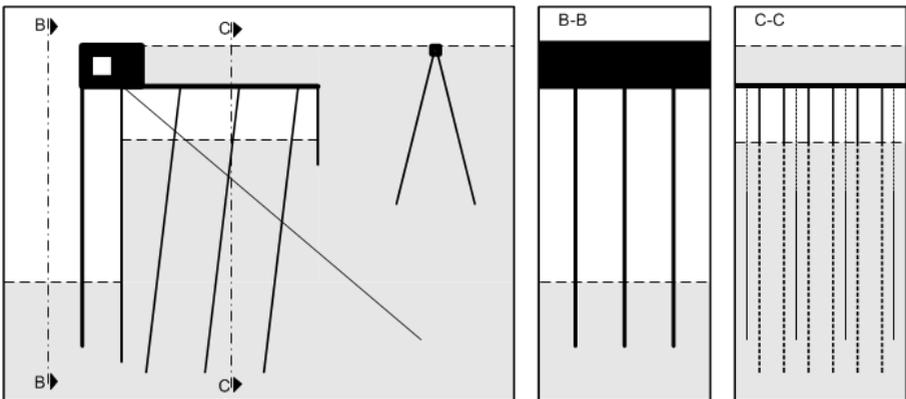


Abbildung 1: typische Bauelemente von Kaikonstruktionen in Norddeutschland

- gemischte Spundwand aus Tragbohlen und Füllbohlen mit Rückverankerung zur Geländesprungsicherung
- wasserseitige Reibepfähle zur Aufnahme von Kräften aus Schiffsstoß und der Reduzierung von Kolkerscheinungen an der Hauptwand

- Kaiplatte auf Pfahlrost mit wasserseitigem Kaikopf
- Kranbahnbalken, bei neueren Anlagen i.d.R. separat gegründet
- Freiraum unterhalb des Pfahlrostes zur Verminderung des Erddruckes auf die wasserseitige Spundwand sowie schnelleren Angleichung des Wasserspiegels hinter der selbigen nach Hochwasserereignissen – hier als Erddruckentlastungskammer, bei Hamburger Bauweise als überbaute Böschung
- landseitige Spundwandschürze zur Sicherung der Erddruckentlastungskammer

2.2 Numerische Modellierung

Die numerischen Berechnungen wurden nach der Methode der finiten Differenzen mit dem Programm FLAC3D 5.0 der Firma Itasca durchgeführt (ITASCA, 2012). Der Boden sowie massige Bauteile wurden durch Zonenelemente dargestellt, während Pfähle, Spundwände und Platten durch Stab- und Flächenelemente modelliert wurden. Dabei wurden die Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der DGGT (MEISSNER, 1991 und 2002) berücksichtigt. Das Modell verfügt im letzten Bauzustand über knapp 45.000 Zonen- und 1.620 Strukturelemente.

2.2.1 Berechnungsausschnitt

Da sich die Kaiplattenpfähle und die Zugpfähle in der Projektion auf die vertikale Ebene senkrecht zur Kaimauer überschneiden, ist eine räumliche Modellierung erforderlich. Außerdem kann auf diese Weise untersucht werden, ob sich eine räumliche Erddruckverteilung hinter der gemischten Spundwand einstellt.

Das Koordinatensystem wurde so gewählt, dass die z-Achse die Höhenkoten definiert, die y-Achse die Spundwandlängsachse darstellt und die x-Achse von der Wasser- zur Landseite gerichtet ist.

Der in Abbildung 2 betrachtete Berechnungsausschnitt hat parallel zur Spundwand eine Breite von 4 m. Er schließt eine Reihe Kaiplattenpfähle, zwei Schrägpfähle sowie an den Rändern je einen halben Reibepfahl ein. Die Spundwand besteht in diesem Bereich aus einer Tragbohle in der Mitte und zwei halben an den Rändern sowie zwei Füllbohlen. Dazu

kommen am landseitigen Kranbahnbalken zwei mal zwei Tragpfähle. An den Rändern werden die Bauteile durch Symmetrierandbedingungen gehalten.

Die Länge des Berechnungsausschnittes quer zur Spundwand beträgt insgesamt 225 m, davon 90 m auf der Wasserseite des Geländesprunges und landeinwärts 90 m hinter dem Ende der Zugpfähle. Unter dem Geländesprung von 27 m erstreckt sich der Berechnungsausschnitt weitere 100 m. Alle Ränder bis auf den oberen sind in normaler Richtung gehalten, so dass Verformungen senkrecht zur Begrenzungsfläche verhindert werden. Am unteren Rand des Berechnungsausschnittes werden keine Verschiebungen zugelassen. Die Netzeinteilung wird von außen nach innen feiner. In den Bereichen, in denen Konstruktionselemente in den Boden eingebracht werden, haben die Zonen ein Volumen von $0,5 \text{ m}^3$. Zu den äußeren Rändern steigt das Volumen auf bis zu $37,5 \text{ m}^3$ an.

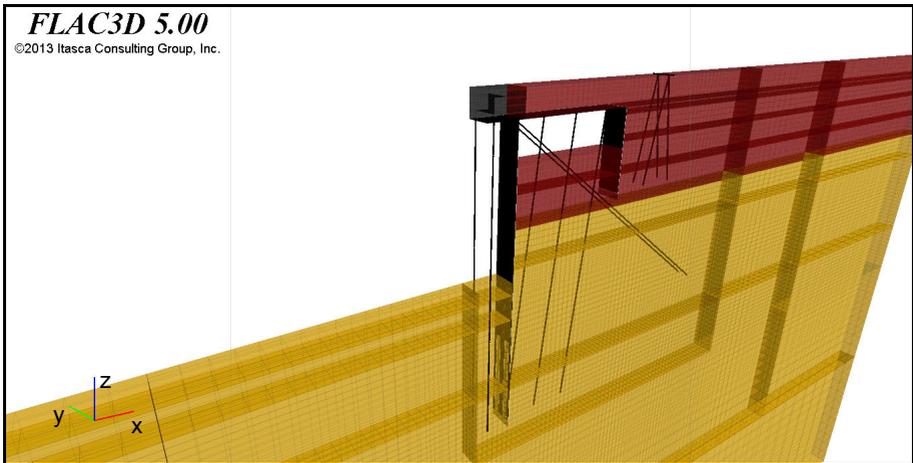


Abbildung 2: Berechnungsausschnitt

2.2.2 Baugrund

Der gewählte Berechnungsausschnitt erstreckt sich über eine Tiefe von über 120 m, über die der Überlagerungsdruck aus Bodeneigengewicht linear zunimmt. Aufgrund der Barotropie des Bodens ist in größeren Tiefen eine höhere Bodensteifigkeit anzusetzen. Das eingesetzte Programm FLAC3D ermöglicht es, die Bodeneigenschaften in Abhängigkeit der Koordinaten linear zu verändern. SOOS und ENGEL (2008) geben den Steifemodul E_s

in Abhängigkeit von der Überlagerungsspannung σ' , einem Faktor ν und einem Exponenten u an:

$$E_s = \nu \cdot \sigma_{at} \cdot \left(\frac{\sigma'}{\sigma_{at}} \right)^u \quad \text{mit } \sigma_{at} = 1 \text{ bar} \quad (1)$$

Berechnet man die Überlagerungsspannung σ' aus der Wichte des Bodens γ' bzw. γ und der Überdeckung z , so ergibt sich für den Steifemodul E_s eine Potenzfunktion in Abhängigkeit der Tiefe z , die sich bereichsweise durch Regressionsgraden approximieren lässt:

$$E_s(z) = E_{s0i} + g_i \cdot z \quad (2)$$

Der spannungsabhängige Steifemodul des Bodens kann näherungsweise durch einen tri-linearen Polygonzug abgebildet werden (vgl. Abbildung 3). Dabei sind die erhöhten Überlagerungsspannungen im gewachsenen Boden infolge der Aufspülung während des Bauablaufs zu beachten.

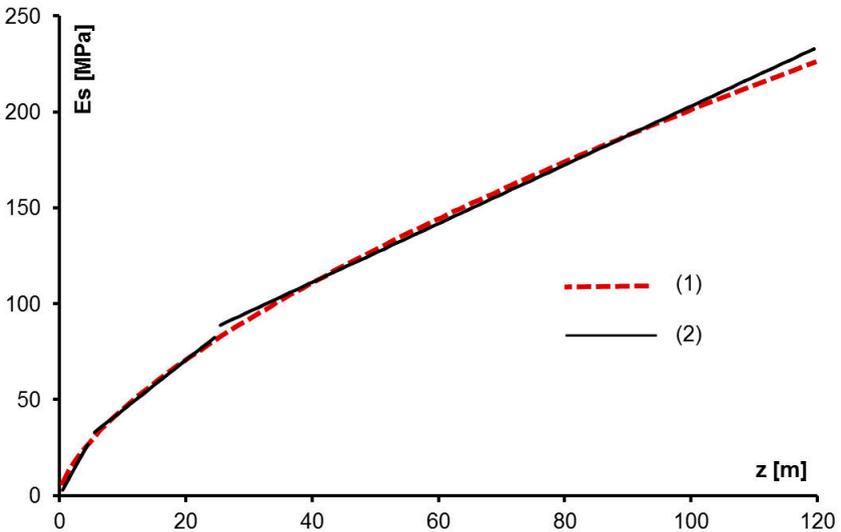


Abbildung 3: tiefenabhängiger Steifemodul E_s als Potenzfunktion (1) und tri-lineare Näherung (2)

Im numerischen Modell wurde das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Bodens durch das im eingesetzten Berechnungsprogramm implementierte Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb beschrieben. Die gewählten Bodenparameter für Wichte γ und Dilatanzwinkel ψ sowie die Scherparameter Reibungswinkel φ' und Kohäsion c' können vom verwendeten Berechnungsprogramm verarbeitet werden, der Steifemodul E_s musste in den Schubmodul G und den Kompressionsmodul K überführt werden. Für die hier vorgestellten Berechnungen wurden folgende Bodenparameter angesetzt:

Tabelle 1: gewählte Bodenparameter

	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	φ' [°]	ψ [°]	c' [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]
Auffüllung	18	10	20	30	5	0	35
gewachsener Boden	20	12	22	32,5	15	0	3 - 220

2.2.3 Strukturelemente

Das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Bauelemente wird durch ein linear-elastisches Stoffgesetz beschrieben. Dies ist für Stahl zutreffend, soweit die Streckgrenze nicht erreicht wird. Für Bauteile aus Stahlbeton stellt dieser Ansatz eine starke Vereinfachung dar, jedoch wurde das nicht-lineare Verformungsverhalten der Kaiplatte aufgrund der hohen Steifigkeit als von geringer Bedeutung angesehen. Die einzelnen Strukturelemente haben damit Kantenlängen von 0,5 m oder 1,0 m.

Alle Pfähle sowie der Kranbahnbalken wurden als Pile-Elemente modelliert. Die Materialeigenschaften und Querschnittswerte können diesen direkt zugewiesen werden. Die Gurtung wurde durch ein Beam-Element abgebildet. Dieses hat, abgesehen von der Boden-Bauwerks-Interaktion, die gleichen Eigenschaften wie Pile-Elemente.

Die gemischte Spundwand und die Spundwandschürze wurden durch Liner-Elemente abgebildet. Diese flächigen Elemente haben virtuelle Dicken, Dichten und Elastizitätsmoduln und wurden anstatt mit ihren tatsächlichen Breiten mit einem Rastermaß von 1 m modelliert. Um Eigengewicht und Steifigkeiten der komplexeren Formen von Z- und I-Profilen korrekt zu modellieren, mussten diese aus den realen Werten umgerechnet werden. Dabei war auch zu berücksichtigen, dass diese Bauteile in unterschiedlichen Rich-

tungen unterschiedliche Steifigkeiten haben. Dies wurde durch ein orthotropes Stoffgesetz mit unterschiedlichen E-Moduln in y- und z-Richtung abgebildet.

Zur Untersuchung der Boden-Bauwerks-Interaktionen im Bereich der Spundwände und Pfähle verfügen die hier verwendeten Liner- und Pile-Elemente über Interface-Elemente. Die flächigen Liner-Elemente können durch diese auf beiden Seiten unabhängig voneinander mit dem Boden verknüpft werden. Die hierfür benötigten Festigkeits- und Steifigkeitsparameter ergeben sich aus den Bodeneigenschaften und der Beschaffenheit der Oberflächen der Konstruktionselemente. Die Festigkeitsparameter (Reibungswinkel des Bodens φ' und Kohäsion c') sind i.A. bekannte Werte und lassen sich aus den Bodeneigenschaften ableiten. Die Federsteifigkeiten der Verbindungen zum Boden waren dagegen zu wählen. Es wird empfohlen, die Federsteifigkeiten des Interfaces ca. zehnmal so groß wie die Steifigkeit des umgebenden Bodens zu wählen (ITASCA, 2012).

Durch die Interface-Elemente tragen die Strukturelemente Kräfte über Mantelreibung in die Zonelemente ab. Dies wurde bei der Modellierung der Spundwände und Schrägpfähle als ausreichend angesehen, da diese eine geringe Aufstandsfläche haben bzw. vorwiegend auf Zug beansprucht werden. Besonderes Augenmerk war jedoch auf das Tragverhalten der weiteren Pile-Elemente zu richten. Hier war der Spitzendruck manuell zu aktivieren. Dazu wurde die Verknüpfung zwischen Bauteil und Boden am unteren Ende des jeweiligen Pfahles modifiziert, indem ihr eine Federsteifigkeit sowie eine Druckfestigkeit zugewiesen wurden (ITASCA, 2012).

2.2.4 Bauablauf

Der Bauablauf wurde über Bauzustände abgebildet, zwischen denen das numerische Modell iterativ gelöst wurde (vgl. Abbildung 4):

BZ00 (Primärspannungszustand): Der Primärspannungszustand war zu ermitteln. Die Verformungen wurden anschließend wieder zu Null gesetzt, lediglich die Spannungen blieben im Modell erhalten.

BZ01 (gemischte Spundwand): Der Einbau der kombinierten Spundwand wurde simuliert. Dazu wurde das Netz aufgeschnitten und die Liner-Elemente erstellt. Die Interface-Eigenschaften wurden aus den Scherparametern der Auffüllung abgeleitet, der Wandreibungswinkel wurde wie bei Stahlbauteilen üblich mit $2/3$ des inneren Reibungswinkels des

Bodens angenommen. An den Rändern des Berechnungsausschnittes wurden Verschiebungen in y-Richtung und Verdrehungen um die z-Achse verhindert. Die Gurtung wurde als Beam-Element ergänzt, die Schrägpfähle als Pile-Elemente. Die Verschiebungen in Längsrichtung und Verdrehungen der Gurtung wurden am freien Rand durch Lagerungsbedingungen verhindert.

BZ02 (Hinterfüllung der Spundwand): Der Boden wurde in 1 m-Schritten bis zur Oberkante der Spundwand aktiviert um das kontinuierliche Aufspülen nachzubilden. Für den tiefenabhängigen Steifemodul im Bereich des gewachsenen Bodens wurde die Auflast aus der Auffüllung entsprechend berücksichtigt.

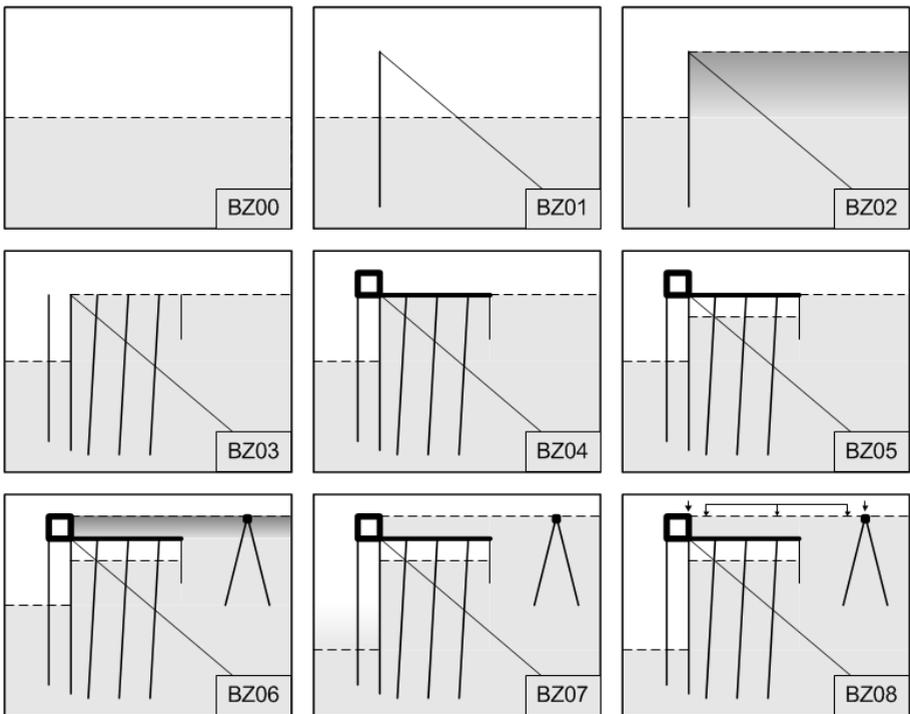


Abbildung 4: modellierte Bauzustände

BZ03 (vertikale Tragelemente): Die Reibepfähle waren zu modellieren. Dazu wurde jeweils direkt an den Rand des Berechnungsausschnittes ein Pile-Element gesetzt, welches die Querschnittswerte eines halben Rohres besaß. Diese Strukturelemente mussten ge-

gen Verschiebung in y-Richtung und Verdrehung um die z-Achse gehalten werden. Die Kaiplattenpfähle wurden als Pile-Elemente modelliert. Die Spundwandschürze wurde analog zur gemischten Spundwand mit den gleichen Randbedingungen modelliert. Die Interaktionsparameter wurden analog zu denen der Schrägpfähle und der gemischten Spundwand ermittelt.

BZ04 (Überbau): Die Kaiplatte wurde ebenfalls als Liner-Element abgebildet, der Kaikopf als Zonelement. Beide Bauteile wurden starr miteinander verbunden. Die Kaiplatte wurde mit den Reibepfählen, den Kaiplattenpfählen sowie der vorderen und der hinteren Spundwand verbunden. Alle Verbindungen wurden biegesteif modelliert. Außerdem wurden die Momentengelenke zwischen Zugpfählen und Gurtung gesperrt, um die größere Steifigkeit durch die Betonage des Kaikopfes an dieser Stelle abzubilden. Die Interface-Eigenschaften der Kaiplatte entsprechen denen der Spundwände, jedoch ohne Reduzierung des Wandreibungswinkels, da es sich um ein Ort betonbauteil handelt. Auch Kaiplatte und Kaikopf wurden mit entsprechenden Festhaltungen am Rand gegen Verschiebungen in y-Richtung sowie Verdrehung um die x- bzw. z-Achse versehen.

BZ05 (Erddruckentlastungskammer): Unterhalb des Kaikopfes wurde im Bereich der Erddruckentlastungskammer der Boden deaktiviert.

BZ06 (Auffüllung bis OK Kaikopf): Der Boden wurde hinter dem Kaikopf bis zur Oberkante desselbigen aktiviert. Kranbahnpfähle und Kranbahnbalken wurden als Pile-Elemente modelliert und biegesteif miteinander verbunden. Die Interaktionsparameter entsprechen denen der anderen Pfähle, wobei für Betonbauteile als Wandreibungswinkel der volle innere Reibungswinkel des Bodens angesetzt wurde.

BZ07 (Ausbaggerung der Hafensohle): Die Ausbaggerung der Hafensohle wurde simuliert, indem der Boden vor dem Geländesprung bis zur endgültigen Hafensohle deaktiviert wurde. Die Steifigkeiten in den nach der Ausbaggerung oberflächennahen Bodenschichten wurden entsprechend der geringeren Überlagerung verringert. Die Abbaggerung erfolgte aus Gründen der numerischen Stabilität in zwei Schritten.

BZ08 (Nutzlasten): Verkehrslasten wurden gemäß EAU (2012) angesetzt. Dazu wurde auf den Kranbahnbalken eine Streckenlast von 750 kN/m aufgebracht, sowie auf einem 1 m breiten Streifen in der Mitte des Kaikopfes parallel zur Kaikante eine Flächenlast von 750 kN/m². In den landseitigen und wasserseitigen Bereichen vom Kranbahnbalken aus wurden Flächenlasten von 5 kN/m² bzw. 30 kN/m² aufgebracht.

3 Ergebnisse der numerischen Berechnungen

Das verwendete Berechnungsprogramm ermöglicht es, Spannungen und Verformungen in Zonen- und Strukturelementen sowie resultierende Schnittgrößen in den Bauteilen in jedem Bauzustand zu betrachten. Hier soll insbesondere auf das Verhalten pfahlartiger Elemente eingegangen werden. Im Zusammenhang mit der Geländesprungsicherung müssen auch die Bodenspannungen hinter der Spundwand betrachtet werden.

3.1 Bodenspannungen hinter der gemischten Spundwand

Die Geländesprungsicherung wird im Bauverlauf, wie in Abbildung 5 dargestellt, durch einen sich ändernden Erddruck belastet. Dieser steigt mit der Hinterfüllung und Herstellung des Überbaus sukzessive an und geht durch Aushub der Entlastungskammer im oberen Bereich wieder zurück. Unterhalb des gewachsenen Bodens stellt sich auf der passiven Seite ein Erdauflager ein. Dieses trägt einen Teil der horizontalen Einwirkungen aus Erddruck ab, der andere Teil wird über die Schrägpfähle in die landseitige Auffüllung abgeleitet. Infolge der Ausbaggerung der Hafensohle kommt es zu einer Erddruckumlagerung nach unten.

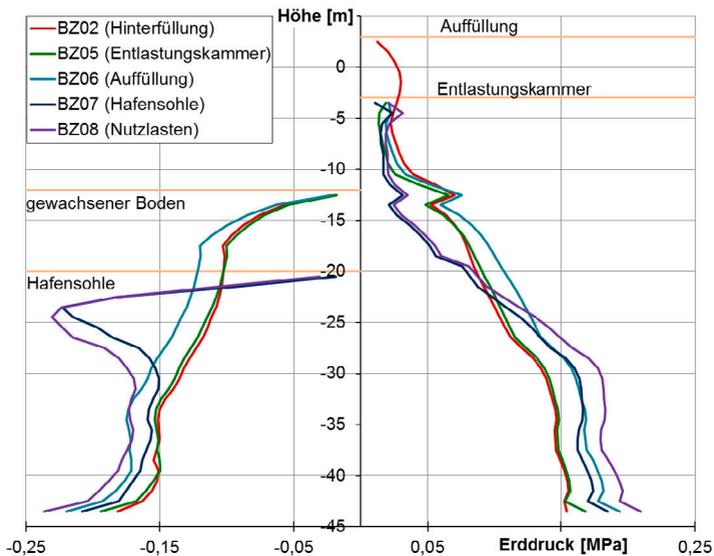


Abbildung 5: Erddruck an der vorderen Spundwand für verschiedene Bauzustände

Die gemischte Spundwand wird durch die horizontalen Erddruckanteile auf Biegung beansprucht, wobei die steiferen Tragbohlen die Haupttragwirkung übernehmen. Die vertikalen Spannungen im Boden sind nahe der Spundwand deutlich niedriger als das Produkt aus Bodenwichte und Überlagerungshöhe, nehmen mit größerem Abstand zur Spundwand aber wieder zu. Abbildung 6 zeigt neben dem Erddruck auf die Spundwand den Überlagerungsdruck des Bodens nach der Hinterfüllung der Spundwand. Infolge des Aufspülvorgangs hängt sich der Boden an der Spundwand auf, die vertikalen Einwirkungen werden durch die Spundwand in tiefere Bodenschichten geleitet und der Boden selbst weniger stark belastet. Die Horizontalspannungen im Boden bewegen sich im gewachsenen Boden im Bereich eines erhöhten aktiven Erddrucks. Im Bereich der Auffüllung kommt aufgrund der Rückverankerung zu einer Erddruckumlagerung. Oberhalb des gewachsenen Bodens ist der Erddruck deutlich geringer, da sich die Spundwand hier frei verformen kann. Unterhalb der landseitigen GOK treten höhere Horizontalspannungen auf, was auf eine Wandbewegung in Richtung der Auffüllung zurückzuführen ist.

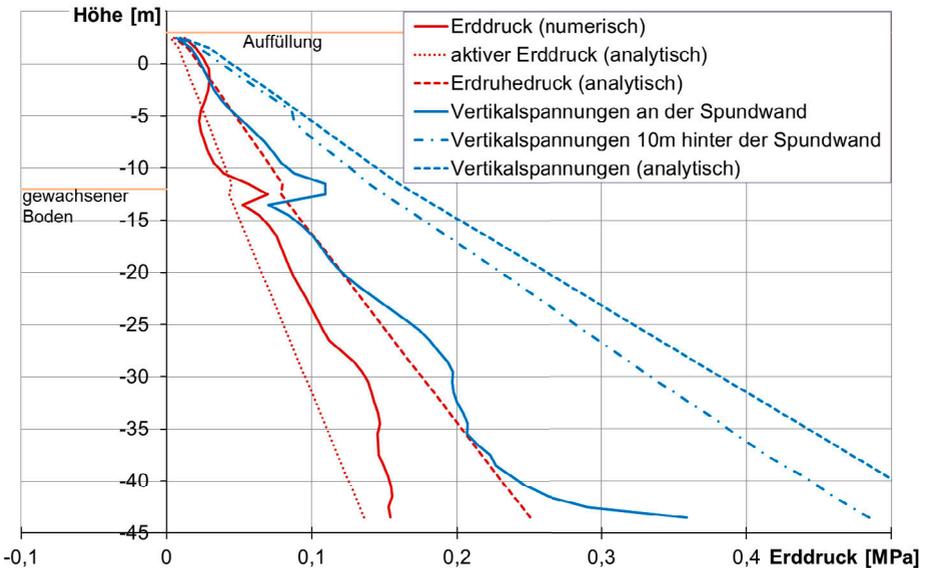


Abbildung 6: Bodenspannungen an der Spundwand im BZ02 (Hinterfüllung)

Der hinter der Spundwand aufgespülte Sand verdichtet sich infolge seines Eigengewichtes und ruft auch Setzungen im darunterliegenden gewachsenen Boden hervor. Die an Bauteile grenzenden Bodenpakete hängen sich dabei an diesen auf und belasten die Spundwand und die Rückverankerung zusätzlich in vertikaler Richtung. In Abbildung 7 sind die abnehmenden Setzungen in Richtung der Spundwand sowie die Durchbiegung der Schrägpfähle im Bereich der Hinterfüllung zu erkennen. Letztere resultiert in einer Verkürzung der Schrägpfähle in Projektion auf die Horizontale, welche die Spundwand zurückzieht und damit den erhöhten Erddruck unterhalb der GOK der Hinterfüllung verursacht. Zusätzlich bewirkt das Aufhängen des Bodens eine zusätzliche Normalkraftbelastung von Spundwand und Ankerpfählen durch negative Mantelreibung. Die Normalkräfte in der gemischten Spundwand werden wie die Momente vorwiegend über die Tragbohlen abgetragen. In einer Tiefe von 30 m enden die Füllbohlen und die Normalkräfte werden allein von den Tragbohlen in die tieferen Bodenschichten eingeleitet.

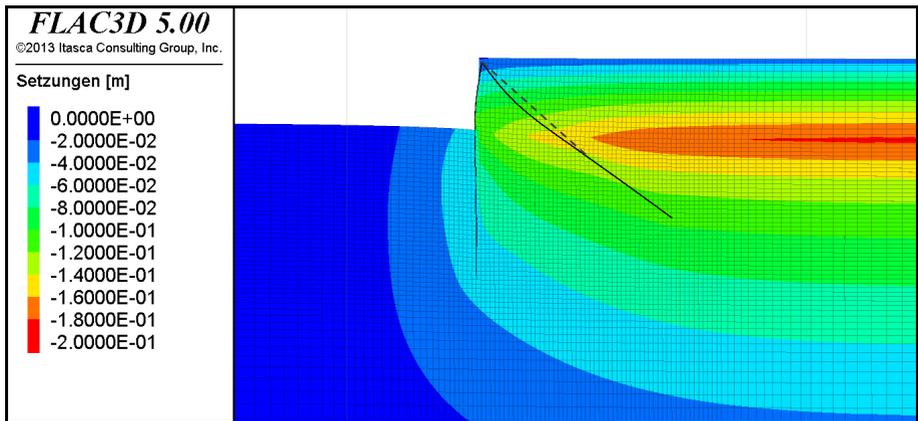


Abbildung 7: Setzungen infolge Hinterfüllung der Spundwand (25-fach überhöht)

3.2 Normalkraftentwicklung in der gemischten Spundwand

Die vordere Spundwand übernimmt neben der Geländesprungsicherung auch einen Teil des Lastabtrags aus dem Überbau. Insbesondere die Tragbohlen können als pfahlartige Elemente angesehen werden, die horizontal und vertikal belastet werden.

Abbildung 8 zeigt die Normalkraftverläufe der vorderen Spundwand als Summe der Normalkräfte in einer Doppeltragbohle und einer Füllbohle. Die vordere Spundwand wird am Kopf zunächst (BZ02) aus den vertikalen Komponenten der Quer- und Normalkräfte der Rückverankerung auf Druck beansprucht. Bis zu einer Tiefe von ca. 30 m wächst die Belastung durch negative Mantelreibung weiter an. In den tiefer liegenden Bodenschichten können diese Druckkräfte dann über Mantelreibung und Spitzendruck abgetragen werden.

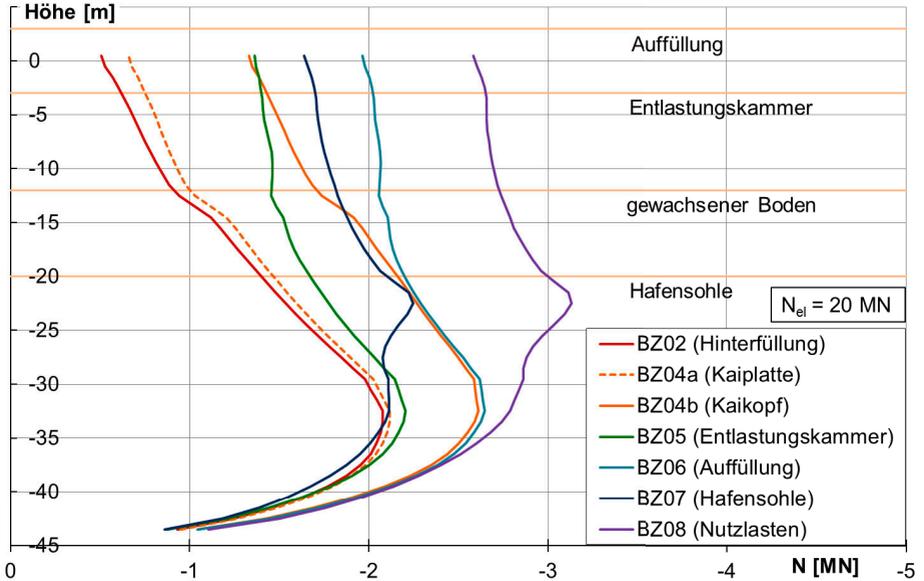


Abbildung 8: Normalkraftverlauf der kombinierten Spundwand

Die Herstellung des Überbaus (BZ04) erhöht die an der Oberkante eingeleiteten Druckkräfte, darunter verlaufen die Normalkräfte parallel zum vorherigen Bauzustand. Durch Aushub der Erddruckentlastungskammer (BZ05) kommt es zu Hebungen im Boden unterhalb der Kaiplatte und demzufolge zu einer geringeren Belastung der gemischten Spundwand aus negativer Mantelreibung. Die Steigung der Normalkraftlinie vermindert sich bis zu einer Tiefe von ca. 20 m, darunter gibt es keinen Einfluss mehr aus der Entlastung. Durch die Auffüllung bis OK Kaikopf (BZ06) steigen lediglich die eingeleiteten Druckkräfte in die Spundwand.

Nach Ausbaggerung der Hafensohle (BZ07) gehen die in die Spundwand eingeleiteten Druckkräfte zurück. Dies lässt auf eine Umlagerung der Lasten zwischen den vertikalen Tragelementen schließen. Im Bereich des abgegrabenen Bodens nimmt der Effekt der negativen Mantelreibung zu. Dies ist dadurch zu erklären, dass der unbelastete Boden auf der Wasserseite zuvor eine haltende Wirkung auf die Spundwand ausübte, während nun nur noch der belastete Boden auf der Landseite treibend auf die Spundwand wirkt. In den Bodenschichten unterhalb der neuen Hafensohle kommt es dagegen eher zu einem Einsetzen der haltenden Wirkung des Bodens. Hier kann ähnlich wie im Fall der Ausbaggerung der Entlastungskammer von einem Effekt aus Bodenhebungen ausgegangen werden. Das Aufbringen der Nutzlasten (BZ08) bewirkt schließlich eine Vergrößerung der Lasteinleitung an der Spundwandoberkante, der qualitative Verlauf der Normalkraftlinie ändert sich nicht.

Zum besseren Verständnis der Boden-Bauwerks-Interaktion sind in Abbildung 9 die Hauptspannungstrajektorien des Bodens im Bereich der vorderen Spundwand dargestellt. Zur Spundwand hin geneigte Trajektorien weisen auf eine Belastung der Geländesprungsicherung aus negativer Mantelreibung hin, davon weg geneigte hingegen deuten auf Lastabtrag in den Boden hin.

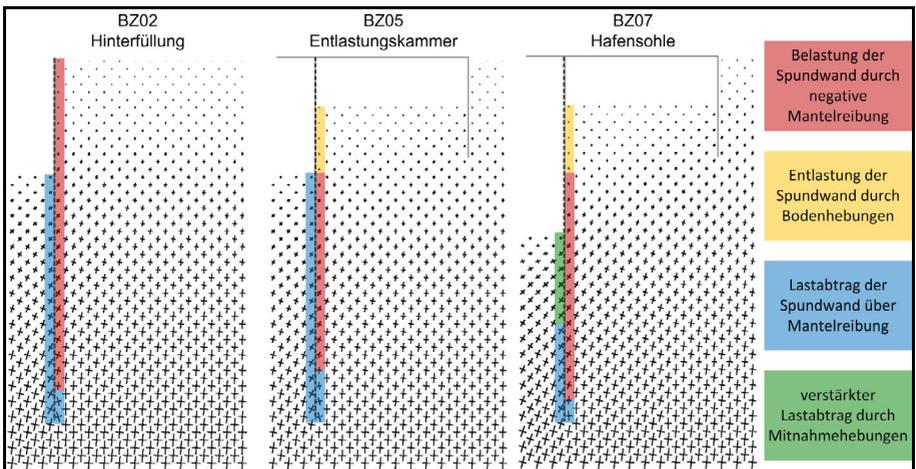


Abbildung 9: Boden-Bauwerk-Interaktion der vorderen Spundwand (Hauptspannungstrajektorien)

Infolge von Aushubentlastungen im Bereich von Erddruckentlastungskammer und Hafensohle kommt es auf der Land- bzw. Wasserseite der Spundwand zu Änderungen der Hauptspannungsrichtungen. Dies bedeutet im BZ05 (Aushub der Erddruckentlastungskammer) eine Verringerung der Einwirkungen auf die Spundwand im Bereich der Auffüllung unterhalb der Entlastungskammer. Im BZ07 (Ausbaggerung der Hafensohle) ist eine Erhöhung der Widerstände unterhalb der neuen Hafensohle zu erkennen.

3.3 Lastabtrag des Pfahlrostes

Die Lasten aus dem Überbau werden über die Kaiplatte in die vertikalen Tragelemente geleitet. Dies sind neben den Kaiplattenpfählen die gemischte Spundwand auf der Wasserseite und die Spundwandschürze auf der Landseite sowie die Reibepfähle am Ende des Kaikopfes. Die Setzungen der Kaiplatte in Abbildung 10 geben einen Überblick über die Belastung der einzelnen Tragelemente in verschiedenen Bauzuständen. Es ergeben sich infolge einseitiger Belastungen wie Herstellung des Kaikopfes (BZ04b) und Auffüllung oberhalb des Überbaus (BZ06) erhöhte Setzungen in den entsprechenden Bereichen.

