

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 80



IGB·TUBS

Pfahl - Symposium 2005

Fachseminar: 24./25. Februar 2005

Organisation:

Dr. J. Gattermann
M. Fritsch

Braunschweig 2005

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

VORWORT

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

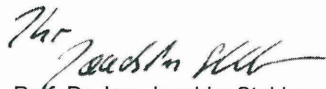
Darüber hinaus ist das Pfahl-Symposium eng mit dem Forschungsschwerpunkt 'Pfähle' in Braunschweig verbunden, dem wir auch in Zukunft große Bedeutung beimesen.

Die diesjährigen Beiträge zu aktuellen Themen aus dem Bereich 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, 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 AOR Dr.-Ing. Jörg Gattermann und Herrn Dipl.-Ing. Maik Fritsch. Nicht zuletzt möchten wir auch der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig für die hervorragende Arbeit während der Vorbereitung und der Durchführung des Symposiums unseren Dank aussprechen.

Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der begleitenden Fachausstellung sind Sie herzlich eingeladen, neben den Pfahl-Symposien auch an den anderen Veranstaltungen unseres Institutes, sei es das Deponieseminar oder die Tagung 'Messen in der Geotechnik', teilzunehmen.

Braunschweig, im Februar 2005


Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Erfahrungen an Tiefgründungen in der Hamburger Bauaufsicht	
Dipl.-Ing. W. Körner	1
Konstruktive Besonderheiten beim Neubau Predöhlkai 1. Liegeplatz, Hamburg	
Dipl.-Ing. K. Spring	7
Auswahl- und Einbaukriterien geotechnischer Messgeber zur Bestimmung des Normalkraftverlaufs der Wand/Verankerung bei Kaimauerkonstruktionen und deren Ergebnisse	
Dr.-Ing. J. Gattermann, Dipl.-Ing. M. Fritsch, Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann	21
JadeWeserPort, konstruktive Elemente des geplanten Tiefwasserhafens	
Dipl. Ing. W.-D. Starke	45
Geplante Bauausführung Containerterminal 4	
Dr.-Ing. H. Tworuschka	59
Nachweis des vertikalen Gleichgewichts von Kaimauern aus dynamischen Probelastungen im Endzustand	
Dipl.-Ing. M. Fritsch, Dr.-Ing. J. Gattermann, Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann	71
Verwendung von statnamischen Probelastungen in Deutschland	
M. Sc. P. Middendorp	87
Erschütterungs- und Sackungsprognose im Nahfeld von Rammarbeiten	
Dipl.-Ing. K.-P. Mahutka, Prof. Dr.-Ing. J. Grabe	97
Geotechnische Erkundung im nearshore- und offshore-Bereich zur Ermittlung von Bodenkennwerten für die Bemessung von Pfahlgründungen	
Dr. rer. nat. R. Balthes, Dr.-Ing. R. Thiele, M. Sc. G. v.d. Zwaag	115
Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopiles für die Gründung von Offshore- Windanlagen	
Prof. Dr.-Ing. M. Achmus, Dr.-Ing. K. Abdel-Rahman, M. Sc. P. Peralta	137
Dynamisch beanspruchte Monopilegründungen im Sand	
Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann, Dipl.-Wirtsch.-Ing. K. Kluge, Dr.-Ing. J. Gattermann ...	161
Rammarbeitsuntersuchung für Offshore-Monopiles von Windenergieanlagen	
Dr.-Ing. F. Rausche, Dr.-Ing. O. Klingmüller	177
Knicken von Pfählen in breiigen und weichen Böden	
Prof. Dr.-Ing. N. Vogt, Dipl.-Ing. S. Vogt	197
Betonsäulen als pfahlartige Tragglieder, Herstellverfahren, Qualitätssicherung, Tragverhalten und Anwendungsbeispiel	
Dr.-Ing. K.-M. Borchert, Dr.-Ing. J. Mittag, Dr.-Ing. F. Kirsch	219
Gründung des Mercedes Benz-Museum in der Kernzone des Heilquellenschutzgebietes in Stuttgart	
Dr.-Ing. M. Kotthaus	239
Ausführung von Rüttelstopfsäulen bis in große Tiefen mit dem S-α-Schleusenrüttlersystem für Kräne	
Dr.-Ing. J. Wehr, Offenbach, Dipl.-Ing. B. Bergmann	259

Vergleichende Darstellung der Pfahlbemessung in DIN 1054 neu und DIN EN 1997-1 (EC 7) sowie Entwicklung der nationalen Anwendung	
Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert, Dipl.-Ing. M. Rudolf	271
Ultraschallprüfung und Hammerschlagprüfung	
Dr.-Ing. O. Klingmüller, Dipl.-Ing. B. Gottlöber, Dipl.-Ing. C. Mayer, Dipl.-Ing. M. Schallert	293
SYCTOM – Herstellung einer 31 m tiefen Baugrube in Paris mit Primärstützen- pfählen	
Dr.-Ing. N. von der Hude, Dipl.-Ing. W. Wegner	315
Neue Pfahlsysteme mit variabler Bodenverdrängung	
Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach, Dipl.-Ing. A. Schmitt	329
Kleinbohrpfähle unter statischer und zyklischer Belastung - hypoplastische Simulationen	
Dipl.-Ing. D. Rebstock	349
Verwendung von hochzugfesten Geokunststoffen über Pfählen Ergebnisse eines Großversuchs	
K. H. Loke, G. Mannsbart, Dipl.-Ing. J. Gruber	367
Die Gründung der Weida-Talbrücke: Pfahlprobelastungen mit der Osterberg- Zelle	
Dipl.-Ing. R. Dürrwang, Darmstadt, Dipl.-Ing. T. Hecht, Berlin, Dipl.-Ing. S. Johmann, Dr.-Ing. Y. El-Mossallamy	377
Single- und Multi-Level Tests nach dem Osterberg-Verfahren - Erfahrungen bei Probelastungen an Großbohrpfählen in Zentralamerika	
Dr.-Ing. Ch. Moormann, Dipl.-Ing. H. Jud, Dr.-Ing. J. Keysberg	391
Gründung einer setzungsempfindlichen Bogenbrücke im Bereich einer Störung auf Pfählen	
Dr.-Ing. B. Pierau, Dipl.-Ing. D. Schmitt	429
Neue Ergebnisse von Pfahlprobelastungen an geramten Stahlbeton- Fertigteil-Pfählen im Tertiärton	
Dipl.-Ing. P. Wardinghus, Dr.-Ing. W. Orth, Dr.-Ing. J. Döbbelin, Dr.-Ing. O. Reul, Dipl.-Ing. R. Schulze	447
Weiterentwicklungen im Bereich der Verpresspfahltechnik	
Dipl.-Ing. K. Dietz, Dr.-Ing. J. Menke	469
Tragfähigkeit von Mikropfählen (Verpresspfählen) im Fels	
Dipl.-Ing. M. Rumpel, Dr.-Ing. L. Maßmeier	489
 Mitteilungshefte des IGB-TUBS	 509
Das IGB-TUBS im Internet	U3

Wir danken den Inserenten:

ABF-BOHRTECHNIK GMBH & CO. KG, Wittlich.....	159
ARACADIS CONSULT GmbH, Darmstadt.....	389
BILFINGER BERGER AG, Frankfurt a.M.	327
CENTRUM PFÄHLE GMBH, Hamburg.....	467
FRANKI GRUNDBAU GmbH, Düsseldorf.....	257
GKT SPEZIALTIEFBAU GmbH, Hamburg.....	19
GSP, Mannheim	313
KELLER GRUNDBAU GmbH, Offenbach.....	269
PILE DYNAMICS INC., USA - Cleveland.....	195
PROFOUND, NL-Waddinxveen.....	95
PROF. RODATZ UND PARTNER, Braunschweig.....	517
SOLEXPerts AG, CH - Schwerzenbach,	43
STUMP BOHR GmbH, Langenfeld	487

Wir danken den Ausstellern:

ABF-BOHRTECHNIK GMBH & CO. KG, Wittlich
CENTRUM PFÄHLE GMBH, Hamburg
GSP, MANNHEIM
GEOMIL EQUIPMENT B.V., NL - AP Alphen a/d Rijn
KELLER GRUNDBAU GmbH, Offenbach
PROFOUND, NL-Waddinxveen
SOLEXPerts AG, CH - Schwerzenbach
STUMP BOHR GmbH, Langenfeld

Erfahrungen an Tiefgründungen in der Hamburger Bauaufsicht

Wolfgang Körner

Inhalt

1. Einleitung
2. Wozu Bauaufsicht?
3. Erfahrungen mit Pfählen
4. Sicherheiten
5. Spezielle Entwicklungen
6. Prüf- Überwachungs- und Kontrollkriterien

1. Einleitung

Ich danke dem Veranstalter Herrn Prof. Stahlmann für die Ehre, den ersten Beitrag für die diesjährige Veranstaltung vortragen zu dürfen. Bislang war ich bestenfalls ein interessierter Fragesteller aus dem Auditorium, nun stehe ich hier, soll etwas Gescheites sagen und das als Mitarbeiter einer Behörde.

Ich erfinde nichts, im Grunde forsche ich nicht und ich produziere auch nichts. Meine Tätigkeit besteht allein darin, begleitend am Entstehen eines Bauwerkes teilzunehmen. Dabei begnüge ich mich damit, dem Bauordnungsrecht folgend, auf die Einhaltung der eingeführten technischen Baubestimmungen zu achten. Interessanterweise eröffnen dabei die bisher nicht sehr umfassenden Normativen ein breites Spektrum der Nachweise „auf andere Art und Weise“. Bei den hier anzusprechenden Tiefgründungen sind dies meistens Probelastungen an der Baustelle oder das Übertragen von Erfahrungen an vergleichbaren Orten in Hamburg.

2. Wozu Bauaufsicht?

Die Bauaufsicht ist Ländersache und das war in der zurückliegenden Zeit auch durchaus an länderspezifischen Festlegungen zu merken. Im Zuge der Europäisierung ist aber auch hier eine fortschreitende Angleichung in Richtung auf annähernd bundeseinheitliche Regelungen zu bemerken. Diese Entwicklung und die Hinwendung zu Europa mit erheblichen Unterschieden zum deutschen Baurecht befinden sich im Fluss. Der eine begrüßt dabei den Fortschritt, oder wie die Politik gern äußert, die Verschlinkung und Entschlackung. Viel benutzt wird auch die Vokabel des vereinfachten und beschleunigten Baugenehmigungsverfahrens. Dazu gehört dann auch die Übertragung immer weiter reichender Eigenverantwortung an die einzelnen Bauherrschaften. Das betrifft nicht nur das Genehmigungsverfahren, in dem - je nach Spezies des Vorhabens - einzelne Bausteine von den Bauaufsichtsbehörden nicht mehr geprüft werden, sondern auch die Kontrollaufgabe für die Konstruktion und an der Baustelle, sei sie auch nur stichprobenhaft.

Hier möchte ich erinnern, wie Bauaufsicht entstand.

Unsere Vorfahren haben mit wachsender Siedlungsdichte schmerzlich feststellen müssen, dass ohne die Verabredung von bestimmten Regeln und ohne ihre anschließende Einhaltung gefahrenrträgliche Zustände entstanden.

Von immer wieder schlimmen Feuersbrünsten in Orten und Städten wissen wir. Nicht so sehr wissen wir von den Einstürzen von Bauwerken, die vielfach auch schon während der Bauzeit passierten, einfach weil elementare Standsicherheitsfragen missachtet wurden, oder die Kenntnisse darüber gar nicht vorhanden waren.

Im Jahre 1842 hat es in Hamburg einen verheerenden Brand gegeben, dessen Ausmaß großen Anteil in der Bevölkerung erzeugte. Es schien der Bürgersinn der Hamburger erwacht, Anforderungen an die Sicherheit der Bauten mehr zu beachten. Doch selbst nach

der Katastrophe passierten wieder Unglücksfälle als Folge fahrlässiger Ausführung im Zuge des Wiederaufbaues nach dem Brand.

Die Beratungen über das zukünftige Baupolizeigesetz nahmen viel Zeit in Anspruch, erst nach 23 Jahren so genannter „Beratungszeit“ wurde im Jahre 1865 das Gesetz erlassen. Seine 10 Abschnitte waren systematisch aufgebaut und man zog die guten Erfahrungen aus anderen europäischen Städten wie Berlin, Brüssel und Paris mit heran. Es wurden weiterhin Beamte für die Überwachung der Bauten eingesetzt und es wurde bestimmt, dass das Gesetz für alle Bauten gelten solle, ohne Unterschied bei den Erbauern zu machen, ob Staat oder Andere, Gewerbe oder Privat.