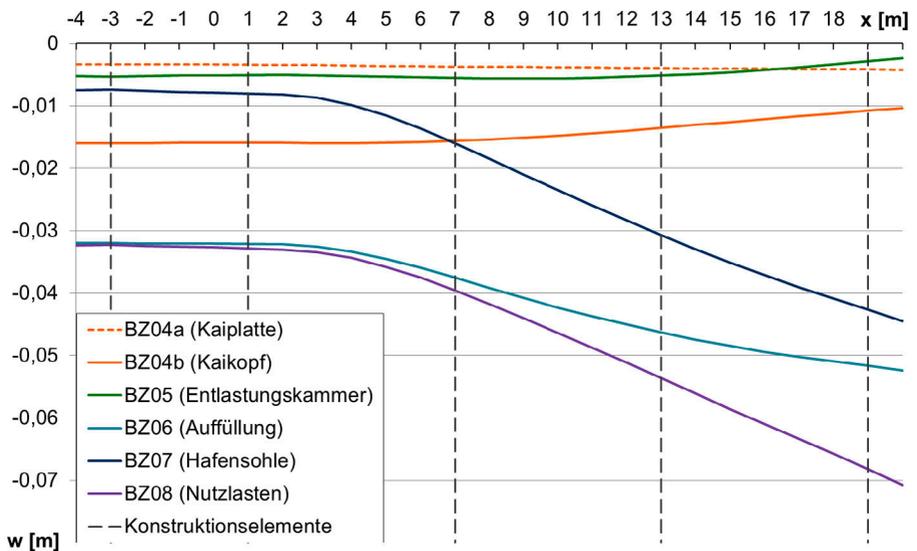


Abbildung 10: Setzungslinie der Kaiplatte für verschiedene Bauzustände

Der Aushub der Entlastungskammer (BZ05) wiederum führt zu Hebungen der gesamten Kaiplatte. Diese sind nicht mit einen geringeren Lasteintrag aus dem Überbau, sondern mit Entlastungshebungen in der Auffüllung zu begründen. Diese drücken alle Tragelemente, und damit auch den Überbau, nach oben. Ein ähnliches Verhalten zeigt sich bei der Ausbaggerung der Hafensohle (BZ07) vor allem im Bereich der Reibpfähle und der gemischten Spundwand. Das Aufbringen der Nutzlasten (BZ08) erzeugt eine gleichmäßige Setzung. Dies bedeutet, dass die Konstruktion auf die Kombination von hohen, konzentrierten Lasten aus den Containerbrücken am Kaikopf und vergleichsweise geringen, großflächig verteilten Stapellasten gut abgestimmt ist.

Abbildung 11 zeigt den Normalkraftverlauf des mittleren Kaiplattenpfahles zu verschiedenen Bauzuständen. Der vordere Kaiplattenpfahl ist aufgrund der großen Beteiligung der Tragbohlen am Lastabtrag i.A. weniger belastet, der hintere stärker. Qualitativ ist der Verlauf jedoch ähnlich. Mit Herstellung des Überbaus (BZ04) steigt die Belastung zunächst an, die Pfahlkräfte können insbesondere in Tiefen ab 35 m über Mantelreibung sowie über Spitzendruck abgetragen werden.

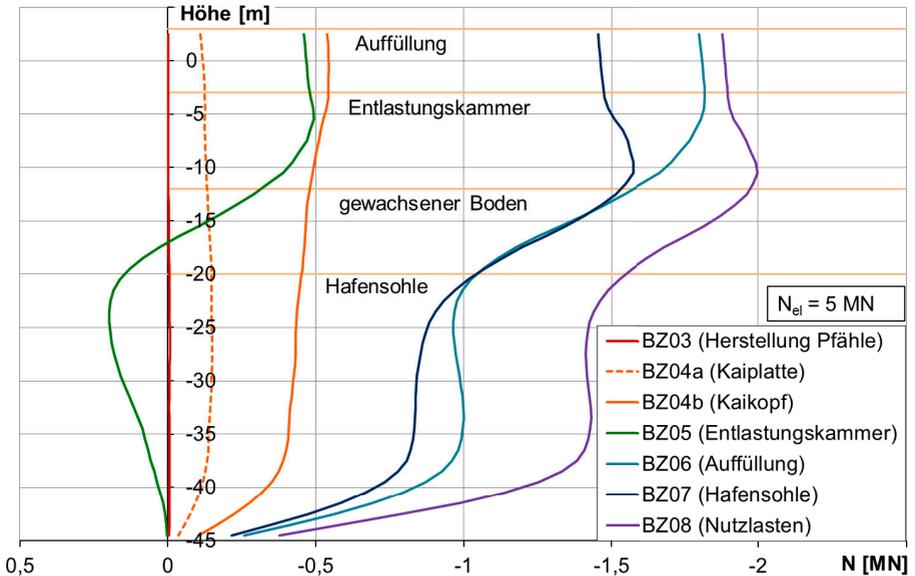


Abbildung 11: Normalkraftverlauf des mittleren Kaiplattenpfahles

Nach Aushub der Erddruckentlastungskammer (BZ05) kommt es durch Hebungen des Bodens zu Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Boden und damit zu einem Anstieg der Mantelreibung in oberflächennahen Bodenschichten, sodass z.T. Zugkräfte im Pfahl auftreten. Auch nach der zusätzlichen Belastung durch Auffüllung hinter dem Kaikopf (BZ06) bleibt der große Anteil des im oberen Bereich wirkenden Mantelwiderstandes bestehen. Nach Ausbaggerung der Hafensohle (BZ07) kommt es zu einem Abfall der aus der Kaiplatte eingeleiteten Belastung, obwohl die Einwirkungen nicht vermindert werden. Dies kann auf die insbesondere im vorderen Bereich auftretenden Hebungen zurückgeführt werden, welche eine Lastumlagerung zwischen Reibepfählen, Tragbohlen und Kaiplattenpfählen verursachen. Das Aufbringen der Nutzlasten (BZ08) erhöht die am Kopf eingeleiteten Kräfte, welche über Mantelreibung und Spitzendruck abgetragen werden. Die vor der gemischten Spundwand angeordneten Reibepfähle werden ausschließlich aus dem Kaikopf belastet und tragen die Lasten vorwiegend über Mantelreibung ab. (vgl. Abbildung 12).

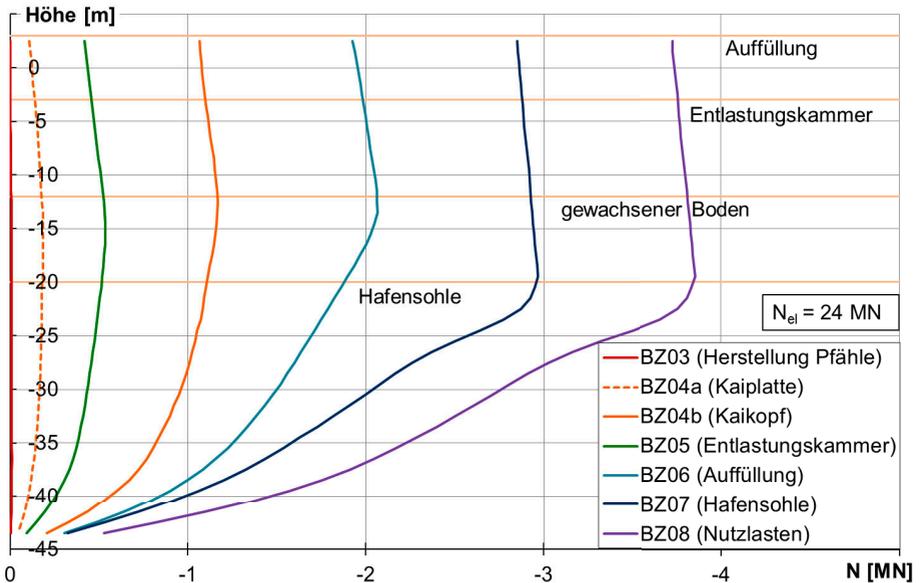


Abbildung 12: Normalkraftverlauf der Reibepfähle

Die Entlastung am Pfahlkopf in BZ05 ist auf die Hebungen des Kajenbauwerks infolge des Aushubs der Entlastungskammer zurückzuführen. Da die Reibepfähle selbst nicht im Bereich der Entlastungskammer gegründet sind, werden ihnen durch Hebung des Bauwerks Lasten entzogen. Nach Ausbaggerung der Hafensohle (BZ07) dagegen kommt es zu einer starken zusätzlichen Belastung der Reibepfähle. Die Entlastungshebungen der Hafensohle heben vor allem die vor der Spundwand gegründeten Reibepfähle mit an. Diese übernehmen einen größeren Teil der Belastung aus dem Überbau und entlasten damit die anderen pfahlartigen Tragelemente (vgl. auch Abbildung 8, Abbildung 10 und Abbildung 11). Im BZ08 (Aufbringen der Nutzlasten) kommt es durch die vordere Kranbahn zu einer zusätzlichen Belastung der Reibepfähle.

3.4 Rückverankerung durch Schrägpfähle

Neben dem Erdwiderlager im unteren Bereich trägt die kombinierte Spundwand die horizontalen Einwirkungen aus Erddruck an der Oberkante in Schrägpfähle ab. Die eingeleiteten Zugkräfte wachsen zunächst mit dem Fortschritt der Hinterfüllung (BZ02) infolge der steigenden Belastung aus Erddruck. Die Herstellung des Überbaus (BZ04) bringt eine leichte Entlastung mit sich, vermutlich wegen des Eigengewichtes des Kaikopfes, welches z.T. als Druckkraft über die Schrägpfähle abgetragen wird. Wie in Abbildung 13 zu sehen ist, werden die Normalkräfte in den Schrägpfählen noch im Bereich des aufgefüllten Bodens nahezu vollständig abgebaut, im hinteren Bereich werden die Schrägpfähle auf Druck beansprucht. Dies kann auf Setzungen des gewachsenen Bodens infolge der Auflast durch die Auffüllung zurückgeführt werden, welcher sich an den Schrägpfählen durch negative Mantelreibung aufhängt. KOBARG (2001) berücksichtigt derartige Effekte bei der Ermittlung zusätzlicher Biegebeanspruchung von Schrägpfählen, geht jedoch nicht auf eine Normalkraftbeanspruchung ein. Durch den Aushub der Erddruckentlastungskammer nimmt der Erddruck auf die Spundwand vor allem im oberen Bereich stark ab. Dies führt auch zu einem weitgehenden Wegfall der Zugkräfteinleitung in die Rückverankerung. Damit einhergehende Entlastungen des gewachsenen Bodens lassen auch die Druckbeanspruchung der Schrägpfähle durch negative Mantelreibung zurückgehen. Einen Einfluss von Mitnahmehebungen auf Ankerpfähle haben GRABE und MARDFELD (2004) bei Landbaustellen festgestellt.

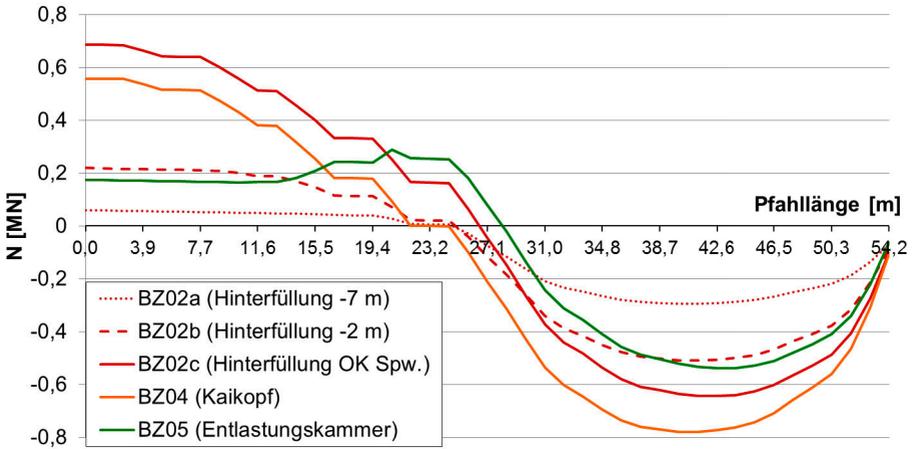


Abbildung 13: Normalkraftverlauf der Ankerpfähle für verschiedene Bauzustände bis zur Herstellung der Entlastungskammer

Infolge der Ausbaggerung der Hafensohle (BZ07) kommt es durch die Verlängerung des ungestützten Bereiches der Spundwand wieder zu einer Zunahme der in die Schrägpfähle eingeleiteten Zugkräfte (Abbildung 14).

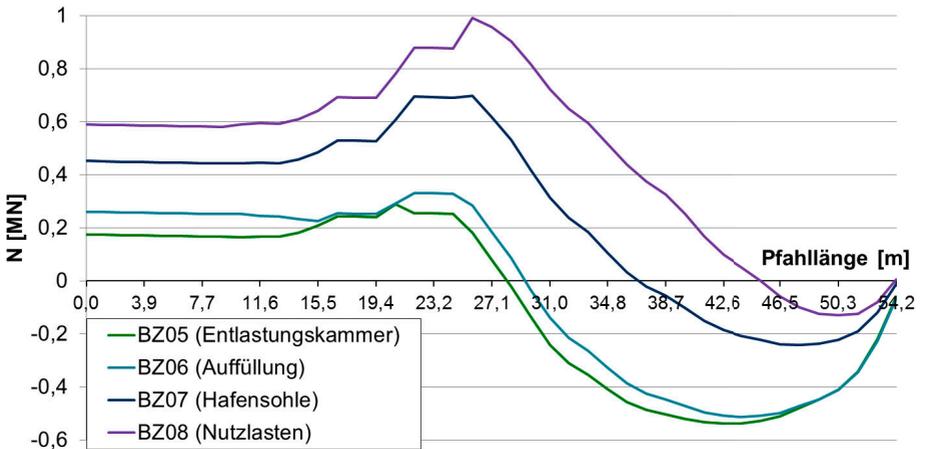


Abbildung 14: Normalkraftverlauf der Ankerpfähle für verschiedene Bauzustände nach Herstellung der Entlastungskammer

Diese wachsen in Höhe der hinteren Spundwandschürze (bei etwa 25 m Pfahlänge) noch weiter an, die Druckkräfte gehen stark zurück. Durch Aufbringen der Nutzlasten (BZ08) setzt sich diese Entwicklung fort. Die eingeleiteten Zugkräfte lassen auf eine Belastung aus Bodenreibung schließen. Dieses Verhalten kann durch die Verschiebung eines Bodenkompaktes erklärt werden, welches von den Schrägpfählen zurückgehalten wird.

Oben genannte Mechanismen der Interaktion zwischen Ankerpfählen und umgebendem Boden werden bei Betrachtung der Bodenverschiebungen in Abbildung 15 deutlich. In BZ02 setzt sich der gewachsene Boden durch die Hinterfüllung der Spundwand und leitet über Mantelreibung Druckkräfte in den unteren Teil des Ankerpfahles ein. Infolge des Aushubs der Entlastungskammer kommt es in BZ05 zu Hebungen innerhalb des aufgespülten Bodens, was zur Einleitung von Zugkräften im mittleren Bereich des Ankerpfahles führt. Die Bodenbewegungen in Richtung Wasser durch Ausbaggerung der Hafensohle in BZ07 verursachen größere Zugkräfte aus der Spundwand am Ankerkopf sowie die Einleitung weiterer Zugkräfte im mittleren Bereich über Mantelreibung

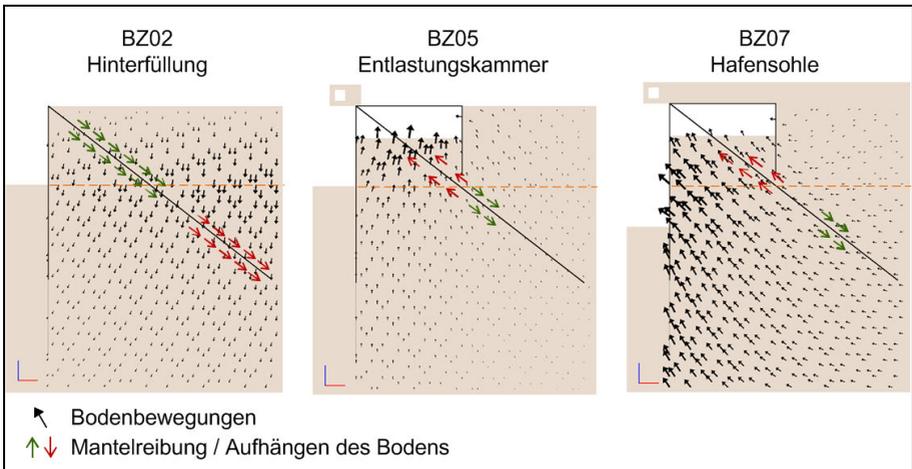


Abbildung 15: Boden-Bauwerk-Interaktionen an den Schrägpfählen
(Verschiebungs-Vektorfeld)

4 Zusammenfassung

Das Tragverhalten der generischen Kaje lässt sich mit Hinblick auf die Pfahlelemente in drei Phasen einteilen: Zunächst kommt es durch die Hinterfüllung der Spundwand und Herstellung des Überbaus zu einer steigenden Beanspruchung der Geländesprungsicherung. Durch Aushub der Erddruckentlastungskammer wird die Geländesprungsicherung wieder stark entlastet. Zudem kommt es zu Lastumlagerungen zwischen den vertikalen Tragelementen sowie Veränderungen des Lastabtrags in den Boden. Durch Ausbaggerung der Hafensohle und Aufbringen der Nutzlasten kommt es schließlich zu einer erneuten Lastumverteilung zwischen den pfahlartigen Bauteilen sowie einer Verschiebung des Kajenbauwerks in Richtung Hafenbecken.

Literatur

Bergs, T.: Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion. Dissertation. *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 78, 2005*

Grabe, J., Mardfeld, B.: Schrägpfahlbeanspruchung durch Aushubentlastung. *HANSA, 141. Jahrg., Heft 5, 2004*

Itasca Consulting Group Inc.: FLAC3D Manual, *Minneapolis/Minnesota (USA), 2012*

Kobarg, J.: Setzungsinduzierte Biegebeanspruchung von Schrägpfählen. *Der Bauingenieur, Band 76, 1/2001*

Meißner, H.: Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“. *Geotechnik 14 (1991), S. 1-10*

Meißner, H.: Baugruben – Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 3. *Geotechnik 1/2002, S. 44-56*

Soos, P., Engel, J.: Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor. *In: Witt, K. J. (Hrsg.), Grundbau-Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen. 7. Auflage. Berlin, 2008*

Stahlmann, J., Gattermann, J., Bruns, B., Missal, C.: Forschung zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen. *Tagungsband des Fachseminars „Stahl im Wasserbau“ am 15./16. Oktober 2009, Braunschweig, 2010*

Stein, P., Sychla, H., Missal, C., Stahlmann, J.: Numerische Untersuchungen zum räumlichen Tragverhalten einer generischen Kaje. *Tagungsband des 9. FZK-Kolloquiums am 26. Februar 2013, Hannover, 2013 (im Druck)*

Autoren

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein

p.stein@tu-braunschweig.de

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Hauke Sychla

h.sychla@tu-braunschweig.de

Dipl.-Ing. Christian Missal

c.missal@tu-braunschweig.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

j.stahlmann@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Braunschweig

Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig

www.IGB-TUBS.de

Tel.: 0531 391-62000

**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



Entwicklungsperspektiven in der europäischen Pfahlnormung – zwischen Regelungsbedarf und praxisgerechten Regelwerken

Christian Moormann

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS)

Obmann der Evolution Group 'Pile Design' (EG 7) des TC 250 / SC 7

1 Einleitung

Die bauaufsichtliche Einführung des Eurocode 7, Teil 1, im Sommer 2012 hat auch die teilweise seit Jahrzehnten bestehende und bewährte deutsche Normung für Pfähle nachhaltig beeinflusst. Neben das sehr umfangreiche Normenhandbuch Eurocode 7, Band 1 mit den spezifisch deutschen Ergänzungen in DIN 1054:2010-12, hier insbesondere Abschnitt 7 „Pfahlgründungen“, sind europäische Ausführungsnormen (u.a. DIN EN 1536, DIN EN 12699, DIN EN 14199) mit - teilweise sehr umfangreichen - deutschen Ergänzungsnormen (u.a. DIN SPEC 18140, DIN SPEC 12699 und DIN SPEC 18539) getreten, zugleich wurde mit der 2. Auflage der Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, kurz: „EA-Pfähle“ (2012) ein überarbeitetes und inhaltlich erweitertes technisches Regelwerk vorgelegt, das zwischenzeitlich als „Anerkannte Regeln der Technik“ für die Berechnung, Bemessung und Prüfung von Pfahlgründungen und Pfahlsystemen anerkannt ist. In der Summe liegen damit national aktuell mehr als 1.000 Seiten Bemessungsregeln für Pfahlgründungen vor. Vor diesem Hintergrund hat sich auch Kritik an der Regelungsdichte und Komplexität der geotechnischen Normen und Regelwerke, teilweise auch derjenigen für Pfähle entwickelt.

Doch bereits jetzt wird auf europäischer Ebene an der Nachfolgeneration der europäischen Bemessungsnormen gearbeitet. Das Technical Committee TC 250 / SC 7 des CEN (Europäisches Komitee für Normung) erarbeitet derzeit in mehreren Arbeitsgruppen die Grundlagen für die nächste Generation des Eurocode 7, die in dem Zeitraum 2014 bis 2019 erarbeitet werden soll. Die Weichenstellung für die inhaltliche und strukturelle Ausrichtung dieser Überarbeitung erfolgt jedoch bereits durch vorbereitende Arbeitsgruppen seit 2011, so dass jetzt die Chance für Veränderungen und Fortentwicklungen, d.h. für

jede Form möglicher Verbesserungen, die nachhaltig nur über die europäische Ebene zu erreichen sind, besteht.

Davon unabhängig gibt es in Deutschland mit der Initiative „PraxisRegelnBau“ erstmals einen engagierten Ansatz auf nationaler Ebene, die Arbeit an den Normen zu professionalisieren mit der Zielrichtung, praxisgerechte Regelwerke zu schaffen (Schütz 2011). Die Ansätze zielen auf eine Homogenisierung und vor allem Straffung der Regelwerke ab.

Der Autor ist Obmann der europäischen Evolution Group 'Pile Design' (EG 7) des TC 250 / SC 7, also des für die Pfähle zuständigen Arbeitskreises, und berichtet über den derzeitigen Bearbeitungsstand und die Entwicklungstendenzen in der europäischen Pfahlnormung, die teilweise darauf abzielen, weitere zusätzliche Aspekte der Pfahlbemessung europaweit einheitlich zu regeln, das Normenwerk also noch weiter zu ergänzen.

Vor diesem Spannungsfeld diametraler Entwicklungsperspektiven soll der Beitrag einen Impuls liefern, über die weitere Entwicklung und Anforderungen an die Normung auf dem Gebiet der Pfähle und Tiefgründungen zu diskutieren.

2 Entwicklung der Eurocodes

Mit dem Handbuch Eurocode 7, Band 1, hier Kapitel 7 „Pfahlgründungen“, wird seit 2011, spätestens aber mit der bauaufsichtlichen Einführung im Juli 2012 auch in Deutschland die Berechnung und Bemessung von Pfählen nach den europäisch einheitlichen Vorgaben des Eurocode 7, Teil 1 (kurz: EC 7-1) in Verbindung mit den nationalen Anwendungsdokumenten geregelt. Das Handbuch Eurocode 7, Band 1 fasst dabei bekanntlich die drei aufeinander abgestimmten Normen

- DIN EN 1997-1:2009-09: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln,
- DIN EN 1997-1/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln,
- DIN 1054:2010-12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1

textlich zusammen. Weiterhin gelten für die einzelnen Pfahlssysteme verschiedene Herstellungsnormen.

Der Eurocode 7 ist Teil der europaweit vereinheitlichten Bemessungsregeln im Bauwesen, die derzeit aus zehn Eurocodes bestehen und durch eine Harmonisierung national unterschiedlicher Regelungen europaweit einheitliche Entwurfskriterien gewährleisten sollen, was in der Praxis allerdings durch zahlreiche nationale Anhänge und weitere nationale Regelwerke relativiert bzw. nur begrenzt erreicht wird.

Die Europäische Kommission (EU) hat im Mai 2010 mit dem an das Europäische Komitee für Normung (CEN) gerichteten Mandat M 466 einen Prozess initiiert, die Eurocodes fortzuentwickeln ('Evolution'). Neben der Ausarbeitung neuer Eurocodes bzw. neuer Teile bestehender Eurocodes (u.a. für Glasstrukturen, fiberglasverstärkte Kunststoffe, Membranstrukturen etc.) sollen auch die bestehenden Eurocodes weiterentwickelt werden. Bei der Weiterentwicklung der bestehenden Eurocodes sollen u.a. aktuelle Forschungsergebnisse Berücksichtigung finden, aber auch der Prozess der Harmonisierung durch Vereinheitlichung der bislang national festzulegenden Parameter (NDP · Nationally Determined Parameters, i.e. Teilsicherheitsbeiwerte, Modellfaktoren, Streuungsfaktoren etc.) weiter geführt und bestehende Regelungen vereinfacht werden.

Abbildung 1 stellt die bisherige und zukünftige Entwicklung am Beispiel des Eurocode 7 zusammenfassend dar. Ausgehend von dem Mandat der EU wurden 2011 sogenannte

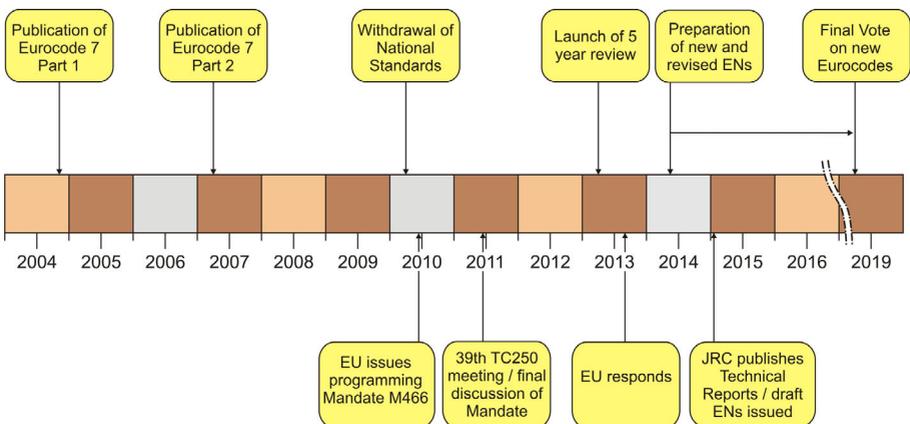


Abbildung 1: Zeitliche Entwicklung des Eurocode 7, Teil 1 und 2

Evolution Groups eingerichtet, die die Aufgabe haben, im Hinblick auf die 2013 anstehende Regelanfrage zur Überarbeitung des EC 7 ein Konzept zu erarbeiten, das den Überarbeitungs-/Fortentwicklungsbedarf identifiziert und die strukturellen und inhaltlichen Leitlinien für eine Fortentwicklung des Eurocodes definiert. Auf der Basis der Antwort des TC 250 zu der Regelanfrage wird die Europäischen Union (EU) im Laufe des Jahres 2013, gegebenenfalls auch Anfang 2014 über eine Überarbeitung der Eurocodes entscheiden, wobei allgemein mit einem positiven Votum gerechnet wird. Auf Grund begrenzter Mittel ist dann mit einer fünfjährigen Überarbeitungszeit, i.e. von 2014 bis 2019, zu rechnen, so dass aus heutiger Sicht erwartet werden kann, dass eine neue Ausgabe der Eurocodes im Jahr 2020 eingeführt wird.

Verantwortlich für die Fortentwicklung der Eurocodes ist der europäische Normenausschuss CEN/TC 250 „Structural Eurocodes“. Eines der neun 'Subcommittees' des

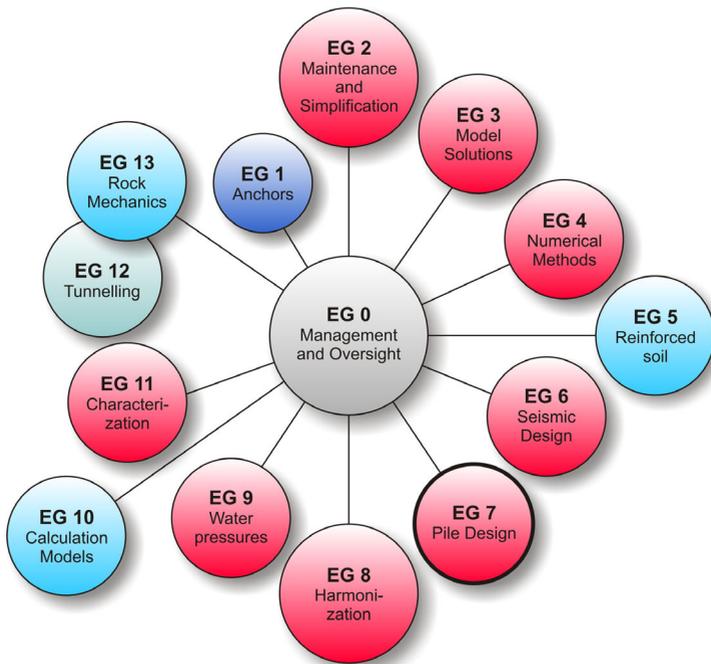


Abbildung 2: Evolution Groups des TC 250 / SC 7 zur Vorbereitung der Fortentwicklung des Eurocode 7, Teil 1

TC 250, der SC 7 (Chairman: A. Bond, GB) widmet sich dem Eurocode EC 7, also der Fortentwicklung der Normung im Bereich Geotechnik. Das Subcommittee TC 250 / SC 7 hat insgesamt 14 Evolution Groups (EG) gebildet, in denen sich derzeit insgesamt rund 140 Fachkollegen aus den 29 CEN-Mitgliedsstaaten ehrenamtlich in die Fortentwicklung der europäischen Normung in der Geotechnik einbringen. Abbildung 2 gibt einen Überblick über die 14 Evolution Groups, die teilweise übergeordnete Querschnittsaufgaben wahrnehmen, wie die EG 2 'Maintenance and Simplification' oder die EG 8 'Harmonization', teilweise aber auch sich der europaweiten Harmonisierung analytischer Berechnungsmodelle (EG 10 'Calculation Models') bzw. der Entwicklung von Vorgaben für den Einsatz numerischer Berechnungsverfahren (EG 14 'Numerical Methods') widmen. Wie für die 'Anker' (EG 1) wurde für die 'Pfahlgründungen' eine eigene Evolution Group (EG 7 'Pile Design') initiiert, über deren Arbeit und Zwischenergebnisse nachfolgend berichtet wird. Für neue Themen wie die 'Bewehrte Erde' (EG 5), 'Felsmechanik' (EG 13), 'Baugrundverbesserung' (EG 14) und 'Tunnelbau' (EG 12, nicht institutionalisiert) wurden weitere Evolution Groups gebildet.

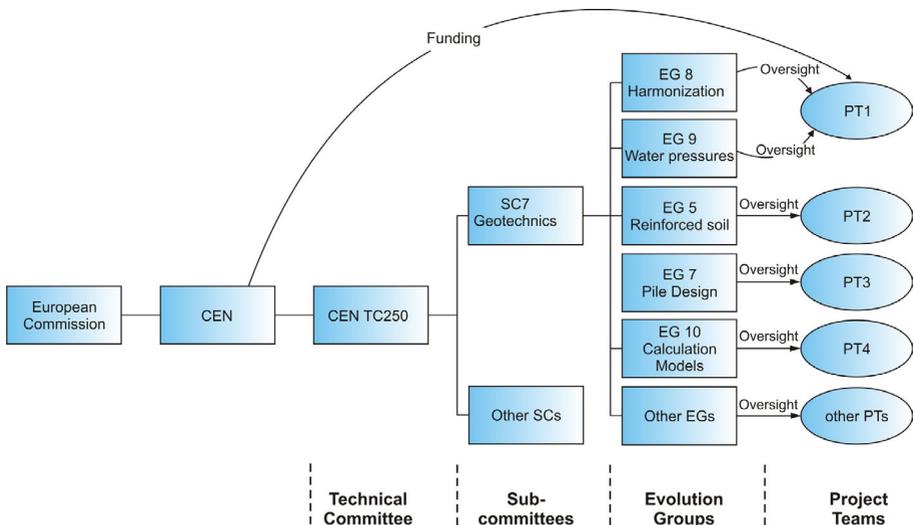


Abbildung 3: Vorschlag für zukünftige Organisationsstruktur zur Fortentwicklung des Eurocode 7 (CEN/TC 250 / SC 7)

Mit einem Mandat der Europäischen Kommission (EU) für eine Überarbeitung der Eurocodes wird die konkrete Normungsarbeit aufgenommen werden und dafür innerhalb der Subcommittees die Struktur der Evolution Groups voraussichtlich in Project Teams überführt werden, wobei die thematischen Zuordnungen teilweise umstrukturiert werden sollen. Abbildung 3 zeigt diesbezüglich einen ersten Vorschlag.

3 Entwicklung des EC 7-1 · Kapitel 7: „Pfahlgründungen“

Die Evolution Group 7 (EG 7) des TC 250 beschäftigt sich mit der Fortentwicklung der Regelungen des EC 7-1 für Pfahlgründungen. Dem Arbeitskreis, der seit 2011 bereits acht Mal tagte, gehören derzeit vierzehn Experten aus dreizehn Ländern an, wobei die Mehrzahl der Mitglieder in der Ingenieurpraxis tätig ist (Tabelle 1).

Tabelle 1: Mitglieder der Evolution Group EG 7 'Piles' des TC 250 / SC 7

Land	Mitglied	Land	Mitglied
Cyprus	Panicos Papadopoulos	FYR Macedonia	Josif Josifovski
Czech Republic	Jan Kos	Netherlands	Frits van Tol
Belgium	Monika de Vos	Norway	Arne Schram Simonsen
Denmark	Carsten S. Sorensen	Poland	Boleslaw Klosinski
France	Sébastien Burlon, Roger Frank	Romania	Ioan Boldurean
Germany	Christian Moormann (<i>Obmann</i>)	Sweden	Gary Axelsson
		UK	Chris Raison (<i>Sekretär</i>)

Das Arbeitsprogramm der Evolution Group 7 (EG 7) des TC 250 / SC 7 wurde in dem Arbeitskreis wie folgt festgelegt:

- a. Redaktionelle Überarbeitung und Verbesserung des Textes des Eurocode 7-1, Kapitel 7 „Pfahlgründungen“ mit dem Ziel, das Dokument leichter lesbar und anwendbar zu machen (im Wesentlichen redaktionelle Arbeit, um z.B. Wiederholungen zu löschen und Fehler zu beheben).
- b. Zusammenstellung und Vergleich der national zu bestimmenden Parameter (NDP · National Determined Parameters), also der Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte, Modellfaktoren, Kombinationsbeiwerte, Streuungsfaktoren etc.

- c. Harmonisierung der unterschiedlichen, in den einzelnen Ländern angewendeten nationalen Berechnungsverfahren (zur Ermittlung des vertikalen Widerstandes von Einzel- und Gruppenpfählen, der Beanspruchung unter negativer Mantelreibung, etc.).
- d. Bearbeitung von Aspekten der Pfahlbemessung, die in der derzeitigen Fassung des EC 7-1 nach mehrheitlicher Auffassung der Mitglieder EG 7 nicht ausreichend berücksichtigt sind. Zu diesen Aspekten zählen:
- Berücksichtigung der negativen Mantelreibung,
 - Bemessung von Pfahlgruppen,
 - Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP),
 - Pfähle unter dynamischen / zyklischen Einwirkungen,
 - Bemessung von Pfahlgründungen unter Erdbebenbeanspruchung (in enger Abstimmung mit EC 8),
 - Bemessung horizontal beanspruchter Pfähle, insbesondere infolge Seitendruck,
 - Nachweist der Gebrauchstauglichkeit von Pfahlgründungen,
 - Statisch-konstruktive Pfahlbemessung.
- e. Vergleich von national gebräuchlichen Berechnungsverfahren für Pfahlgründungen (u.a. Ermittlung des axialen Widerstandes etc.).

Die fachlichen Grundlagen werden im Zuge der Gremienarbeit der Evolution Group 7 auf der Basis von nationalen Berichten zu einzelnen Themenstellungen (bisher u.a. Bemessung axial und horizontal belasteter Einzelpfähle, negative Mantelreibung, Pfahlgruppen) und durch Vergleichsberechnungen für Bemessungsbeispiele erarbeitet.

Ein Vergleich der in Europa für die Bemessung von axial belasteten Pfahlgründungen nach EC 7-1 angewendeten Nachweisverfahren zeigt, dass in rund 90 % aller Länder Pfahlgründung nach dem Nachweisverfahren DA2 bzw. DA2* zu bemessen sind (Tabelle 2). Nur in Großbritannien ist das Nachweisverfahren DA1 anzuwenden, was dort aber derzeit zur Diskussion steht. In Italien kann der Nachweis nach DA1 oder DA2 erfolgen, in Schweden ist für den Grenzzustand STR das Nachweisverfahren DA3 anzuwenden.

Ein Vergleich der 'Nationally Determined Parameters', also der Werte, die als Teilsicherheitsbeiwerte, Modellfaktoren, Streuungsfaktoren etc. in EC 7-1 als Zahlenwerte empfohlen, aber von den einzelnen Ländern individuell festgelegt werden dürfen, ist schwierig, da viele Faktoren in den nationalen Anwendungsdokumenten wiederum in Abhängigkeit von dem Bemessungsansatz bzw. den Berechnungsverfahren vorgegeben werden und - so

Tabelle 2: In Europa angewendete Nachweisverfahren (Design Approach · DA) für die Bemessung von axial beanspruchten Pfahlgründungen nach EC 7-1

Design Approach	Austria	Cyprus	Czech Republik	Germany	France	Italy	Norway	Poland	Sweden	UK
DA1						X				X
DA2		X	X		X	X	X	X	X	
DA2*	X	X		X						
DA3									X	

wie in Schweden - auch die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen von den empfohlenen Zahlenwerten des EC 7-1 abweichen. Hinzu kommt ein selbst bei einfachen Beispielberechnungen variierender Umgang und Interpretation der Sondierergebnisse oder Bodenkennwerte. Zielführend ist daher nur ein Vergleich der sich im Endeffekt ergebenden äquivalenten globalen Sicherheit bzw. der sich bei Vergleichsberechnungen ergebenden Pfahlwiderstände, Pfahllängen o.ä. Aktuelle Fallstudien in der Evolution Group EG 7 und auf europäischen Workshops (Kłosiński 2010; van Seters 2010) zeigen, dass – anders als bei früheren europäischen Ringberechnungen (De Cock & Legrand 1997) - heute auf der Basis des EC 7-1 und der Nationalen Anwendungsdokumente trotz teilweise abweichender Ansätze und Rechenwege letztlich Ergebnisse erzielt werden, die z.B. hinsichtlich des Pfahlwiderstandes oder der resultierenden Pfahllänge nur noch eine geringe Varianz zeigen. Beispielhaft zeigt Abbildung 4 die Ergebnisse eines Ringversuches für Pfähle im Sand, bei der die ermittelte Pfahllänge um rund 20 % variiert (Kłosiński 2010).

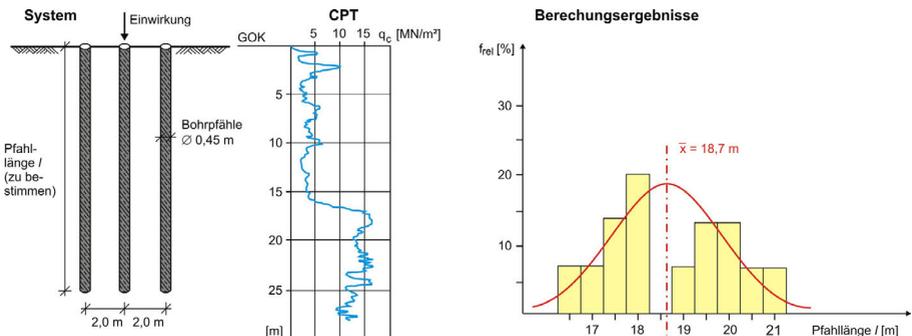


Abbildung 4: Ergebnisse eines Ringversuches für die Bemessung axial beanspruchter Bohrpfähle im Sand (nach: Kłosiński 2010)

Die zukünftige Überarbeitung des Kapitel 7 des EC 7-1 soll sich nach den Festlegungen der EG 7 an folgenden Prinzipien und Zielsetzungen orientieren:

1. Die Norm (Kapitel 7) soll weiterhin das Nachweiskonzept vorgeben und grundsätzliche Anforderungen an die Bemessung und Berechnung definieren, aber das Berechnungsverfahren nicht explizit und im Detail vorgeben.
2. Ein erklärtes Ziel ist es, die Nachweisverfahren ('Design Approaches') für die Pfahlbemessung in Europa zu harmonisieren. So soll im Hinblick auf die Nachweise der Sicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) angestrebt werden, sich auf ein Nachweisverfahren (i.e. DA2 oder DA2*) zu verständigen.
3. Letztlich entscheidend ist, dass bei der Pfahlbemessung europaweit das gleiche Zuverlässigkeitsniveau (Versagenswahrscheinlichkeit) erreicht wird unabhängig von den unterschiedlichen Nachweisverfahren (DA), Berechnungsverfahren, Teilsicherheits- und Modellfaktoren etc. Dies ist zu überprüfen und gegebenenfalls erforderliche Anpassungen vorzunehmen.
4. Es soll im Zuge der Überarbeitung des EC 7-1, Kap. 7, zudem angestrebt werden, die bisher national festgelegten Parameter (NDP), wie Teilsicherheitsbeiwerte, Modellfaktoren etc. so weit wie möglich zu harmonisieren.
5. Die gebräuchlichsten, d.h. europaweit am stärksten verbreiteten und anerkannten Berechnungsverfahren für die Ermittlung von Pfahlwiderständen und zur Bestimmung des Trag- und Verformungsverhaltens von Pfahlgründungen sollen in einem (informativen) Anhang zum EC 7-1 dokumentiert werden, um einen in der Praxis tätigen Ingenieur die Möglichkeit zu bieten, eine Pfahlgründung allein mit Hilfe des EC 7-1-Dokumentes zu bemessen; angedacht ist u.a. die 'Total Stress'-/ α -Methode und die 'Effektive Stress'-/ β -Methode für die Ermittlung des Widerstandes axial belasteter Pfähle (Moormann et al. 2011). Für die Berechnungsverfahren sollen zudem die zu berücksichtigenden Modellfaktoren in ihrer typischen Bandbreite angegeben werden.
6. In das Kapitel 7 „Pfahlgründungen“ des EC 7-1 sollen zukünftig ergänzende Regelungen für besondere, aber immer wieder relevante Aspekte der Bemessung von Pfahlgründungen, wie negative Mantelreibung, Tragverhalten und Widerstände von horizontal belasteten Pfählen, von Pfahlgruppen und von zyklisch/dynamisch belasteten Pfählen etc. zusätzlich aufgenommen werden bzw. bestehende Regelungen ergänzt werden.

Tabelle 3: Arbeitsprogramm für die Fortentwicklung des EC 7-1, Kapitel 7 „Pfahlgründungen“ (Vorschlag des TC 250 / SC 7 für CEN-Mandat)

Task Name:	Improved harmonization and guidance on pile design (SC7.D)	
Deliverable:	<ul style="list-style-type: none"> - Additions to the text and annexes of EN 1997-1 - New annexes to EN 1997-1 - Scientific and Technical Report 	
Outline Task Scope:	<ul style="list-style-type: none"> - Add precise guidance for common aspects of pile design; include widely-used calculation models for pile design based on existing national practice and recent research. - Harmonize partial and correlation factors used by different countries, to reducing barriers to trade. - Provide practical examples of best practice pile design to Eurocode 7 	
Starting documents:	EN 1997-1, plus corresponding National Annexes and NCCI documents from all CEN National Standards Bodies	
Subtask Ref	Sub-task name	Brief description, background and reasons for the work and additional comments / notes
1	Guidelines for common aspects of pile design	<p>Add to the standard new or more precise guidelines for common aspects of pile design, such as negative skin friction, lateral loads, pile groups and piled rafts, buckling, dynamic and cyclic loading, etc. These additional rules have to be elaborated. For seismic design of pile foundations a strong relation to EC 8 is planned.</p> <p>This work would build on the background research being undertaken by TC250/SC7's Evolution Group 7 for 'Pile Design'.</p>
2	Calculation methods for pile design	<p>Document the most commonly used calculation methods and formulas to determine pile resistance or behaviour for inclusion in (informative) annexes of EN 1997-1.</p> <p>Provide practical guidance to engineers attempting to design pile foundations to EN 1997-1. Provide recommended values of any model factors that are needed to ensure consistent levels of reliability. This work would build on the background research being undertaken by TC250/SC7's Evolution Group 7 for 'Pile Design'.</p>
3	Harmonization of NDPs for pile design (NPD = Nationally Determined Parameters)	<p>Review the contents of all countries' National Annexes plus available JRC data; collate values for NDPs where they differ from recommended values.</p> <p>Consult with different countries to understand rationale behind NDPs where they are significantly different from recommended values.</p> <p>Perform calculations to demonstrate significance of these variations in NDPs.</p> <p>Reduce the number of NDPs to an acceptable minimum.</p> <p>This work would build on the background research being undertaken by TC250/SC7's Evolution Group 8 for 'Harmonization' and would be performed in conjunction with task SC7.A (Simplification, harmonization, and improved ease of use of Eurocode 7 Parts 1 and 2)</p>
4	Practical pile design examples	Provide worked examples that illustrate best practice in pile design to EN 1997-1

Die entsprechenden zusätzlichen Regelungen sind noch zu erarbeiten.

7. Der bestehende Text des Kapitel 7 „Pfahlgründungen“ des EC 7-1 soll redaktionell überarbeitet werden mit der Zielsetzungen, die Formulierungen klarer und benutzerfreundlicher zu fassen, indem Wiederholungen gestrichen, Fehler ausgemerzt und der Text insgesamt auf die wesentlichen Grundsätze reduziert, d.h. gekürzt wird.

Die Festlegung dieser Prinzipien und Zielsetzungen stellt einen Kompromiss dar zwischen den insbesondere aus dem angelsächsischen Raum formulierten Anspruch, das Kapitel 7 des EC 7-1 in einer Form weiterzuentwickeln, dass alle maßgebenden Bemessungsanforderungen *und* Berechnungsverfahren durch zusätzliche zu erarbeitende Regelungen abgedeckt werden, und dem insbesondere von deutscher Seite wiederholt geforderten Ziel, die bestehenden normativen Regelungen klarer und kürzer zu fassen und vor allem auf die Grundlagen zu reduzieren, d.h. letztlich die vorhandenen Normentexte redaktionell zu überarbeiten und zu kürzen.

Auf der Basis der bisherigen Arbeit der Evolution Groups wird in der Antwort (‘Specific Mandate Response’) auf die Regelanfrage der Europäischen Kommission (EU) zur Überarbeitung des EC 7 vom TC 250 / SC 7 hinsichtlich des Kapitels 7 „Pfahlgründung“ vorgeschlagen, eine unabhängige Projektgruppe zu bilden, die sich mit der Aufgabe „Improved harmonization and guidance on pile design“ (‘Task SC7.D’) befassen soll. Als konkrete Unteraufgaben (‘Sub Tasks’) werden benannt:

- Überarbeitung und Ergänzung von grundsätzlichen Regelungen für die Bemessung von Pfahlgründungen;
- Dokumentation der am häufigsten benutzten Berechnungsverfahren für Pfahlgründungen inklusive der mit den Berechnungsverfahren bisher verbundenen Modellfaktoren;
- Harmonisierung der NPDs (‘Nationally Determined Parameters’), um die Anzahl unterschiedlicher Faktoren zu reduzieren und ein europaweit einheitliches Zuverlässigkeitsniveau zu erreichen;
- Erarbeitung von Berechnungsbeispielen, mit denen die Anwendung der Regelungen des EC 7-1, Kap. 7 verdeutlicht werden kann.

Die Details dieser für die Pfahlbemessung maßgebenden ‘Specific Mandate Response’, aus der sich das zukünftige Arbeitsprogramm für die Fortentwicklung des EC 7-1, Kapitel 7 „Pfahlgründungen“ ableitet, fasst Tabelle 3 zusammen.

4 Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ · „EA-Pfähle“

Der Arbeitskreis 2.1 „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), der in Personalunion zugleich Normenausschuss (NA 005-05-07 AA „Baugrund, Pfähle“) ist, hat sich unter der Leitung ihres Obmanns, Herrn Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert, im Hinblick auf die sich national und europäisch stark verändernde Regelungen entschlossen, zusammenfassende Empfehlungen zur Bemessung von Pfählen herauszugeben, in denen auch die vorliegenden Empfehlungen (u.a. zu Pfahlprobelastungen und 'Seitendruck auf Pfähle') und zahlreichen Fachveröffentlichungen zur Ausführung und Bemessung von Pfählen zusammengefasst werden sollten. Bereits die 2007 in erster Auflage erschienenen „Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ · EA-Pfähle“ (360 Seiten), die sich bezüglich der Pfahlbemessung noch an DIN 1054:2005-01 orientierten, stellen - auch wenn sie zunächst als 'zusammenfassender Entwurf' zu verstehen waren und seinerzeit zur probeweisen Anwendung empfohlen wurden - eine vollständige und umfassende Grundlage für die Berechnung, Prüfung und Bemessung sowie die qualitätsgesicherte Herstellung von Pfahlgründungen und einzelnen Pfahlsystemen zur Verfügung, so dass sie sich in der Ingenieurpraxis in der Tradition vergleichbarer Empfehlungen der DGGT (EAB, EBGE0 etc.) schnell als Regeln der Technik etabliert haben.

Mit der 2012 erschienenen 2. Auflage der EA-Pfähle wurden die Empfehlungen so überarbeitet, dass sie mit dem Handbuch EC7-1 hinsichtlich der Nachweisformen und Schreibweisen korrelieren. Für den Anwender stehen somit für den Entwurf und die Bemessung von Pfahlgründungen in sich konsistente und untereinander abgestimmte Regelungen zur Verfügung; diesbezüglich verweist auch DIN 1054:2010-12 an verschiedenen Stellen auf die „EA-Pfähle“, z.B. auf die Tabellenwerte der Pfahltragfähigkeiten aus Erfahrungswerten. Zugleich wurden in der 2. Auflage der „EA-Pfähle“ (498 Seiten) die Empfehlungen zu ausführungstechnischen Aspekten der europäischen Pfahl-Ausführungsnormen und zur Qualitätssicherung bei der Bauausführung (Kapitel 11 der „EA-Pfähle“) deutlich erweitert und ein neu erarbeitetes Kapitel 13 zum Tragverhalten und den Nachweisformen für Pfähle unter veränderlichen Einwirkungen ergänzt, das erstmalig Empfehlungen für die Erfassung des Tragverhaltens von Pfählen unter zyklischen, dynamischen und stoßartigen Belastungen zusammenfasst und so die Nachweisführung u.a. für Windenergieanlagen und im Verkehrswegebau erleichtert. Mit der 2. Auflage der „EA-Pfähle“ entfällt der Entwurfscharakter der 1. Auflage, so dass die Empfehlungen nunmehr analog zur EAB „Allgemein

anerkannte Regeln der Technik“ sind und als „Maßstab für einwandfreies technisches Verhalten“ zu betrachten sind, auch wenn nicht alle möglichen Sonderfälle abgedeckt werden können, in denen weitergehende oder einschränkende Maßnahmen oder Untersuchungen geboten sein können.

Derzeit bereitet der Arbeitskreis „Pfähle“ eine englischsprachige Fassung der „EA-Pfähle“ vor, die noch 2013 erscheinen soll und mit der sowohl dem hohen Interesse an den deutschen Empfehlungen entsprochen als auch die weitere Verbreitung der deutschen Erfahrungen und Bemessungsverfahren, aber auch der Regelungen für eine hochwertige technische Ausführung von Pfählen in Europa - auch mit Hinblick auf die Weiterentwicklung der europäischen Normen - gefördert werden soll.

Teil der zukünftigen Arbeit des Arbeitskreises „Pfähle“ wird die inhaltliche Fortentwicklung der „EA-Pfähle“ sein, wobei derzeit u.a. eine Fortschreibung der Empfehlungen zum Tragverhalten und Widerstand von Einzelpfählen, von Pfahlgruppen und von Pfählen unter zyklischen Einwirkungen diskutiert wird.

5 Entwicklung der europäischen Pfahl-Ausführungsnormen

Für die Herstellung von Pfählen und die Ausführung von Pfahlgründungen sind folgende Herstellungsnormen maßgebend:

- DIN EN 1536:2010-12
Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bohrpfähle
- DIN SPEC 18140:2010-12
Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1536:201012
- DIN EN 12699:2001-05 mit Berichtigung 1 von 2010-11
Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verdrängungspfähle
- DIN SPEC 18538:2012-02
Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 12699:2001-05,
- DIN EN 14199:2012-01
Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinem Durchmesser (Mikropfähle),
- DIN SPEC 18539:2012-02
Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 14199:2012-01.

Die europäischen Ausführungsnormen EN 12699 (Verdrängungspfähle) und EN 14199 (Mikropfähle) werden derzeit auf europäischer Ebene im Rahmen des CEN/TC 288 (Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau) überarbeitet. Diese Überarbeitung ist weit fortgeschritten, so dass in Kürze die formale Abstimmung (Enquiry) erfolgen wird und im Jahr 2014 mit einer Neuausgabe dieser Normen zu rechnen ist, wobei sich die Veränderungen im Wesentlichen auf den Korrosionsschutz bei Mikropfählen und Überarbeitungen bei den Verdrängungspfählen beziehen werden. Grundsätzlich wird das Ziel verfolgt, die nationalen ergänzenden Festlegungen (DIN SPEC-Fachberichte) im Zuge der Überarbeitung der Ausführungsnormen auf europäischer Ebene einfließen zu lassen. Die Ausführungsnorm EN 1536 (Bohrpfähle) steht erst 2015 zur Regelüberprüfung auf europäischer Ebene an, sie wird aber nach der formalen Abstimmung zur überarbeiteten Frischbetonnorm EN 206 (Anhang für Beton im Spezialtiefbau) im Sommer 2013 anzupassen sein.

Im europäischen Normenausschuss CEN/TC 341 (Geotechnische Untersuchungen) wird derzeit motiviert durch TC 288 ein neuer Entwurf der EN ISO 22477-1 (Statische axiale Pfahlprobelastungen) vorbereitet. Das Thema ist allerdings in der „EA-Pfähle“, Abs. 9, für die nationale Anwendung bereits umfassend behandelt.

6 Diskussion und Perspektiven

Die Darstellung der Entwicklungsperspektiven in der europäischen Pfahlnormung zeigt, dass sich die die Normungsarbeit auch zukünftig im Spannungsfeld diametraler Anforderungen entwickeln muss. Dabei kollidieren auf europäischer Ebene die Bestrebungen, das durch die Umstellung auf den EC 7 und die begleitenden Anwendungsdokumente und Empfehlungen stark erweiterte Regelwerk zu homogenisieren und deutlich zu straffen, mit Anforderungen, weitere Aspekte z.B. der Pfahlbemessung im Eurocode 7, Teil 1 zu regeln bzw. detaillierter zu behandeln, sowie den auf europäischer Ebene zu beobachtenden Tendenzen, nicht nur das Nachweis- und Sicherheitskonzept, sondern auch die Berechnungsverfahren europaweit einheitlich zu regeln.

Unstrittig dürfte dabei sein, dass Veränderungen am normativen Regelwerk, hier insbesondere an der entscheidenden Grundlagennorm Eurocode 7 nur auf europäischer Ebene erreicht werden können; nationale Initiativen werden ohne nachhaltige Wirkung bleiben, soweit es nicht gelingt, hierfür Verständnis und Unterstützung (Mehrheiten) auf europäi-

scher Ebene zu mobilisieren. Die gegenwärtig angelaufene Phase der Überarbeitung der europäischen Baunormen und hier des Eurocode 7 liefert dabei eine gute Chance, entsprechende deutsche Anregungen auf die europäische Ebene zu tragen, wofür die starke Präsenz deutscher Fachkollegen in den Evolution Groups des CEN / TC 250 / SC 7 eine gute Voraussetzung ist.

Der für Pfähle und Tiefgründungen gewählte Ansatz, neben den europäischen und nationalen Normen die für die Berechnung und Bemessung maßgebenden technischen Hinweise und Anwendungsregeln in einem separaten Regelwerk, hier der „EA-Pfähle“ zusammenzufassen, hat sich bewährt und bietet wesentliche Vorteile: Zum einen kann auf diese Weise der Normtext auf die verbindlichen normativen Festlegungen reduziert werden, während in der „EA-Pfähle“ alle für die Bemessung in der Praxis notwendigen Anwendungsregeln und Empfehlungen zusammengestellt, ergänzende Hinweise formuliert, Verweise auf weiterführende Literaturquellen zitiert und die Anwendung mit Bemessungsbeispielen verdeutlicht werden kann. Zum anderen steht mit den Empfehlungen ein Regelwerk zur Verfügung, das deutlich schneller an aktuelle technische Entwicklungen, neue Forschungsergebnisse und Praxiserfahrungen angepasst werden kann, als dies bei einer europäischen Norm möglich wäre. Zudem bietet eine Empfehlung auch mehr Flexibilität neben den Festlegungen einer Norm, zu denen es im Regelfall keine Alternativen gibt, auf alternative Bemessungsansätze und Varianten hinzuweisen.

Insoweit könnte dieser national gewählte Ansatz auch für die Fortentwicklung des EC 7-1, zumindest für das Kapitel 7 „Pfundgründungen“ Vorbildcharakter haben, indem die Norm eben nicht um weitere zusätzlich Regelungen ergänzt und ausgeweitet, sondern auf die Grundsätze reduziert wird und stattdessen entsprechende Anwendungsregeln in ein separates (europäisches) Regelwerk (Empfehlungen) aufgenommen werden, das dann auch flexibler die unterschiedlichen Erfahrungen und Voraussetzungen für unterschiedliche, häufig national geprägte Berechnungsverfahren darstellen könnte.

Literatur

De Cock, F.; Legrand, C. (Eds.) (1997): Design of axially loaded piles – European practice. *Proc. of the ERTC3 Seminar, Brussels, Belgium, 17-18 April 1997, A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 377 S.*

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, AK 2.1 (Hrsg.): „Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ · EA-Pfähle“. *Ernst & Sohn, Berlin, 1. Auflage, 2007*

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, AK 2.1 (Hrsg.): „Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ · EA-Pfähle“. *Ernst & Sohn, Berlin, 2. Auflage, 2012*

Handbuch EC 7-1 (2011): Handbuch Eurocode 7 – Geotechnische Bemessung, Band 1 · Allgemeine Regelungen. *1. Auflage, Beuth Verlag, Berlin, 2011.*

Kempfert, H.-G. (2009): Pfahlgründungen. *Kapitel 3.2 in: Grundbautaschenbuch, Teil 3, 7. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2009, S. 73-277.*

Kłosiński, B. (2010): Evaluation of Eurocode 7 – Example 2.6: Pile in sand. *2nd Int. Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Pavia, Italy, April 2010, 9 S.*

Moormann, Chr.; Naesgaard, E.; Fellenius, B.H. (2011): Empirische Bemessungsverfahren für axial beanspruchte Pfähle im internationalen Vergleich. *Pfahlsymposium 2011, 17.-18. Februar 2011, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 94, S. 423-448.*

Schuppener, B. (2012): Kommentar zum Handbuch Eurocode 7 - Geotechnische Bemessung: Allgemeine Regeln. *1. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2009.*

Schütz, K.G. (2011): Normen: Technikregeln oder Regelungsmonster? Initiative Praxis-RegelnInBau. *Deutsches Ingenieurblatt, 18 (5), S. 30-32.*

van Seters, A. (2010): Evaluation of Eurocode 7 – Example 2.3: Pile in clay. *2nd Int. Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Pavia, Italy, April 2010, 9 S.*

Autor

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

christian.moormann@igs.uni-stuttgart.de

Institut für Geotechnik (IGS)

Universität Stuttgart

www.uni-stuttgart.de/igs/

Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart

Tel.: 0711 / 685-62437

Einzel- und Gruppenprobelastungen an Ortbetonpfählen in Hamburger Geschiebemergel

Dr.-Ing. Fabian Kirsch, Dipl.-Ing. Margret Krings

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

Dipl.-Ing. Thomas Hecht, DEGES GmbH, Berlin

Dipl.-Ing. Stefan Maretzki, Bilfinger Spezialtiefbau GmbH, Hamburg

1 Zusammenfassung

Mit den in diesem Beitrag vorgestellten Untersuchungen wird eine Optimierung der für das Bauvorhaben „6-/8-steifiger Ausbau der BAB A7“ in Hamburg erforderlichen Pfahlgründungen von Ingenieurbauwerken möglich. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass durch den Einsatz von Mantelverpressungen die Mantelwiderstände, insbesondere im Geschiebemergel, um den Faktor 4 bis 8 ansteigen können. Für die örtlichen Verhältnisse konnten die für die weitere Planung anzusetzenden Kennwerte von verpressten und unverpressten Ortbetonbohrpfählen sicher ermittelt werden. Vergleichende dynamische Pfahlprüfungen zeigten eine gute Übereinstimmung in Bezug auf die ermittelten Tragfähigkeiten, so dass in weiteren Schritten von einer Kalibrierung der Methode an statischen Probelastungen auf dem gleichen Baufeld ausgegangen werden kann, wenn in Bezug auf die Verformungen die bei den Tests ermittelten Anpassungsfaktoren verwendet werden.

In Bezug auf die Pfahlgruppenwirkung von in Reihe angeordneten Bohrpfählen mit einem Achsabstand von $2 \cdot D$ in dem anstehenden Geschiebemergel zeigte sich, dass der Mantelwiderstand des Gruppenpfahles dem des Einzelpfahles entspricht, der Pfahlfußwiderstand bei gleichen Verformungen jedoch auf ca. 60 % absinkt.

2 Bauvorhaben und Veranlassung

Im Stadtgebiet von Hamburg zwischen der Anschlußstelle Hamburg-Othmarschen und der Landesgrenze zu Schleswig-Holstein ist auf einer Länge von rund 11 km die Erweiterung der BAB A7 auf acht bzw. sechs Fahrstreifen vorgesehen.

Die Maßnahme wird in die Abschnitte Othmarschen, Stellingen und Schnelsen unterteilt (vgl. Abb. 1). Im Zuge der Verbreiterung sind zahlreiche Überführungsbauwerke umzugestalten bzw. neu zu errichten.



Abbildung 1: Übersicht.

Die Ausbaustrecke verläuft im dicht besiedelten Hamburger Stadtgebiet, sodass sehr hohe Anforderungen an den Lärmschutz zu erfüllen sind. Aus diesem Grund sind entlang der Trasse drei sogenannte „Deckel“ geplant. Dabei handelt es sich um Lärmschutztunnel, die in offener Bauweise als Rahmenbauwerke ohne Sohle errichtet und anschließend überschüttet werden (vgl. Abb. 2).

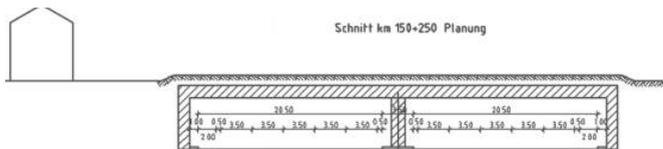


Abbildung 2: Schema Lärmschutztunnel – „Deckel“ (aus [BUNG]).

Es ist vorgesehen, die Rahmenstiele der Lärmschutztunnel auf Pfählen tief zu gründen. Auch zahlreiche Überführungsbauwerke und Lärmschutzwände müssen tief gegründet werden. Zur Optimierung dieser Tiefgründungen und zur Absicherung der Bemessungsansätze wurden im Zuge der Planung umfangreiche Pfahlprobebelastungen durchgeführt.

3 Baugrundverhältnisse

3.1 Allgemeiner Überblick

Der gewachsene Boden im Untersuchungsgebiet besteht aus holozänen Schichten (Feinsand sowie untergeordnet Mudde und Torfe) über pleistozänen Sanden und Geschieben. Die Quartärbasis liegt bei rd. 20 m bis 30 m unter Gelände. Darunter folgen tertiäre Tone und Schluffe. Die pleistozänen Sande sind mitteldicht bis dicht gelagert. Es handelt sich um weit bis intermittierend gestufte Mittel- bis Grobsande. Sie werden von pleistozänen Geschieben durchzogen. Bei den jüngeren holozänen Sanden handelt es sich um locker bis mitteldicht gelagerte, vorwiegend enggestufte Fein- bis Mittelsande.

3.2 Baufeld der Pfahlprobekbelastung

Im Ergebnis einer umfangreichen Standortprüfung wurde für die Pfahlprobekbelastungen das Baufeld für ein geplantes Regenrückhaltebecken im Planungsabschnitt Stellingen gewählt, da es die Untergrundverhältnisse repräsentativ für einen Großteil der Gesamtstrecke abbildet und verkehrlich gut zu erreichen ist. Das Probekbelastungsfeld liegt unmittelbar nördlich der Brücke der sogenannten Güterumgehungsbahn auf der westlichen Seite der Autobahn (vgl. Abb. 3).

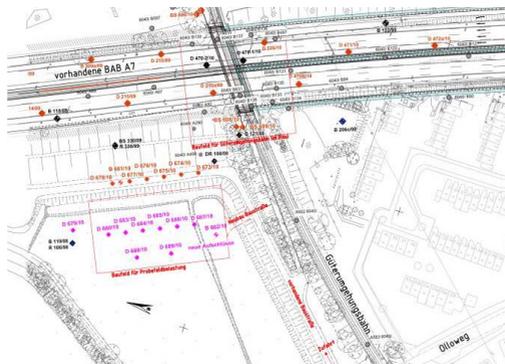


Abbildung 3: Baufeld für die Pfahlprobekbelastung.

In diesem Bereich steht der Geschiebemergel oberflächennah und in ausreichender Mächtigkeit an, um repräsentative Aussagen über dessen Tragverhalten treffen zu können. Auch die relevanten unterlagernden Sande sind ausreichend mächtig und flächendeckend vorhanden, im Liegenden der Sande folgt wieder Geschiebemergel.

Ziele der Untersuchungen in dem vorgelagerten Probefeld waren entsprechend:

- Ermittlung von Bruchwerten der Mantelreibung und des Spitzendruckes von Ortbohrbohrpfählen unter den örtlichen Randbedingungen,
- Untersuchung der Wirkung von Mantelverpressungen in den anstehenden Böden im Hinblick auf die Erhöhung des Pfahlmantelwiderstandes,
- Ermittlung des Gruppenverhaltens von in Reihe angeordneten Bohrpfählen mit einem Achsabstand von $2 \cdot D$,
- Ermittlung des charakteristischen Lastabtragsverhaltens von lateral beanspruchten Bohrpfählen und der horizontalen Bettung,
- Kalibrierung der Ergebnisse von dynamischen Probebelastungen zur Ermittlung der axialen Tragfähigkeit an den hier vorgenommenen statischen Probebelastungen, um für spätere Nachweise die entsprechenden Streuungs- und Modellfaktoren gemäß DIN 1054:2010-12 ansetzen zu können.

Insgesamt wurden zu diesem Zweck drei statische instrumentierte Axialprobebelastungen (P1, P2 und P3), drei dynamische Pfahltests an ebendiesen Pfählen, eine statische instrumentierte Gruppenprobebelastung an einer Dreiergruppe (G1, G2 und G3) sowie zwei statische Horizontalprobebelastungen (H1 und H2) durchgeführt (vgl. Abb. 5). Wegen des Umfangs werden die horizontalen Probebelastungen in diesem Beitrag nicht weiter behandelt.

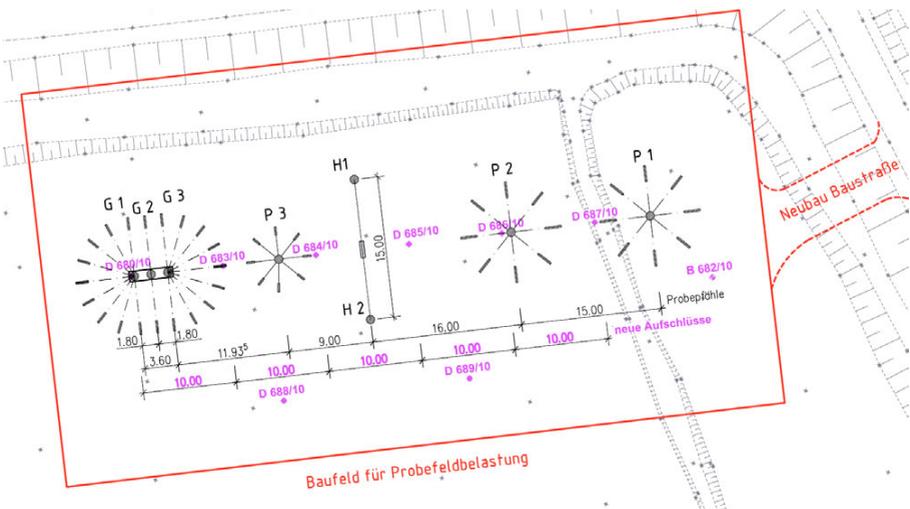


Abbildung 5: Skizze des Baufeldes.

4.2 Versuchspfähle und messtechnische Ausstattung

Insgesamt wurden entsprechend sechs vertikale Probepfähle mit einem Durchmesser von 90 cm und Längen zwischen rd. 10 m und rd. 25 m unter OK Arbeitsebene hergestellt.

Tabelle 1: Bezeichnung der Versuchspfähle.

Pfahlnr.	P1	P2	P3	G1	G2	G3
Durchmesser	90 cm					
Herstellung	bis Endtiefe verrohrt mit Wasserauflast					
GOK [mNN]	12,50	12,46	12,27	12,39		
Länge [m]	25,0	25,0	10,0	10,0		
Mantelverpressung	Nein	Ja	Nein	Nein		

Die Pfähle P1 und P2 waren baugleich, beim Pfahl P2 wurde zusätzlich eine Mantelverpressung über die gesamte Pfahllänge ausgeführt. Für die Mantelverpressung galt als Abbruchkriterium je Verpressöffnung (1 Stck./ 2 m²) eine Verpressmenge von 200 l bzw. eine Verpressdruck von über 30 bar. Im unteren Mergel war der Verpressdruck als Abbruchkriterium maßgebend, im Sand und oberen Mergel die Verpressmenge. Im oberen Mergel traten bei den oberflächennahen Verpressöffnungen Umläufigkeiten auf. Alle Einzelpfähle waren entlang des Pfahlschafts in mehreren Ebenen mit Dehnungsaufnehmern und am Pfahlfuß mit einer Druckmessdose instrumentiert (vgl. Abb. 6).



Abbildung 6: Druckmessdose und Dehnungsaufnehmer.

Bei den Pfählen G1 bis G3 der „Pfahlgruppe“ wurden keine Druckmessdosen am Pfahlfuß angeordnet. Nur entlang des Pfahlschafts wurden in drei Ebenen jeweils drei Dehnungsaufnehmer montiert.

4.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgte gemäß den Vorgaben der EA-Pfähle und wurde bei allen Versuchen mit vertikaler Belastung nach dem gleichen Schema durchgeführt. Zunächst wurde eine Vorlast aufgebracht und die Belastung in gleich großen Stufen bis etwa zur halben prognostizierten Maximallast erhöht. Dann wurde bis auf die Vorlast entlastet und die Last erneut in gleichen Stufen bis zum Bruch gesteigert. Die Lasteinleitung erfolgte über mit Verpressankern in den Sanden rückverankerten Belastungskronen (vgl. Abb. 7 und 8).



Abbildung 7: Belastungskrone Einzelpfähle (während des Aufbaus).