Im weiteren Zuge der Überwachungstätigkeit stellte die Baupolizei dann nicht nur Lücken im Gesetz fest. Es hatte auch die große Anteilnahme in der Bevölkerung an der Besserung im Bauwesen wieder nachgelassen. So war es nur teilweise möglich, schlechte bauliche Verhältnisse zu verhindern. Aus Personalmangel war die Lage unbefriedigend und es kam oft vor, dass einflussreiche Kräfte ein Durchgreifen zur Abstellung von Mängeln verhinderten.

Der Sprung über 140 Jahre Zeitgeschichte führt uns wieder zu der aktuellen Situation im Bauordnungsrecht. Es setzt der Gesetzgeber unter dem Motto des zusammenwachsenen Europas von Novelle zu Novelle zunehmend auf bürgerliche Eigenverantwortung und nimmt sich dabei aus der Aufsichtsaufgabe immer weiter zurück. Interessant zu sehen ist, dass vereinzelt ein Bundesland zwar auch wieder Rückkehr zur überwachenden und kontrollierenden Begleitung im Baugenehmigungsverfahren betreibt, dabei war der Auslöser die Feststellung von vermehrten Missständen. Das ist aber wohl nur als Einzelhandlung zu sehen, die den großen Trend insgesamt nicht dauerhaft aufhält.

Ich möchte dafür plädieren, darüber zu diskutieren, wie viel Eigenverantwortung zuträglich und erträglich ist, ohne dass wir dadurch zu den unsicheren Zuständen aus der Zeit vor 150 Jahren zurückkehren. Es sollten Berichte über Bauwerkseinstürze solche aus fernem Ländern bleiben und nicht als lokale Ereignisse in unsere Tagesnachrichten Einzug halten.

Meine Erfahrung und auch die meiner Vorgängerkollegen hat gezeigt, dass Kontrolle immer wieder angebracht und richtig war. Die heutige wirtschaftlich nicht einfache Zeit zeigt weiterhin, dass es eine Empfindlichkeit gibt im Gleichgewicht zwischen dem Preis für die Bauleistung und ihr selbst.

Dass dies allerdings nicht neu ist, zeigt uns bereits der Römer Vitruv in der Schrift seiner zehn Bücher über die Baukunst, er schrieb:

„Bauwerke müssen so errichtet werden, dass sie standfest, zweckmäßig und schön sind. Die Standfestigkeit wird erreicht, wenn die Fundamente bis in den festen Grund reichen und die Baustoffe sorgfältig und ohne Knauserei ausgesucht werden“.

Einen weiteren, allzu aktuellen Hinweis liefert die Geschichte aus den Protokollaufzeichnungen zur Entstehung des verbesserten Hamburgischen Baupolizeigesetzes um 1882:

„Die Architekten und Unternehmer machen die Bauherren wegen der kurzen Fertigstellungstermine und der zu niedrigen Preise für die Mängel beim Bau verantwortlich. Diese verweisen jedoch auf die Grundstücksmakler und die Geldgeber und weisen jede Schuld von sich“.

In Hamburg ist bisher im Baugenehmigungsverfahren der Wohnungsbau teilweise in die Eigenverantwortung der Bauherrschaften übertragen worden. Es findet keine oder eine eingeschränkte Prüfung statt und sie ist vom Bauherren selbst bei Sachverständigen in

Auftrag zu geben. Eine begleitende Bauaufsicht findet bei allen anderen Bauwerken weiterhin noch hoheitlich statt, das heißt durch die Behörde oder die von der Behörde beauftragten Prüfsachverständigen. In diesem Rahmen findet sich auch die Aufgabe der Prüfstelle für Baustatik mit der Fachaufsicht über die Bauaufsichten, Prüfsachverständigen und Sachverständigen für bautechnische Prüfaufgaben.

3. Erfahrung mit Pfählen

Der Prüfstelle für Baustatik begegnen bautechnische Nachweise für Bauwerke im Zuge der Baugenehmigungsverfahren. Zu den Nachweisen gehören eben auch diejenigen für Tiefgründungen.

Um ein für Hamburg einheitliches Vorgehen für dies Spezialthema zu gewährleisten, hat sich die Prüfstelle insbesondere des Kapitels der Nachweise für die äußere Tragfähigkeit angenommen.

Neben den in Normen aufgezeigten zulässigen Pfählen und zulässigen Lasten entstand im Verlauf der Jahre ein breites Spektrum von Sonderpfählen oder auch von Auslastung über die genormten Werte hinaus.

Bei dieser Betreuungsarbeit für die einzelnen Prüfvorgänge wurde im Laufe der Jahre einiges an Erfahrung über das Mögliche und die Grenzen der einzelnen Systeme gesammelt.

Mitte der 60er Jahre spezialisierte sich die Wahrnehmung der Aufgabe in Form von gezielter Prüfbegleitung bei der Projektierung von Sonderpfählen. Aus diesem Engagement und den Anträgen einiger Pfahlhersteller entstanden vorübergehend so genannte „Einlandzulassungen“. Diese gab es für Ortbetonrammpfähle der Firmen Franki, Simplex und Paul Hammers. Die von den Firmen angestrebten Tragwerte lagen bei 120 t, in der Spitze bis 160 t (1200 – 1600 kN). Es wurden dazu Probelastungen durchgeführt, anhand derer Einbaubedingungen aufgestellt und Rückschlüsse auf die Tragfähigkeiten gezogen wurden. Das alles allerdings beschränkt auf das Gebiet der Freien und Hansestadt Hamburg. Später wurden diese Sonderformen von Zulassungen dann wieder außer Kraft gesetzt. Alle Sorten Ortbetonrammpfähle werden nach wie vor ausschließlich nach vergleichbaren oder aktuellen Probelastungen für ihr Tragverhalten beurteilt. Lediglich das Produkt der Firma Franki mit ausgerammtem Fuß hat mit seinen Bemessungskurven allgemeine Verbreitung gefunden.

Weiter entwickelten die Firmen eine immer noch erfolgreiche Sonderform des Bohrpfahles als so genannten Schneckenbohr- oder Teilverdrängungsbohrpfahl. Seine vielfachen Vorteile trugen schnell zu einer ordentlichen Verbreitung bei. Zum einen war das Bohren gegenüber dem Rammen weniger störungsrelevant. Zum anderen gelang es mit dieser Herstellart, in den häufig anstehenden Geschiebemergel so ausreichend tief einzubinden, dass brauchbare Tragwerte erzielt werden konnten. Die Firmen waren bestrebt, nachzuweisen, dass die Bauweise als bewährt erkannt würde und dass die Pfähle gegenüber den herkömmlichen Bohrpfählen einen Tragvorsprung hätten. Durch viele Bauvorhaben in Hamburg wurden immer wieder Probelastungen veranstaltet, mit Hilfe derer es das nachzuweisen galt, was diese Pfähle alles konnten. Es handelt sich dabei durchweg um Pfähle in der Größe von 42 – 62 cm Durchmesser, einem Innen- Außenverhältnis zwischen Rohr und Schnecke von ca. 0,8 und Herstelllängen von 10 bis 29 m. Die Prüfstelle für Baustatik hat bisher eine Bemessung auf der Grundlage der DIN 4014 zugelassen. Dazu konnten die Firmen, die an der Sammlung der Probelastungen paritätisch teil hatten diese Bemessungswerte um 25 % erhöhen und, auf Grund der vielen vergleichbaren

Probebelastungen, den Sicherheitsbeiwert auf 1,75 für Druckpfähle reduzieren. Diese Nachweisführung war in jedem Einzelfall mit der Behörde abzustimmen. Das Ergebnis wurde dann dem Prüfenieur, der mit dem Vorhaben betraut war, zur Verfügung gestellt. Für die neue Normengeneration gibt es ein solches Rezept derzeit noch nicht.

Nicht überall in Hamburg steht Mergel an, es gibt genügend Flächen mit Sanden unter Weichschichten, in denen sich ein Bohrpfahl als so genannter Vollverdränger einen Markt- platz unter der Bezeichnung FUNDEX erwarb. Hierfür gab es bisher keine vergleichbare Bemessungsmethode. Die Beurteilung erfolgt nach wie vor über die vergleichbaren Pro- bebelastungen. Einzelne Anbieter haben hier die immer verlässlicher gewordene Geräte- technik zur Hilfe und vergleichen dazu auch noch Betriebsdruckaufzeichnungen beim Herstellvorgang. Dieser Baustein ist aber auch wieder nicht so erprobt, dass er verallge- meinert werden könnte, er ist vielmehr Produktspezifisch sowie firmen- und geräteabhän- gig.

Bei alledem werden die in Hamburg anstehenden Baugründe für die Beurteilung der Trag- fähigkeit überwiegend durch Drucksondierung erschlossen. Dadurch liegt ein brauchbares Instrument zur Bewertung der Bodenwiderstände vor, dass sich im Verlauf der zurücklie- genden 20 Jahre gut bewährt hat.

4. Sicherheiten

Bisher war die Kalibrierung klar geregelt, zwischen der Gebrauchslast und der Grenzl- ast lag der Sicherheitsabstand, der zahlenmäßig zwischen 1,75 und 2,0 (bis 3.0 in speziellen Einzelfällen) betrug.

Das neue Spiel mit den Teilsicherheiten muss sich erst durch Gebrauch warm laufen.

5. Spezielle Entwicklungen

Ortbetonrammpfähle, z. B. Typ Simplex

Da die Probelastungen überwiegend im Rahmen von Bauwerken durchgeführt wurden, beschränkte sich die höchste Laststufe leider oft auf das zweifache der Gebrauchslast o- der höchstens auf ein festgesetztes Hebungsmaß der Reaktionspfähle, die ja in fast allen Fällen als Bauwerkspfähle verwendungsfähig bleiben sollten. Da die Projektierung meist auf der sicheren Seite lag, damit auch ja das Ziel erreicht würde, blieb die tatsächliche Grenzl- ast dann noch in unerkannter Ferne.

Unbestätigten Überlieferungen zufolge, soll es auch vereinzelt Probepfähle gegeben ha- ben, die nach dem Abrücken der Sachverständigen zu später Stunde vom Polier einfach überrammt und noch einmal hergestellt wurden. Im Vergleich mit Exemplaren gleicher Bauart lieferte dieser dann natürlich einen erstaunlichen Ausreißer im Trag- und Set- zungsverhalten, den man sich so gar nicht erklären konnte... Zu der Zeit war die Mess- technik noch nicht so fortgeschritten, dass mit Hilfe der Integritätskontrollen solch ein Handeln offenbart worden wäre. Jetzt stehen die Bauwerke darüber, so dass auch ein heutiger Zugriff nicht möglich ist, um diese Frage zu klären.

Vollverdrängungsbohrpfähle, z. B. Typ FUNDEX

In den Anfangsjahren um 1980 lagen die nachgewiesenen Obergrenzen bei 60 t (600 kN). Inzwischen reichen die Erfahrungswerte für Typ I / II bis zu 900 /1400 kN mit der einen oder anderen Einzelfallreserve.

Daneben gibt es Einzelentwicklungen mit verschiedenen langen Spitzen wie bei Teilverdrän- gern und einem Übergang im Rohr zum Vollverdränger. Die Wirkung ist nicht endgültig

erforscht. Meine Beobachtungen zeigen Bodenförderung an die Oberfläche bis zur Bohrtiefe von 7 – 8 m, was zeigt, dass der Boden nicht nur, wie gewünscht, vom Schaft verdrängt wird, sondern eher an ihm entlanggedrückt wird. Dazu darf nicht vergessen werden, dass gerade die Spitze im Einbindebereich keinen Vollverdränger herstellt, auch wenn bei 13 – 19 m Pfahlänge am Ende kein Boden mehr bis zur Oberfläche gefördert wird.