Die Pfahlkopfverschiebungen wurden an drei Punkten über mechanische Messuhren und induktive Wegaufnehmer redundant erfasst. Zusätzlich erfolgte ein unabhängiges Nivellement. Die Messwerterfassung der Kraftmessdosen, der induktiven Wegaufnehmer, der Dehnungsgeber und der Druckmessdose am Pfahlfuß erfolgte als kontinuierliche Überwachung mit digitaler Aufzeichnung.

Jede Laststufe wurde solange konstant gehalten, bis zum einen die Setzungen abgeklungen waren und zum anderen aus der Auftragung der Zeit-Setzungslinie ein eindeutiges Kriechmaß ermittelt werden konnte.



Abbildung 8: Kopfbalken und Belastungskrone Pfahlgruppe (nach Versuchsende).

5 Auswertung und Ergebnisse

5.1 Anzusetzender Elastizitätsmodul

Der für die Berechnung der Normalkräfte aus den gemessenen Stauchungen anzusetzende E-Modul wurde durch den Vergleich zwischen der eingeleiteten Kraft und der Stauchung in der obersten von Bodenwiderständen unbeeinflussten Messebene für die Pfähle P1 bis P3 zu 30.000 MN/m^2 und für die Pfähle G1 bis G3 zu 32.000 MN/m^2 ermittelt. An Probekörpern wurden E-Moduln zwischen 27.500 MN/m^2 und 36.700 MN/m^2 ermittelt. In die weitere Auswertung geht der jeweils durch den Vergleich der obersten Messebene mit der eingetragenen Kraft bestimmte E-Modul ein.

5.2 Vertikalpfähle mit und ohne Mantelverpressung

Für die Auswertung und Interpretation der Ergebnisse wird nachfolgende Einteilung der Baugrundsichten bzw. Messgeberebenen verwendet:

- oMG(1) oberer Geschiebemergel (Differenzen zwischen 1. und 2. Geberebene)
- oMG(2) oberer Geschiebemergel (Differenzen zwischen 2. und 3. Geberebene)
- Sand Sand (Differenzen zwischen 3. und 4. Geberebene)
- uMG unterer Geschiebemergel (Differenzen zwischen 4. und 5. Geberebene)

Nachfolgende Abbildung 9 zeigt den Vergleich der beiden 20 m langen Pfähle P1 und P2, von denen P2 mit einer über die gesamte Höhe ausgeführten Mantelverpressung ertüchtigt wurde. Durch diese Maßnahme konnte die Grenztragfähigkeit um ca. 60% erhöht werden. Der Spitzendruckanteil beläuft sich mit ca. 1,9 MN auf lediglich 12% bzw. 20% der Gesamttragfähigkeit.

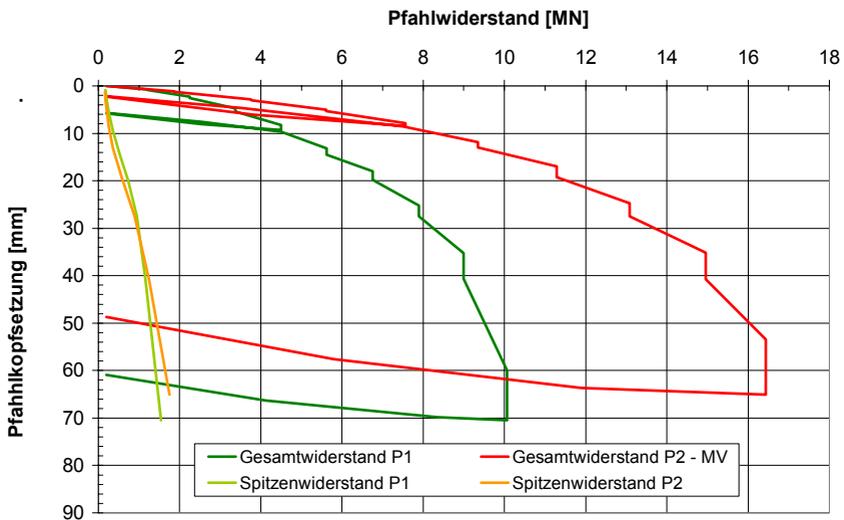


Abbildung 9: Widerstands-Setzungsdiagramme der Pfähle P1 und P2.

Die Wirkung der Mantelverpressung ist dabei insbesondere in den bindigen Mergelschichten unterhalb der Sande von Bedeutung. Durch die Mantelverpressung konnte die Mantelreibung zwar auch im Sand um rd. 30% erhöht werden, im Bereich der gebräuchlichen Pfahlkopfsenkungen zeigt sich jedoch fast kein Unterschied (siehe auch Abb. 11). Erst bei großen Verformungen konnte eine nennenswerte Verbesserung der Mantelreibung erreicht werden. Im „unteren Mergel (uMG)“ konnte durch die Mantelverpressung eine sehr deutliche Erhöhung der Mantelreibung erreicht werden.

Die für den unverpressten Pfahl P1 ermittelte Mantelreibung lag bei rd. 0,05 MN/m². Für den mantelverpressten Pfahl P2 wurde als Maximalwert eine Mantelreibung von ca. 0,45 MN/m² bei einem Residualwert von 0,35 MN/m² ermittelt. Die Mantelreibung im verpressten Geschiebemergel fällt nach Erreichen des Peakwertes wieder deutlich ab, so dass der Maximalwert nicht in die Bemessung eingeführt werden sollte (vgl. Abb. 10).

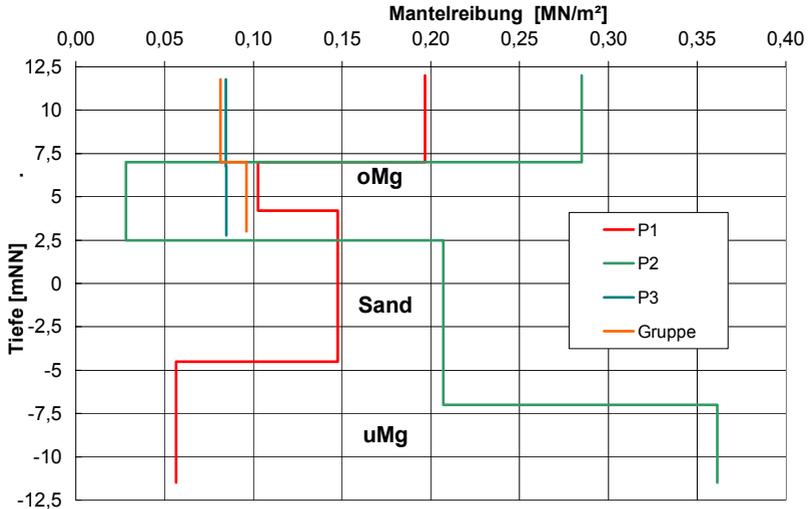


Abbildung 10: Ermittelte Grenzmantelreibungen.

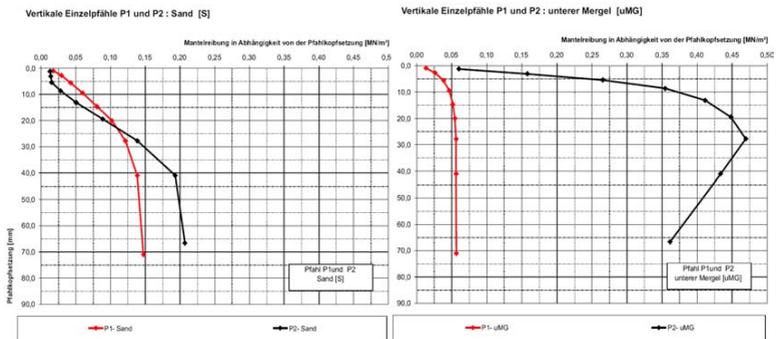


Abbildung 11: Entwicklung der Mantelreibung mit zunehmender Verschiebung.

Die nachfolgenden Tabellen fassen die in den Probelastungen ermittelten Bruchwerte von Mantelreibung und Spitzendruck aus den Einzelpfahlprobelastungen zusammen.

Tabelle 2: Gemessene Pfahlsitzenwiderstände.

Pfahlkopfsetzungen [mm]	Pfahlsitzenwiderstand q_b [MN/m ²]		
	P1 (uMg)	P2 (uMg)	P3 (oMg)
10 (0,01 · D)	0,5	0,4	0,4
15 (0,017 · D)	0,8	0,6	0,7
20 (0,022 · D)	1,1	0,9	0,9
25 (0,028 · D)	1,3	1,1	1,0

Tabelle 3: Gemessene Bruchwerte der Pfahlmantelreibung.

Bodenschicht	Pfahlmantelreibung q_s [MN/m ²]		
	P1	P2	P3
oMG(1)	(0,2)	(0,3)	0,08
oMG(2)	0,10	0,03	0,08
S	0,15	0,18	-
uMG	0,05	0,35	-

5.3 Pfahlgruppe

Bei der Pfahlgruppe waren die drei Pfähle G1, G2 und G3 mit einem Achsabstand von 1,8 m = 2·D über einen starren Kopfbalken miteinander verbunden. Der Kopfbalken war so dimensioniert, dass unter Berücksichtigung des Lastausbreitungswinkels im Beton alle drei Pfähle die gleiche Belastung erhielten. Unter der aufgebrachtten Maximallast von 10,25 MN zeigte die nur in den oberen Mergel einbindende Pfahlgruppe eine Pfahlkopfssetzung von 99 mm. Diese Belastung konnte jedoch nicht konstant gehalten werden und musste vorzeitig abgebrochen werden. Die größte normal aufbringbare Laststufe betrug 9 MN.

Im Vergleich dazu zeigte unter der Maximallast von 4,45 MN der ebenfalls nur in den oberen Mergel einbindende Pfahl P3 eine Pfahlkopfssetzung von knapp 100 mm. Die größte bis zum Abklingen der Setzungen aufbringbare Laststufe betrug 3,94 MN bei einer Pfahlkopfssetzung von 70 mm. Der dabei gemessene Pfahlfußwiderstand betrug etwa 1,8 MN (vgl. auch Tab. 2).

Nachfolgende Abbildung 12 zeigt die beiden Widerstands-Setzungenlinien der Pfahlgruppe bzw. von Pfahl P3. Die Grenzlast der 3er-Gruppe beträgt ca. das 2,25-fache des Einzelpfahles.

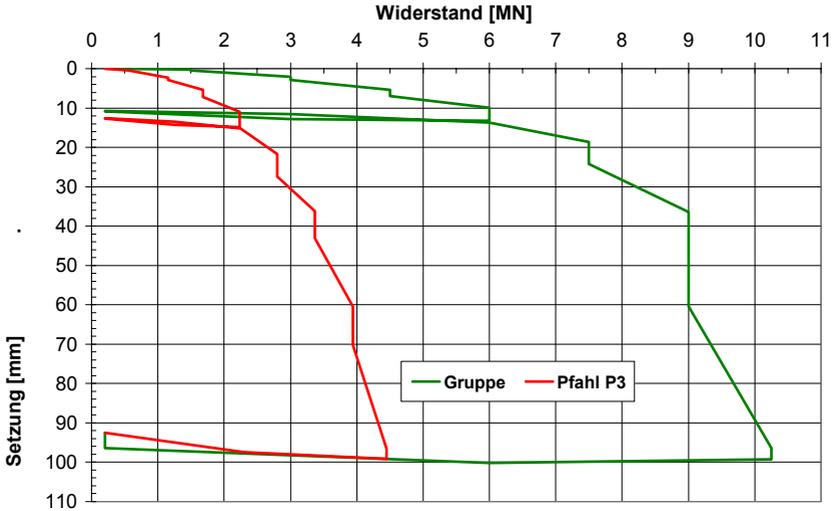


Abbildung 12: Widerstands-Setzungenlinien von Einzelpfahl P3 und Pfahlgruppe.

Im Vergleich der gemessenen Längenänderungen und der daraus errechneten Normalkräfte entlang der Pfahlachse zeigt sich, dass alle 3 Pfähle unabhängig von ihrer Position in der Pfahlgruppe annähernd gleiche Belastungen erhalten und ihre Lasten auch in gleicher Weise an den Baugrund abgeben (vgl. Abb. 13). Es kann also bei einem Abstand von 2·D davon ausgegangen werden, daß sich Randpfahl und Mittenpfahl einer Pfahlreihe etwa gleich verhalten.

Ein Vergleich der beiden möglichen Grenzzustände in Bezug auf die Mantelreibung mit:

(A) $U_{Ges} = 3 \cdot \pi \cdot D = 9,42 \cdot D$ (drei „Einzelpfähle“) und

(B) $U_{Ges} = 8 \cdot D + \pi \cdot D = 11,14 \cdot D$ („Umhüllende“)

zeigt die Plausibilität des „Einzelpfahlverhaltens“ eines jeden Gruppenpfahles, da auf diese Weise die wirksame Mantelfläche ein Minimum wird. Der Unterschied im Tragverhalten zwischen dem Einzelpfahl und der Pfahlreihe spiegelt sich hier also vornehmlich im Lastabtrag im Pfahlfußbereich wieder.

Während der Pfahl P3 im Grenzzustand ca. 45% der Beanspruchung (1,8 MN) über den Pfahlfuß abträgt, trägt die Gruppe lediglich gut 35% (3·1,1 MN = 3,3 MN) im Bereich der Pfahlfußebene ab.

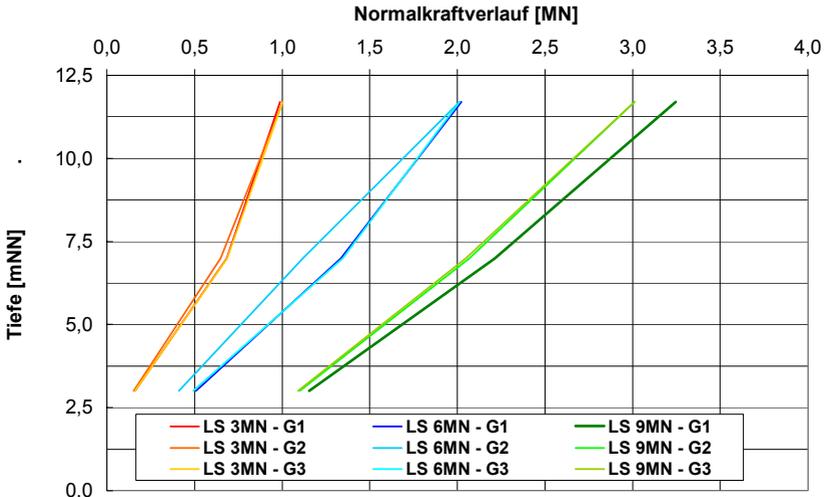


Abbildung 13: Vergleich der Axialkräfte in den Gruppenpfählen.

Im Ergebnis der Untersuchungen zur Gruppenwirkung bei in Reihe angeordneten Bohrpfählen mit $D = 90$ cm und einem Achsabstand von $2 \cdot D$ lässt sich für die hier untersuchte Geometrie mit Pfahllängen von 10 m, also einen L/D -Verhältnis von ca. 11 im Hamburger Geschiebemergel feststellen, dass die einzelnen Pfähle der Gruppe in etwa den gleichen Mantelwiderstand wie der Einzelpfahl entwickeln, die Pfahlfußwiderstände im Vergleich zum Einzelpfahl bei entsprechend gleichen Verformungen jedoch auf ca. 60% der Werte des Einzelpfahles absinken.

5.4 Ergebnisse dynamischer Probelastungen

An den Vertikalpfählen P1, P2 und P3 wurden ca. 3 Wochen nach Durchführung der statischen Probelastung dynamische Pfahltests durchgeführt [DUBA]. Die Tests erfolgten unter Verwendung eines am Pfahlkopf applizierten Fallgewichtes mit einer Fallmasse von 16 to (vgl. Abb. 14).

Die Ergebnisse der dynamischen Pfahlprüfung wurden in Bezug auf die Widerstandsetzungslinie durch Verwendung eines Anpassungsfaktors für den Geschiebemergel kalibriert.



Abbildung 14: Fallgewicht für dynamische Probelastungen.

In Bezug auf die Messwerte der Pfahlwiderstände R_m wurden die in den statischen Probelastungen ermittelten Grenzlaster in guter Näherung reproduziert, Abweichungen wurden insbesondere in Bezug auf den Pfahlsitzenwiderstand festgestellt, der in den dynamischen Tests deutlich höher als in den statischen Probelastungen ausfällt (vgl. Tab. 4).

Tabelle 4: Ergebnisse der dynamischen Pfahltests.

	gemessener Pfahlgesamtwiderstand R_m [MN]	gemessener Pfahlsitzenwiderstand [MN]	gemessener Pfahlmantelwiderstand [MN]
Pfahl P1	9,4	2,8	6,6
Pfahl P2	11,8	3,7	8,1
Pfahl P3	4,2	2,3	1,9

Literatur

Arbeitskreis AK 2.1 „Pfähle“; EA- Pfähle, 2. Aufl.; *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2012)*

BUNG Ingenieure AG Dresden; A7 , 6-/8-streifiger Erweiterung von der AS HH-Othmarschen bis zur Lgr HH/SH, Planungsabschnitt Stellingen, Vorentwurf; *unveröffentlicht*

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH; A7 , 6-/8-streifiger Erweiterung von der AS HH-Othmarschen bis zur Lgr HH/SH, Pfahlprobelastung im Abschnitt Stellingen - Versuchsauswertung ; *unveröffentlicht (2012)*

Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH Hamburg; A7 , 6-/8-streifiger Erweiterung von der AS HH-Othmarschen bis zur Lgr HH/SH, Dokumentation Statische Probebelastungen; *unveröffentlicht (2012)*

DUBA Pile Control AG Monterod; Probelastung A7 Olloweg, 22527 Schnelsen – Schlussbericht über die Tragfähigkeit der Pfähle mittels dynamischer Methode; *unveröffentlicht (2012)*

Autoren

Dr.- Ing. Fabian Kirsch	kirsch@gudconsult.de
Dipl.- Ing. Margret Krings	krings@gudconsult.de
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH Dudenstr. 78, 10965 Berlin	Tel.: 030 789089 - 0
Dipl.- Ing. Thomas Hecht	hecht@degges.de
DEGES GmbH Zimmerstr. 54; 10117 Berlin	Tel.: 030 202 43 – 0
Dipl.- Ing. Stefan Maretzki	stefan.maretzki@bilfinger.com
Bilfinger Spezialtiefbau GmbH Hans-Duncker-Str. 10; 21035 Hamburg	Tel.: 040 229 257 - 0

Seit 1980

Gutachten und Beratung

Baugrunderkundung
Geotechnik
Umweltgeotechnik
Altlasten
Boden- und Bauwerksdynamik
Geothermie

Die Ingenieure und Geologen der GuD Consult erkunden den Baugrund und beraten im Hinblick auf sämtliche geotechnischen Aspekte der geplanten Baumaßnahme, damit der Baugrund nicht zu einem Risiko wird. Neben der sicheren und wirtschaftlichen baulichen Lösung stellt die Umwelt ein wichtiges Thema in unserer täglichen Arbeit dar. Wir sorgen mit unseren Analysen im besten Fall für eine Befreiung vom Altlastenverdacht, oder für einen sicheren Umgang mit Altlasten durch Sanierung, Einschließung oder Versiegelung.

Planung

Baugruben
Gründungen
Tunnel, Ingenieurbau
Hafen- und Wasserbau
Sanierung, Rückbau

Unser Wissen über den Baugrund setzen wir auch als Planer geotechnischer Strukturen um – mit sicheren und kosteneffizienten Lösungen für Baugruben und Gründungen oder mit Planungen von Baugrundverbesserungen. Nachhaltige Energieformen wie Geothermie und Windkraft sind ebenfalls ein wichtiger Teil unserer Projektarbeit. Auch Rückbauplanungen oder die Sanierungsplanung von schadstoff- und altabfallbelasteten Grundstücken und Bauwerken gehören zu unserem Verständnis von Nachhaltigkeit im Bauwesen.

Bauüberwachung

Bauoberleitung
Qualitätssicherung
Monitoring
Messtechnik

Nach den Regeln der Technik überwachen wir die Bauausführung sowie die Sicherheit am Bau und achten auf die Einhaltung des Zeit- und Kostenrahmens. Dabei gewährleistet unsere Qualitätssicherung eine lückenlose Kontrolle und Dokumentation der Prozesse. Unsere Leistungen reichen von geotechnischen Messungen bis hin zu statischen und dynamischen Tragfähigkeitsnachweisen auch bei anspruchsvollen Bau- und Gründungsmethoden. Mit moderner Meß- und Datentechnik überwachen wir auch die Erschütterungsemission aus Verkehr und Bautätigkeit.



Baugrubenplanung
Zoofenster, Berlin



Pfahlprobelastungen
Bahnstrecke Augsburg – Olching



Überwachung der Pfahlherstellung
Kraftwerksneubauten in Gujarat, Indien

Geotechnische Randbedingungen bei der Pfahlgründung des hafenseitigen Wellenbrechers LNG-Terminal Swinemünde, Polen

Dipl.-Ing. Tätje Ommen

HOCHTIEF Solution AG, Hamburg

1 Einleitung

Der voll ausgestattete Terminal wird im Juni 2014 fertiggestellt sein und wird von da an das Flüssiggas über Rohrleitungen in ganz Polen vertreiben. Die Anlage besteht im Wesentlichen aus drei verschiedenen Baukomponenten, dem Terminal an Land, der Hafeninfrastuktur und einem Wellenbrecher, der den Hafen vor dem Einfluss von Wetter und Wellen schützen soll.

Dieser Aufsatz beschreibt die Planung und die einzelnen Baufolgen der Gründung für den neuen Hafen. Das Baustellenschild in Abbildung 1 zeigt das Bauvorhaben als Visualisierung mit dem Terminal im Vordergrund und dem 3 Kilometer langen westlichen Wellenbrecher mit Anlegemöglichkeiten für die Gastanker. Das Hafenbecken wird durch Einbeziehung des vorhandenen westlichen Wellenbrechers gebildet. Der Standort befindet sich östlich, direkt neben der Mündung der Swina in die Ostsee.



Abbildung 1: Bauschilde LNG Swinemünde

Die kombinierte Spundwand wird mit Schrägpfählen mit einer Länge von bis zu 37 Meter und mit Klappankern verankert. Der Ankeranschluss erfolgt über eine Rohrtraverse (Abbildung 3).



Abbildung 3: Schrägpfahlanschluss

Die zweite Pfahlreihe (Reihe B) besteht aus Rohrpfählen mit einem Durchmesser von 1.220 mm bzw. zum Teil aus vorgefertigten Betonpfählen und wurde in einem Abstand von 11,0 Meter hinter der Reihe A errichtet. Die kombinierte Spundwand und die zweite Pfahlreihe bilden die Gründung des Überbaus. Dieser besteht aus einer massiven Betonstruktur von 13,0 Meter Breite mit einer integrierten Schutzmauer auf der Rückseite. Die Oberkante des Überbaus liegt bei 3,0 Meter und der Schutzmauer bei 6,50 Meter. Der letzte Teil des Wellenbrechers hat keine integrierte Kaimauer. In diesem Bereich ist der Überbau flach, direkt auf den Kern des Wellenbrechers gegründet.

Um auch unter schwierigen Bedingungen beim Betonieren eine Betonoberfläche von hoher Qualität zu erhalten, werden vorgefertigte Betonfertigteile für den Überbau verwendet. Die Elemente wurden sowohl am Kaikopf als auch an der rückseitigen Schutzmauer verwendet. Je nach Lage wird die Wellenbrecherstruktur eine Breite von bis zu 85 Meter haben. Der Spundwandkern, der aus Steinmaterial 1–200 mm besteht, wird durch zwei Oberschichten aus Steinen unterschiedlicher Körnungen und einer Deckschicht aus Betonelementen (X-Blocks bzw. Tetrapoden) geschützt. Die Abmessungen der Betonele-

mente werden hauptsächlich auf Basis der zu erwartenden Wellenbedingungen basierend auf dem 100jährigen Sturmereignisses ermittelt. Diese Berechnung zeigt, dass die Bemessungswelle als Mittelwert der höchsten Wellen die in 30% der Beobachtungszeit überschritten werden, je nach betrachtetem Bereich des Wellenbrechers, bis zu $H_s = 3,95$ m hoch anzusetzen ist. Der Fuß des Wellenbrechers wird in einem Graben platziert, um einen hohen Schutz vor Kolkbildung zu gewährleisten. Um die Steinschichten zu stabilisieren und sie vom natürlichen Boden zu trennen, werden Geotextilien eingesetzt.

Die Hafeninfrastruktur ist für Schiffe von einer Länge bis zu 300 Meter und einer Ladekapazität von bis zu 200.000 m³ ausgelegt. Die Anlande-Plattform wird neben der Anlegevorrichtung mit Dalben und einer Verbindungsbrücke platziert. Diese Plattform mit Abmessungen von etwa 60 m x 60 m bietet Platz für das Betriebsgebäude, Kanäle, Kammern und elektrische Einrichtungen. Die angefüllte Plattform besteht aus einer verankerten Spundwandkonstruktion mit Betonüberbau. Eine Jetty-Konstruktion trägt das Rohrsystem, das das entladene Gas zum Terminal an Land transportiert. Auf einer zweiten Plattform (80 m x 55 m) ist eine Wasseraufnahmekammer für das Kühlungssystem und den Brandschutz integriert. Sie enthält ebenfalls verschiedene Betriebsgebäude.

Das LNG-Terminal an Land befindet sich circa 800 Meter landeinwärts. Es wird auf einer Fläche von etwa 38 Hektar errichtet. In der ersten Ausbaustufe wird das Terminal zwei Lagerbehälter mit einer Kapazität von jeweils 160.000 m³ enthalten. Der Anschluss des Terminals an das vorhandene polnische Gasversorgungsnetz erfolgt mit einer Hochdruckrohrleitung mit einem Durchmesser von 800 mm und einer Länge von 80 km.

3 Planung

3.1 Baugrundbedingungen

Der Boden im Baufeld weist vier geotechnische Schichten auf (Abbildung 4). Er besteht hauptsächlich aus feinem oder schluffigem Sand mit dichter Lagerung. In einigen Bereichen gibt es Sand mit geschichteten organischen Einschüssen. Der schluffige Sand geht stellenweise in Kiesel oder ein Kiesel-Sand-Gemisch über. In Tiefen von -7,50 m bis -10,50 m weist der Sand Zwischenlagerungen von schluffigem Lehm oder Schluff auf. Aufgrund der hohen Lagerungsdichte wurden die Rohrelemente der gemischten Wand mit schwerem Rammgerät von Hubinseln eingebracht und eventuell nachträglich ausgegriffen, um die Rohre auf Endtiefe abzuteufen. Das in der Planungsphase entwickelte Gerätekonzept und die Optimierung der Gründungstiefe, das sich als sehr aufwendig erwies, hat

sich während der Rammarbeiten durch die erzielte Qualität und die termingerechte Erstellung bewährt.

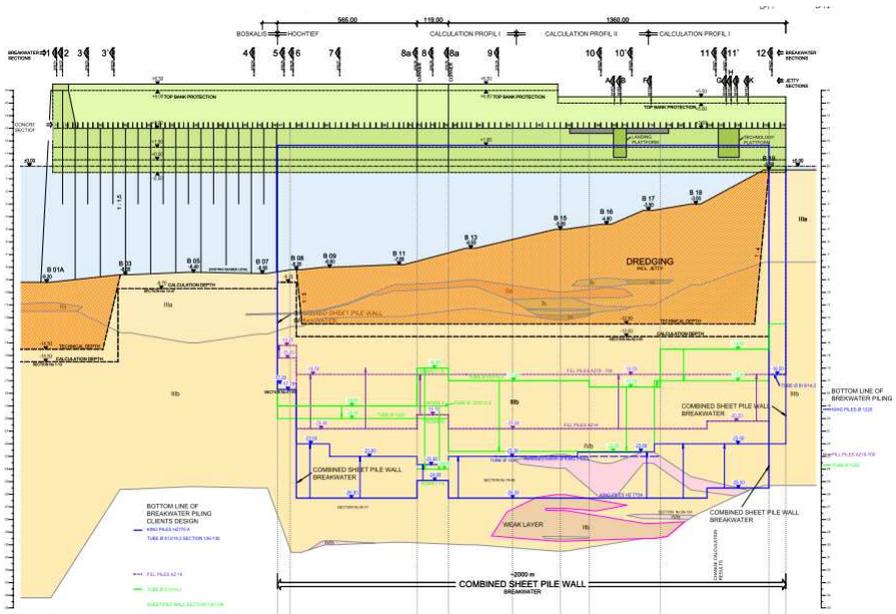


Abbildung 4: Bodenlängsschnitt

In der Abbildung 4 sind die Gründungsebenen aus der Ausschreibung und der umgesetzten Kombinierten Spundwand mit Rohrelementen sowie der zugehörigen Verankerung dargestellt.

3.2 Besonderheit der Querschnittstypen

Aufgrund der Randbedingungen im Verlauf des Wellenbrechers wurden für dessen Ausführung verschiedene Querschnitte geplant. In der folgenden Übersicht sind die Bereiche der drei Haupttypen eingetragen. Die Bauwerksquerschnitte unterscheiden sich in den verschiedenen Gründungselementen. Hierbei wurde ein besonderes Augenmerk auf die Ausführungsmöglichkeiten, hydromechanischen und geometrischen Randbedingungen des Projektes gelegt.

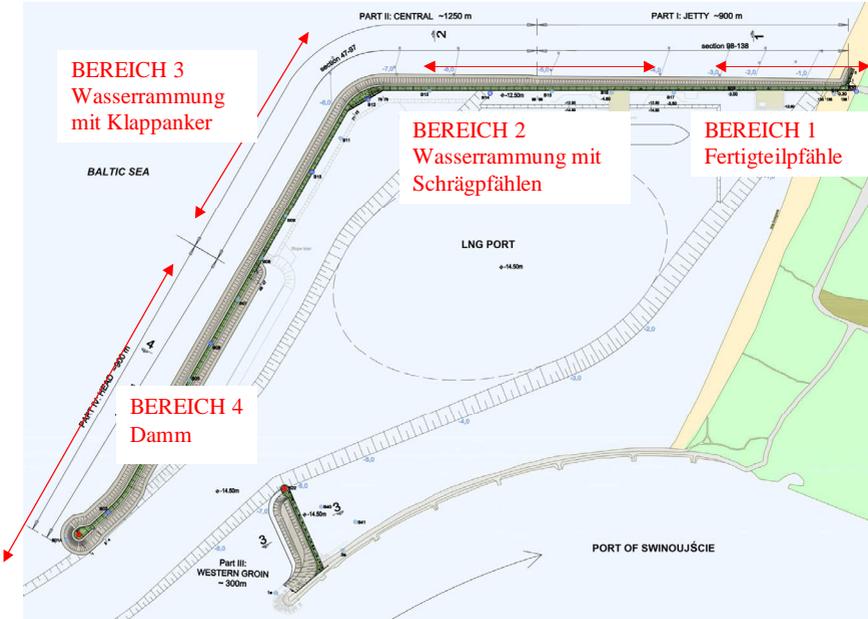


Abbildung 5: Übersichtsplan mit Bereichen

In dem ersten Bereich (Abbildung 5) war es erforderlich auf eine Landrammung umzustellen, weil die Wassertiefe in diesem Bereich zu flach für schwimmende Ausrüstung war. Daher wurde auf den ersten 300 Metern ein provisorischer Damm errichtet (Abbildung 6). Durch diese Umstellung war es möglich eine weitere Geräteeinheit für die Gründungsherstellung zu nutzen. Außerdem wurde eine Umbemessung der Pfahlgründung in Reihe B auf Betonfertigteilepfähle vorgenommen (Abbildung 7 und 8).



Abbildung 6: Provisorischer Damm

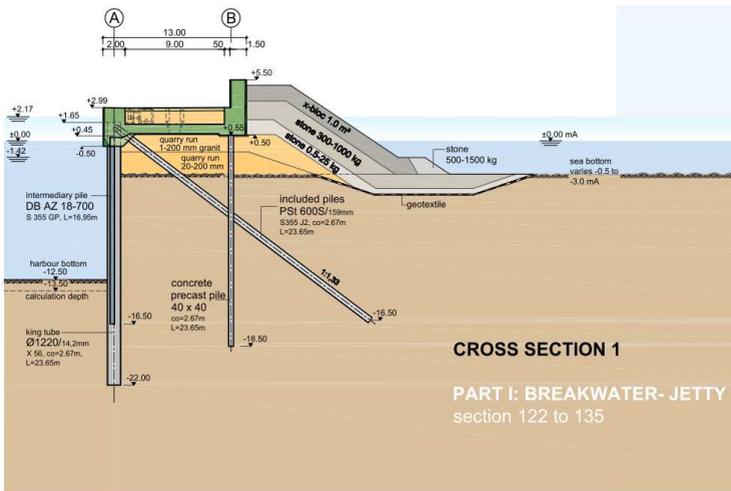


Abbildung 7: Querschnitt Betonfertigteilepfähle Bereich 1



Abbildung 8: Herstellung der Betonfertigteilepfähle

Ab einer Wassertiefe von 3,0 Meter wurde eine Wasserrammung (Abbildung 5) durchgeführt. In diesem Bereich wurde zuerst die kombinierte Spundwand mittels Rammführung hergestellt und in zweiten Schritt erfolgte der Einbau der Gründungspfähle in Reihe B. Hier sind Stahlrohre mit Durchmesser 1220mm und Wandstärken von 11,0 bis 12,8mm zur Ausführung gekommen. Ab Wassertiefen von 7,0 Meter wurden die Schrägpfähle durch Klappanker ersetzt (Abbildung 9). Die Klappanker hatten Längen von 23,0 bis 27,0 Meter. Die schweren Baugrundverhältnisse machten die Umstellung auf Klappanker erforderlich. Die Verlegung der Klappanker ermöglichte somit einen schnelleren Bauprozess.

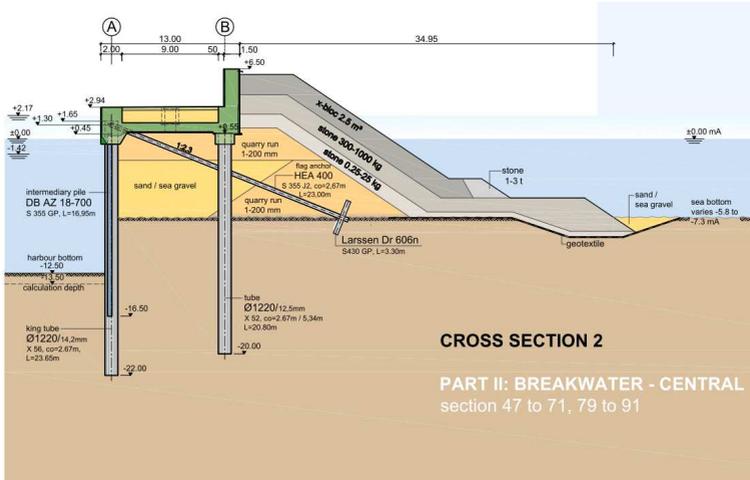


Abbildung 9: Querschnitt Klappanker Bereich 3

Der letzte Abschnitt beinhaltet eine Flachgründung des Überbaus im Dammkern (Abbildung 10). Dieser Bereich wird der Vollständigkeit halber dargestellt, aber nicht näher erläutert.

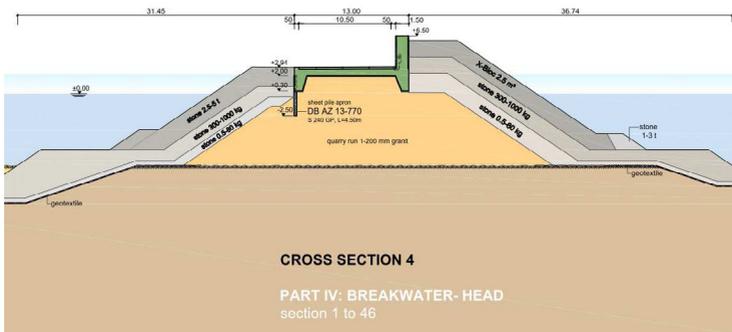


Abbildung 10: Querschnitt Damm Bereich 4

In den Ausschreibungsunterlagen des Wellenbrechers war die äußere Geometrie insbesondere deren Höhenkoten, des Überbaus festgelegt. Der Ausschreibungsentwurf sah eine Verankerung der Spundwand bei +1,0 Meter vor. Dieses hätte zur Folge, dass bereits

bei ruhiger See (Abbildung 11 - Wasserspiegel bei +0,0 Meter) der Anschluss im Wasser herzustellen wäre. Daher wurden die Gründungen und Anschlüsse bezüglich der Bauausführung optimiert.