Teilverdrängungsbohrpfähle

Die Gerätetechnik hat sich im Verlauf der Jahre vorteilhaft entwickelt. So verfügen die Maschinen inzwischen über wesentlich mehr Drehmoment, als noch vor 25 Jahren und die Verlagerung des Rohrantriebes von der Maschinenebene an den Pfahlkopf ermöglicht ein kontinuierliches Eindrehen, ohne Stillstände zum Nachfassen. Jedoch ist nach wie vor wesentlich für das Gelingen ein für den Pfahl typisches „Teilverdrängen“, das heißt, dass zwar Boden gefördert wird, die Menge aber geringer als das Herstellvolumen bleibt. Eine einfache Überprüfung durch Aufmass sollte immer wieder vorgenommen werden, dazu gehören zu Baubeginn die beurteilungsfähigen Fachleute an die Baustelle. Es besteht immer die Gefahr, bei zu wenig Vortrieb und fortlaufender Umdrehung den nachdrückenden Weichschichten Boden zu entziehen. Die Ursachen liegen dann in zu schwacher Gerätetechnik (Drehmoment, Bohrauflast) und kein Bauleiter sollte sich scheuen, nachdrücklich für Abhilfe zu sorgen, ein „ach, das wird schon gehen“ hilft da keinem und schnell ist benachbarten Bauwerken Schaden zugefügt und der Pfahl kann nicht das bieten, was zuvor projektiert wurde. Gerade auf dem Sektor, der keiner behördlichen Begleitung in der Ausführung mehr unterliegt, auf dem nun die Eigenverantwortung ansteht, sehe ich doch Produktanbieter, die beim Wort „Teilverdrängung“ in Verbindung mit leichter Gerätetechnik nach meiner Erfahrung nicht mithalten können, was sowohl das erforderliche Einbinden in tragfähigen Baugrund als auch das Verdrängen von Boden angeht.

6. Prüf- Überwachungs- und Kontrollkriterien

Zur Prüfung dienen die einschlägigen Technischen Baubestimmungen, die aktuelle Fachliteratur und die eigene Erfahrung.

Die Baustellenkontrolle sollte immer ein unverzichtbarer Bestandteil der Prüfung sein, zumal die Produkte nachher nicht mehr zu sehen und nur mit Aufwand zu überprüfen sind. Für die Pfahltypen gibt es jeweils spezielle Ansprechpunkte, die für die Herstellung wichtig sind und daher Aufmerksamkeit fordern.

Eine unvollständige Aufzählung verschiedener Kontrollen:

Die Kontrolle der Fördermenge bei Teilverdrängungsbohrpfählen.

Der Nachweis des trockenen Rohrrinneren bei den Verdrängungspfählen.

Der Nachweis der eingebrachten Betonmenge im Pfahl.

Das richtige Ziehen des Rohres bei Ortbetonpfählen.

Der Einsatz von Integritätskontrollen in ausreichendem Maß an der richtigen Stelle.

Der Einsatz von dynamischen Tragfähigkeitsuntersuchungen mit einfacher oder höherwertiger Auswertung oder als weitergehende Integritätskontrolle, wo die Lowstrainmethode versagt.

Konstruktive Besonderheiten beim Neubau Predöhlkai 1. LP, Hamburg

Karl Spring

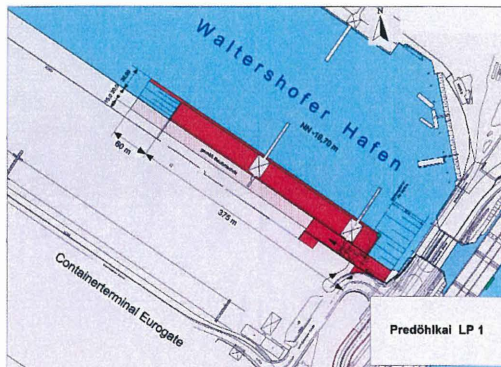
MASSNAHME

Um die Leistungs- und Wettbewerbsfähigkeit des Hamburger Hafens zu sichern, schafft die Freie und Hansestadt Hamburg, Behörde für Wirtschaft und Arbeit, Strom- und Hafenbau als Infrastruktur-Maßnahme neue leistungsfähige Großschiffsliegeplätze. Vorhandene Kapazitäten sollen durch Anpassung an aktuelle und auch zukünftige Schiffsgrößen mit modernem Umschlagsgerät in ihrer Leistungsfähigkeit angepasst und erweitert werden.

Eine neue Kaimauer wird vor den bestehenden Liegeplätzen am Container Terminal EUROGATE im Waltershofer Hafen hergestellt. Der erste Bauabschnitt, der hier beschrieben wird, umfasst die Herstellung einer 380 Meter langen Kaimauer mit 60 m anschließender Flügelwand und 37 m langer Querwand zum Anschluss an die vorhandene Konstruktion.

ÖRTLICHE LAGE

Die Baustelle liegt in dem rund 2 km langen und 280 m breiten „Waltershofer Hafen“ im Westen des Hafens. Beide Seiten sind intensiv mit Containerschiffen belegt. Der Predöhlkai zählt zu den am stärksten ausgelasteten Kaistrecken in Hamburg. Dementsprechend schwierig ist es für das anliegende Umschlagsunternehmen, auf rund 400 m Kailänge für die Bauzeit von zwei Jahren zu verzichten und entsprechend hoch ist der Druck auf Strom- und Hafenbau und die Baufirmen, die Bauzeit kurz zu halten.



SITUATION UND RANDBEDINGUNGEN

Das vorhandene Kaimauerbauwerk ließ weder die gewünschte Vertiefung auf „Altenwerder“ – Verhältnisse, d.h. Solltiefe von NN -16,70 m mit weiterer Vertiefungsmöglichkeit, noch eine größere Kranspurweite zu. Da zudem die landseitigen Flächen knapp sind, kam als Lösung nur ein kompletter Neubau einschließlich der landseitigen Kranspur wasserseitig vor der alten Kaiflucht in Betracht, nachdem die nautischen Belange in dem relativ schmalen Hafenbecken mit gleichzeitiger Kaibelegung des gegenüberliegenden Burchardkais zufrieden stellend geklärt waren.



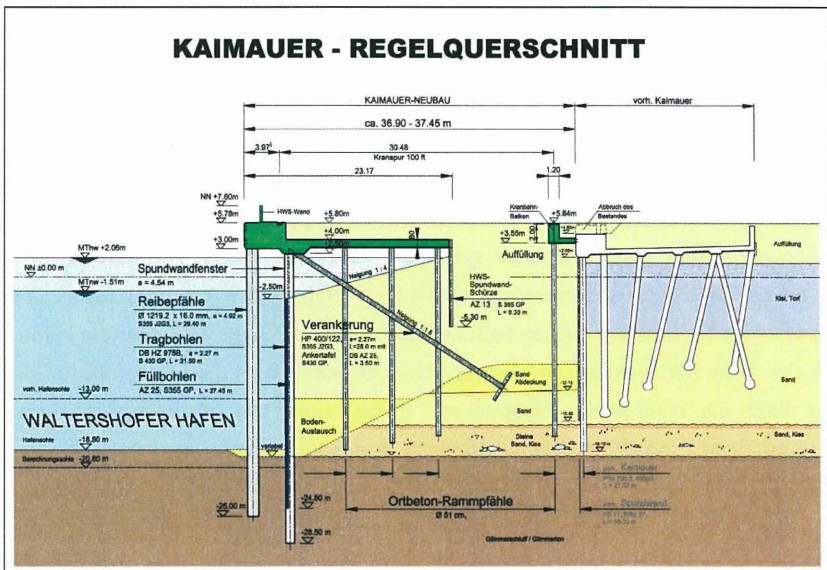
QUERSCHNITT

Verlangt wurde eine Kaimauer für größte Containerschiffe der Post-Panmax-Klasse mit einer Anfangssolltiefe von NN -16,70 m und 100 – Fuß – Kranspur.

Der Entwurf wurde aus der Querschnittsgestaltung entwickelt, die in den letzten Jahren mit dem gegenüberliegenden, 370 m langen Liegeplatz 1 Burchardkai und dem 1,2 km langen Ballinkai in Hamburg-Altenwerder erfolgreich optimiert wurde.

Der Regelquerschnitt gliedert sich vertikal in eine wasserseitige Reihe von Reibepfählen, eine rückverankerte, gemischte Stahlspundwand, drei Reihen Ortbeton-Rammpfähle sowie eine Hochwasser-Spundwandschürze auf der Landseite.

Der Stahlbetonüberbau besteht aus dem Kaikopf mit aufgesetzter Hochwasser-Schutzwand (HWS-Wand) und integrierter wasserseitiger Kranspur. Landseitig schließt eine tiefgegründete Stahlbetonplatte an. Für eine 100 Fuß (30,48 m) breite Container-Brückenspur wird ein landseitiger Kranbahnbalken separat gegründet.



Insoweit ist das Bauwerk zwar anspruchsvoll, aber hält sich im Rahmen des Machbaren.

BESONDERE RANDBEDINGUNGEN

Das Bauwerk ist in Konstruktion und Herstellung genau an die örtlichen Gegebenheiten anzupassen. Im vorliegenden Fall sind es vier besondere Punkte:

1. Der intensive Kaibetrieb kann landseitig nur auf ein Minimum der Fläche verzichten
2. Die räumliche Ausdehnung der Wasserbaustelle begrenzt sich wasserseitig durch die freizuhaltende Breite des Hafenbeckens. Nach Westen, unmittelbar an die Baustelle anschließend, läuft der aktive Umschlagbetrieb mit pausenloser Schiffsbelegung.
3. Der Baugrund ist gekennzeichnet durch ein 5 – 11 m starkes Band aus Sanden und Kiesen, z.T. mit großen Steinen durchsetzt und eine darunter liegenden Schicht aus Glimmerschluff und Glimmerton, deren Unterkante zum großen Teil bis weit unter den Gründungshorizont NN -28,5 m reicht. Dieser Schichtkomplex hat eine sehr hohe Festigkeit und steht in der Regel in fester Konsistenz an, woraus sich die Zuordnung zur Bodenklasse 6 ergibt. Bei den Drucksondierungen wurden Druckspitzen von $q_c = 75 \text{ MN / m}^2$ gemessen.

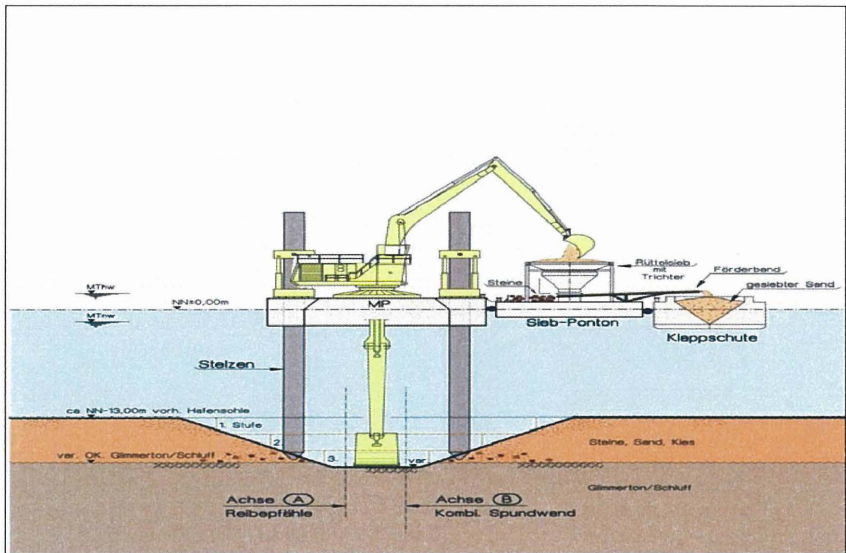
Für den Einbau der tragenden Elemente war zu beachten, dass die beschriebenen, extrem dichten bzw. hochfesten Bodenschichten in der Regel bereits etwa 5 m bis 7 m oberhalb der Berechnungssohle von NN – 20,8 m anstehen.

4. Die vorhandene Altkonstruktion kann nur in begrenztem Umfang zur Abtragung der Horizontallasten herangezogen werden.

Diese besonderen Randbedingungen finden ihre Berücksichtigung in dem Ausschreibungsentwurf. Bauseitig wurde die völlige örtliche Entkopplung zwischen Alt- und Neukonstruktion angestrebt. Das ist insofern gelungen, als das errichtete Vorbaumaß von rund 37 m die gesamte neue Konstruktion einschließlich landseitigem Kranbahnbalken wasserseitig vor die alte Kaimauer rücken ließ. Lediglich die rückwärtige Verankerung kam in die Nähe der alten Konstruktion. Der Sondervorschlag einer Bietergemeinschaft hat diesen Punkt durch die Wahl eines „Klappankers“ gelöst, womit die Altkonstruktion auch von Erschütterungen aus der Schrägpfahlrammung verschont wurde.

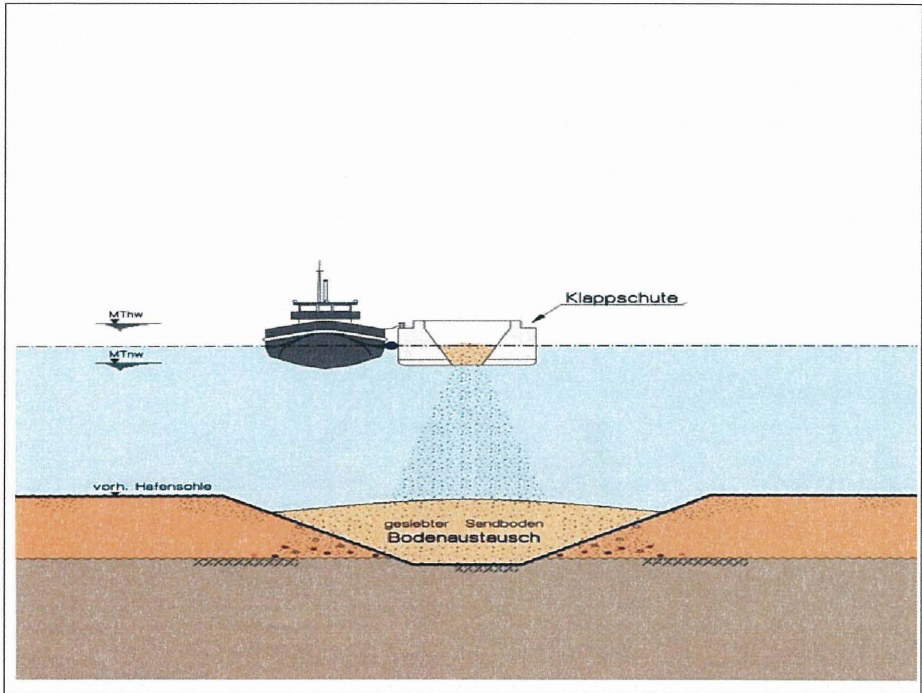
Als zwingend notwendig erwies sich ein vorlaufender Bodenaustausch in der Rammtrasse, um die Durchörterung der extrem schweren Glimmertonschichten zu minimieren. Mit diesen Voraussetzungen und Besonderheiten hat sich ein 8-phasier Bauablauf ergeben, der – wie die Praxis gezeigt hat - zum Erfolg führte:

Bauphase 1: Herstellung eines Rammgrabens



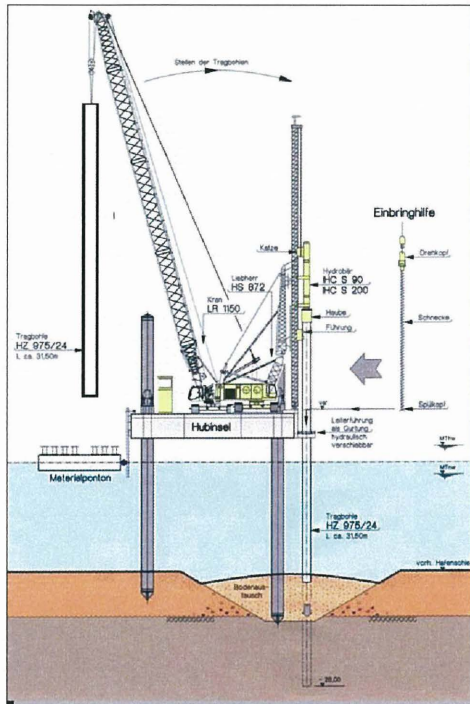
Die Bauarbeiten haben in einem ersten Arbeitsgang mit den Nassbaggerarbeiten für den Bodenaustausch zur Hindernis-Beseitigung im November 2003 begonnen. Mit einem Hydraulikbagger auf Stelzenponton wurde bis auf den anstehenden Glimmertor, -schluff die oberhalb dieser harten Schicht rund 1.000 to Steine gefördert, ausgesiebt und abtransportiert.

Bauphase 2: Verfüllung des Rammgrabens



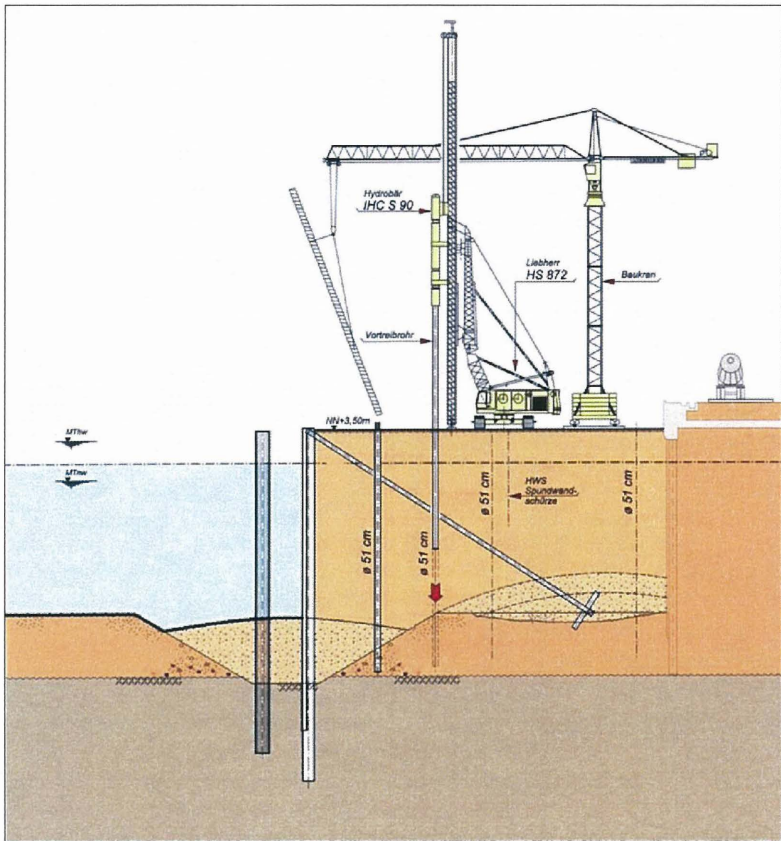
Der durchgesiebte Sand wurde mit Klappschuten gezielt wieder eingebaut.

Bauphase 3: Einbringen der Tragbohlen



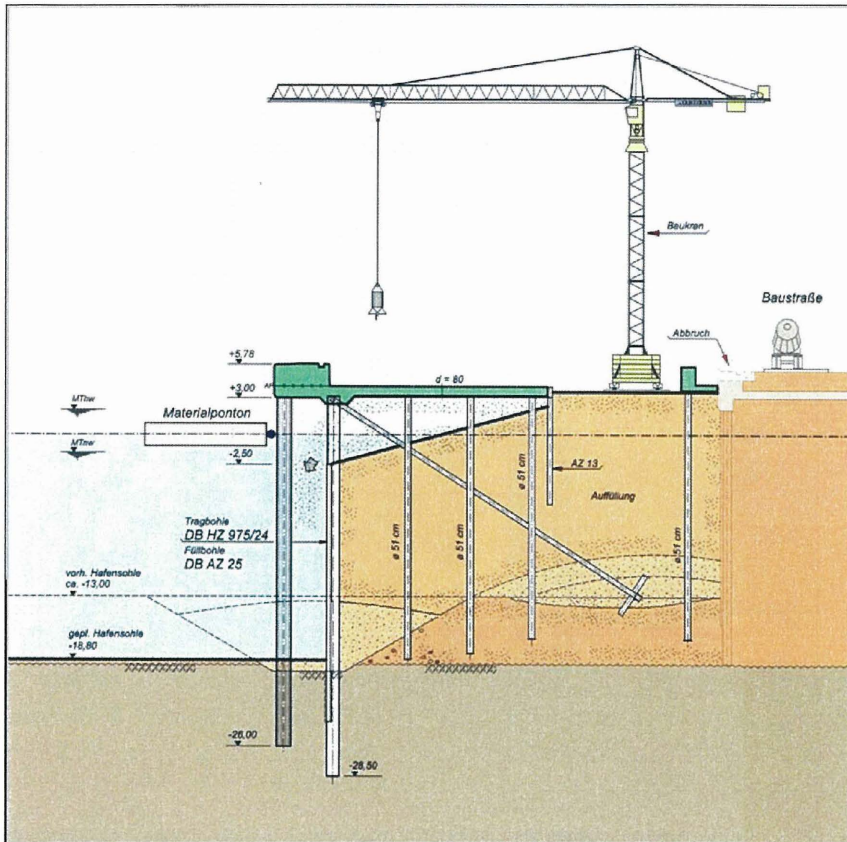
Ab Januar 2004 erfolgte der Einbau der Spundwandtragelemente von einer Hubinsel aus. Der Einbau der Tragbohlen, DB HZ 975 B, rund 32 m lang, im Achsabstand von 2,27 m, erfolgt von einer Hubbühne mit hydraulischen Rammhären ICH S 90 bis S 280 mit Rammenergie im Pfahl 80 – 270 kNm. Mit der Hubbühne können die hohen Genauigkeitsanforderungen für die gemischte Spundwand aus Trag- und Zwischenbohlen erfüllt werden.

Bauphase 7: Herstellen der Ortbetonrammpfähle



Von der neu gewonnenen Arbeitsebene aus werden die Ortbeton-Rammpfähle hergestellt. Die Ortbetonpfähle stellen die Tiefgründung des Kaimauerüberbaus und die Gründung für den separaten Kranbahnkran dar. Der Stahlbetonüberbau mit abschließender HWS-Spundwandschürze sichert die im Endzustand überbaute Entlastungsböschung.

Bauphase 8: Herstellen des Stahlbetonüberbaus



Die Stahlbetonarbeiten für den Kaimauerüberbau und den Kranbahnbalken werden im Bauzustand flachgegründet auf Unterbeton in Hochbaumanier hergestellt. Im Endzustand wirken die eingebundenen Ortbetonpfähle als Tiefgründung für die Stahlbetonüberbauten. Die Fläche wird mit Sand bis zur geplanten Gelände-Oberkante aufgefüllt.

Freie und Hansestadt Hamburg
Behörde für Wirtschaft und Arbeit
Strom- und Hafenbau
Bereich Hafenbau – Liegeplätze

GKT Spezialtiefbau GmbH



Predöhlkai, 1. Liegeplatz, Hamburg

TIEFGRÜNDUNGEN

- Ortbetonrammpfähle
- Teilverdrängungsbohrpfähle
- Großbohrpfähle
- Ortbetonrammpfähle mit ausgerammtem Fuß
- Vollverdrängungsbohrpfähle
- Kleinverpresspfähle

KOMPLETTBAUGRUBEN

- Bohrfahlwände
- Spundwände
- Berliner und Essener Verbau
- Dichtwände in Schlitzwandbauweise

IHR PARTNER FÜR BERATUNGEN UND PROBLEMLÖSUNGEN

Winsberggring 3 • 22525 Hamburg

Telefon: (040) 853 254 – 0 • Telefax: (040) 853 254 – 40

e-mail: info@gktspezi.de • internet: <http://www.gktspezi.de>

Auswahl- und Einbaukriterien geotechnischer Messgeber zur Bestimmung des Normalkraftverlaufs der Wand/Verankerung bei Kaimauerkonstruktionen und deren Ergebnisse

J. Gattermann, M. Fritsch, J. Stahlmann

1 Einleitung

Neue Kaimauerkonstruktionen für den seit Jahren ansteigenden Containerumschlag in norddeutschen Häfen erfordern für die Containerschiffe der 5. und 6. Generation Geländesprünge von bis zu 28 m in größtenteils eiszeitlich geprägtem schwierigen Baugrund mit großen Erd- und Wasserdrücken sowie großen Belastungen durch die hohen und weit ausladenden Containerbrücken. So werden in den nächsten Jahren in den Häfen Hamburg, Bremerhaven und Wilhelmshaven neue Schiffs Liegeplätze mit einer Gesamtlänge von ca. 4 km Länge neu gebaut.

In diesem Beitrag werden die Anforderungen und Besonderheiten der Geomess-technik bezüglich Auswahl und Einbau der Messgeber an zwölf (Tab. 1) vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) messtechnisch begleiteten Konstruktionen zusammengefasst beschrieben.

Fünf Kaimauerkonstruktionen wurden oder werden zudem mit Hilfe der Finiten Element oder Differenzen Methode modelliert, die Verformungen und Beanspruchungen prognostiziert und mit erhaltenen Messergebnissen verifiziert und adaptiert. Die jeweiligen untersuchten Kaimauerkonstruktionen können auch der Tabelle 1 entnommen werden.

Die aus allen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse wiesen die geforderten Sicherheiten nach und führten teilweise zu Modifikationen an nachfolgenden Konstruktionen oder Bauverfahren zur Minderung der Baukosten.