Abbildung 11: Rammung bei ruhiger See

Ein weiterer Punkt, der für die Bauausführung beachtet werden musste, waren die über die Wintermonate auftretenden Ostseestürme (Abbildung 12). Die Herstellung der kombinierten Spundwand musste während der gesamten Bauzeit so aufeinander abgestimmt sein, dass die geschlossene unverankerte Spundwand zu keiner Zeit einem Sturm ausgesetzt wurde. Aus diesem Grund sind die Arbeitsabläufe ab einer Wassertiefe von -8,0 Meter geändert worden. Hier wurden die Zwischenbohlen erst nach Verlegung und Fixierung der Klappanker eingebracht.



Abbildung 12: Ostseesturm entlang der kombinierten Spundwand

4 Herstellung des Wellenbrechers

4.1 Kampfmittelerkundung und -räumung

Vor Ausführung der Ramm- und Baggerarbeiten musste das Baufeld von Kampfmitteln geräumt werden, der eine Kampfmittelerkundung vorausging. Die Erkundung umfasste die gesamten 150 Hektar des geplanten Hafenbeckens sowie den Bereich des geplanten Wellenbrechers, wobei etwa 4.000 Verdachtspunkte lokalisiert und beseitigt wurden.

4.2 Rammarbeiten

Die Rammarbeiten begannen im September 2010 mit vier Rammereinheiten. Zwei Rammereinheiten wurden auf See eingesetzt, um die Rohre und die dazwischen gesetzte Spundwand in Reihe A und B einzurammen. Eine weitere wurde für die Schrägpfahlgründung eingesetzt. Die vierte Einheit wurde an Land eingesetzt. Insgesamt wurden 1.383 Rohr-

pfähle, 253 Betonpfähle und 938 Zwischenbohlen gerammt sowie 814 Schrägpfähle und Klappanker installiert. Alle Rammarbeiten wurden nach nur einem Jahr im September 2011 abgeschlossen.

4.3 Fels- und Baggerarbeiten

Während Abschnitt für Abschnitt die Pfahlinstallation fertiggestellt wurde, wurde mit dem Einbau des Kernmaterials begonnen. Der Meeresboden wurde vorab durch das Ausheben des Grabens und die Platzierung und Beschwerung der Geotextilien für den Fuß des Wellenbrechers vorbereitet. Der Kern wurde bis +0,65 Meter aufgebaut. Nach dem Aufbau des Kerns musste dieser durch Platzierung der Steinunterschichten geschützt werden, um Erosionen zu verhindern. Die verschiedenen Unterschichten bestehen aus Steinen mit spezifischen Körnungen, um die Filterstabilität sicherzustellen.

4.4 Errichtung des Überbaues

Der 3,3 Kilometer lange Betonüberbau wurde als klassische Linienbaustelle errichtet. Er besteht zunächst aus einer in Ortbeton erstellten Platte. Im Bereich des Spundwandkopfes wurden als seitlicher Abschluss vorgefertigte Betonfertigteile verwendet, die stahlbaumäßig an die Spundwandkonstruktion angeschlossen wurden (Abbildung 13).



Abbildung 13: Fertigteilelemente am Spundwandkopf

Durch diese Maßnahme wurde sowohl ein einheitliches Bild bzw. hohe Betonqualität in der Wasserwechselzone, als auch eine einfachere Errichtung des Kaiholmes gewährleistet.

Für die Schutzwand kamen ebenfalls Fertigteilwandelemente mit Ortbetonergänzung zum Einsatz (Abbildung 14). Oberhalb des Betonüberbaus erfolgten dann die Sandauffüllung inkl. Versorgungsleitungen und der abschließende Straßenaufbau. Insgesamt wurden 67.500 m³ Ortbeton und zusätzlich 5.000 m³ Beton als Fertigteile eingebaut.



Abbildung 14: Herstellung der Schutzwand mit Betonfertigteilen

5 Zusammenfassung

Die Bauarbeiten für die wasserseitigen Arbeiten haben im Juli 2010 mit der Einrichtung der Baustelle und der Zufahrtsstraße begonnen. Aufgrund der parallel laufenden Arbeiten für den Wellenbrecher und die Anlegeplattformen wurde in Zusammenarbeit mit den beiden Bauherren ein kombinierter Zeitplan entwickelt, um die derzeit größte polnische Einzelbaumaßnahme termingerecht fertigzustellen. Dieses partnerschaftliche Zusammenwirken in Verbindung mit einem ambitionierten Gerätekonzept und der Optimierung bezüglich der geotechnischen und hydromechanischen Randbedingungen sicherte die termingerechte Übergabe an den Bauherrn nach nur zweieinhalb Jahren Bauzeit im Dezember 2012 (Abbildung 15).



Abbildung 15: Luftaufnahme Ende 2012

Dipl.-Ing. Tätje Ommen

tatje.ommen@hochtief.de

HOCHTIEF Solutions AG
Civil Engineering Marine and Offshore
Marine and Offshore Technology
Fuhlsbüttler Straße 399, 22309 Hamburg

Tel.: 040 300321-5448

<http://www.hochtief-solutions.de/cem>

Erdbebensicheres Bauen mit Kleinverpresspfählen

Dipl. Ing. E. F. Ischebeck, Dipl. Ing. Alexej Junker
Friedr. Ischebeck GmbH, Loher Str. 31-79, 58256 Ennepetal

1. Einleitung

Erdbebensicheres Bauen gehört zu den anspruchvollsten Aufgaben im Bausektor. Es ist eine der unbeherrschbaren und schwer vorauszusehenden Naturgewalten, die verheerende Zerstörung mit sich bringen kann. Die Ereignisse im Jahr 2011 in Japan haben gezeigt, dass selbst die im erdbebensicheren Bauen führenden Länder diese Naturgewalt nie zu 100 % unter Kontrolle bekommen werden.

In Deutschland ist; geografisch bedingt, die Erdbebengefahr als vergleichsweise gering einzustufen. In der DIN 4149 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten...“ gibt es zwar klare Regel zur erdbebensicheren Bemessung, aber schon allein anhand der dargestellten Deutschlandkarte mit Zonenteilung je nach anstehender Erdbebengefahr (s. Abb. 1), wird schnell klar, dass diese weitestgehend nicht maßgebend ist.

Im Ausland wurde und wird viel daran geforscht wie man die Bauwerke angesichts dieser Gefahr sicherer gestalten kann. Als international agierendes Unternehmen haben



Abbildung 1: Auszug aus der EN 4149 „Erdbebenezonen der Bundesrepublik Deutschland“

wir über Jahrzehnte Erfahrungen in deutlich höher gefährdeten Regionen der Welt gesammelt. In erster Linie sind es Erkenntnisse über das Tragverhalten der Kleinverpresspfähle, deren optimale Anordnung und das Verhalten bei verflüssigungsgefährdeten Böden. Diese Erkenntnisse basieren sowohl auf empirischen Untersuchungen mit FEM-Software, Modell- u. Feldversuchen, aber auch auf Praxiserfahrungen von abgeschlossenen Baumaßnahmen, die intensiven Erdbebenbelastungen standgehalten haben. Alle nachfolgend vorgestellten Untersuchungen wurden mit den „selbstbohrenden“ Verpresspfählen Ischebeck TITAN durchgeführt.

Verpresspfahl TITAN – das System

Beim Verpresspfahl TITAN ist das Tragglied ein geripptes Stahlrohr, das gleichermaßen als verlorene Bohrstange, als Injektionsrohr und als Bewehrungsstab dient (3-in-1). Entgegen den bisher nach DIN 4128 bekannten Verfahren, das Bohrloch in z. B. Lockerböden oder Felsersatz durch ein Bohrröhr (Verrohrung/Casing) gegen Einfallen zu sichern, wird bei dem System Ischebeck die Bohrlochwandung durch Stützflüssigkeit stabilisiert – eine zusätzliche Verrohrung ist dann nicht mehr erforderlich. Es können so Arbeitsschritte bei der Installation des Pfahls eingespart werden, was in vielen Fällen zu einer höheren Einbauleistung gegenüber verrohrt gebohrten Systemen führt. Ein weiterer Vorteil entsteht durch das unmittelbare Aufeinanderfolgen von Bohren mit Stützflüssigkeit und dynamischem Verpressen mit Zementsuspension. Ohne Verrohrung bildet sich eine formschlüssige Verzahnung des Verpresskörpers mit dem Boden. Durch diesen erhöhten Scherverbund wird die Tragfähigkeit im Boden höher und die Verformungen vergleichsweise gering. Außerdem bildet der Zementkörper einen dauerhaften Korrosionsschutz für das Stahl-Tragglied.

Mit dem Verpresspfahl TITAN kann dadurch ein breites Spektrum an Anwendungsmöglichkeiten im Spezialtiefbau abgedeckt werden. Die Verfahrensweise bleibt dabei nahezu immer unverändert und es ist möglich Arbeiten wie:

- Pfahlgründungen mit Zug- o. Druckpfählen
- Rückverankerungen von Stützwänden
- Bodenvernagelungen, Hangsicherungen
- Auftriebssicherungen
- Vortriebssicherung im Tunnelbau

mit einer universellen Bohrausrüstung und einem geringen Aufwand für die Baustelleneinrichtung zu bewerkstelligen. Es gibt für das Ischebeck System kaum geologisch bedingte Einschränkungen, je nach anstehender Bodenart wird jeweils nur die passende Bohrkronen ausgewählt.

Dank durchlaufendem Gewinde lassen sich die TITAN Pfähle beliebig kürzen und verlängern und an Stahl- oder Betonkonstruktionen problemlos anschließen.

Erdbebensichere Pfahlgründung

Die Geschichte hat gezeigt, dass nach jedem schwerwiegenden Erdbebenereignis Forschungsprogramme angestoßen wurden, die sich mit der Thematik beschäftigen. Nach dem schweren Erdbeben in Kobe, Japan 1996 wurden die Schäden an Bauwerken genau analysiert und statistisch ausgewertet. Dabei hat man die Gründungsart ganz genau unter die Lupe genommen. Die Untersuchungen brachten hervor, dass die Bauwerke, die auf vielen kleinen Pfählen gegründet waren, wesentlich geringere Schäden hatten, als Bauwerke auf schweren massiven Bohrpfählen.

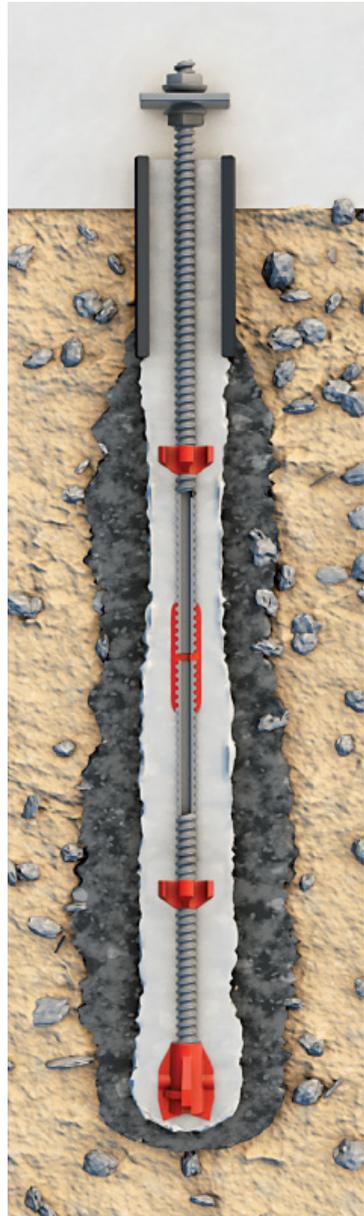
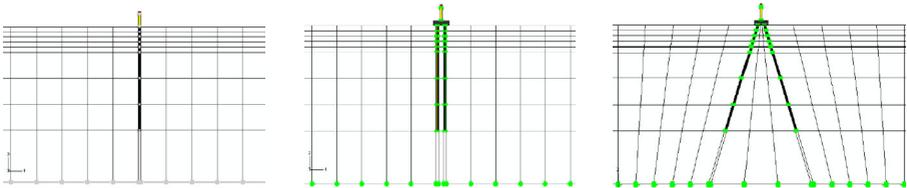


Abbildung 2: Verpresspfahl
TITAN

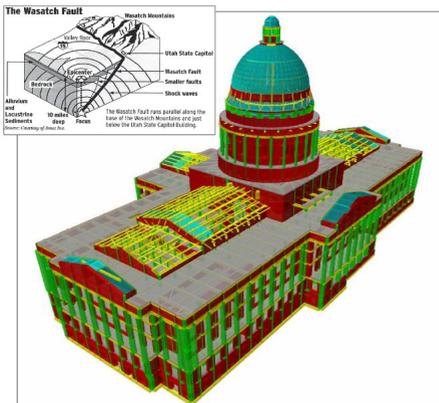
Angesichts dieser Ergebnisse wurden 2D und 3D Finite Elemente Modelle von einem Einzelpfahl, Gruppe vertikaler Mikropfähle und Gruppe geneigter Mikropfähle (s. Abb. 3, 4, und 5) mit FE-Software untersucht. Alle Modelle wurden einer Erdbebensimulation mit einer horizontalen Beschleunigung bis zu 0,5 g unterzogen. Ziel dieser Simulation war das Verhalten der jeweiligen Gründungsart zu studieren und die optimale Variante zu finden.

Das Modell mit den um 20° nach außen geneigten Pfählen hat im Bezug auf die Verformungen deutlich bessere Ergebnisse erzielt. Dieses Resultat deckt sich mit den früheren Untersuchungen im Rahmen des französischen Forschungsprogramms „FOREVER“. Das Forever-Programm lief von 1993 bis 2001 und beschäftigte sich mit dem Tragverhalten von Mikropfählen und Mikropfahlgruppen sowohl bei statischen Lasten, aber auch bei seismischer Belastung. Es wurden Laborversuche in einer Zentrifuge, die die dynamischen Lasten wie bei einem Erdbeben an Modellen mit verschiedenen Pfahlanordnungen und Neigungen durchgeführt.



Abbildungen 3, 4, 5: Untersuchten FE-Modelle mit einem Einzelpfahl, Gruppe mit vertikalen Mikropfählen und Gruppe mit geneigten Mikropfählen

Praxisanwendung am Beispiel des Capitols in Salt Lake City



In der Praxis wurden die Erkenntnisse aus diesen Untersuchungen bereits umgesetzt. Einer der eindrucksvollsten Beispiele ist die Nachgründung des Capitols in Salt Lake City, USA. Die ursprünglichen Fundamente dieses historischen Gebäudes waren nicht für eine Erdbebenbelastung ausgelegt. Es wurde

Abbildung 6: Capitol Salt Lake City 3D-Modell

die Entscheidung getroffen das Bauwerk auf ein komplett neues Fundament zu Setzen. In den Kellerräumen des Gebäudes zwischen den bestehenden Köcherfundamenten wurden kleine Rostwerke mit bis zu zehn strahlenförmig nach außen geneigten TITAN-Verpresspfählen hergestellt (Beispiel s. Abbildung 7). Es wurden bewusst jeweils mehrere kleinere Pfahlabmessungen gewählt. Außerdem eignet sich das Ischebeck System sehr gut, um Mikropfähle mit kleinen Bohrgeräten unter sehr beengten Verhältnissen zu installieren. Insgesamt wurde das Bauwerk mit ca. 3400 Verpresspfählen nachgegründet.

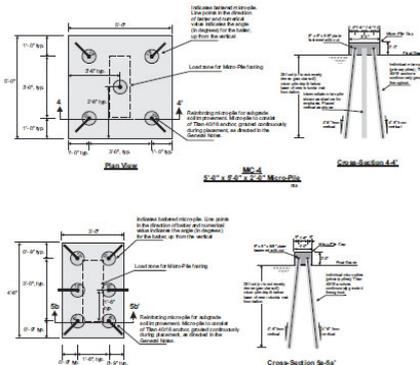


Abbildung 7: Beispiel Anordnung der Verpresspfähle in einem Rostwerk.



Abbildung 8: DIS Seismic Isolator

Zusätzlich zu der Gründung auf Mikropfahlgruppen wurden so genannte „Shock Absorber“ (s. Abb. 8) eingebaut. Diese bilden ein Gelenk zwischen der Gründung und dem Bauwerk der in der Lage ist die hohe Energie bei extremen Ausschlägen bei einem Erdbeben zu absorbieren.

„Double Seismic Protection“

Der Gedanke unabhängig von der erdbebensichereren Pfahlgründung noch ein zusätzliches elastisches Gelenk am Pfahlkopf einzubauen wurde weiter verfolgt und weiterentwickelt. Die Gründung wird für ein relativ häufig auftretendes Erdbebenereignis ausgelegt. Erst bei einem seltenen Erdbebenereignis mit hohen Spitzenausschlägen greift

das elastische Gelenk. Es sorgt dafür dass die Pfähle nicht überlastet werden und das Bauwerk zwar große Verformungen mitmacht, aber sofort danach seine ursprüngliche Position wieder einnimmt.

Auf der Abbildung rechts ist die Konstruktion detailliert dargestellt. Direkt nach der Installation der Verpresspfähle Ischebeck TITAN wird die noch flüssige Zementsuspension im Inneren des Stahltragglieds mit Wasser freigespült. Anschließend wird ein Litzenanker in diesen freigespülten Hohlraum eingeführt und im unteren Teil mit Zement ausinjiziert. Es ist quasi ein gewöhnlicher Litzenanker in einem Verpresspfahl installiert. Das Tragglied TITAN hat keine direkte Verbindung mit dem Bauwerk. Anstelle einer Standardkopfkonstruktion wird gegen den Pfahl eine Platte stirnseitig gestoßen, gegen die der Litzenanker vorgespannt wird. So werden die Zugkräfte über den Litzenanker in den Verpresspfahl eingeleitet. Ab einer gewissen Erdbebenstärke wird die Zugkraft bei Spitzenausschlägen die Vorspannkraft des Litzenankers übersteigen und durch die Dehnbarkeit der Litzen werden kurzzeitig große elastische Verformungen ermöglicht. Dadurch kann man größere Schäden oder gar den Einsturz eines Bauwerks verhindern.

„Double Seismic Protection“ (DSP) wurde für die kalifornische Straßenbaubehörde CALTRANS entwickelt und bereits bei Nachgründungen der Brückenpfeiler in den USA eingesetzt.

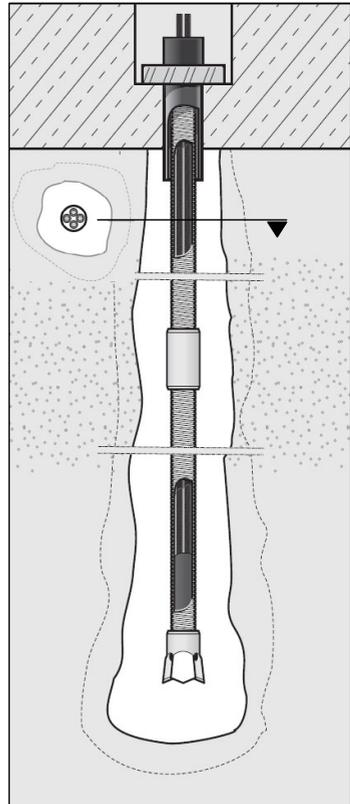


Abbildung 9: Konstruktion eines DSP-Pfahls TITAN



Abbildung 10: Nachgründung eines Brückenpfeilers, Highway I-80 El Cerrito Viaduct, Albany, California

Liquefaction - Bodenverflüssigung

Eine der außergewöhnlichsten Begleiterscheinungen bei einem Erdbeben ist die Bodenverflüssigung. Dabei verwandelt sich ein standfester Boden binnen Sekunden in ein breiiges Sand-Wasser-Gemisch. Die Fundamente geben nach und das Bauwerk verliert augenblicklich seine Standsicherheit. Dieses Phänomen tritt nur in wassergesättigten nicht bindigen Böden (Feinsand).

Unter Last bildet sich im Sand ein tragfähiges Korngerüst. Je niedriger die Lagerungsdichte der Bodenschicht ist, desto mehr wassergefüllte Poren sind vorhanden, desto verflüssigungsanfällig ist diese Bodenschicht. Durch die mechanische Einwirkung bei einem Erdbeben verliert das Korngerüst seinen halt und es kommt zur Verdichtung. Da das Wasser inkompressibel ist und so schnell nicht entweichen kann entsteht ein hoher Druck, der die Bildung eines neuen Korngerüsts verhindert. Der Druck sucht sich den Weg des geringeren Widerstandes und entweicht in Form eines flüssigen Sand-Wasser-Gemisches zur Oberfläche. Die Bodenschicht an der Oberfläche setzt sich samt der Bebauung um das Volumen der ausgetretenen Bodenmasse.

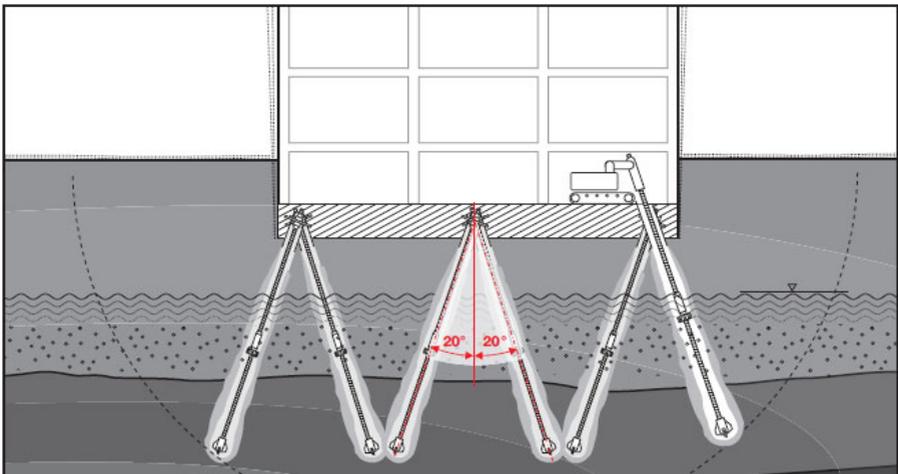


Abbildung 11. Bodenverflüssigung

In Neu Seeland und Japan wird dieses Phänomen intensiv studiert und nach Möglichkeiten gesucht bei der Planung und Herstellung des Bauwerks dem entgegen zu

wirken. Unumstritten ist, dass eine Pfahlgründung sich am Besten dazu eignet, um die Lasten durch die verflüssigungsgefährdete Schicht in die standfesten Schichten zu übertragen. An der University of Canterbury, Christchurch Neu Seeland wurden Laborversuche durchgeführt, die die Bodenverflüssigung simulieren sollten. Das Ziel der Versuchsreihe war es das Verhalten des verflüssigungsfähigen Bodens und den Einfluss der Mikropfähle zu untersuchen.

Es wurde ein 1,8 x 2,0 m großer Tank mit Lamellenwänden, die eine seitliche Verformung ermöglichen, auf einem Beschleunigungstisch aufgebaut (s. Abb. 12). Ausgerüstet mit verschiedenen Messgeräten und verfüllt mit Sand wurden drei Varianten getestet. Als Erstes wurden Referenzversuche gemacht ohne Pfähle. Als Zweites Versuche mit einem um 30° geneigten Einzelpfahl und zuletzt mit zwei gegeneinander jeweils um 30° geneigten Pfählen (s. Abb. 13, 14, und 15).

Bei den installierten Pfähle handelt es sich um die Verpresspfähle TITAN, die gemäß der Einbauanleitung dreh Schlagend gebohrt und gleichzeitig mit Zementsuspension verpresst wurden. Der Durchmesser eines Pfahls betrug ca. 100 mm.

Bei allen Versuchen wurde das Modell bis auf 0,4-fache der Erdbeschleunigung und mit bis zu 26 Zyklen belastet. Kontinuierlich zur Beschleunigung wurden die Verformungen gemessen und aufgezeichnet.

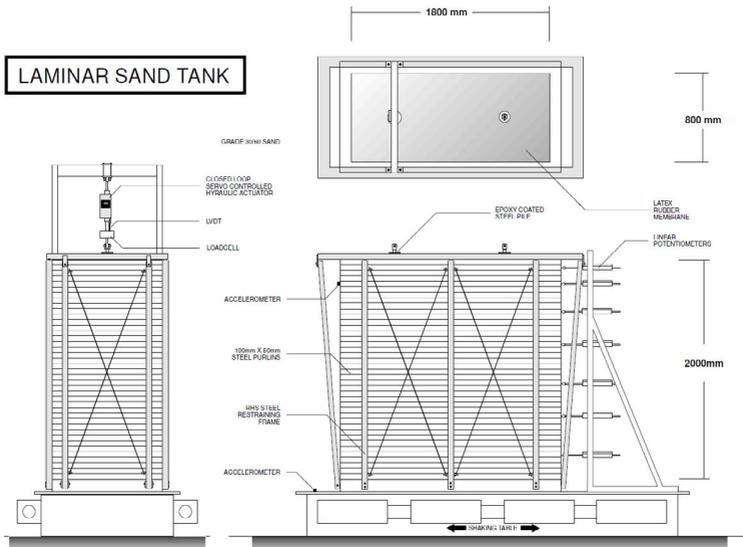
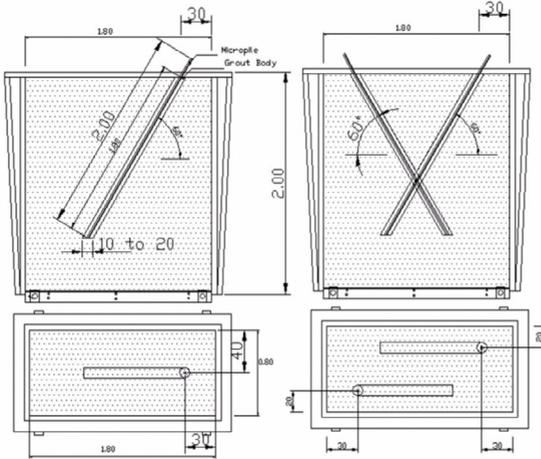


Abbildung 12: Versuchsaufbau Bodenverflüssigung



Abbildungen 13, 14, 15: Versuchsaufbau Bodenverflüssigung mit einem und zwei Verpresspfählen TITAN

Die Versuchsreihe hat gezeigt, dass beim Referenzmodell ohne Pfähle die Verformungen stetig zu den simulierten Erdbebenzyklen zu. Der Boden verflüssigt sich und ist als tragfähiger Untergrund nicht zu gebrauchen. Beim Modell mit einem Einzelpfahl gab es kaum Auswirkungen auf die Verformungen. Eine signifikante Verbesserung trat erst beim Einsatz von zwei Verpresspfählen. Die Erkenntnis aus diesem Versuch ist, dass eine engmaschig gesetzte Mikropfahlgruppe als eine Art Bewehrung der instabilen Bodenschicht gesehen werden kann. Sie erhöht die Kohäsion des Bodens unter dem Bauwerk und reduziert dadurch deutlich die Verflüssigungsgefahr.

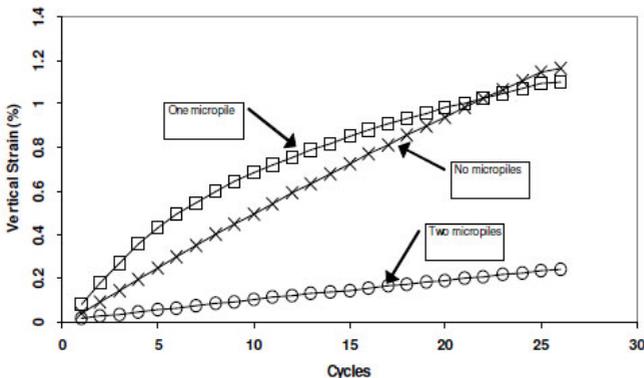


Abbildung 16: Versuchsergebnisse. Das Verhalten der drei Modelle bei 0,4-fachen Erdbeschleunigung.

Praxiserfahrung - Erdbeben Chile

Im Februar 2010 hat sich in Chile vor der Küste ein Erdbeben der Stärke 8,8 auf der Richterskala ereignet. Stark betroffen waren die Großstädte Concepcion und Santiago de Chile. Die enorme Zerstörung der Infrastruktur und der Bebauung unterstreicht die Heftigkeit des Erdbebens und der über 70 Nachbeben innerhalb von 24 Stunden. Zu dem Zeitpunkt waren in der betroffenen Region Bereits einige Projekte wie Gründungen, Rückverankerungen und Bodenvernagelungen mit TITAN Verpresspfählen ausgeführt. Das System TITAN wurde durch dieses Erdbeben eins zu eins unter den realen Bedingungen auf die Probe genommen.

Auf der Abbildung 18 sieht man ein mehrgeschossiges Gebäude, das infolge des Bebens auf die Seite gekippt und in zwei Teile zerbrochen ist. Parallel zu diesem Gebäude in nur 50 m Entfernung eine Straßenunterführung auf TITAN Verpresspfählen gegründet. Ein weiteres

Beispiel ist eine Bodenvernagelung in Santiago de Chile (s. Abb. 19 und 20). Die bis zu 16,5 m hohe Nagelwand, versehen mit einer Spritzbetonschale, ist als Hangsicherung für ein in den Hangeinschnitt gebautes Wohngebäude errichtet worden. Die Abbildungen 21 und 22 zeigen eine Stützwandrückverankerung der Brückenwiderlager einer



Abbildung 17: Auswirkungen des Erdbebens in Santiago de Chile



Abbildung 18: Eingestürztes Gebäude des Erdbebens in Concepcion

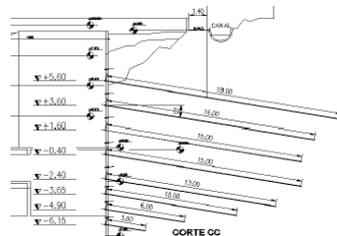


Abbildung 19, 20: Bodenvernagelung in Santiago de Chile

Literatur

K.J. McManus, University of Canterbury., Christchurch, N.Z., **J.P. Turner**, University of Wyoming, Laramie, Wyoming, U.S.A., **G. Charton**, University of Canterbury, Christchurch, N.Z. "Inclined reinforcement to prevent soil liquefaction", NZSEE Conference 2005.

Adrian Rodriguez-Marek, Assistant Professor, **Balasingam Muhunthan**, Professor Civil and Environmental Engineering Department Washington State University, FHWA Supported structures research "Seismic behaviour of micropiles", 2005.

Professor Ilan Juran, Ph.D., D.Sc., The International Center for Ground Improvement, Politechnic University, New York, research FOREVER, "Synthesis of the Results of the National Project on Micropiles", Chapter 5, "Design of Micropile Systems in Seismic Areas", 2003.

Kontakt:

Dipl.-Ing. Alexej Junker

Friedr. Ischebeck GmbH
Loher Str. 31-79
D- 58242 Ennepetal / Germany

Tel.: +49-2333-8305-949

Fax : +49-2333-8305-55

Mobil : +49-170-798-5712

E-mail : junker@ischebeck.de

Web : www.ischebeck.com



**Bauen verändert die Welt.
Wir verändern das Bauen!**

Innovationen aus Ennepetal weltweit im Einsatz



ISCHEBECK®
TITAN

Schalungssysteme Verbausysteme Geotechnik

Friedr. Ischebeck GmbH Loher Str. 31-79 58256 Ennepetal www.ischebeck.de

Anwendung und Grenzen der numerischen Berechnung in der Geotechnik im Hinblick auf die Schnittstelle zur Hochbaustatik Planung einer Pfahl-Platten-Gründung

Alexander Mühl, Klaus Röder, Christian Wawrzyniak

CDM Smith Consult, Deutschland

1 Einleitung

Für den Bau eines Hotelkomplexes in Jeddah, für Pilger das „Tor“ auf der Reise nach Mekka und Medina, soll ein Hochhaus mit einer Höhe von 260 m erbaut werden.



Abbildung 1 Kempinski Hotel & Residences, Jeddah, (www.perkinswill.com)

Die Grundfläche nimmt 3000 m² des 9.600 m² großen Baugrundstückes am Roten Meer ein. Der Baugrund besteht aus Korallenstein unterschiedlichster Formationen. Er ist weitgehend im einzigartigen Grundgerüst des Korallenriffs, welches sehr unregelmäßig ist, erhalten geblieben. Abgesehen von seiner unterschiedlichen Festigkeit ist der Korallenstein durch unregelmäßige, zumeist mit Korallensedimenten gefüllte, großvolumige Kavernen und Gänge gekennzeichnet, die eine besondere Problemstellung für die Gründung des Hochhauses darstellen. Bei der Herstellung der Gründungspfähle wurden die Kavernen und Gänge durch das auf- und abfahren des Bohreimers in der Stützflüssigkeit „geräumt“. Um ein Kollabieren des Bohrloches samt Hohlräumen zu verhindern, wurden die Bohrungen mit Magerbeton verfüllt und neu aufgefahren. Die Herstellung einer Bohrung bis zur Endtiefe von 40 m bzw. 50 m dauerte in diesen Fällen mehrerer Tage.

Für die statische Berechnung des Hochhauses wurde ein FE-Modell aus Scheiben und Stabelementen genutzt. Die Gründungsreaktion ist hierin durch linear-elastische Flächen- und Einzelfedern abgebildet. Die Steifigkeit der Federn wurde im Ergebnis einer numerischen Berechnung eines 3D-FE-Modells definiert, in welchem die 3 m starke Stahlbetongründungsplatte, 125 Pfähle und der Korallenstein als hexaederförmige Volumenelemente modelliert sind. Diese numerische Berechnung wurde in einer frühen Planungsphase erstellt. Der Einfluss einer Schwächung des Baugrundes durch Kavernen und Gänge wurde exemplarisch durch Modellierung einer Elementgruppe geringer Steifigkeit unter einer ausgewählten Pfahlgruppe untersucht.

In den weiteren Planungsphasen wurde durch den Tragwerksplaner die Anzahl der Einzelfedern (Pfahlfedern) geändert und ihre Anordnung an eine geänderte Größe der Gründungsplatte und damit veränderte Laststellungen angepasst. Der Aufsteller des geotechnischen 3D-FE-Modells wurde nicht einbezogen. Im Zuge der Vergabe der Bauleistung vor Ort wurden die Pfähle verlängert und die Pfahldurchmesser von 1200 mm auf 1500 mm vergrößert, um dem Bedürfnis an Sicherheit des Bauherren Rechnung zu tragen. Weder die strukturelle noch die geotechnische Berechnung wurden daraufhin angepasst.

Die Schwierigkeiten bei der Pfahlherstellung veranlassten den Unternehmer die statische und geotechnische Berechnung in Frage zu stellen. In diesem Zusammenhang wird angemerkt, dass mit dem Vertrag (FIDIC) der ausführende Unternehmer in der Pflicht war die Planung und statische Berechnung zu prüfen. Er hat danach für sämtliche Planungen und statische Berechnungen die Gewährleistung zu übernehmen. Der Bauherr entschied sich für eine Überarbeitung der statischen Berechnung. Das geotechnische Modell sollte entsprechend den Gegebenheiten angepasst werden. Eine umfangreiche Sensitivitätsanalyse hinsichtlich des Einflusses von Hohlräumen unter der Pfahlgründung sollte Bestandteil sein.

2 Modellbildung

Da das bestehende 3D-FE-Modell stark vereinfacht war und auch der Aufwand für die Anpassung der Volumenelemente einer neuen Modellierung gleichkam, wurde ein gänzlich neues Modell erstellt. Genutzt wurde dazu das Rechenprogramm der Plaxis bv. Plaxis 3D-V2012.1. Das Programm nutzt 10-knotige tetraederförmige Elemente. Die Netzgenerie-

rung erfolgte programmseitig. Das Programm bietet ein spezielles Werkzeug zur Visualisierung und Kontrolle der Qualität des FE-Netzes.

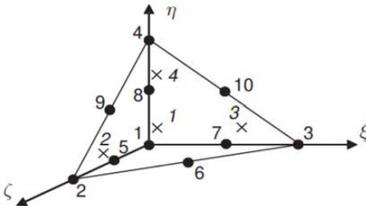


Abbildung 2 10-knotiges tetraederförmiges Element mit Knoten (●) und Integrationspunkten (x) [L5]

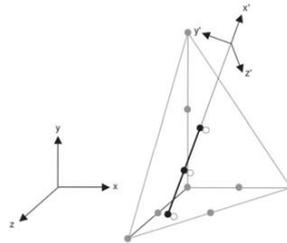


Abbildung 3 Embedded Pile Element in einem Volumenelement [L5].

Dreidimensionale Kontinuum-FE-Berechnungen erfordern einen hohen Rechenaufwand. Einige Vereinfachungen waren notwendig, um die komplexe Pfahl-Pfahl- und Pfahl-Platten-Interaktion simulieren zu können. Anstatt alle Pfähle als Volumenelemente abzubilden, wurden diese als netzunabhängige Stabelemente, programmseitig als Embedded Piles genannt, modelliert. Die Embedded Piles Option wurde entwickelt, um die Wechselwirkung von einem Pfahl mit dem ihm umgebenden Boden zu beschreiben. Die Wechselwirkung am Pfahlmantel und Pfahlfuß wird mittels eingebetteter Oberflächenelemente (Interfaces) beschrieben. Der Pfahl wird als Stab definiert, welcher das Tetraederelement an jeder Stelle und mit beliebiger Orientierung durchqueren kann. Dabei werden drei zusätzliche Knoten im Tetraederelement implementiert (Abbildung 2). Um sicherzustellen, dass ein realistisches Pfahltragverhalten abgebildet werden kann, wird eine Zone in den Stab umgebenden Bodenvolumenelementen identifiziert, in der jede Art von Bodenplastifizierung ausgeschlossen ist (elastische Zone). Der Stab verhält sich damit fast wie ein Volumpfahl. Die Pfahl-Pfahl-Interaktion wird jedoch bezogen auf die Stabachse modelliert.

Für die Implementierung der Gründungsstruktur wurde ein 3D-CAD-Modell erstellt, welches für den Lastabtrag maßgebende Strukturelemente des Untergeschosses abbildet (Abbildung 4 und 5). Das 3D-CAD-Modell wurde in *PLAXIS* übernommen und vernetzt.

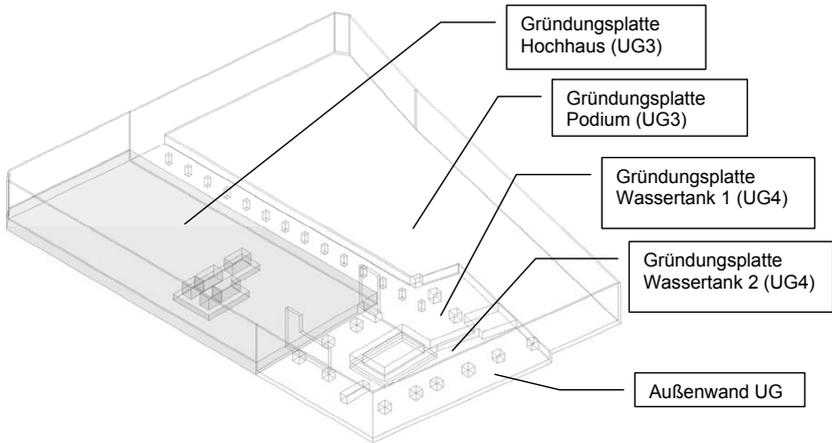


Abbildung 4 Struktur Untergeschoß mit Gründungsplatten und Wänden

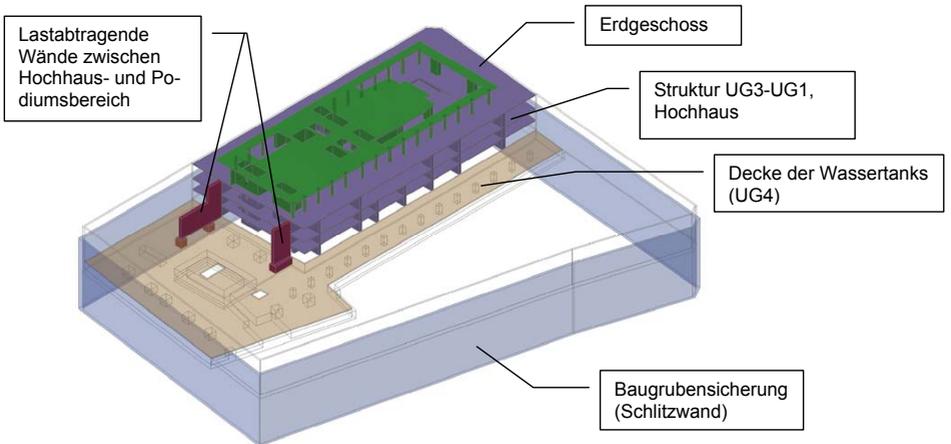


Abbildung 5 Strukturelemente des Modells

Abbildung 6 zeigt die Gründungspfähle unter dem Hochhausbereich. Abbildung 7 zeigt den Grundriss der Pfahlgründung.



Abbildung 6 Hochhaus mit Gründungspfählen

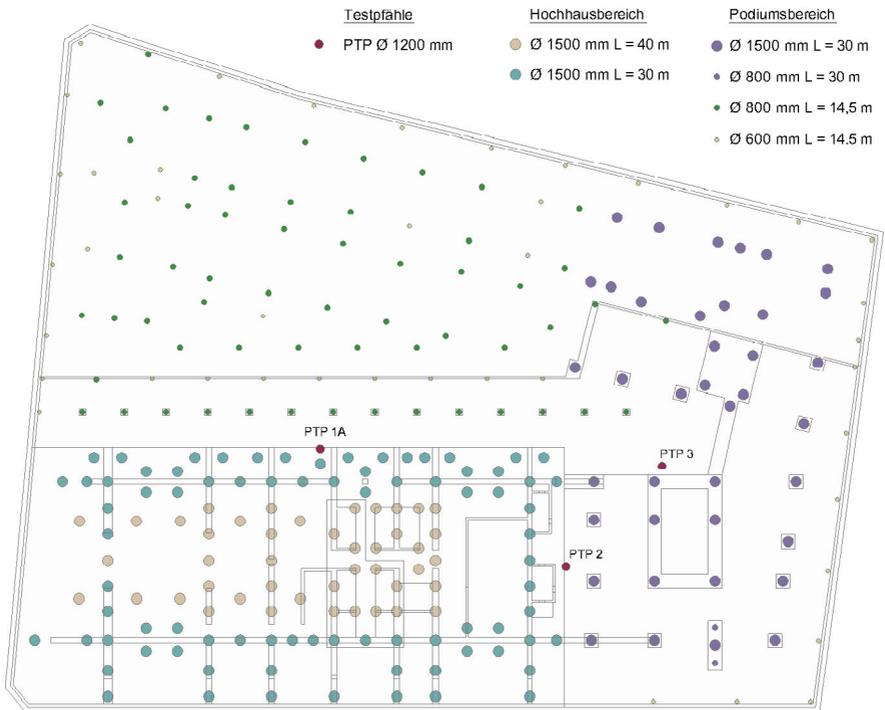


Abbildung 7 Grundriss Pfahlgründung gesamt

Für die Bestimmung des Pfahltragverhaltens wurden im Baufeld drei Pfahlprobebelastungen mit dem Osterbergverfahren durchgeführt. Für die Anpassung (Kalibrierung)

der Modellparameter an die Ergebnissen dieser Probelastungen wurde ein kleineres 3D-FE-Modell erstellt.

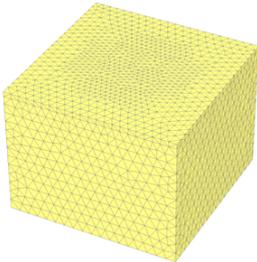


Abbildung 8 3D-FE-Modell für die Kalibrierung des Pfahltragverhaltens

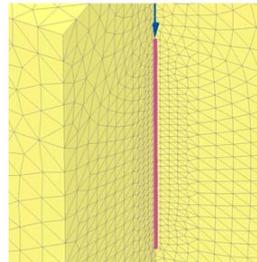


Abbildung 9 3D-Schnitt mit Embedded Pile

Der Einzelpfahl wurde als Embedded Pile mit einer linear-elastischen Steifigkeit modelliert. Die Probepfähle zeigten keinen bzw. einen sehr geringen Pfahlspitzenwiderstand, was für den heterogenen Baugrund keine Ausnahme darstellt. Die Mantelreibung des Embedded Pile wird als Funktion der Scherfestigkeit des Bodens generiert ($q_s = c' + \tan \varphi \cdot \sigma_{\perp}$) und ist damit von der Bodenspannung abhängig. Der Pfahlspitzenwiderstand wurde zu Null gesetzt. Das Kalibrieren der Bodenparameter erfolgte:

1. für linear-elastisches, ideal plastisches Materialverhalten unter Ansatz des Mohr-Coulomb Modells (MC-Modell),
2. für elasto-plastisches Materialverhalten mit isotroper Doppelverfestigung unter Ansatz des Hardening Soil Modells (HS-Modell) und
3. für elasto-plastisches Materialverhalten mit isotroper Doppelverfestigung und Berücksichtigung einer deutlich höheren Steifigkeit bei kleinen Dehnungen unter Ansatz des Hardening Soil Small Modells (HSsmall-Modell).

Der Bereich zulässiger Spannungen wird bei allen drei Stoffmodellen durch die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb definiert. Abbildung 11 zeigt, dass die Erstbelastung beim MC-Modell mit elastischer Spannungs-Dehnungs-Beziehung und konstanter Steifigkeit E bis zur Bruchspannung σ_f modelliert wird. Das Verhalten bei Wiederbelastung wird mit denselben Materialeigenschaften beschrieben wie für die Erstbelastung.

Beim HS-Modell besteht bei Erstbelastung eine hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Im Vergleich zum elastischen, perfekt plastischen MC-Modell entstehen plastische Dehnungen und Schubverzerrungen noch bevor die Grenzbedingung nach Mohr-

Coulomb erreicht ist. Die Volumendehnungen und Schubverzerrungen im Stadium der Erstbelastung sind irreversibel und haben zur Folge, dass bei einer Ent- bzw. Wiederbelastung eine höhere, elastische Steifigkeit berücksichtigt wird (isotrope Verfestigung). Eine detaillierte Beschreibung des HS-Modells erfolgt durch Schanz in [L1].

Das HSsmall-Modell ist eine Erweiterung des HS-Modells, um den Effekt der erhöhten Steifigkeiten bei sehr kleinen bzw. kleinen Dehnungen zu beschreiben (Benz in [L2]).

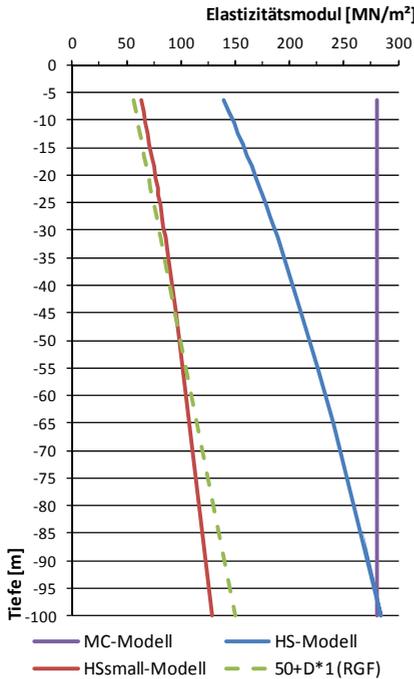


Abbildung 10 Steifigkeit des Baugrundes in Abhängigkeit der Tiefe

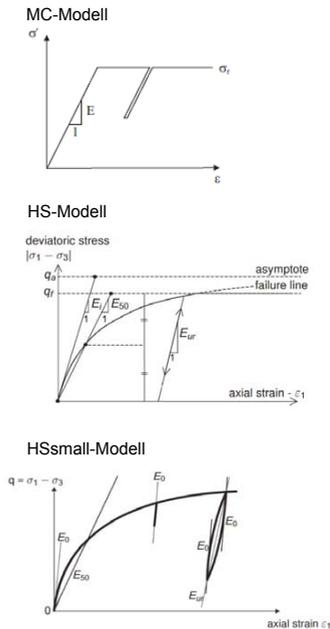


Abbildung 11 Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Stoffmodelle (Triaxialtest)

In Tabelle 1 sind die kalibrierten Stoffparameter zusammengestellt. In Abbildung 12 werden die zugehörigen Last-Setzungs-Kurven im Vergleich zur Kurve der Pfahlprobelastung PTP 3 dargestellt.

Tabelle 1 Stoffparameter für die numerische Berechnung

Stoffmodell		MC	HS	HSsmall
Wichten	$\gamma_{sat}/\gamma_{dry}$ [kN/m ³]	19/19	19/19	19/19
Elastizitätsmodul bei einer Tiefe von 30 m	E [MN/m ²]	280	175	80
Ödometersteifigkeit (Steifemodul)	E_{oed} [MN/m ²]	336	210	96
Schubmodul	G [MN/m ²]	112	70	32
Kohäsion	c' [kN/m ²]	150	85	85
Reibungswinkel	ϕ' [°]	35	35	35
Dilatanzwinkel	ψ [°]	0	0	0
Erdruchdruckbeiwert	K_0 [-]	0.426	0.426	0.426
Poissonzahl	ν [-]	0.25	0.25	0.25
Erdruchdruckbeiwert (normal konsolidiert)	K_0^{NC} [-]		0.426	0.426
Effektive vertikale Spannung bei einer Tiefe von 30 m	σ_1 [kN/m ²]		-300	-300
Referenzspannung für die Steifigkeit	p^{ref} [kN/m ²]		100	100
Exponent für Spannungsabhängigkeit	m [-]		0.5	0.5
Tangentialsteifigkeit (Ödometerversuch)	E_{oed}^{ref} [MN/m ²]		152	69
Sekantensteifigkeit (Standartriaxialversuch)	E_{50}^{ref} [MN/m ²]		152	69
Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit	E_{ur}^{ref} [MN/m ²]		456	207
Poissonzahl für Ent- und Wiederbelastung	ν_{ur} [-]		0.2	0.2
Erhöhten Anfangssteifigkeit E_0	E_0^{ref} [MN/m ²]			1035
Anfangs-Schubmodul	G_0^{ref} [MN/m ²]			431
Scherdehnung bei 70% der Anfangssteifigkeit E_0	γ_{07} [-]			0.0001
Überkonsolidierungsgrad	OCR [-]	1	1	1
Zugfestigkeit	σ_t [kN/m ²]	0	0	0
Interfacefestigkeit	R_{int} [-]	1	1	1

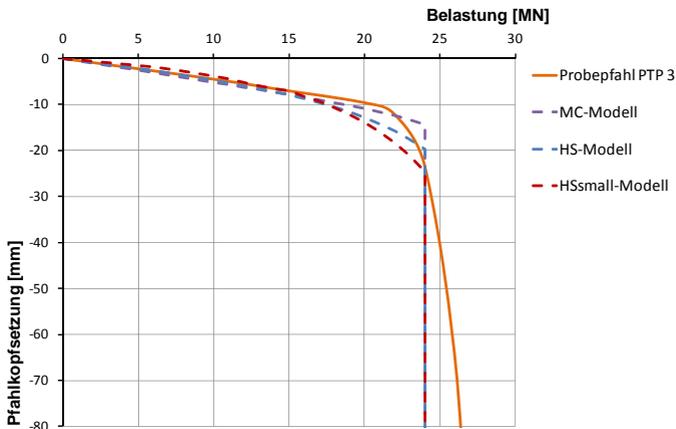


Abbildung 12

Last-Setzungs-Kurven, Pfahlprobelastung PTP 3, Kurven aus Kalibrierung mit verschiedenen Stoffmodellen

Da reine Mantelreibungspfähle modelliert wurden, erfahren die Modellpfähle bei Erreichen der Grenzschubspannung im Boden eine plastische Verformung. Die Modellpfähle versagen. Die Last-Setzungs-Kurve des Probepfahles zeigt, dass trotz eines nicht messbaren Pfahlfußwiderstandes eine Laststeigerungen möglich ist, jedoch verbunden mit beträchtlicher Setzungszunahme. Mit der Vorgabe einer konservativen Bemessung, wird dieses Verhalten nicht modelliert.

Die Last-Setzungs-Kurven der Modellpfähle zeigen, dass bei allen Stoffmodellen das Last-Setzungs-Verhalten bis 15 MN Vertikallast gut mit dem des Probepfahles übereinstimmt. Unter Ansatz des HSsmall-Modells ist die Anfangssteifigkeit bedingt durch die Berücksichtigung der Steifigkeit bei kleinen Dehnungen höher. Im Gegensatz dazu liegt beim HSsmall-Modell die kalibrierte Steifigkeit des Untergrundes im Bereich der Erfahrungswerte. Der örtliche Baugrundsachverständige gibt für den Baugrund, homogenisiert als Kontinuum aus weichen Korallenstein mit Hohlräumen, die Beziehung $E = 50 + 1 \cdot \text{Tiefe} [\text{MN/m}^2]$ an. Die Kurve der mit der Tiefe zunehmenden Steifigkeit des HSsmall-Modells stimmt mit der Kurve dieser Beziehung gut überein (siehe Abbildung 10). Die kalibrierten Steifigkeiten des MC- und des HS-Modells sind demnach zu hoch.

Die kalibrierte Kohäsion ist unter Ansatz des MC-Modells fast doppelt so hoch wie unter Ansatz des HS- bzw. HSsmall-Modells. Dies ist dem Fehlen der Fähigkeit zur Scherverfestigung im MC-Modell geschuldet. Die Mantelreibung wird bei Ansatz des MC-Modells unterschätzt. Demzufolge sind unter Anwendung des MC-Modells infolge einer Kalibrierung an Ergebnissen von Pfahlprobelastungen die Scherparameter des Bodens höher anzusetzen als unter Ansatz des HS- bzw. HSsmall-Modells. Bei einer KPP bei der die Platte einen größeren Teil der Vertikallast abträgt ($\alpha_{KPP} < 0,5$) oder Plattenbereiche weniger durch Pfähle gestützt werden, können im Ergebnis einer FE-Berechnung Setzungen unterschätzt und die Sicherheit der Tragfähigkeit überschätzt werden. Aus diesem Grund ist zu prüfen, ob man mit den kalibrierten Parametern auch ohne Gründungspfähle plausible Ergebnisse für das Tragverhalten der Gründungsplatte erzielen kann.

Unter Berücksichtigung der Herstellung der 10 m tiefen Baugrube ergibt sich ein weiterer Aspekt, der für die Anwendung des HS- bzw. des HSsmall-Modells spricht. Mit dem MC-Modell wird die durch Entlastung auftretende größere spannungsabhängige Entlastungs- und Wiederbelastungssteifigkeit nicht berücksichtigt. Demzufolge kommt es infolge des Aushubes zu großen Hebungen und bei Aufbringen der Lasten aus dem Bauwerk zu gro-

ße Setzungen. Mit dem HSsmall-Modell können Setzungen genauer modelliert werden, die Hebung bei einer Entlastung durch Bodenaushub wird auf einen realistischen Wert reduziert und Analyseergebnisse sind weniger empfindlich hinsichtlich der Auswahl der korrekten Randbedingungen. Große Modelle verursachen keine übermäßige Akkumulation von Verschiebungen, weil marginal belastete Elemente sehr steif sind. Numerische Setzungsanalysen sind damit deutlich zuverlässiger ([L2]).

3 Durchgeführte Berechnungen

Zur Validierung der Embedded Pile Option gegenüber der herkömmlichen Art der FE-Modellierung von Pfählen wurde der Probepfahl mit Volumen- und Interfaceelementen modelliert. Um ein nahezu identisches FE-Netz beider Modelle zu erhalten, wurde das Volumen des Pfahles ebenfalls im Modell mit dem Embedded Pile abgebildet und das Netz in gleicher Feinheit generiert. Zur Negation des Pfahlsipitzenwiderstandes beim Volumenpfahl wurde ein Elementcluster mit geringer Steifigkeit unterhalb des Volumenpfahles modelliert. Im Ergebnis konnte eine gute Übereinstimmung des Tragverhaltens beider Modellpfähle festgestellt werden.

Eine Rolle spielen Herstellungseffekte. Diese Effekte lassen sich bei der Betrachtung eines Volumenpfahls in analytischer Weise abbilden in dem man die Entlastung des das Bohrloch umgebenden Bodens und die Wiederbelastung durch den Druck des Frischbetons nachbildet (z.B. dadurch, dass man dem Volumen in separaten Berechnungsschritten entsprechende Materialparameter zuweist). Eine derartige Modellierung führt unter Anwendung des HSsmall-Modells zu einer geringfügigen Erhöhung der axialen Pfahlsteifigkeit. Die Grenztragkraft erhöhte sich jedoch um 10 %. Da der Grenzzustand der Tragfähigkeit bei einer KPP eine untergeordnete Rolle spielt, wurden Herstellungseffekte nicht berücksichtigt.

Die Größe des numerischen Berechnungsmodells wurde so gewählt, dass die Ränder das Deformationsverhalten des Modells nicht beeinflussen. Das Modell hat eine Abmessung von 215 m x 180 m x 106 m. Die Oberkannte wurde gleich der Geländehöhe von +6 msl (meters above sea level) angesetzt. Das Netz wurde mit dem programminternen Modul generiert und in Bereichen, in denen Spannungen und Verformungen konzentriert sind, verfeinert. Es besteht aus ~ 420.000 Elementen und ~ 620.000 Knoten. Die durchschnittli-

che Größe der Elemente beträgt 3,3 m. Tabelle 2 listet die verschiedenen Elementgrößen in Bezug auf die einzelnen Bereiche des Modells auf.

Tabelle 2 Elementgrößen

Bereich	Elementgröße
Gründungsplatte Hochhaus, Struktur UG3-UG1, Erdgeschoß	1.15 m
Gründungsplatten und Außenwände des Untergeschoßes	1.62 m
Bodenelemente im Bereich von Pfählen	2.29 m
Umgebende Bodenelemente im Abstand von 10 m	2.29 m
Umgebende Bodenelemente im Abstand von 10 m bis 20 m	4.50 m
Äußere Bodenelemente	11.0 m



Abbildung 13 Berechnungsmodell

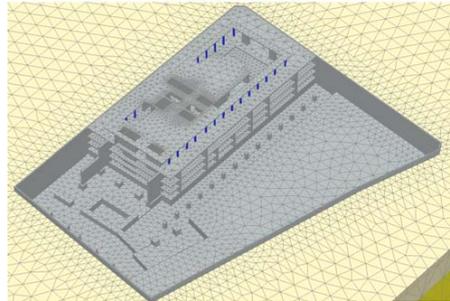


Abbildung 14 Berechnungsmodell – Strukturbereich

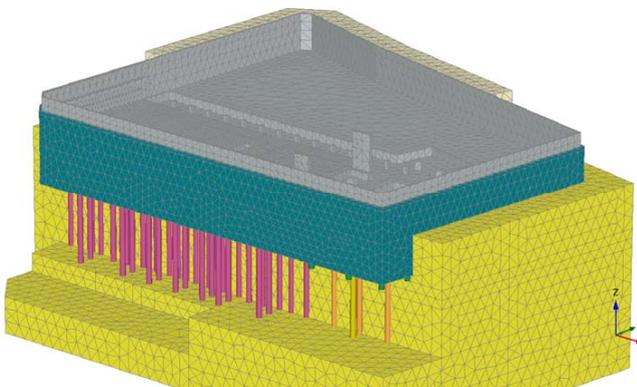


Abbildung 15 Berechnungsmodell - 3D-Ausschnitt - Schlitzwand, Gründungsplatten und Außenwände des UG, Pfähle

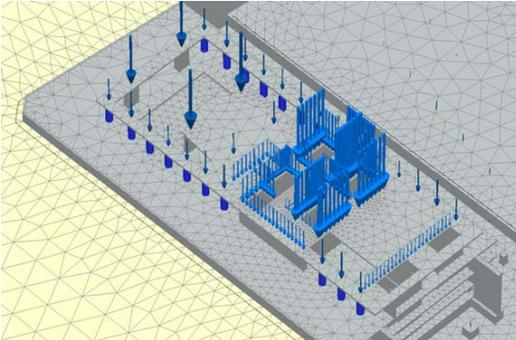


Abbildung 17 Berechnungsmodell - Linien und Einzellasten im Hochhausbereich

Im Bereich außerhalb des Hochhauses (Untergeschosse der Podiumsreiches) sind die Untergeschossdecken nur durch Säulen gestützt. Der Lastabtrag auf die Gründungsplatte wurde an diesen Stellen mit Einzellasten modelliert. Im Bereich der Wassertanks wurde das Eigengewicht des Wasservolumens mit 10 kN/m^3 angesetzt. Das Eigengewicht des Betons wurde mit 25 kN/m^3 berücksichtigt. Die Auftriebskraft durch die Einbindung des Untergeschosses in das Grundwasser wird auf Basis des eingegebenen Grundwasserstandes berechnet. In Tabelle 3 sind Berechnungsphasen und untersuchten Belastungssituationen aufgelistet.

Tabelle 3 Berechnungsphasen und Lastansätze

Nr.	Berechnungsphase	Last Hochhaus	Last Podium	GW [msl]
0	Initialisierung der Spannungen im Modell (K ₀ -Prozedur)			+3.50
1	Schlitzwand und Pfähle			+3.50
2	Bodenaushub (anschl. Nullsetzung der ber. Verformungen)			+3.50
3	Aktivierung Gründungsplatten und Außenwände			+3.50
4	Aktivierung Struktur UG1 bis UG3 und Erdgeschoss			+3.50
5	Aktivierung der ständigen Lasten	G	G	+3.50
6	Belastungssituation 1	G	G	+3.50
7	Belastungssituation 2.1	G+Q/2	G+Q/2	+3.50
8	Belastungssituation 2.2	G+Q/2	G+Q/2+W	+3.50
9	Belastungssituation 2.3	G+Q/2	G+Q/2+W	+2.00
10	Belastungssituation 2.4	G+Q/2	G+Q/2+W	- 5.00
11	Belastungssituation 3	2(G+Q)	2(G+Q)+W	+3.50

(G - ständige Last, Q - veränderliche Last , W - Eigengewicht Wasser in Tanks UG4)

Bis Phase 5 ist der Grundwasserspiegel sowohl innerhalb als auch außerhalb der Baugrube gleich.

4 Ergebnisse

Für die angewandten Stoffmodelle zeigt Abbildung 18 vergleichend die maximale Setzung unter der Gründungsplatte des Hochhauses. In Abbildung 19 und Abbildung 20 werden für ausgewählte Belastungssituationen die Setzungen der gesamten Gründungsplatte dargestellt. Die Setzungen der Belastungssituation 2.3 (Abbildung 19) werden maßgebend für die Beurteilung des Trag-Setzungs-Verhaltens der KPP im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Belastungssituation 3 (Abbildung 20) wurde zur Bestimmung des Grenztragverhaltens (gemeinsames Versagen von Baugrund und Pfahlgründung bzw. Baugrund und Tragwerk, Grundbruch der Pfahlgründung und Verlust der Gesamtstandsicherheit) gewählt. Die hier errechneten Setzungen, Setzungsdifferenzen und daraus resultierende Winkelverdrehungen liegen selbst unter Ansatz der doppelten Belastung innerhalb der Toleranzen der Gebrauchstauglichkeit. Grenzzustände der Tragfähigkeit werden nicht erreicht.

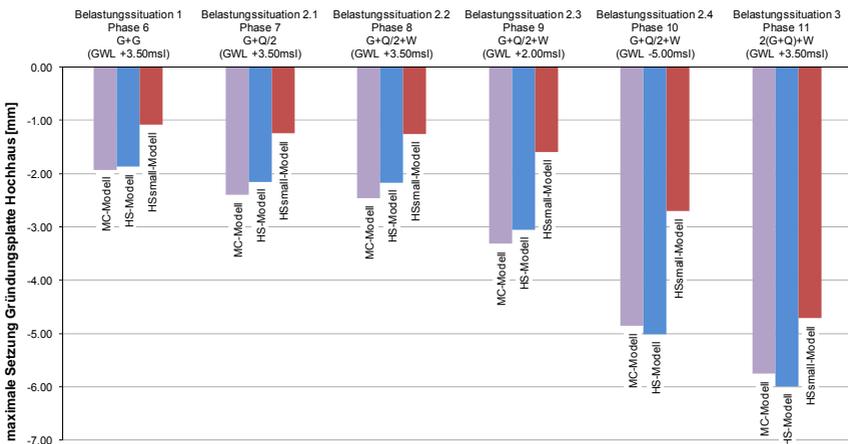
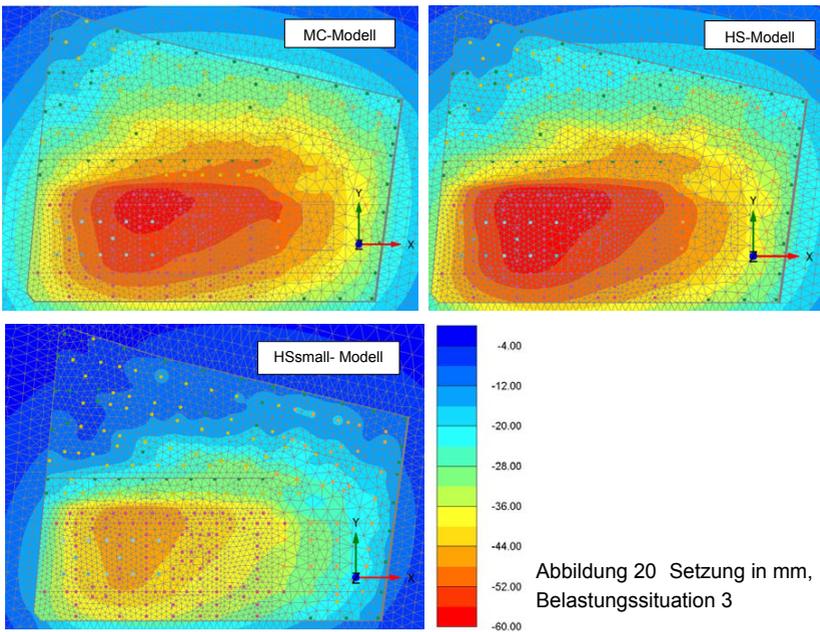
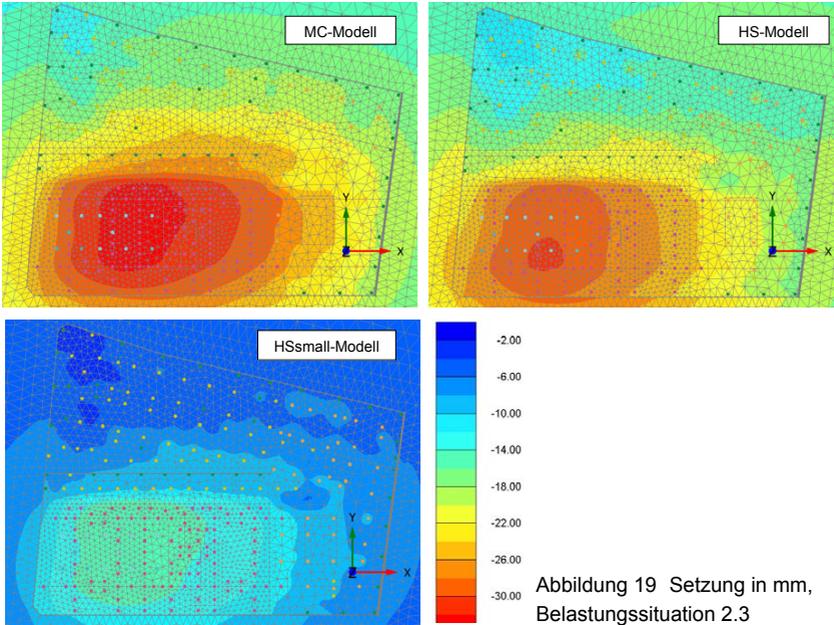


Abbildung 18 Maximale Setzung in den Belastungssituationen



Unter Ansatz des HSsmall-Modells ergeben sich trotz Ansatz der geringsten Baugrundsteifigkeit die kleinsten Setzungen. Dieser Widerspruch kann durch die Akkumulation von Baugrundverformungen mit geringen Spannungsänderungen in marginal belasteten Bereichen erklärt werden. Unter Ansatz des MC- bzw. HS-Modells ist die Setzungsmulde tiefer und strahlt in den wesentlich weniger belasteten Bereich außerhalb des Hochhauses aus. Abbildung 21 zeigt die resultierende Bodenspannung unter der Gründungsplatte des Hochhausbereiches für die untersuchten Stoffmodelle. In Abbildung 22 werden die zugehörigen vertikalen Pfahlbelastungen dargestellt. Mit dem HSsmall-Modell ergibt sich eine nahezu gleichmäßige Verteilung der Bodenspannung. Die Pfähle werden trotz der um rd. 50 % geringer angesetzten Steifigkeit des Bodens weniger belastet.

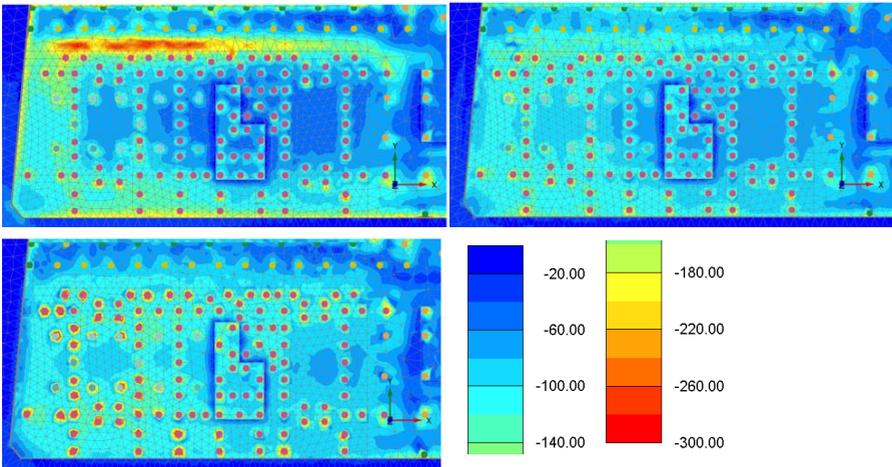


Abbildung 21 Bodenspannung σ_1 in kN/m^2 , KPP Hochhausbereich, Belastungssituation 2.3, oben links MC-Modell, oben rechts HS-Modell, unten HSsmall-Modell

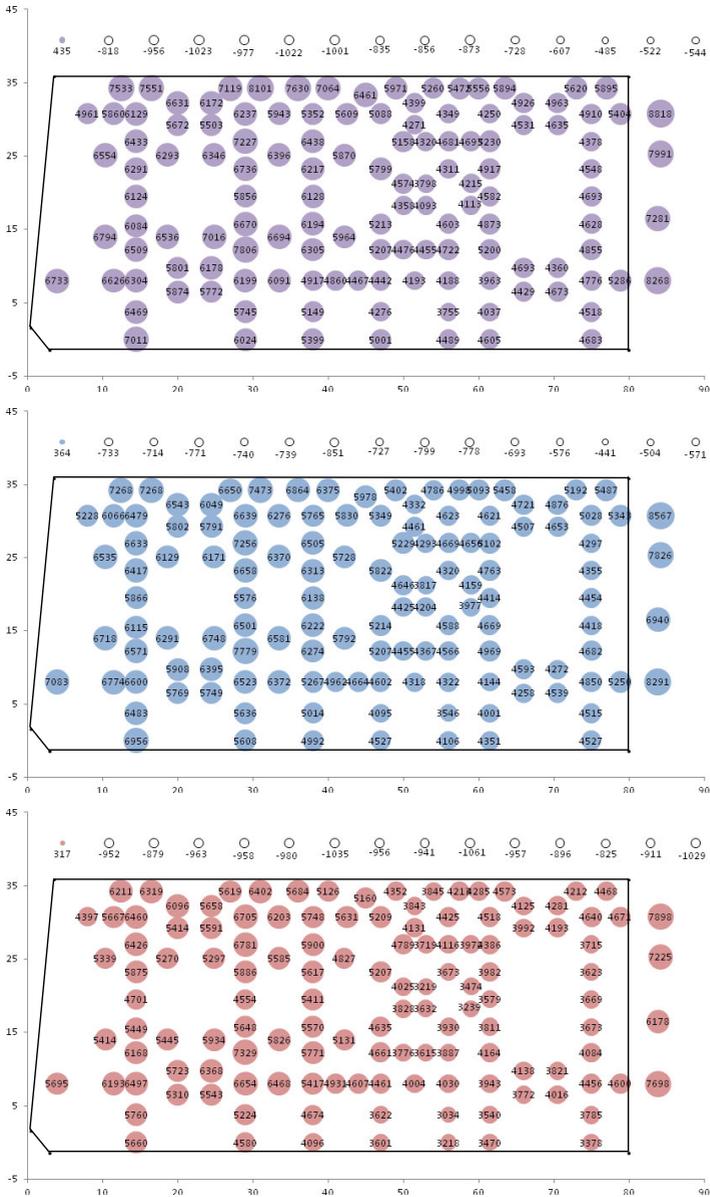


Abbildung 22 Vertikallast am Pfahlkopf KPP Hochhausbereich - Belastungssituation 2.3, von oben nach unten: MC-, HS- und HSsmall-Modell

Um den Einfluss von Hohlräumen zu untersuchen wurden Elementgruppen (Cluster) mit sehr geringer Steifigkeit (100 kN/m^2) in verschiedenen Positionen unterhalb ausgewählter Pfahlgruppen im Hochhausbereich modelliert. Die Elementcluster haben einen Grundriss von 100 m^2 bis 200 m^2 und sind 5 m mächtig. Die Cluster werden in der ersten Berechnungsphase (siehe Tabelle 3) aktiviert, wobei Cluster unter den 30 m langen Pfählen mit Clustern unter den 40 m langen Pfählen kombiniert werden. Es wurden 13 Clusterkombinationen untersucht (Abbildung 25).