Tabelle 1: Vom IGB-TUBS untersuchte Kaimauerbauwerke

Fertigstellung	Bezeichnung / Tätigkeiten	Länge [m]	Geländesprung* [m]
1992	O' Swaldkai West, Hamburg <i>Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Betonspannung, 3D FE-Modell</i>	190	21,00
1995	Burchardkai 8. Liegeplatz (LP), Hamburg <i>Inklinometer, Erd- und Wasserdruck, Dehnungsmessstreifen (DMS), Modellversuchsstand 1:20</i>	335	24,50
1997	Container Terminal (CT) III, Bremerhaven <i>Inklinometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Setzungsmessungen, Tragfähigkeiten</i>	700	27,00
1997	Predöhlkai 6. LP, Hamburg <i>Inklinometer, DMS, hochpräzise geodätische Kopfpunkteinmessung</i>	300	23,30
1998	Verlängerung Europakai, Hamburg <i>Inklinometer, DMS</i>	290	23,60
1998	Burchardkai 1. LP, Hamburg <i>Inklinometer</i>	368	24,50
1999	Predöhlkai 7. LP, Hamburg <i>Inklinometer, DMS, hochpräzise geodätische Kopfpunkteinmessung</i>	300	25,10
2001	CT Altenwerder 1.+ 2. LP, Hamburg <i>Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Tragfähigkeiten, 3D FE-Modell</i>	947	28,30
2002	CT IIIa, Bremerhaven <i>Inklinometer, Tragfähigkeiten, 3D FD-Modell</i>	340	27,00
2003	CT Altenwerder 3. + 4. LP, Hamburg <i>Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Tragfähigkeiten, 3D FE-Modell</i>	615	28,30
2005	Predöhlkai 1. LP, Hamburg <i>Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, 3D FE-Modell</i>	440	26,48
2008	CT 4, Bremerhaven <i>Tragfähigkeiten, 3D FD-Modell</i>	1700	27,00

* Geländesprung: Höhe Kaimauerkopf - Tiefe Berechnungshafensohle

2 Fragestellungen im Spannungs-Verformungsverhalten von Kaimauern

Die wichtigsten messtechnischen Fragestellungen bei der Beurteilung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens einer Kaikonstruktion ist die Erfassung der auf die Wand wirkenden Erd- und Wasserdrücke, des stützenden Erddrucks vor der Wand, der Wandverformung, des Normalkraftverlaufs und der Durchbiegung der Schräganker sowie zur gesicherten Interpretation der gemessenen Wandverformung die genaue Kaikopfneinmessung. Hinzukommt z.B. beim Neubau des 1. Liegeplatzes (LP) Predöhlkai die Bestimmung des Spannungsverhaltens des Klappankerfußes.

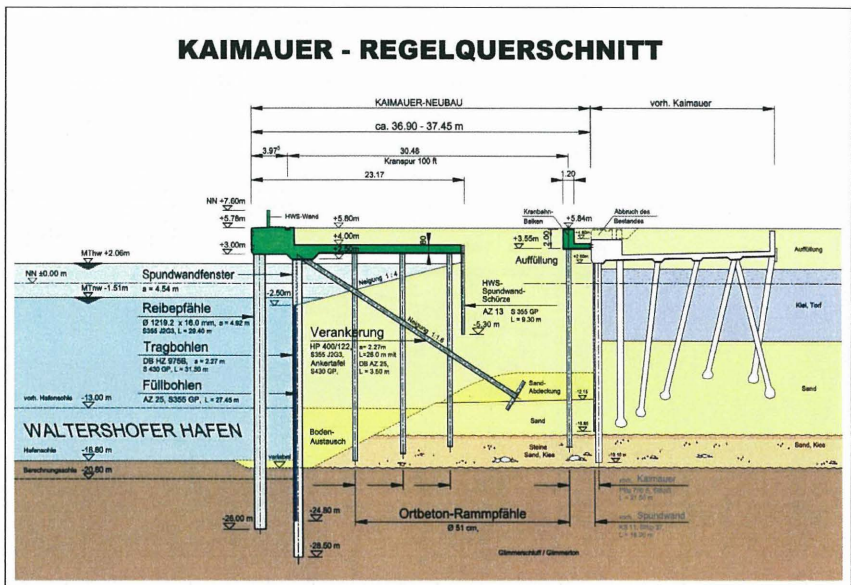


Abb. 1: Regelquerschnitt 1. LP Predöhlkai [Arge Predöhlkai, 2004]

Beim Neubau des 1. LP Predöhlkai handelt es sich um eine so genannte Wasserbaustelle (Abb. 1), bei der gegenüber der in Abb. 2 dargestellten Landbaustelle CT Altenwerder, die Tragbohlen und Reiberohre mit hoher Energie in die vorhandene Hafensohle bei eventuellem Bodenaustausch im Wasser eingetrieben werden. Die Klappanker werden am Kopf eingehängt und die untere Hälfte der Ankertafel einvibriert. Danach wird die Kaikonstruktion mit Sand hinterfüllt. Noch vor dem Bau des

Überbaus werden somit die Wand und die Anker mit ca. 75 % der Endbelastung beansprucht. Dementsprechend muss die Messtechnik sofort nach dem Einbau der zu messenden Tragglieder einsatzbereit sein.

Im Gegensatz hierzu werden bei einer Landbaustelle wie z.B. in Altenwerder die Tragbohlen der Wand in einen Schlitz eingestellt und nur wenige Meter zur besseren Vertikallastaufnahme gerammt. Der nur auf Mantelreibung tragende Schräganker wird in den gewachsenen Boden gerammt. Durch die Abbaggerung des Bodens vor der Wand nach der kompletten Herstellung der Konstruktion ergeben sich andere Tragverhältnisse als bei einer Wasserbaustelle. Dieses findet auch Berücksichtigung bei der Bestimmung der Erddruckumlagerung in der neuen EAU 2004.

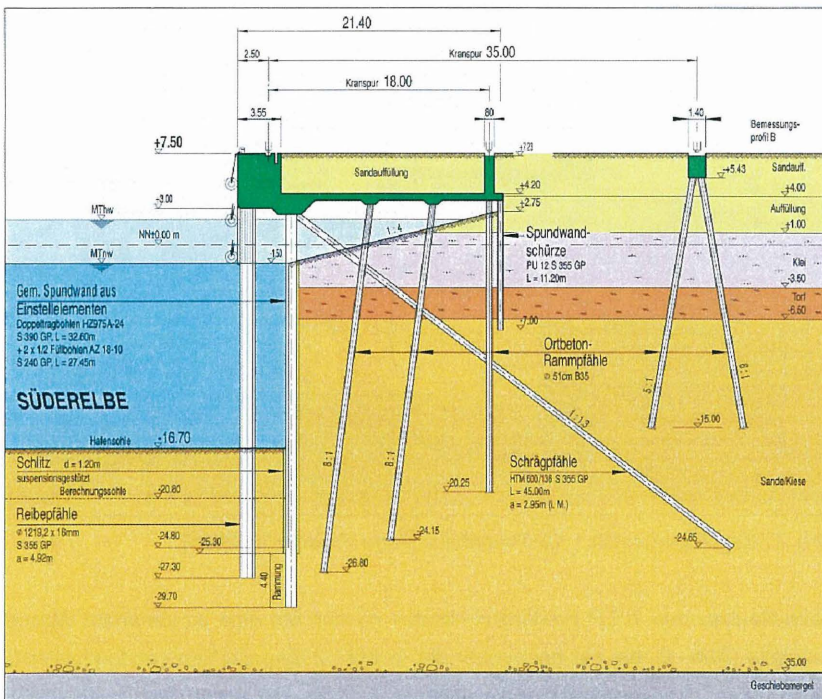


Abb. 2: Querschnitt CT Altenwerder, 1. BA [Prospekt Strom und Hafenbau, 1999]

Bei der Auswahl und Applikation der geotechnischen Messgeber müssen alle vorgeannten Randbedingungen beachtet werden. Vom IGB-TUBS entwickelte Sonderlösungen werden in den folgenden Kapiteln vorgestellt.

3 Wandverformung

Für die Bestimmung von Verformungen entlang einer Linie kommt nur das Inklinometermessverfahren in Frage, welches in seiner Funktion und Genauigkeit ausführlich in GLÖTZL [1994] beschrieben ist.

3.1 Inklinometersondenführung

Aufgrund der hohen Rammenergie beim Einbringen der Tragbohlen oder Schräganker bei einer Landbaustelle, ist es nicht möglich die Inklinometerführungsnutrohre vor dem Rammen zu applizieren. Ein nachträglicher Einbau ist sehr aufwendig und kostenintensiv. Auch die Verbindung Rohr-Bauteil ist schwierig sicherzustellen. Aus diesem Grunde wurde in Altenwerder an die Tragbohlen ein Vierkantstahlrohr (50 x 50 mm) als Führung für die Sonde auf dem landseitigen Flansch der Tragbohle über die gesamte Länge angeschweißt. Die Lage der Messachse in dem Vierkantstahlrohr ist um 45° zur Hauptverformungsrichtung des örtlichen Koordinatensystems gedreht. Am Predöhlkai 6. LP wurde die Führung im Inneren der Tragrohre im 45°-Winkel bei Blickrichtung zur Wasserseite appliziert (Abb. 3 links). Damit entfällt die Umrechnung, bei der leichte Genauigkeitseinbußen hinzunehmen sind. Dementsprechend sollte immer versucht werden, das Führungsrohr so zu applizieren, dass die Sonde in der erwarteten Bewegungsrichtung eingeführt werden kann. Wenn das Tragglied nicht gerammt wird (z.B. Burchardkai 8. LP) kann das Inklinometerführungsrohr vor dem Einbau befestigt werden (Abb. 3 rechts).

Als weitere Alternativen zur Erfassung der Wandverformung wurden auch folgende Vorschläge diskutiert:

- Verlängerung (ca. 3 m) des Inklinometermessrohres über die Länge der Wand in den anstehenden Untergrund hinaus, um den Fußpunkt des Messrohres

gesichert angeben zu können und somit nicht auf eine präzise Kopfpunktvermessung angewiesen zu sein. Als problematisch hierbei erweist sich der Einbauvorgang der Tragbohlen (Rammarbeit), die zu einer Deformation des Messrohres im anstehenden Untergrund geführt hätte.

- Einstellen eines Messrohres in einer nachträglich hergestellten Bohrung innerhalb der Tragbohle. Dieser Vorschlag wurde aus Kostengründen und der nicht gesicherten Lagegenauigkeit/Verbindung mit dem Bauteil verworfen. Hierbei wäre jedoch die Fußpunktverlängerung kein Problem gewesen.

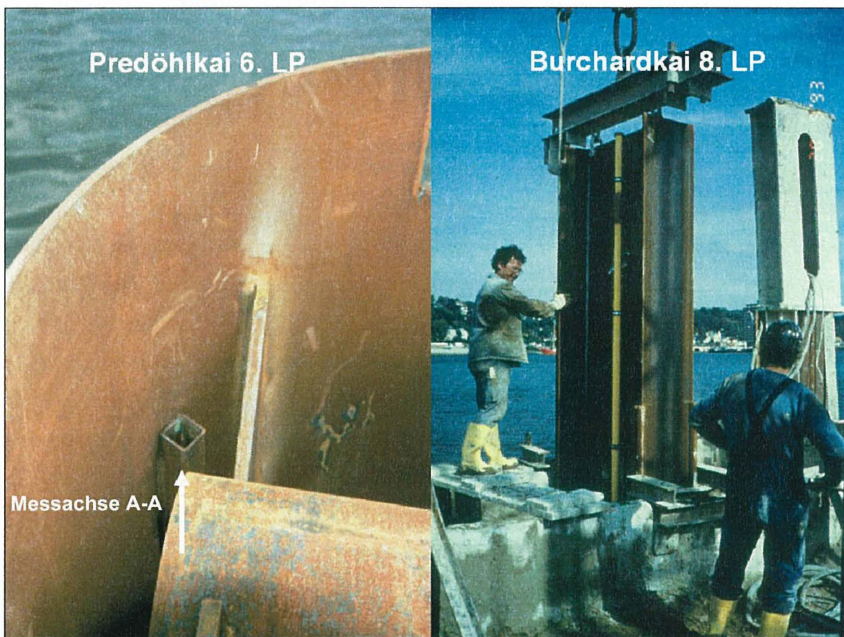


Abb. 3: Applikation der Inklinometerführungsrohre

3.2 Interpretation der Fußpunktverschiebung

Bei der Auswertung der Inklinometermessung wird der Wandfuß als unverschoben angenommen. Erst durch die präzise geodätische Lageeinmessung des Kopfpunktes können gesicherte Aussagen über die Wandfußverschiebung getroffen werden.