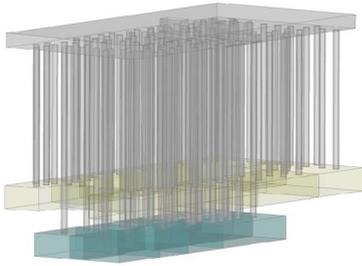


Abbildung 23 3D-CAD-Modell mit Bereich der Elementcluster

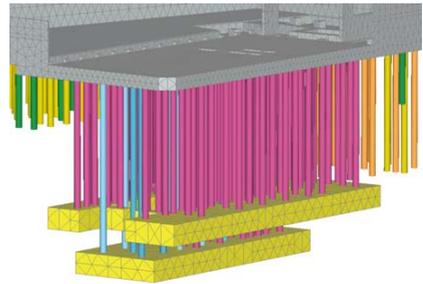
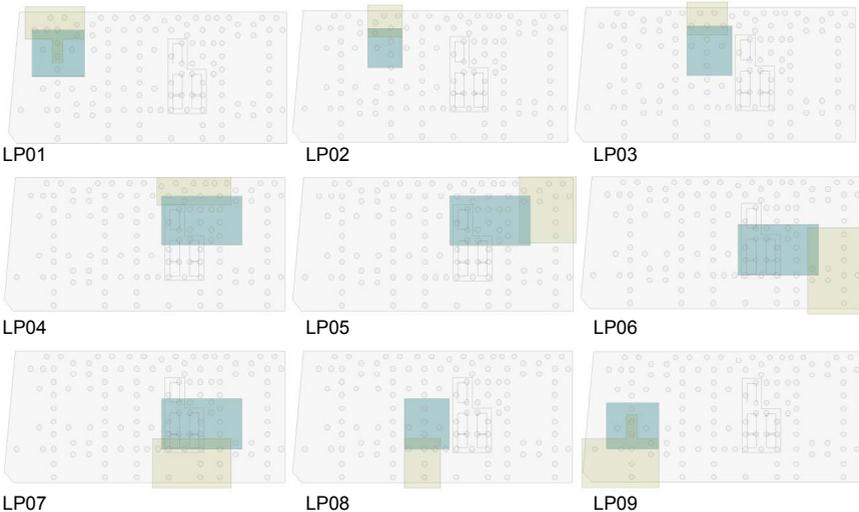


Abbildung 24 FE-Berechnungsmodell mit Bereich der Elementcluster



LP01

LP02

LP03

LP04

LP05

LP06

LP07

LP08

LP09

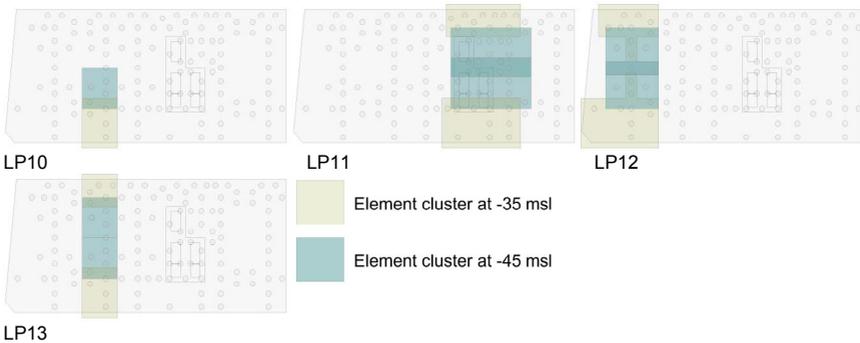


Abbildung 25 3D-CAD-Modell mit Clusterkombinationen

Im Ergebnis der Untersuchung wurde festgestellt, dass keine nennenswerte Beeinflussung des Trag- und Verformungsverhalten der KPP durch Hohlräume (Kavernen und Gänge) im Pfahlfußbereich besteht. Die Gründungsplatte ist in der Lage eine Schwächung von Pfahlgruppen zu kompensieren.

5 Zusammenfassung

An einem Beispiel der 3D-FE-Berechnung der Pfahl-Platten-Gründung eines Hochhauses werden Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung der FEM bei der Berechnung von komplexen großräumigen Pfahlgründungssystemen aufgezeigt. Es wird auf den Ansatz und die Auswirkung verschiedener Stoffgesetze bei der Kalibrierung des FE-Modells, die Netzgenerierung und die Modellierung von Pfählen mit Hilfe von netzunabhängigen Stabelementen eingegangen. Fragen bei der Findung der geeigneten Schnittstelle und die Umsetzung der notwendigen iterativen Annäherung des komplexen bodenmechanischen, jedoch häufig strukturell vereinfachten, Berechnungsmodell des Geotechnikers zum Strukturmodell des Hochbaustatikers werden diskutiert.

Die Berechnungen haben gezeigt, dass keine nennenswerte Beeinflussung des Trag- und Verformungsverhalten der KPP durch Hohlräume im Pfahlfußbereich besteht.

Literatur

- [L1] **T. Schanz**; P.A.Vermeer; P.G. Bonnier: Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. in: Brinkgreve, R.B.J. (Publ.): Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, 1999, pp. 281-290
- [L2] **T. Benz**: Small Strain stiffness of soils and its numerical consequences, Ph.d. thesis, University of Stuttgart, 2007
- [L3] **J.S. Lebeau, F. Tschuchnigg**: FE-Analysis of piled and piled raft foundations, Graz University of Technology, April - August 2008
- [L4] **H.K. Engin, E.G. Septanika, Brinkgreve R.B.J, B.G. Bonnier**: Modelling piled foundations by means of embedded piles, Geotechnics of Soft Soils , 2009, P. 131-136
- [L5] **Plaxis 3D2012**; Tutorial Manual, Reference Manual, Material Models Manual, Scientific Manual

Autoren

Dipl.-Ing. Alexander Mühl
Dr.-Ing. habil. Klaus Röder

alexander.muehl@cdmsmith.com
klaus.roeder@cdmsmith.com

CDM Smith Consult GmbH
Weißenfelser Straße 65H
04229 Leipzig

www.cdmsmith.com
Tel.: 0341 333 89 580

Dr.-Ing. Christian Wawrzyniak
CDM Smith Consult GmbH
Motorstraße 5
70499 Stuttgart

christian.wawrzyniak@cdmsmith.com
www.cdmsmith.com
Tel.: 0711 83 07 620

Beitrag:

**Laboratory assessment of ultimate unit friction
of driven piles in chalk**

T. M. Carrington, G. Li, M. J. Rattley

FUGRO GeoConsulting Limited, Wallingford, England

Leider wurde dieser Beitrag nicht eingereicht.

AT EVERY STEP...



...COUNT ON **FUGRO**

Fugro Renewable Services supply the data and services that enable the safe, reliable and efficient design, construction and maintenance of offshore wind and marine renewable installations and infrastructure.

Our capabilities include:

- Geophysical and Geotechnical Site Surveys
- Metocean and Structural Monitoring
- Large Diameter Drilling
- Positioning
- Subsea Inspection
- Operation and Maintenance Marine Support

www.fugrorenewables.com

Contact: Erik Vogt, +49 1761 100 6630, +49 4046 898 0352
Zippelhaus 4, 20457 Hamburg



Probebelastungen von Stahlrohren in Kreide für den Offshore-Windpark Baltic 2

MBA BSc Thomas Lahrs, Dipl.-Ing. Anastasios Kallias

Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH, HOCHTIEF Solutions AG CEM

1 Einleitung

Die EnBW Erneuerbare Energien GmbH, Hamburg, plant in der südlichen Ostsee die Errichtung des offshore-Windparks Baltic 2 mit 80 Anlagen der 3,6 MW-Klasse. Das Bau-feld befindet sich in einem Gebiet in dem als dominierendes Basisgestein Kreide in großer Mächtigkeit ansteht. Die Kreide wird überwiegend überlagert von Geschiebemergelschichten mit einer Mächtigkeit von bis zu 20 Meter.

Mit dem Ziel die vorliegenden Baugrundaufschlüsse zu verifizieren, um möglichst realistische Parameter für die Bemessung der Gründungsstrukturen zu erlangen, wurden zunächst offshore im Bau-feld Probepfähle installiert und getestet.

Zur Kalibrierung der Ergebnisse der dynamischen Offshore-Pfahlprobebelastungen, insbesondere in der Kreide, wurden zusätzlich Onshore-Pfahltests am Standort Hemmoor in Niedersachsen (Nähe Stade) durchgeführt. Um den Anwendungshinweisen des BSH (Bundesamts für Seeschifffahrt und Hydrographie) zur Berücksichtigung von zyklischen Einwirkungen auf offshore-Gründungen Rechnung zu tragen, wurden in Hemmoor zusätzlich zu den dort geplanten dynamischen und statischen Pfahltests auch statisch-zyklische Pfahltests durchgeführt.



Abbildung 1: Lage des Offshore-Windparks Baltic 2

Alle zuvor beschriebenen Pfahltests wurden parallel zur Entwurfsbearbeitung im Rahmen des Basic Design (ursprünglich 2. BSH-Freigabe) durchgeführt. Die Ergebnisse der Probelastungen wurden bei der Pfahlbemessung des Final Design (3. BSH-Freigabe) berücksichtigt. Das hier beschriebene Testpfahlprogramm wurde maßgeblich von der „Kempfert Geotechnik GmbH“ in enger Abstimmung mit dem für das Projekt Baltic 2 verantwortlichen Sachverständigen für Geotechnik „Grundbauingenieure Steinfeld und Partner“ ausgearbeitet, in der Umsetzung begleitet und ausgewertet.

2 Offshore-Testpfahlprogramm im Baufeld

Im Rahmen des offshore-Testpfahl-Programms wurden im Baufeld an zwei späteren Turbinenstandorten insgesamt sechs Probepfähle mit Längen von 45 Meter und 65 Meter und einem Durchmesser von 1,5 Meter gerammt. Vier Pfähle wurden dabei an einer typischen Kreidelokation OWT 32 eingebracht. Zwei weitere Pfähle wurden am Standort OWT 10 mit einer vorherrschenden mächtigen Geschiebemergelschicht installiert.

Direkt im Anschluss an die Installation der Pfähle wurden im Januar 2011 erste dynamische Pfahlprobelastungen durchgeführt (End of Driving Test). Die dynamischen Probelastungen wurden anschließend im Februar, im März und im Mai dreimal (Restriktive Test) wiederholt, um so das „Anwachsverhalten“ der Pfähle zu erkunden.

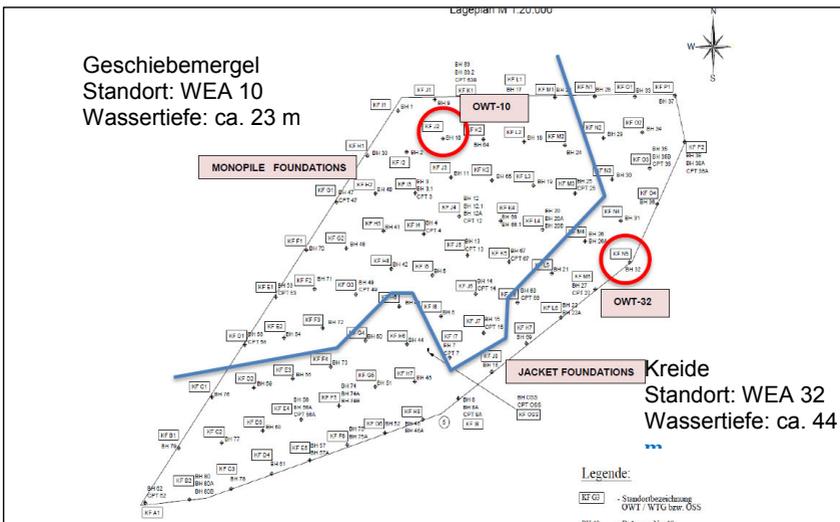


Abbildung 2: Standorte der offshore hergestellten Probepfähle

Die Probepfähle werden nicht als spätere Bauwerkspfähle verwendet sondern nach Beendigung der Pfahlprobebelastungen im Laufe der Installation der späteren Gründungen zurückgebaut.

Tabelle 1: Zeitliche Übersicht über die Restrike Tests

	Zeitpunkte der dyn. Pfahlprobebelastungen			
	EoD-Test	1. Restrike	2. Restrike	3. Restrike
Testzeitpunkt	Jan. 2011	Feb. 2011	Mrz. 2011	Mai 2011

Im Ergebnis haben die durchgeführten Tests unter anderem gezeigt, dass in der Kreide unmittelbar nach der Rammung ein deutliches „Festwachsen“ stattfindet. Es konnte außerdem ein weiteres „Festwachsen“ des Pfahlmantels festgestellt werden, allerdings mit stark abnehmender Tendenz. Die Erhöhung des Pfahlmantelwiderstands betrug, bezogen auf die Ergebnisse des End of Driving Tests, etwa 50 Prozent bis 60 Prozent.



Abbildung 3: Fotos der Offshore-Arbeiten

3 Onshore-Testpfahlprogramm Hemmoor

3.1 Standortauswahl

Mit dem Ziel, die Ergebnisse der dynamischen offshore-Pfahlprobelastungen insbesondere in der Kreide zu kalibrieren, sollten zunächst nearshore an weiteren Testpfählen zusätzlich dynamische und statische Probelastungen durchgeführt werden. In Ermangelung eines passenden Nearshore-Standorts mit vergleichbaren Kreide-Untergrundverhältnissen wurde der onshore Standort Hemmoor in Niedersachsen für diese Tests gewählt. Auf dem Gelände in Hemmoor steht ab einem Niveau von etwa -24,0 Meter GOK ein Kreidehorizont an. In den oberen zirka sieben Metern ist der Kreidehorizont stark mit Flintsteinen durchsetzt.

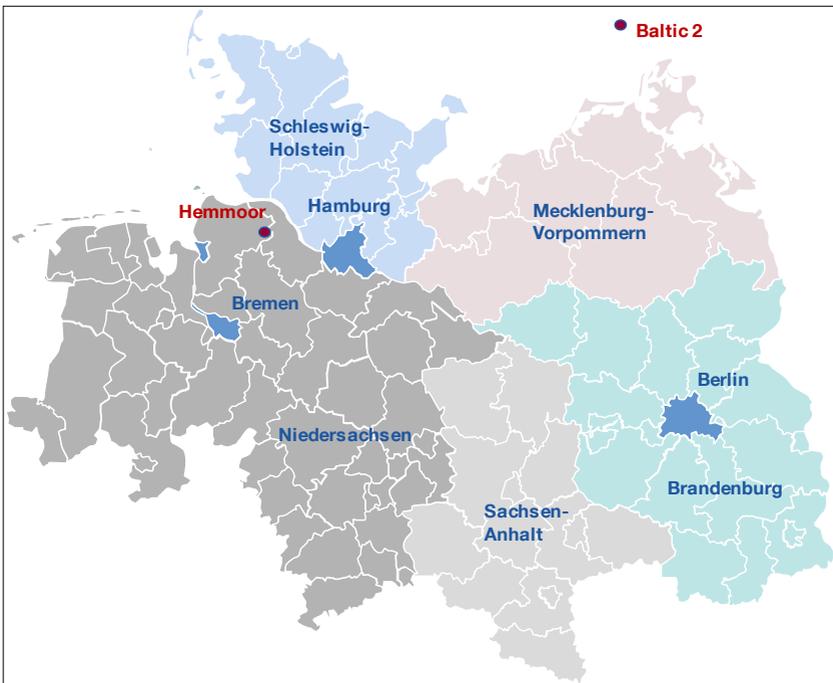


Abbildung 4: Lage des Pfahltestgeländes bei Hemmoor

Zur Bewertung der Vergleichbarkeit der in Hemmoor anstehenden Kreide mit der offshore anstehenden Kreide wurden in Hemmoor von April 2011 bis Juni 2011 zunächst mehrere Bohrungen und Drucksondierungen ausgeführt. Im Anschluss an diese Baugrunderkun-

dungen wurden sowohl am Institut für Geotechnik und Geohydraulik der Universität Kassel als auch am Institut für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg zahlreiche bodenmechanische Laborversuche durchgeführt. Die Versuche erfolgten dabei an den gewonnenen Bodenproben der offshore-Lokation sowie an den Bodenproben der onshore-Lokation. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass die in Hemmoor in tieferen Schichten anstehende kompakte Kreide, ausreichend mit der Kreide im Projektgebiet Baltic 2 vergleichbar ist und sich insofern für das geplante Pfahltestprogramm eignet.

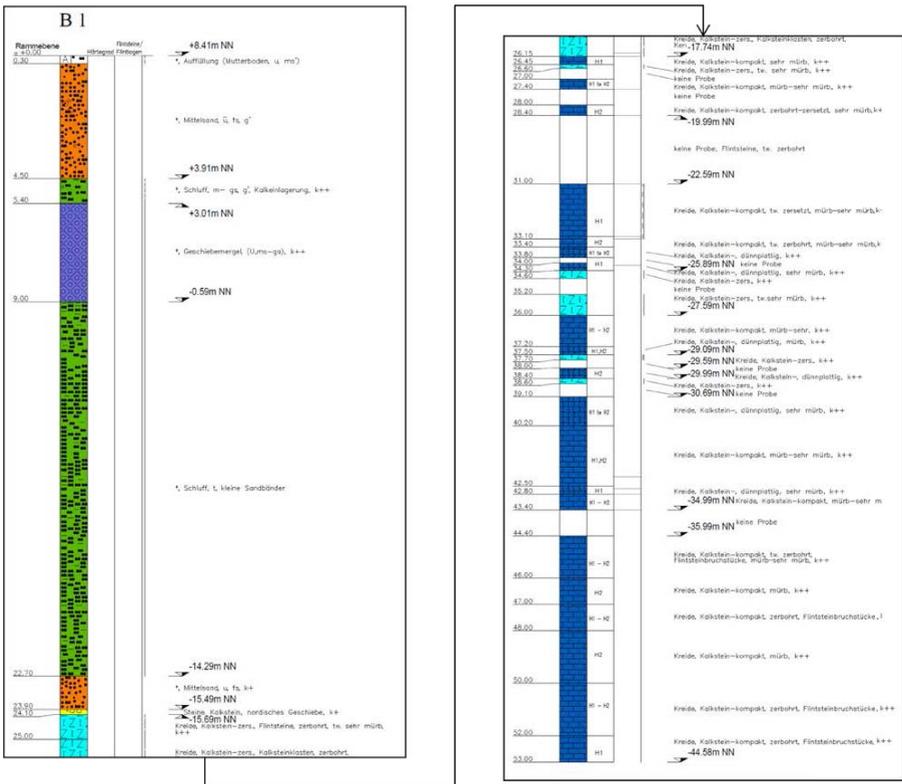


Abbildung 5: Baugrundsichtung am Standort Hemmoor

3.2 Geplantes Testpfahlprogramm

Zur Untersuchung der Einflüsse von zyklischen Pfahlbeanspruchungen infolge Wind und Wellen auf das Pfahltragverhalten sowie zur Kalibrierung der offshore durchgeführten

dynamischen Pfahlprobepbelastungen an entsprechenden statischen Pfahlprobepbelastungen sollten onshore die folgenden Probepbelastungen durchgeföhrt werden:

- Dynamische Pfahlprobepbelastungen jeweils als End of Driving Test sowie 3 Restri-
kte Tests an allen Probepfählen
- Zwei statische axiale Pfahlprobepbelastungen als Zugversuche und Referenzversu-
che für die zyklischen Probepbelastungen
- Zwei zyklische axiale Pfahlprobepbelastungen mit Zugschwelllast und anschließen-
dem statischen Zugversuch
- Eine statische axiale Pfahlprobepbelastung als Druckversuch

Neben den zu betestenden Probepfählen waren für den Versuchsbaue auch Hüllrohre und Reaktionspfähle erforderlich, die in der folgenden Anordnung in den Baugrunde eingebracht wurden.

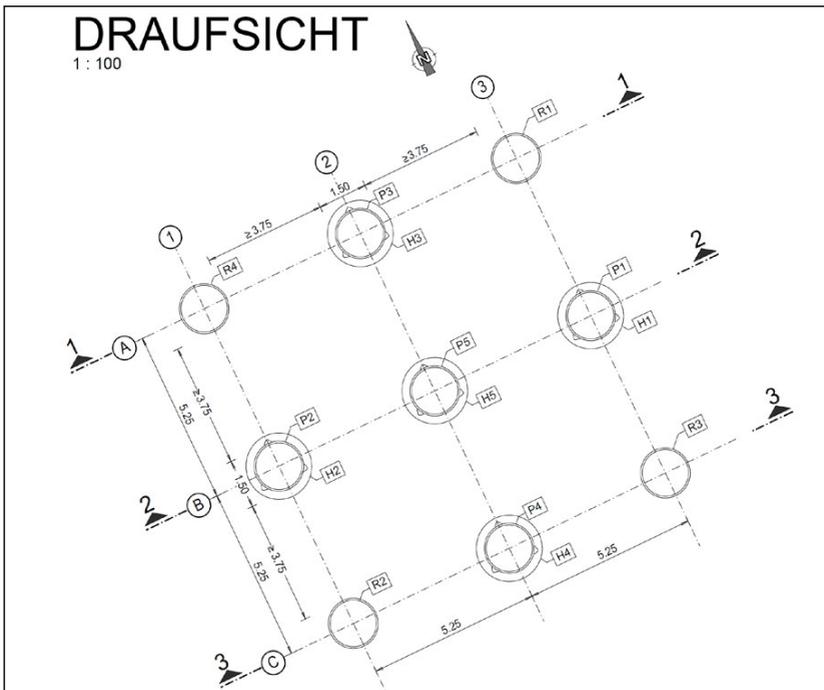


Abbildung 6: Draufsicht Anordnung der Testpfähle

Probepfähle:

Der Außendurchmesser der späteren Bauwerkspfähle beträgt $D = 3,0$ Meter. Die Probebelastungen am Standort Hemmoor wurden an Stahlrohrpfählen mit einem Außendurchmesser $D = 1,5$ Meter ausgeführt. Somit konnte den Anforderungen des Abschnitt 9.2.1 der EA-Pfähle hinsichtlich der Durchmesserhältnisse von Bauwerkspfählen zu Testpfählen Rechnung getragen werden. Insgesamt wurden die Probepfähle P1 – P5 bis zu -50 Meter unter Geländeoberkante (GOK) in den Baugrund eingebracht. Die maximale Einbindelänge in der Kreide betrug somit zirka 26 Meter.

Hüllrohre:

Wie zuvor beschrieben, steht die für die Probebelastungen maßgebende Kreide am Standort Hemmoor erst ab zirka -24,0 Meter GOK an. Es war daher erforderlich die Probepfähle innerhalb von bis auf OK Kreide ausgebohrten Hüllrohren H1 – H5 mit einem Außendurchmesser von $D = 2,0$ Meter einzubringen. Die Rohrpfähle wurden bis auf -26,0 Meter GOK abgesetzt und anschließend ausgebohrt. Auf diese Weise konnte die Pfahlmantelreibung im überlagernden Bodenhorizont ausgeschaltet werden. Der gewählte Versuchsaufbau ermöglichte somit eine isolierte Erkundung des Pfahltragverhaltens in der Kreide.

Reaktionspfähle:

Als Widerlager für die Pressenlasten während der Durchführung der Zug- und Druckversuche mussten zudem vier Reaktionspfähle R1 – R4 als offene Stahlrohrpfähle mit einem Durchmesser von $D = 1,5$ Meter vorgesehen werden. Die Reaktionspfähle wurden 35 Meter tief in den Untergrund eingebracht.

Belastungseinrichtung:

Zur Lasteinleitung der Pressenlasten in die Reaktionspfähle wurde über den Testpfählen eine Traverse angeordnet. Für die Erzeugung der Last wurde ein Hydrauliksystem verwendet, welches aus einem 700 bar Hydraulikaggregat und sechs parallelen Zweibegepressen bestand. Die Probebelastungen erfolgten „kraftgesteuert“. Die Kraftmessung wurde über kalibrierte Kraftmessdosen direkt unter den Pressen realisiert. Die Messung der sich unter der Probebelastung ergebenden Pfahlverschiebungen erfolgte mit elektrischen und mechanischen Feinmessuhren. Es wurden dabei sowohl die vertikalen als auch die horizontalen Pfahlverschiebungen ermittelt.

Vor dem Hintergrund der während der offshore Probelastungen gesammelten Erfahrungen, welche z.T. sehr hohe Mantelreibungen in Kreide gezeigt hatten, wurde die Belastungseinrichtung (Traverse, Pressen, Reaktionspfähle) auf eine maximale statische Zug- bzw. Druckprüflast bzw. Pfahlgrenztragfähigkeit von $R_{g,t/c} = 15 \text{ MN}$ ausgelegt. Die Konzeptionierung, das Erstellen der Statik, die Bereitstellung und der Aufbau der kompletten Konstruktion erfolgte durch die Fa. IPM GmbH.

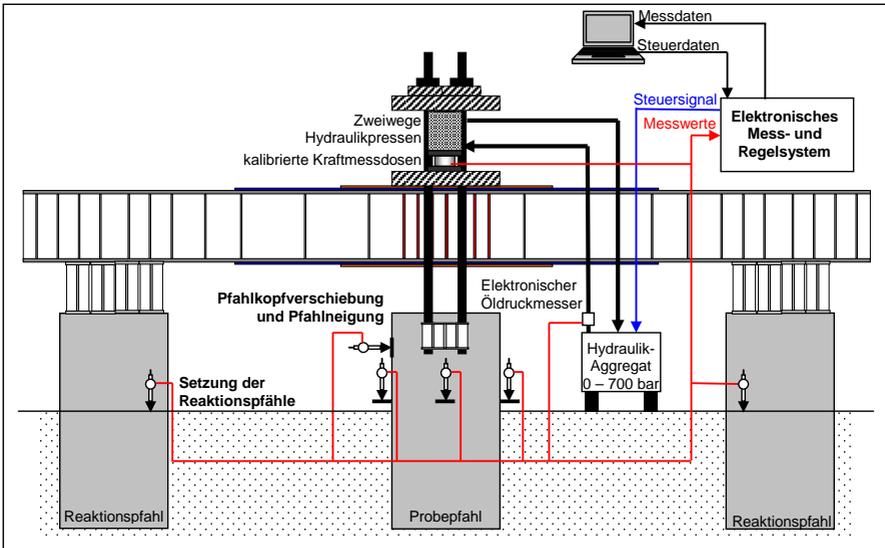


Abbildung 7: Prinzipskizze Versuchsaufbau

Instrumentierung der Probepfähle:

Um die Verteilung der Pfahlmantelreibung entlang des Pfahls ermitteln zu können bzw. beim statischen Druckversuch eine Differenzierung des Pfahlwiderstands in Fußwiderstand und Mantelwiderstand vornehmen zu können, wurden in verschiedenen Messebenen Dehnungsmessungen durchgeführt. In jeder Messebene wurden drei Extensometer im Winkel von 120° an den Probepfählen befestigt, um so bei ggf. exzentrischer Pfahlbelastung die mittlere Dehnung erfassen zu können. Der Schutz der Extensometer erfolgte mit Hilfe von Leerrohren die wiederum durch Winkelprofile geschützt wurden. Die Ausrüstung der Pfähle erfolgte vollständig auf der Baustelle. Um den hohen Qualitäts- und Genauigkeitsanforderungen Rechnung zu tragen, erfolgten die Schweißarbeiten im Schutz temporärer Einhausungen.

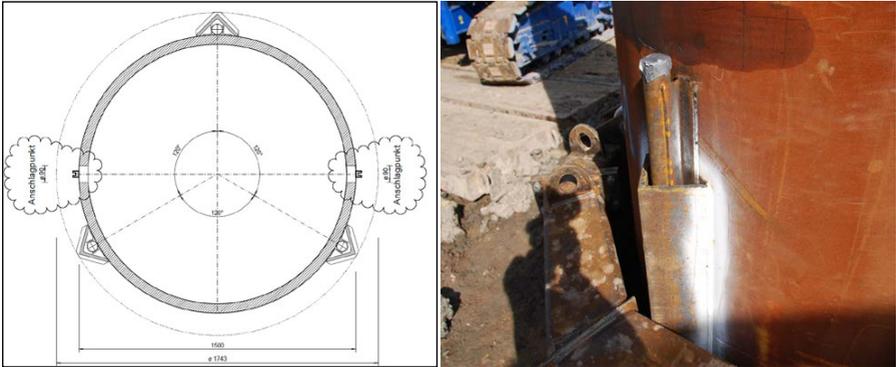


Abbildung 8: Schutzprofile für Extensometermessungen

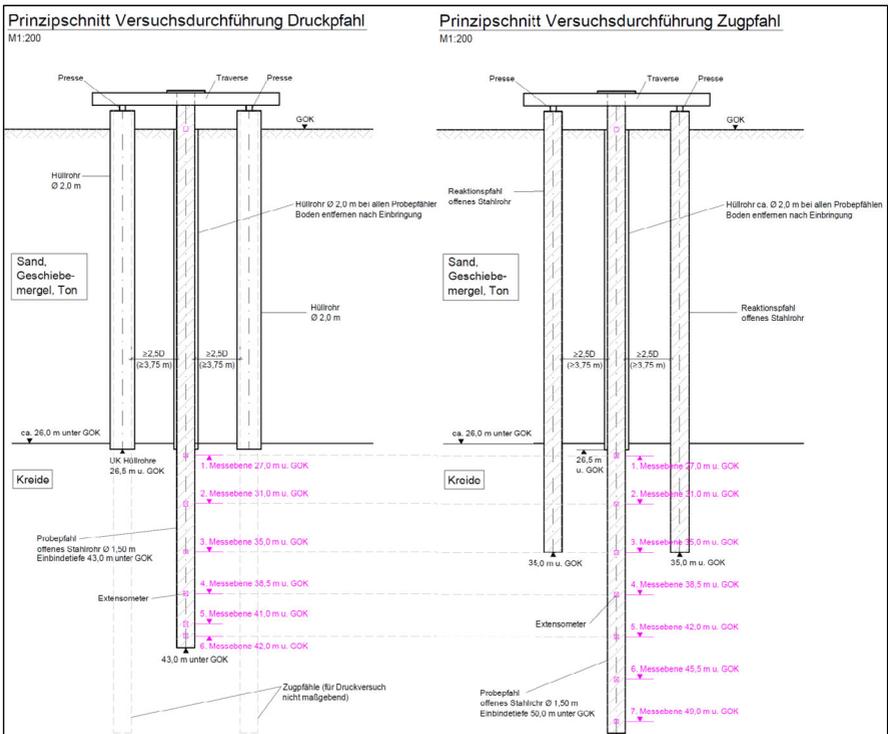


Abbildung 9: Übersicht und Prinzipskizzen Versuchsaufbau

3.3 Installation der Testpfähle

Die Probelastungen in Hemmoor sollten für die Bemessung der Rohre in der Kreide möglichst genaue Werte liefern. Wie zuvor beschrieben wurden daher planmäßig Hüllrohre $D = 2,0$ Meter mit einer Länge von 29,00 Meter eingebaut und ausgebohrt, um den Einfluss der überlagernden Schichten auszuschließen. Dem Schnitt durch den Pfahl in Abbildung 8 ist zu entnehmen, dass die Probepfähle $D = 1,5$ Meter auch noch mit außen liegenden Messrohren und Schutzwinkeln bestückt waren. Unter diesen Voraussetzungen blieb lediglich ein liches Maß zwischen Hüllrohr und Probepfahl von rund 20 Zentimetern und somit eine sehr hohe Anforderung an die Genauigkeit beim Einbau der Rohre. Die Herstelltoleranzen wurden gem. Rammplan mit:

- +/- 5 cm am Ansatzpunkt
- 0,5 % Schiefstellung

festgelegt.

Diese Forderungen konnten nur mit einer mäklergeführten Rammung eingehalten werden. Zum Einsatz sind folgende Geräte gekommen:

- Hillcon CX 900
 - Aufbauhöhe 50,7 m
 - Einsatzgewicht 160 to
- Hydraulikhammer
 - IHC S-150 mit Schlaghaube
 - Einsatzgewicht 35 to
- Seilbagger Hitachi KH 230
 - Einsatzgewicht 85 to (als Hilfskran zum aufnehmen der Rohre)
- Autokran
 - 550 to Autokran
 - Hakenhöhe 76,0 m

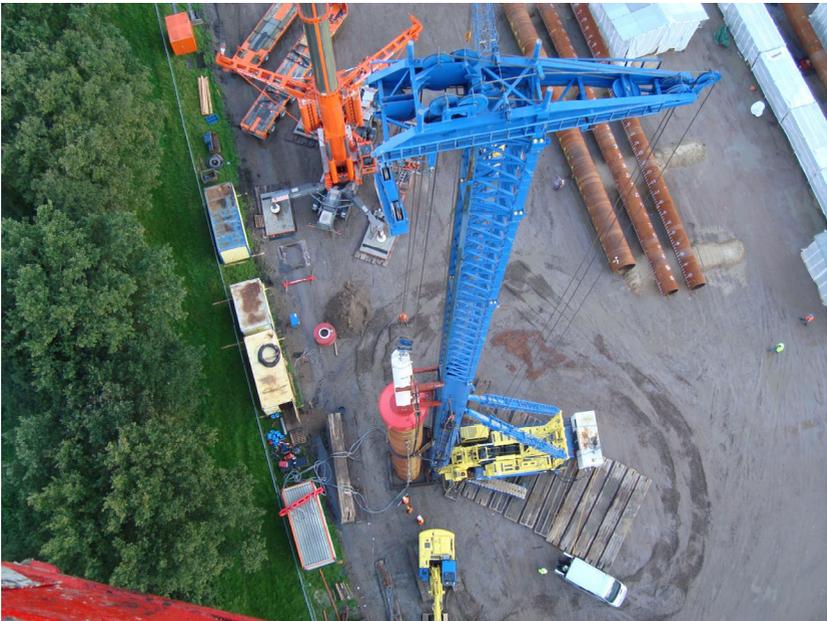


Abbildung 10: Mäklergeführte Rammung der Hüllrohe

Nach dem Einbau der Hüllrohre wurden die Reaktionspfähle mit $D = 1,5$ Meter, einer Länge von 38,0 Meter und einem Gewicht von bis zu 69,2 to aufgenommen und eingerammt. Danach wurden die Hüllrohre ausgebohrt und die Probepfähle $D = 1,5$ m, $L = 54,0$ Meter und Gewicht 98,3 to aufgenommen, eingestellt und auf Solltiefe gerammt.