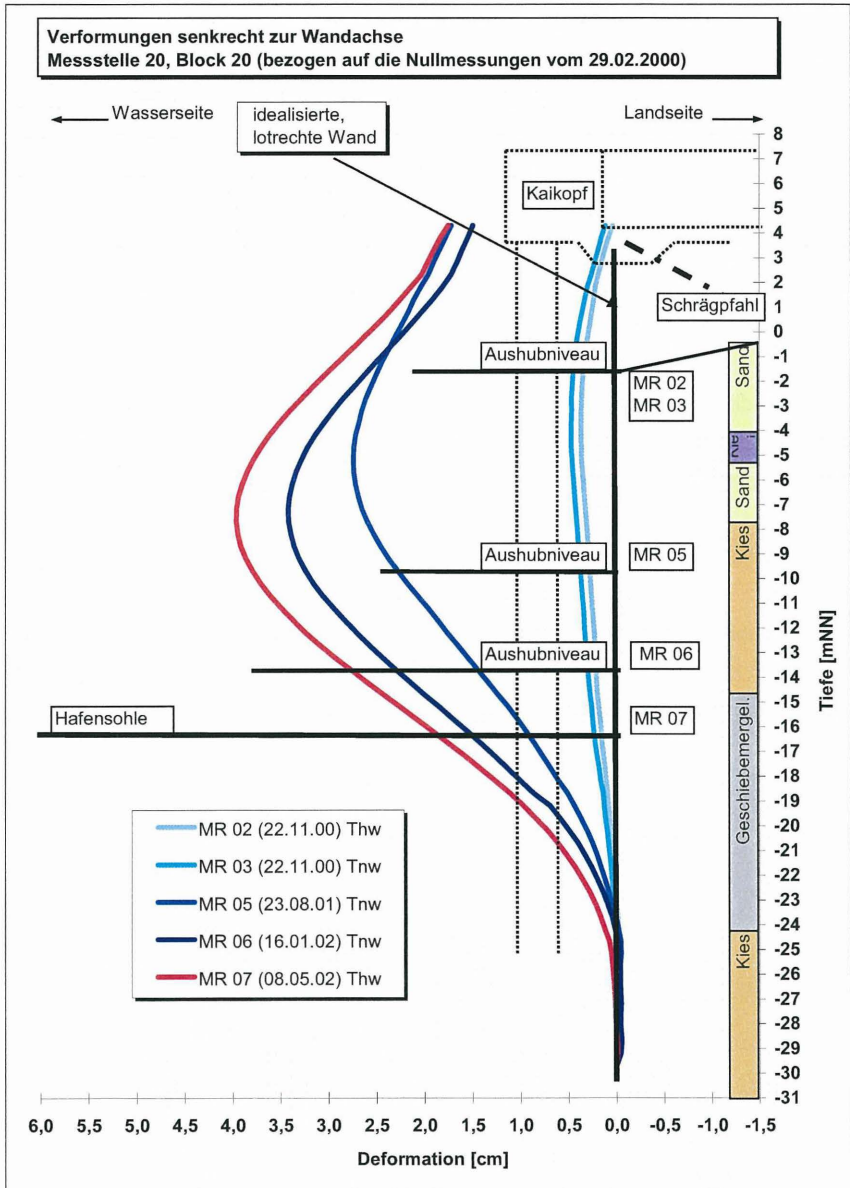


Abb. 4: Wandverformung infolge Abbaggerung, Block 20, CT Altenwerder

Die gemessenen Verformungen (Abb. 4) zeigen eine Kopfpunktverschiebung von 1,7 cm, eine maximale Durchbiegung in Feldmitte von 3,9 cm sowie am Fuß eine starke Einspannung. Würde nun die Kopfpunkteinmessung des Geodäten mit 3,2 cm zur Wasserseite herangezogen werden, müssten die Kurven lateral um 1,5 cm verschoben werden. Dieses ist jedoch bei der gemessenen starken Einspannung des Wandfußes nur schwer vorstellbar. Für diese These sprechen auch die gemessenen Erddrücke speziell vor der Wand, die entgegen der Erddrucktheorie des passiven Erdwiderstandes nicht ansteigen. Weitergehende Ausführungen und Beurteilungen sind in STAHLMANN et al. [2004] enthalten.

Hier wird die Anforderung und Schwierigkeit einer in sich konsistenten und gesicherten Messtechnik klar, um das Gesamtverhalten der komplexen Kaikonstruktion gesichert interpretieren zu können.

3.3 Kopfpunkteinmessung

Am Predöhlkai 1. LP wurden aus den vorgenannten Gründen Entfernungslaser auf dem alten Kaikopf installiert, die kontinuierlich über ausgewählte Zeiträume der Bauzeit das Verhalten des Wandkopfes auf ± 1 mm genau bestimmten.

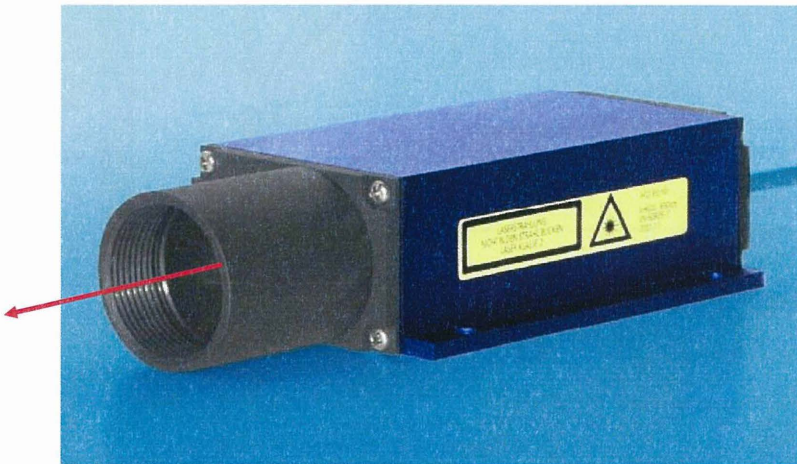


Abb. 5: Robustes Laser-Entfernungsmessgerät

3.4 Abstandsmessungen der Tragbohlen

Beim Neubau 1. LP Predöhlkai war die Arge aufgefordert, den gleichmäßigen Abstand der Tragbohlen untereinander zur Vermeidung von Schlosssprengungen nachzuweisen. Da nur zwei Tragbohlen mit einem Inklinometerführungsrohr ausgestattet waren, wurde die Inklinometersonde modifiziert. Sie wurde vom IGB-TUBS so umgebaut, dass nun der Innenraum der Doppeltragbohle als Führung genutzt wird. Anfängliche Wiederholungsmessungen ergaben eine ausreichende Genauigkeit ($\pm 5 \text{ mm}$). Somit konnte an allen gemessenen Tragbohlen die laut Rammplan geforderte Stellung nachgewiesen werden.

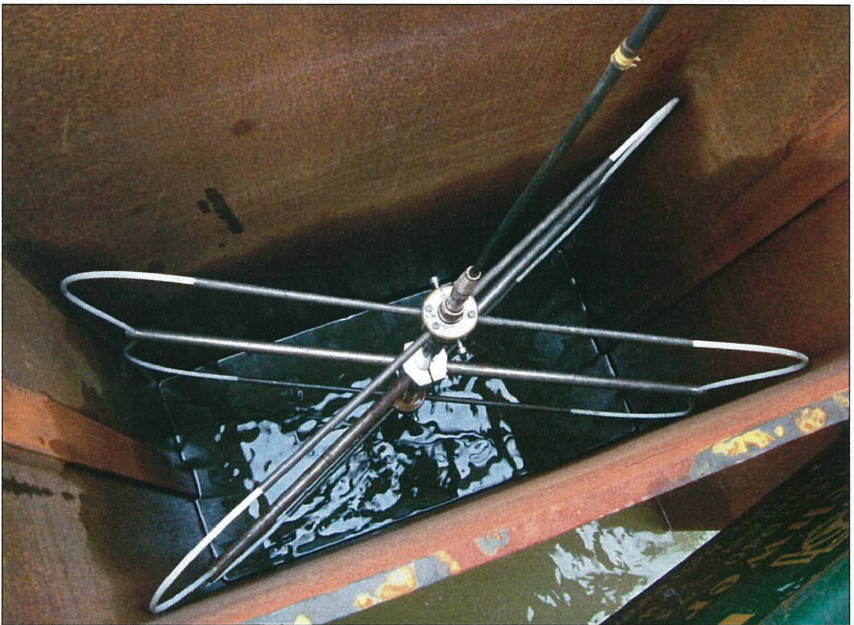


Abb. 6: modifizierte Inklinometersondenführung zur Lotmessung der Tragbohlen

4 Schräganker

Zur Bestimmung der Entwicklung von Ankerkräften wurden bisher an den Ankerköpfen sowie mit erheblichem Aufwand an tiefer liegenden Stellen Dehnungsmessstreifen (DMS) befestigt. Da in Altenwerder aufgrund des inhomogenen Baugrundes und der erforderlichen großen Länge der Schräganker die Bestimmung der Mantelreibung auf der gesamten Länge von Interesse war, wurde hier das Gleitmikrometer der Firma Solexperts (CH-Schwerzenbach) als Messverfahren ausgewählt (s. Kap. 4.2).

Alternativ wurden zur Ermittlung des Spannungs- und Verformungsverhaltens der Schräganker zuvor folgende Varianten diskutiert:

- Einbau von Dehnungsmessstreifen auf den Schrägankern im Bereich der jeweiligen Schichtgrenzen und ein zusätzliches Inklinometerrohr. Gegen diese Alternative sprachen zum einen die Empfindlichkeit der DMS gegen Rammenergie sowie die Aussagekraft der Messergebnisse bezüglich der Ankerkraftentwicklung entlang des Ankers, da die DMS nur punktuell die Längenänderungen erfassen. Weiterhin wären ein zusätzlicher Aufwand zum Schutz der Kabel und eine größere Anzahl an Speichergeräten (Datalogger bzw. Erweiterungsmodule) notwendig.
- Einbau von Stangenextensometern und ein zusätzliches Inklinometerrohr. Die Vorteile dieser Messalternative liegen in der Kostenreduzierung durch die heutige Wiedergewinnbarkeit der Messanlage, in der Genauigkeit der Messungen (vergleichbar mit Gleitmikrometer), in der Integralmessung (allerdings jeweils vom Ankerkopf bis Fußpunkt Extensometer) und in der Möglichkeit, die Messungen kontinuierlich durchführen zu können. Der entscheidende Nachteil bei diesem Messverfahren liegt zum einen in den hohen Anschaffungskosten. Des Weiteren können auf der gesamten Ankerlänge maximal sechs Integralmessstrecken eingebaut werden, da nicht mehr Stangen bzw. Kabel an der obersten Messstrecke vorbeigeführt werden können. Zusätzlich zum Inklinometerrohr müsste ein weiteres Hüllrohr zum Einbau des Stangenextensometers am Schräganker angebracht werden.
- Einbau von Dehnungsmessstreifen an der Anschlussstelle Wand/Anker und ein zusätzliches Inklinometerrohr. Bei dieser Variante ist nur ein punktueller

Aufschluss an der Krafteinleitungsstelle möglich. Dieses Vorgehen widerspricht der Forderung die Ankerkraftverteilung über den gesamten Schräganker zu ermitteln.

4.1 Bestimmung der Durchbiegung

Das Verformungsverhalten des Schrägpfahles infolge der Sandaufspülung und dem Einbringen der Kaiplattenpfähle bei der Wasserbaustelle oder nur der Kaiplattenpfähle bei der Landbaustelle wird wiederum mit der Inklinometersonde bestimmt. Zur Führung der Sonde muss ein Führungskanal (Inklinometerführungsrohr oder Stahlprofil) am Schräganker angebracht werden. Bei der Ausstattung mit einem Gleitmikrometermessrohr kann die Messung der Durchbiegung in diesem durchgeführt werden

Gemessene Durchbiegungen der Schräganker an der Wasserbaustelle Europakai (Abb. 7 und 8) infolge der Hinterfüllung und der Pfahl-Herstellung für die Kaiplatte wiesen eine große Beanspruchung des Ankers nach. Nach Umstellen des Pfahleinbringverfahrens von Rammen auf Drehbohren konnten die starken Durchbiegungen vermindert werden [GATTERMANN, 1999].