Die planmäßigen Herstelltoleranzen konnten trotz der schwierigen Bodenverhältnisse bei den mäklergeführten Rammarbeiten eingehalten und sogar unterschritten werden.



Abbildung 11: Rammung der Testpfähle

3.4 Durchführung und Ergebnisse der verschiedenen Pfahltests

Die zuvor beschriebenen Pfahltests erfolgten im Zeitraum Oktober bis Dezember 2011. Der End of Driving Test (EoD) sowie der 1. Restrike wurden von der Fa. GeoDrive, Niederlande durchgeführt. Die Auswertung erfolgte zunächst mit der GEOWAVE Software ebenfalls durch Fa. GeoDrive. Der 2. Restrike und der 3. Restrike wurden jeweils durch die Fa. GSP, Mannheim durchgeführt und nach dem CAPWAP Verfahren ausgewertet.

Tabelle 2: Ergebnisse der dynamischen Pfahlprobelastungen

Pfahl	Pfahlmantelwiderstand $R_{c,s,m}$ [kN] / Pfahlfußwiderstand $R_{c,b,m}$ [kN]							
	EoD		1. Restrike		2. Restrike		3. Restrike	
			(07.10.2011)		(17.11.2011)		(24.11.2011)	
	$R_{c,s,m}$	$R_{c,b,m}$	$R_{c,s,m}$	$R_{c,b,m}$	$R_{c,s,m}$	$R_{c,b,m}$	$R_{c,s,m}$	$R_{c,b,m}$
P01	0	795	12.622	1.854	-	-	-	-
P03	1.295	1.324	12.180	1.854	11.770	6.265	6.684	5.520
P04	1.295	795	16.464	2.384	12.111	6.416	7.244	5.242
P05	907	795	7.839	1.854	6.411	3.850	5.235	3.849

Im Anschluss an die dynamischen Tests wurden die statischen Zug und Druckversuche sowie die statisch-zyklischen Versuche realisiert. Die Probelastungen wurden dabei von Fa. IPM Impuls Pfahlmessung GmbH vorbereitet und ausgeführt.



Abbildung 12: Durchführung statischer Druckversuch

Bei der Konzeptionierung der Tests wurde eine Pfahlhebung (Zugversuche, P01 und P03) bzw. Pfahlsetzung (Druckversuch P05) von etwa zehn Zentimetern als ein wesentliches Kriterium für das Erreichen der Grenztragfähigkeit definiert. Während des Versuchs wurde die Belastung stufenweise bis zum Erreichen des zuvor definierten Abbruchkriteriums (10 cm) erhöht. Zur besseren Beurteilung des Kriechverhaltens wurde die Last auf den einzelnen Laststufen über einen längeren Zeitraum konstant gehalten.

Gegenüber den zuvor durchgeführten dynamischen Pfahltests zeigten die Messungen bei den statischen Zugversuchen deutlich geringere Mantelreibungen als erwartet. Mit dem statischen Druckversuch wurde gegenüber der dynamischen Probelastung hingegen ein sehr viel höherer Pfahlwiderstand ermittelt. Dies war zum einen auf einen sehr hohen Pfahlmantelwiderstand im unteren Bereich des Pfahlschafts und zum anderen auch auf einen ungewöhnlich hohen Pfahlfußwiderstand zurückzuführen.

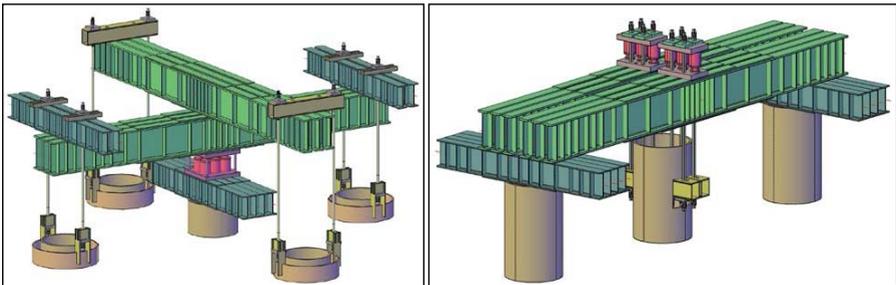


Abbildung 13: Belastungseinrichtungen, links Druckversuch, rechts Zugversuch

Tabelle 3: Ergebnisvergleich dynamische und statische Pfahlprobelastungen

Pfahl	dynamische PB	statische PB	Verhältniswert
	dyn $R_{s,m}$	stat $R_{s,m}$	stat $R_{s,m}$ / dyn $R_{s,m}$
	[kN]	[kN]	[-]
P01 Zugversuch	6.311	3.620	0,57
P03 Zugversuch	3.342	2.520	0,75
P04 zykl. + Zug	3.622	1.820	0,5
P05 Druckversuch	5.235	7.500	1,43

Es wurde generell eine Zunahme der Mantelreibung mit der Einbindetiefe festgestellt. Die tiefenabhängige Zunahme der Mantelreibung war bei den statischen Pfahlprobelastungen stärker ausgeprägt als bei den dynamischen Pfahlprobelastungen.

Zyklischer Versuch am Pfahl P04:

Wie zuvor beschrieben war ein Ziel des Testpfahlprogramms, die Auswirkungen von zyklischen Beanspruchungen der Bauwerkspfähle durch Wind und Welle versuchstechnisch zu erkunden. Auf Grundlage des zuvor prognostizierten Zugpfahlwiderstandes wurde für den zyklischen Versuch ein Belastungsschema definiert. Dabei wurde im Bereich des am späteren Bauwerkspfahl zu erwartenden zyklischen Lastniveaus eine Zugschwellbelastung mit 1000 Zyklen vorgesehen. Die Anzahl der vordefinierten Zyklen orientierte sich dabei an der Anzahl an Zyklen, die im Laufe eines 35 Stunden-Sturmereignisses am Bauwerkspfahl zu erwarten sind. Die Auswertung der Extensometermessungen erfolgte bei zuvor definierten Zyklen.

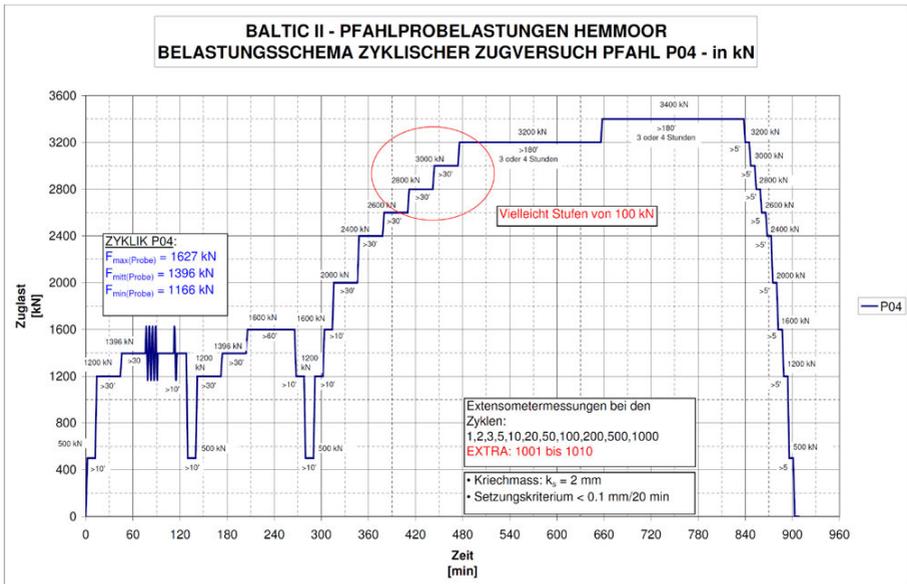


Abbildung 14: Belastungsschema für den zyklischen Zugversuch am Pfahl P04

Im Ergebnis zeigte der zyklische Versuch am Pfahl P04 keine signifikanten Unterschiede zwischen dem statischen und postzyklischen Pfahltragverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Auch die sich infolge der Zyklik akkumulierenden Pfahlverschiebungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ergaben sich vergleichsweise gering

Autoren

MBA BSc Thomas Lahrs

lahrs@kurt-fredrich.de

Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH
Zur Siedewurt 17, 27612 Loxstedt

Tel.: 0471 97447-17
www.kurt-fredrich.de

Dipl.-Ing. Anastasios Kallias

anastasios.kallias@hochtief.de

HOCHTIEF Solutions AG, Civil Engineering Marine and Offshore
Fuhlsbüttler Str. 399, 22309 Hamburg

Tel.: 040 689 986 -212
www.hochtief-solutions.de/cem



Unser Spezialwissen für Sie europaweit vor Ort:

Ortbetonrammpfähle
Teilverdrängungsbohrpfähle
Vollverdrängungsbohrpfähle
Verbau
Bodenaustausch
Fredrich – auf gutem Grund.

Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH

Postfach 10 11 09 · 27511 Bremerhaven

Hausanschrift: Zur Siedewurt 17

27612 Loxstedt /Bremerhaven

Tel.: + 49 (0) 471 974 47- 0

Fax: + 49 (0) 471 974 47-44

Email: info@kurt-fredrich.de · Web: www.kurt-fredrich.de



Anwendung und Herstellung von Verankerungspfählen für Rückverankerungen von Spundwänden.

Dipl.-Ing. Frank Tapken

Dipl.-Ing. Ralf Krutwig

1 Einleitung

Aufgrund des seit Jahren zunehmenden Containerumschlages in den Deutschen See- und Binnenhäfen, ergeben sich bei der Bemessung neuer Uferanlagen infolge der höheren Lastansätze sowohl bei den Spundwandwandprofilen als auch bei den Verankerungselementen deutlich höhere Bemessungswerte.

Kräfte von 1500 kN bis 3000 kN je Verankerungselement sind daher keine Seltenheit mehr und erfordern neue Lösungen diese Lasten prozesssicher in den Baugrund übertragen zu können.

Bisherige Pfahlsysteme im Wasserbau wurden in der Regel als gerammte Verpressmantelpfähle (VM-Pfahl und auch als RV- bzw. MV-Pfahl bezeichnet) eingebaut und im Kopfbereich mit einer Rundstahlankerkonstruktion versehen. Als innere Tragglieder dienen in der Regel H-Profile aus Stahl mit eher niedriger Streckgrenze. Der natürliche Vorgang der Korrosion und die dadurch kontinuierliche Schwächung der Stahlelemente des für die Standsicherheit erforderlichen Stahlquerschnittes wurden bei den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit durch Annahme eines Abrostungszuschlages berücksichtigt. Nachteilig wirken sich auch die hohen Erschütterungs- und Lärmimmissionen bei der Herstellung aus

Bei gebohrten Pfahlsystemen werden Beton – und Spannstähle als Tragglieder eingesetzt. Es handelt sich um Stähle mit geringem Durchmesser und hoher Streckgrenze. Auf Grund Ihrer geringen Traglastreserven zwischen Streckgrenze und Bruchlast müssen sie jedoch in der Regel mit aufwendigem Korrosionsschutz und mit entsprechend ausgebildetem Pfahlkopf versehen werden. Darüber hinaus sind bauaufsichtlich zugelassene Einstab-Pfahlsysteme mit doppeltem Korrosionsschutz nach heutigem Stand der Technik in ihrer

Tragfähigkeit auf max. $R_{t,d}$ 1528 kN begrenzt. Für bauaufsichtlich zugelassene Rohrpfahlsysteme liegt die max. innere Tragfähigkeit bei 2250 kN.

2 Verankerungspfähle

Ein Blick in die Vergangenheit zeigt ein Tragelement aus Rundstahl, ausgerüstet mit einem Pfahlschuh und einer Injektionsleitung zum Einbringen des Verpressmörtels. Der Hohlraum der durch den Pfahlschuh hinter der Pfahlspitze entstand, wurde mit Zementsuspension aufgefüllt. Mit dem hiermit erzeugten Verpresskörper konnte die äußere Tragfähigkeit hergestellt werden. Der Einbau erfolgte über mäklergeführte Schlagbären. Dieser sog. Müllerverpresspfahl wurde als patentiertes Verankerungselement in den 50-iger und 60-iger Jahren des vorigen Jahrhunderts mit Erfolg eingesetzt.



Abbildung 1: MV-Pahl Rammung

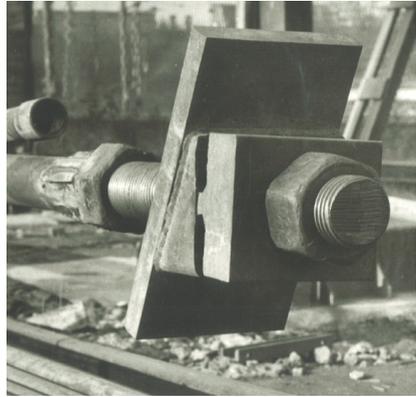


Abbildung 2: Pfahlschuh mit Verpressrohr und Anschlusskonstruktion

Mit dem Auslaufen der Patente, dem Ausscheiden der Wissensträger aus dem Berufsleben und der Verbesserung der Bohrtechnik verschwand der MV Pfahl.

Mit der Leistungssteigerung der modernen Bohrverfahren ist es heute möglich Bohrtiefen von mehr als 30 m sowie Bohrdurchmesser bis zu 300 mm wirtschaftlich zu erreichen, ohne dass es zu starken Umweltbelastungen aus Lärm- und Erschütterungen kommt. Vor diesem Hintergrund lag es nahe, Rundstähle mit größeren Stahlquerschnitten und größeren Tragfähigkeiten in die Bohrungen einzubauen. Hierbei sind für die Bemessung Widerstandswerte des Traggliedes unter Verwendung von Rundstählen bis zu 150 mm Durchmessern mit einer Stahlgüte S 355 bis S 500 J2+N, von weit über 3000 kN möglich. In Zusammenarbeit mit der Fa. Stump Spezialtiefbau GmbH und der Fa. ASF – Anker wurde dieses System weiterentwickelt und hat sich mittlerweile bei einer Vielzahl von Projekten bewährt.

Der Rundstahl erhält im Krafterleitungsbereich ein aufgerolltes Gewinde. Dieses übernimmt den Haftverbund zwischen Stahltragglied und Zementsteinummantelung. Für den zentrischen Einbau in das Bohrloch werden Abstandhalter verwendet. Im Bereich des Pfahlkopfes erhält der Rundstahl ebenfalls ein aufgerolltes Withworth- (Zoll-) gewinde.

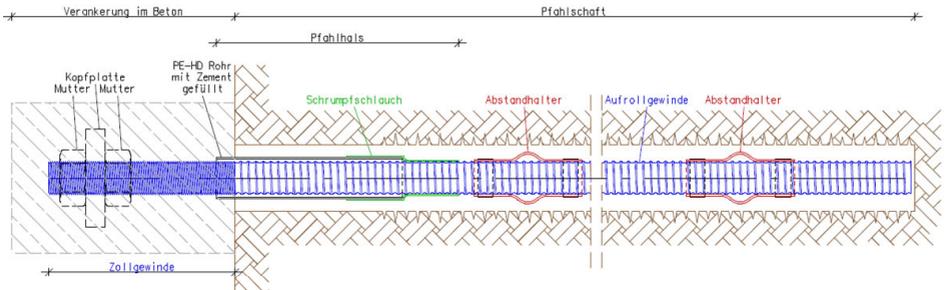


Abbildung 2: Stahltragglied TKASF

Beim Aufrollen des Gewindes wird im Gegensatz zum Gewindeschneiden kein Material entnommen. Der Vorteil ist eine deutlich geringere Schwächung des Kernquerschnittes und eine Gefügeverfestigung des Stahles durch die Kaltverformung des Materials. Um die Schwächung im Kopfgewindebereich auszugleichen, können die Rundstäbe in diesem Bereich durch Aufstauchen im Querschnitt vergrößert werden.

Der Pfahlkopf wird im Stahlbeton mit einer Pfahlkopfplatte und 2 Muttern angeschlossen. Der Anschluss an Uferwände aus Stahl erfolgt über aufgeschweißte Grundplatten aus Stahl. Zum Neigungsausgleich und zur Herstellung der Gelenkigkeit werden Rohrstützen, Gelenkscheiben und Kalottenplatten mit Kalottenmutter verwendet. Diese Anschlüsse werden individuell für die jeweiligen Erfordernisse konstruiert.

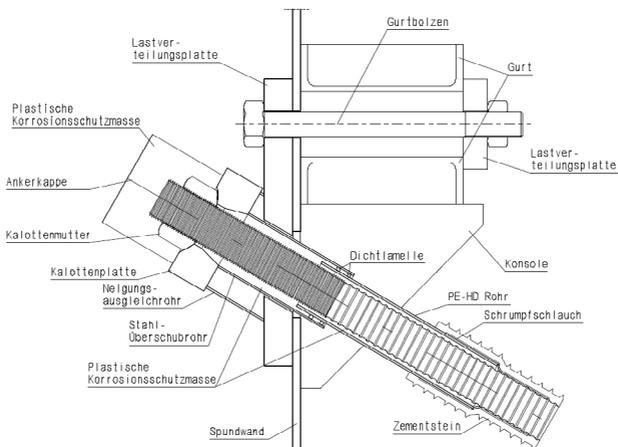


Abbildung 3: Pfahlkopf mit Anschluss an Spundwand

Aufgrund der geringen Streckgrenze von $\leq 500 \text{ N/mm}^2$ („Mild Steel“) kann der Korrosionsschutz durch Zementsteinüberdeckung gewährleistet werden. Bei aggressiven Umweltbedingungen, wie z.B. bei Verladung von Kohle in Häfen kann eine Kopfausbildung analog zu einem Dauerankersystem mit Rohrstützen, Ankerhaube und Korrosionsschutzfüllung, sehr einfach hergestellt werden.

3 Konstruktion

Vor ca. 12 Jahren wurde das Bohrverpresspfahlsystem mit Stahltraggliedern aus Vollstahl mit einem sog. gutmütigen Baustahl mit Streckgrenzen $\leq \text{REH } 500 \text{ N/mm}^2$ nach DIN EN 10025-2 bzw. -3, und entsprechend hohen Tragreserven bis $\text{RM } 700 \text{ N/mm}^2$ erfolgreich bei *duisport* der Duisburger Hafen AG eingesetzt.

Bislang wurden im Duisburger Hafen entweder gerammte RV- Pfahlsysteme und MV- Pfahlsysteme eingesetzt, welche jedoch im Zuge des Einbaus stark Lärm – und Erschütterungsbehaftet sind. Auch die schlagende Einbringtechnik wurde durch die Zunahme der Pfahllängen und der dicht gelagerten Geologien am Niederrhein immer Problematischer.

Gebohrte Pfahlsysteme mit Traggliedern aus Spannstählen mit hohen Streckgrenzen und geringen Bruchlastreserven stellten hinsichtlich ihrer damit oftmals verbundenen Korrosionsanfälligkeiten seiner Zeit keine Alternative dar.

Aus der Erfahrung mit Rundstahlanschlüssen an MV- und RV-Pfählen der vergangenen Jahrzehnte, welche weit über Ihre berechnete Lebensdauer intakt waren, wurden robuste und im Hinblick auf Korrosion, unempfindlichere Systeme entwickelt.

Seit her werden Bohrverpresspfähle dieses Typs mit großem Erfolg zur Verankerung von Ufereinfassungen im Binnenland, insbesondere bei hohen Ankerkräften eingesetzt. Der Einsatz der Bohrverpresspfähle erfolgte bisher auf der Grundlage der DIN 4128, Verpresspfähle mit kleinem Durchmesser aus dem Jahre 1983.

Nach dieser Norm ist das Pfahlsystem als Verbundpfahl einzustufen. In der Norm wird für den Nachweis der Tragfähigkeit der Nachweis der Brauchbarkeit gefordert. Dies beinhaltet insbesondere Fragen des Korrosionsschutzes. Die Tragfähigkeit der

Stahltragglieder wurde entsprechend den Nachweisen für Rundstahlverankerungen nach EAU 2004, Abschnitt 8.2.6.3 geführt.

Auf der Grundlage dieses Nachweises kann nach EAU der in der DIN EN 1993-5 geforderte Zusatznachweis für die Gebrauchstauglichkeit auf Grund des konservativ gewählten Kerbfaktors k_t * entfallen.

Da zusätzlich im Binnenland in der Regel nur eine geringe Stahlaggressivität vorhanden ist, erhöhte der vorhandene Zementmörtel zwar den Korrosionsschutz, war zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit des Pfahls nicht erforderlich. Die Zementsteinummantelung dient daher, wie bei Mikropfählen üblich, ausschließlich der äußeren Tragfähigkeit. Der Einsatz erfolgte daher ohne bauaufsichtliche Zulassung allein auf der Grundlage der DIN 4128 (DIN EN 14199)

Die Verwendung so genannter gutmütiger Baustähle mit einer hohen Tragreserve macht dieses System gerade für den Einsatz im Wasserbau interessant. Durch die relativ großen Querschnitte besitzen die Pfähle eine geringe Dehnung und aktivieren damit Kräfte schon bei kleinen Verformungen.

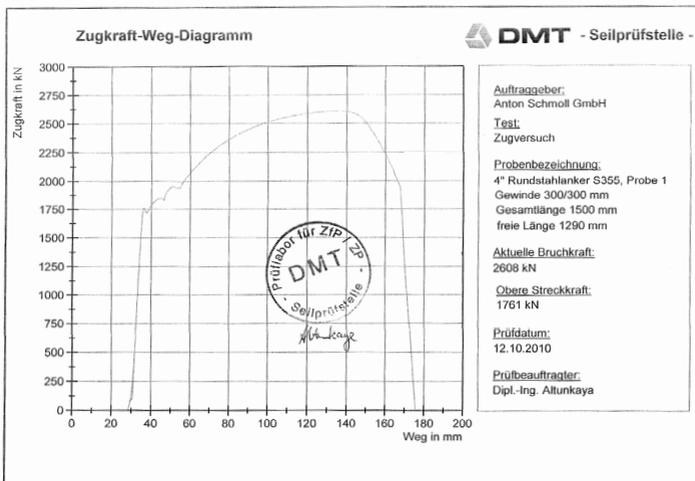


Abbildung 4: Typisches Zugkraft-Dehnungs-Diagramm

Weiterhin besitzen die Pfähle nach Erreichen Ihrer Streckgrenze noch hohe Tragreserven, welche im Vergleich zu anderen Traggliedern aus hochlegierten Bau- und Spannstählen erheblich größer sind.

Bei Ingenieurbauwerken im Bereich von Ufereinfassungen und Häfen ist das Thema Korrosion und Korrosionsschutz von großer Bedeutung, da diese Bauwerke für eine Nutzungsdauer von 60 bis 80 Jahren bemessen werden. Die Robustheit der Tragglieder bietet auch Vorteile im rauen Verladealltag von Häfen und Umschlagplätzen.

Bei der Bemessung von Uferwänden aus Stahlspundwänden werden Wanddickenverluste (Abrostung) herangezogen. Für Pfahlkopf- und Verankerungskonstruktionen ohne alkalischen Schutzmantel werden i.d.R. ebenfalls Wanddickenverluste eingerechnet.

Die vollständige Einbindung der Stahltragglieder im alkalischen Milieu der Zementummantelung über die gesamte Länge der Bohrverpresspfähle, garantiert einen Korrosionsschutz über die gesamte Länge des Bauteils. Vorteilhaft ist die, infolge der großen Stahlquerschnitte relativ geringe Dehnung des Stahles unter Zugbelastung. Die Rissbreiten im Verpresskörperbereich sind unter Last kleiner 0,1 mm gemäß DIN 1045.

4 Ausgeführte Beispiele

In den letzten 12 Jahren sind zahlreiche Hafen- und Kaimauern mit Rückverankerungen aus Vollstabpfählen ausgestattet worden. Sowohl für den Neubau von Hafenanlagen als auch für die Hafensanierung hat sich dieses Bohrverpresspfahlssystem bewährt.

Ein Beispiel für einen Hafenneubau ist der Neubau des Containerterminals *Logport II* am Rhein in Duisburg. Die Kaianlagenkonstruktion besteht aus einer unteren, einfach gesicherten Spundwand mit einer Länge von 360 m und einer auf Bohrpfählen gegründeten , zweifach gehaltenen, hochwassersicheren und leicht rückversetzten Stahlbetonmauer mit einer Länge von 300 m.

Die horizontale Sicherung der Spundwand besteht aus 132 Bohrverpresspfählen in Durchmessern von 4½“ bis 5“ und einer einheitlichen Länge von 24 m, welche über einen rückwärtigen Gurt an die Spundwand angeschlossen werden. Die Herstellung dieser Lage erfolgte schwimmend von einem Stelzenponton im Rheinstrom aus. Die schwankenden Wasserstände sowie die Lage der Bohransatzpunkte bedingten eine stetige Anpassung der Gerätetechnik.

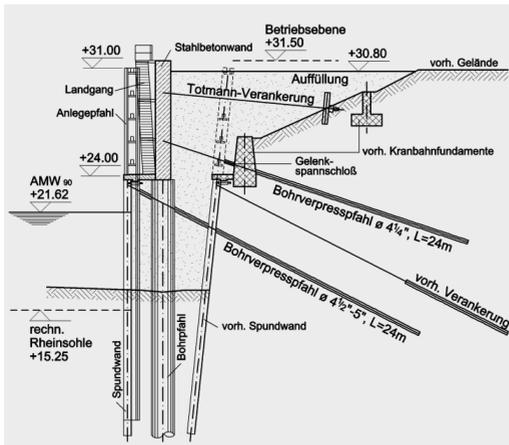


Abbildung 5: Neubau des Containerterminals *Logport II* in Duisburg

Die mittlere Verankerungslage erfolgte ebenfalls über Bohrverpresspfähle im Durchmesser 4½“ mit einer Länge von 24 m. Eine Besonderheit ist der gelenkige Anschluss der Bohrverpresspfähle an die obere Stahlbetonkaimauer, welcher durch ein Gelenkspannschloß realisiert wurde. Die landseitig hergestellten Bohrverpresspfähle mussten über gelenkige Spannschlösser mit Verlängerungsstücken mit sogenannten „Hammerkopfkonstruktionen“ in Nischen der Stahlbetonwand verlängert und angeschlossen werden. Die sich dadurch ergebenden Anforderungen an die Lage- und Richtungsgenauigkeit aus den Systemabmessungen des Stahlbetonbaus erforderte ein Höchstmaß an Präzision und Ausführungsgeschick der Bohrmannschaft, insbesondere wenn Hindernisse und alte Einbauten durchbohrt werden mussten.



Abbildung 6: Gelenkiger Anschluss an die Stahlbetonwand vor der Ausrichtung

Insgesamt kamen 230 Stück Bohrverpresspfähle mit Traglieddurchmessern von 4¼“ bis 5“ und Längen bis 24 m zum Einsatz.

Ein weiteres Beispiel für eine erfolgreiche Hafenertüchtigung ist die Sanierung des Werkshafens der Hüttenwerke Krupp-Mannesmann in Duisburg. Hier mussten die gesamten oberen Hafenwände aufgrund höherer Kranlasten und Schäden an den Betonbestandswänden ertüchtigt werden. Dazu wurde eine 3-fach gestützte Stahlbetonschale in einer Stärke von 40 cm ausgeführt. Insgesamt wurden 476 Stück Bohrverpresspfähle mit Traglieddurchmessern zwischen 3“ und 3½“ in Längen zwischen 20 m und 28 m verbaut. Die Bohrverpresspfähle lagen über die Wandhöhe von 10 m verteilt und mussten aufgrund der sehr beengten Platzverhältnisse auf der Kaimauer weitgehend vom Ponton aus gebohrt werden. Dazu kam ein speziell entwickelter Bohrbagger zum Einsatz, welcher in der Lage ist, Bohrungen bis in 10 m Höhe über der Arbeitsebene abzuteufen.

Weitere Informationen zu diesem Projekt sind in (4.) Schürmann, Grede, Menke nachzulesen.



Abbildung 7: Sanierung des Werkhafens HKM in Duisburg

5 Zusammenfassung

Die Rückverankerungen von Hafen- und Kaianlagen erfordern Systeme mit hohen äußeren Tragfähigkeiten und robusten Traggliedern. Bohrverpresspfähle mit Traggliedern aus Rundstahl haben sich in den letzten Jahren für dieses Einsatzgebiet bewährt.

Die bisherigen Erfahrungen mit diesem neuen Bohrverpresspfahl sind durchweg positiv und vielversprechend. Die Akzeptanz bei Bauherren und Ingenieurbüros für dieses gutmütige, mit hohen Tragreserven ausgestattete Verankerungssystem ist sehr hoch. Die Bemessung dieses Systems erfolgte bisher dem Stand und den Regeln der Technik entsprechend der EAU (2004).

Vorteile gegenüber höherfesten Stählen, bieten die Robustheit und die großen Traglastreserven. Gerade für Verankerungen im Hochlastbereich, welche bei Kaianlagen aufgrund von hohen Kran- und Pollerzuglasten vermehrt nachgefragt werden, ist das System ideal geeignet.

Die Einfachheit der Bemessung nach den bekannten Standards des Stahlwasserbaus erleichtert den ausschreibenden Ingenieurbüros dieses System einzusetzen.

Literatur

1. **DIN 1054: 2005-01**; Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau *Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, 2005*
2. **EAU 2004**; Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstrassen EAU 2004, *Verlag Ernst und Sohn, 2005*
3. **DIN 4227**; Spannbeton, *Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, 1988*
4. **A. Schürmann; R. Grede, M. Menke**; Die Anwendung von Bohrverpresspfählen für die Rückverankerung von Hafenmauern und Kaianlagen, *Vorträge der Baugrundtagung 2008 in Dortmund, VGE Verlag GmbH, 2008*

Autoren:

Dipl.-Ing. Frank Tapken

frank.tapken@thyssenkrupp.com

Dipl.-Ing. Ralf Krutwig

ralf.krutwig@stump.de

ThyssenKrupp Bautechnik GmbH

www.thyssenkrupp-bautechnik.com

Wiehagen 10, 45472 Mülheim-Heißen

Tel.: 0208 495 86-40

Stump Spezialtiefbau GmbH

www.stump.de

Friedrich-Krupp-Str. 18, 40764 Langenfeld

Tel.: 02173 271 97-830

Kompetent. Nachhaltig. Weltweit präsent.

High Tech-Produkte und Services aus einer Hand

www.thyssenkrupp-bautechnik.com

Als der führende Systemanbieter im Hafen- und Spezialtiefbau mit ausgewiesener Engineering-Kompetenz sind wir anerkannter Partner bei Infrastrukturprojekten weltweit.

Ob Mobilität, Urbanisierung, Klimawandel oder Ressourceneffizienz – als Multi-Supplier bieten wir mit unserem Leistungsangebot individuelle, wirtschaftliche Lösungen für die Gestaltung und nachhaltige Weiterentwicklung unserer Umwelt.

PRODUKTE

- Spundwandprofile
- Maschinenteknik
- Ankertechnik
- Hochwasserschutz

SERVICES

- Beratung und Logistik
- Technischer Support
- Verkauf
- Leasing
- Vermietung
- Finanzierung



ThyssenKrupp Bautechnik



ThyssenKrupp

Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

* = vergriffen, nur noch als eingescannte PDF-Datei verfügbar

- | | | |
|----------|------------------------------|---|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E. | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden , Dissertation, 1976* |
| Nr. 78-2 | Frank, H. | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen , Dissertation, 1978 * |
| Nr. 79-3 | Schnell, W. | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen
Dissertation, 1979 * |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R. | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik
Dissertation, 1980 * |
| Nr. 81-5 | Schuppener, B. | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken , Dissertation, 1981 * |
| Nr. 6 | Wolff, F. | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten , Dissertation, 1981 * |
| Nr. 7 | Bätcke, W. | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum
Dissertation, 1982 * |
| Nr. 8 | Meseck, H.
Schnell, W. | Dichtungswände und -sohlen , 1982 * |
| Nr. 9 | Simons, H.
Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen , 1982 * |
| Nr. 10 | Beckmann, U. | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen
Dissertation, 1982 * |
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben , Dissertation, 1983 |
| Nr. 12 | Sondermann, W. | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde
Dissertation, 1983 * |
| Nr. 13 | Meseck, H. | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts
1984 |

- Nr. 14 Raabe, W. **Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen**, Dissertation, 1984
- Nr. 15 Fruchtenicht, H. **Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden**, Dissertation, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.
Meseck, H. **Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust** 1984
- Nr. 17 N.N. **Ablagerung umweltbelastender Stoffe**
Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 *
- Nr. 18 Simons, H.
Reuter, E. **Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers**, 1985 *
- Nr. 19 Meseck, H. **Dynamische Pfahltests** - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985 *
- Nr. 20 Meseck, H. **Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 *
- Nr. 21 Balthaus, H. **Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation, 1986 *
- Nr. 22 Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A., Hermanns, R. **Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen**, 1986 *
- Nr. 23 Meseck, H. **Dichtwände und Dichtsohlen**
Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
- Nr. 24 Krause, Th. **Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, Dissertation, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. **Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen**, Dissertation, 1987 *
- Nr. 26 Reuter, E. **Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren**
Dissertation, 1988 *
- Nr. 27 Wichert, H.-W. **Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988
- Nr. 28 Geil, M. **Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand**, Dissertation, 1989

- Nr. 29 Kruse, T. **Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen**, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W. **Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik**, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W.
Beckefeld, P.
Sehrbrock, U. **Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen**
- Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfer, J. **Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. **Schadstoffaustrag aus abge bundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken**
- **Entwicklung eines Testverfahrens**, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. **Standsicherheitsberechnungen von Böschungen**
Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.
Sehrbrock, U. **Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)**
Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. **Primär- und Sekundärspannungszustände in über konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiedükers**, Diss., 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**
Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.
Meier, K. **Dynamische Pfahltests**
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Diss., 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993
- Nr. 41 Rodatz, W.
Hartung, M.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 Gattermann, J.
Hartung, M. **IGB-TUBS Lexikon** - Sammlung ca. 5500 geotechnischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch zusammengestellt in 4 Bänden, 4. überarbeitete Auflage 2002

- Nr. 43 Rodatz, W.
Hemker, O.
Horst, M., Kayser, J. **Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau -**
Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
- Nr. 44 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1994**
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
- Nr. 45 Hartung, M. **Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand**
Dissertation, 1994
- Nr. 46 Hemker, O. **Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen,** Dissertation, 1994
- Nr. 47 Voigt, Th. **Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen,** Dissertation, 1994
- Nr. 48 Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1995**
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
- Nr. 49 Kayser, J. **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen,** Dissertation, 1995
- Nr. 50 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1996**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
- Nr. 51 Rodatz, W.
Knoll, A. **Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen -**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996
- Nr. 52 Maybaum, G. **Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer,** Dissertation, 1996
- Nr. 53 Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1997**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
- Nr. 54 Horst, M. **Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen,** Dissertation, 1997
- Nr. 55 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Stahlhut, O. **Messen in der Geotechnik 1998**
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
- Nr. 56 Rodatz, W.
Bachmann, M.
Rosenberg, M. **Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau**
Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998

- Nr. 57 Wienholz, B. **Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998
- Nr. 58 Bachmann, M. **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen**, Dissertation, 1998
- Nr. 59 Gattermann, J. **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60 Rodatz, W.
Ernst, U.
Huch, T., Kirsch, F. **Pfahl-Symposium 1999**
Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61 Knoll, A. **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Plaßmann, B. **Messen in der Geotechnik 2000**
Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63 Rodatz, W.
Rosenberg, M.
Schulz, Th. **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000
Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme**
Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64 Stahlhut, O. **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000
- Nr. 65 Rodatz, W.
Huch, T.
Kirsch, F., Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67 Plaßmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68 Gattermann, J.
Bergs, T.
Witte, M. **Messen in der Geotechnik 2002**
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69 Rosenberg, M.
Bergs, T.
Scholz, C. **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002 - Qualitätssicherung und Innovation**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70 Schulz, T. **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002

- Nr. 84 Stahlmann, J.
 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
- Nr. 95 Stahlmann, J.
 Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2011**
 Fachseminar in Braunschweig am 29. und 30. September 2011
- Nr. 96 Stahlmann, J.
 Zahlmann, J.
 Sychla, H. **Pfahlsymposium 2013**
 Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2013