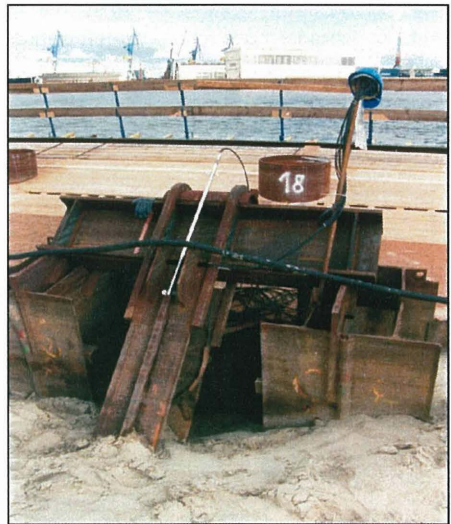


Abb. 7: Inklinometerführung auf Schrägpfahl

Bei einer Landbaustelle (hier: CT Altenwerder, Abb. 9) ist die gemessene Ankerdurchbiegung erwartungsgemäß aufgrund des gewachsenen Bodens nicht sehr groß. Die Durchbiegung infolge der Herstellung der Ort betonrammpfähle wurde dort zu maximal 2-3 cm festgestellt.

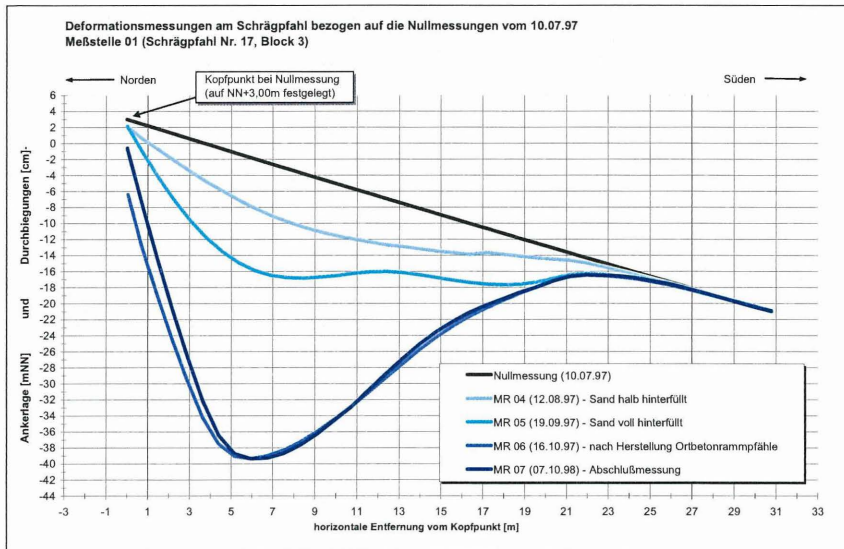


Abb. 8: Schrägankerdurchbiegungen während der Bauzeit am Europakai

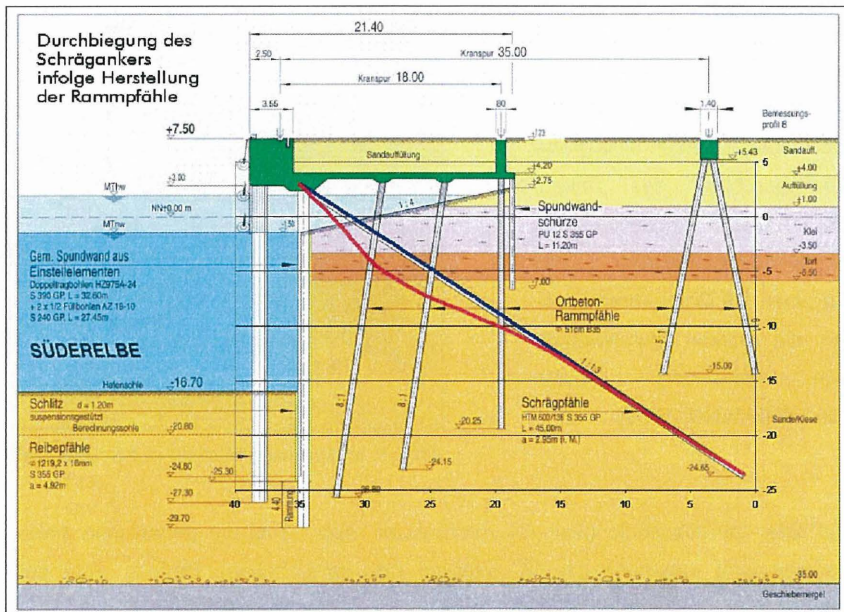


Abb. 9: Verformungsmessung vor/nach Einbringen der Kaiplattenpfähle am CTA

4.2 Gleitmikrometer

Beim Gleitmikrometerverfahren wird eine Sonde in einen speziellen Führungskanal (Messrohr) eingeführt, um für jeden Meter (Integralmessung) der gesamten Messstrecke die Dehnung mit einer Genauigkeit bis zu 0,001 mm zu messen (Abb. 10 und 11). Durch Vergleichsmessungen kann somit die Normalkraft aus der gemessenen Dehnung/Stauchung über die Querschnittswerte errechnet werden.

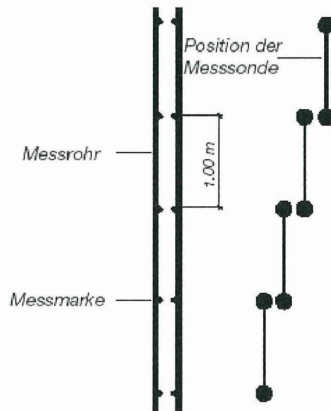
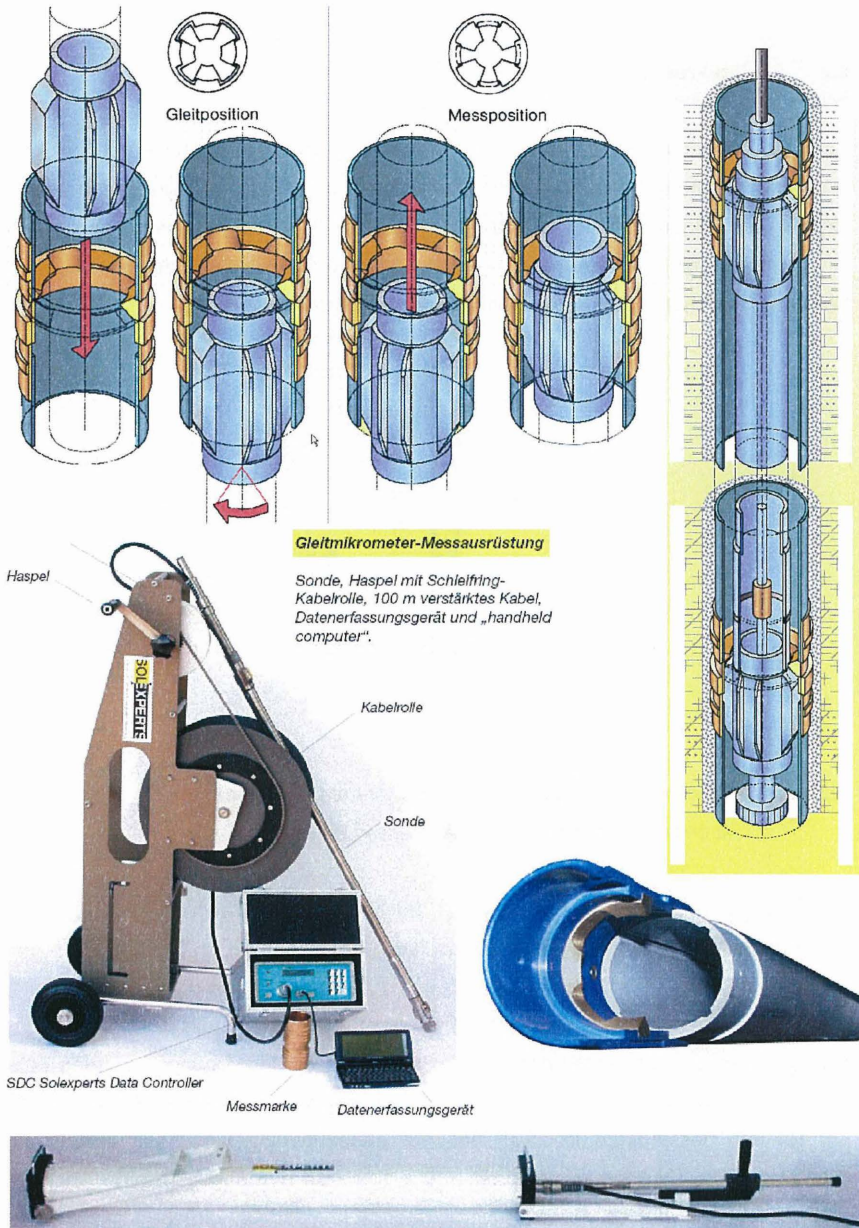


Abb. 10: Linienweise integrale Bestimmung der Längenänderung mit dem Gleitmikrometermessverfahren [Solexperts]

Die Dehnung des Schrägpfahles wird an der Stegob- und an der Stegunterkante zum Ausgleich der Durchbiegungsunterschiede gemessen

Der Zeitpunkt des Einbaus des Messrohres am Schräganker musste in Altenwerder aufgrund der zu erwartenden hohen Belastung während der Rammung auf den Zeitpunkt nach Einbringen des Ankers verschoben werden. Aus diesem Grund wurden am H-Profil des Ankers in zwei diagonal gegenüberliegenden Eckpunkten am Steg/Flansch je ein Vierkantstahlprofil 110 x 110 x 10 mm angeschweißt (Abb. 12) und am Fuß des Pfahles mit einem verstärkten Schneidschuh versehen. In die Profile wurde nach dem Rammen das Gleitmikrometerrohr eingeführt und anschließend mit einer Zementsuspension verpresst, um einen kraftschlüssigen Verbund mit dem Stahlprofil zu erreichen.



Kalibriervorrichtung aus INVAR-Stahl

Abb. 11: Funktion und Instrumente der Gleitmikrometersonde [Solexperts]

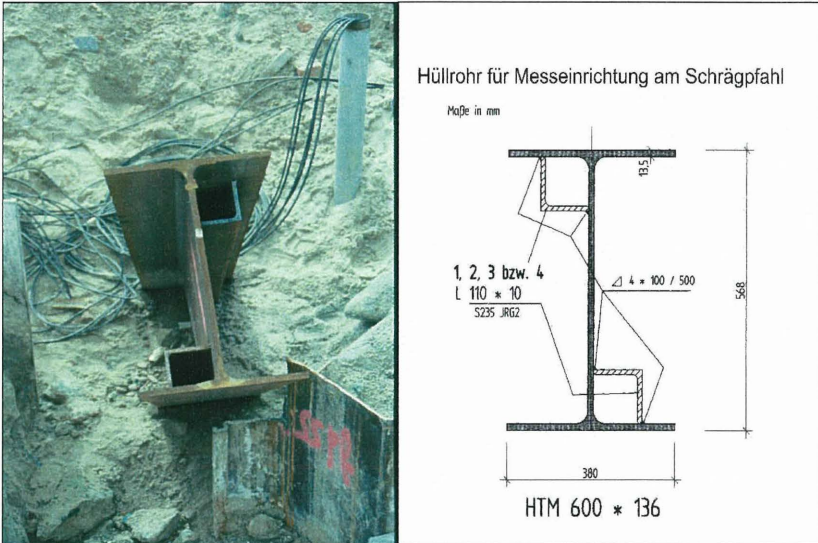


Abb. 12: angeschweißtes Hüllrohr zur Aufnahme des Gleitmikrometerrohres

Beim Predöhlkai 1. LP können aufgrund der Einstellung der Schräganker die Gleitmikrometermessstellen direkt an die Tragbohle angeschweißt werden und haben somit eine noch höhere Genauigkeit bei der Bestimmung der Dehnung (Abb. 13).

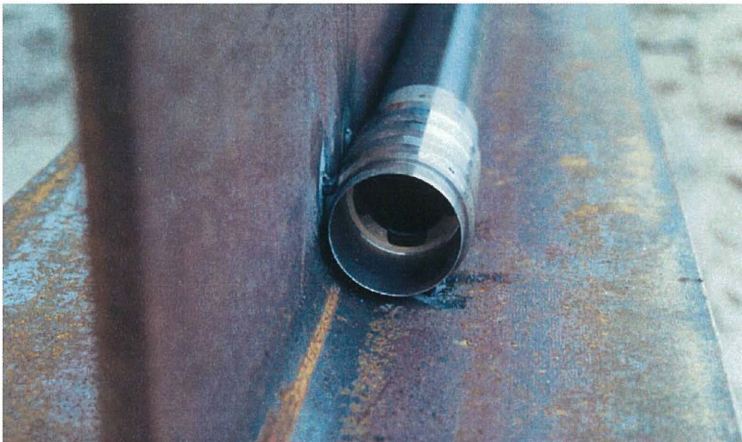


Abb. 13: direkt angeschweißte Gleitmikrometermessstelle mit Führungsrohr (grau)

4.3 Normalkräfte im Schrägpfahl

Bei einer Land- wie bei einer Wasserbaustelle werden zur Rückverankerung der Spundwand zur Aufnahme der horizontalen Lasten Schrägpfähle eingebracht und an die Wand gekoppelt. Aufgrund der Ausbildung der Anschlussstelle sowie der geringen Verformbarkeit des Kopfpunktes der Schrägpfähle wird deren Anbindung in der Regel als gelenkig angenommen und momentenfrei gerechnet. Im Allgemeinen treten daher die maximalen Normalkräfte am Anschlusspunkt auf und werden sukzessive über die Mantelreibungsfläche entlang der Pfahlachse reduziert.

Aus dieser Annahme heraus wurden in der Vergangenheit meistens nur am Kopf des Ankers Dehnungsmessstreifen zur Bestimmung der Normalkraft appliziert. Anhand der erstmalig vom IGB-TUBS durchgeführten Gleitmikrometermessungen am CT Altenwerder wurde jedoch festgestellt, dass sich der Normalkraftverlauf entlang des Pfahlschaftes nicht wie erwartet einstellt (Abb. 14).

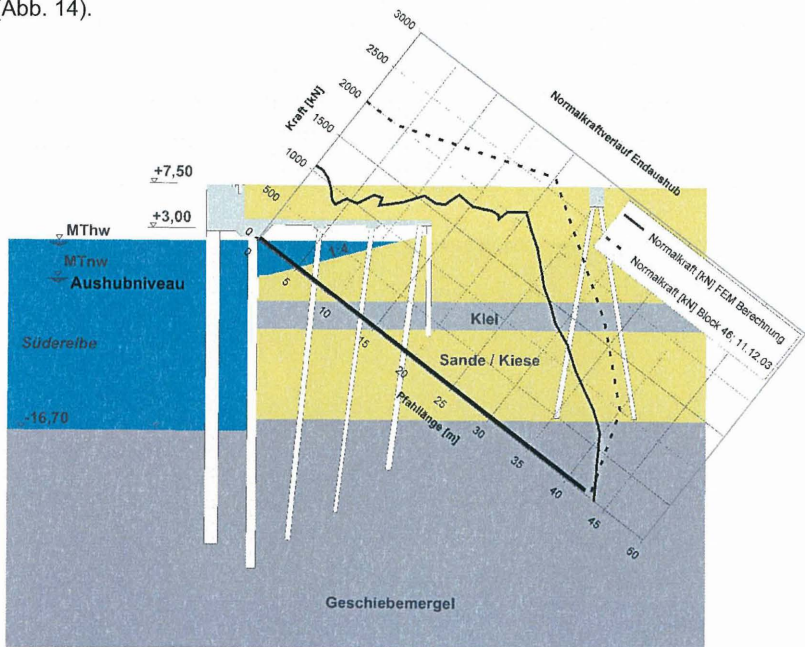


Abb. 14: Gemessener und berechneter Normalkraftverlauf entlang der Pfahlachse im 2. Bauabschnitt CT Altenwerder

Durch die freie Unterwasserböschung bleibt die Normalkraft im Pfahl bis zum Eintritt in den anstehenden Baugrund konstant. Anschließend steigt die Normalkraft entlang des Pfahles an, was im statischen Sinne einer negativen Mantelreibung entsprechen würde, und erreicht ihr lokales Extrema in etwa der Mitte der Ankerlänge. Es existieren bereits verschiedene theoretische Ansätze für dieses spezielle Tragverhalten. Variationsberechnungen haben gezeigt, dass dieses Tragverhalten auch in nichtbindigen Böden erzeugt werden kann.

5 Spannungsmessungen

Um die Größe der auf die Konstruktion wirkenden Erddruckkräfte ermitteln zu können, wird der Einbau von kombinierten Spannungsgebern (Abb. 15) aus folgenden Gründen empfohlen:

1. Die spatenförmigen Kissen werden mit einem Gestänge an der Bohrlochsohle in den gewachsenen Boden eingedrückt. Somit kann näherungsweise der Primärspannungszustand des Bodens erfasst werden.
2. Kombinierte Erddruckkissen messen zum einen die totalen Spannungen die auf das Kissen ausgeübt werden und über einen weiteren integrierten Aufnehmer die Porenwasserdruckspannungen im Boden. Nur aus diesen beiden am gleichen Ort gemessenen Spannungen können die wirksamen effektiven Spannungen (Erddruck) ermittelt werden.

Da die erzielten absoluten Messwerte der Erddruckkissen in Abhängigkeit von Einbaueinflüssen (Steine etc.) unterschiedlich sein können, kommt der langfristigen Beobachtung der relativen Messwertänderungen zur gesicherten Interpretation eine große Bedeutung zu. Außerdem spielt die redundante Ausführung solcher 'verlorenen' Messgeber eine äußerst gewichtige Rolle (s. nächstes Kapitel). In Altenwerder wurden deshalb alle Spannungsgeber vor der Einbringung der relevanten Bauteile (Schlitz/Wand, Pfähle und Kaiplatte/Kaikopf) in doppelter Ausführung eingebaut.

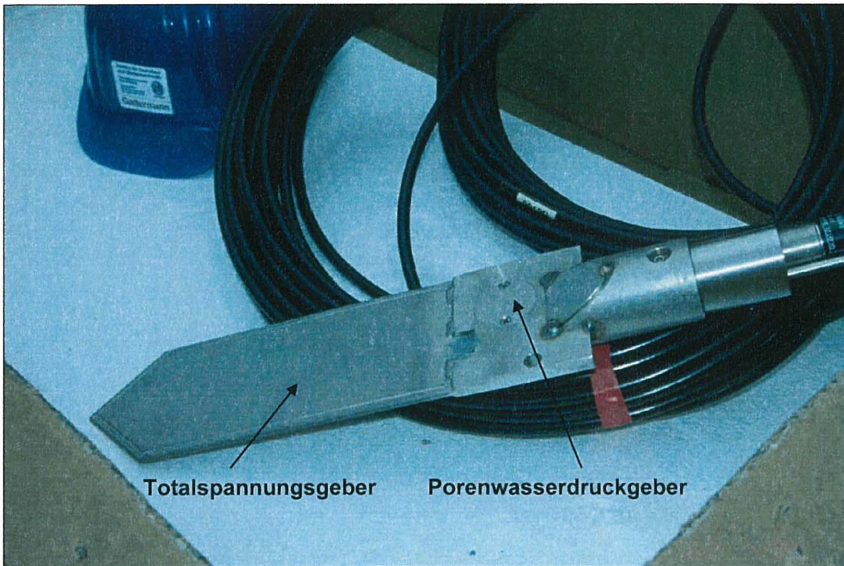


Abb. 15: einpressbarer kombinierter Spannungsgeber

In fünf unterschiedlichen Teufen wurden die Erddruckkissen landseitig zur Ermittlung des aktiven Erddruckes und der jeweiligen Porenwasserdruckspannungen in mehreren Bohrungen in den Boden eingebracht. Neu in diesem Messkonzept waren die Erddruckkissen, die auf der Wasserseite der Spundwand in zwei unterschiedlichen Entfernungen zur Wand (1 und 2 Meter) und in zwei unterschiedlichen Teufen eingebaut wurden, um erstmals den passiven Erddruck zu messen. Bisher scheiterten Versuche an der Kabelführung. In Altenwerder wurden die Kabel in einer stabilen Verrohrung geführt, die auch nach dem Abbagern der Böschung vor der Wand und später während der An- und Ablegemanöver bestehen bleiben sollte, indem sie durch Taucher in mehreren Kreuzverbänden verstärkt an die Spundwand angeschlossen wurde. Ein weiterer Schutz war durch die vorgestellten Reiberohre gegeben. Leider waren die Krafteinflüsse durch die Abaggerungsarbeiten im zweiten Messquerschnitt doch größer und die Kabel wurden abgerissen (Abb. 16).

Zur Bestimmung des Traglastverhaltens der Ankertafel bei den am 1. LP Predöhlkai als Sondervorschlag eingebauten Klappankern (vergl. Abb. 1), wurden auf die Tafel zwei Totalspannungsgeber sowie ein Porenwasserdruckgeber appliziert (Abb. 17).



Abb. 16: abgerissene Kabelschutzverrohrung auf der Wasserseite CTA 1.BA

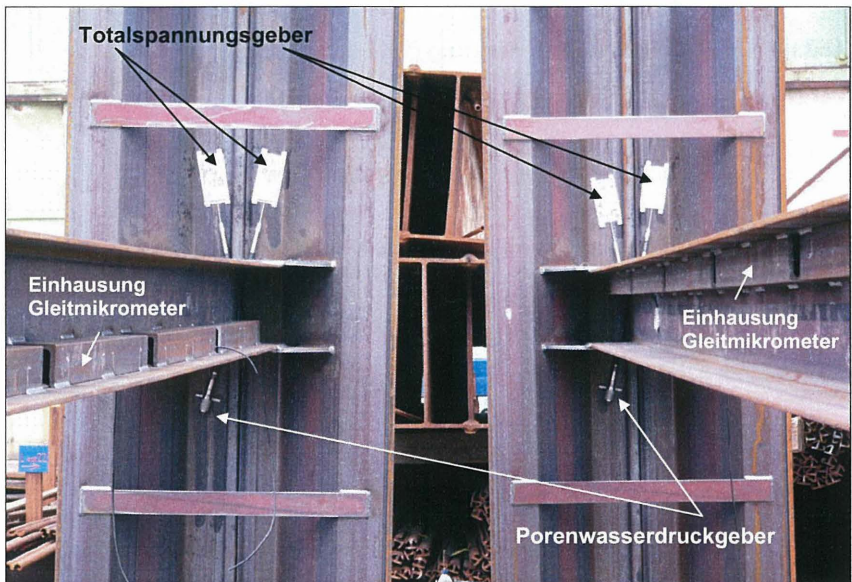


Abb. 17: Zwei messtechnisch vorbereitete Anker für den Einbau am Predöhlkai

6 Redundanz

Die mindestens doppelte Ausführung jedes festeingebauten, also nicht kontrollierbaren Messgebers wird dringend empfohlen. Eine weitere Kontrolle des Systems in Hinblick auf die Ermittlung des Erddrucks auf die Wand kann durch die Berechnung der Belastung aus den gemessenen Verformungen (Inklinometer) der Wand erfolgen. Bei den Messsystemen, deren Ergebnisse reproduzierbar und kontrollierbar sind (hier: Inklinometer und Gleitmikrometer), kann pro Messquerschnitt eine Messstelle eingebaut werden. Auf die gesicherte Verbindung der Führungskanäle/-rohre mit dem zu messenden Tragglied muss besonders geachtet werden. Bei elektrischen Messgebern (hier: Erddruckkissen und Porenwasserdruckgeber) sollten pro Messquerschnitt zwei identische Ausführungsquerschnitte installiert werden, um die erzielten Ergebnisse besser abgleichen und somit verifizieren zu können.

7 Literatur

Amt für Strom- und Hafenbau, Hamburg (1999)

Container Terminal Altenwerder, Neubau Kaimauer 1. Bauabschnitt
Firmenprospekt, unveröffentlicht

Arge Predöhlkai (2004)

Querschnitt Regelblock 8-13, *unveröffentlicht*

EAU (2004)

Empfehlungen des Arbeitskreises 'Ufereinfassungen' Häfen und Wasserstraßen, *Herausgegeben vom Arbeitsausschuss 'Ufereinfassungen' der Hafentechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 10. Auflage, Verlag Ernst & Sohn Berlin*

Gattermann, J. (1998)

Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, 59*

Gattermann, J. (1999)

Pfahlrostsystem der Kaiplatte 'Verlängerung Europakai', Hamburg - Änderung des Einbringverfahrens aufgrund geotechnischer Messungen -, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Pfahlsymposium 2001, Fachseminar: 25./26. Februar 1999, 60, S. 407-420*

Gattermann, J. (2004)

Messaufgaben in der Geotechnik, *Interdisziplinäre Messaufgaben im Bauwesen, Fachseminar am 27. und 28. September 2004 in Weimar, Schriftenreihe des DVW e.V.*, **46**, S. 17-42

Fritsch, M., Gattermann, J., Stahlmann, J. (2004)

Nachweis des vertikalen Gleichgewichts von Kaimauern aus dynamischen Probelastungen im Endzustand, *Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Pfahlsymposium 2005, 24.-25.02.2005, Braunschweig*

Glötzl, F. (1994)

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

Stahlmann, J., Fritsch, M., Gattermann, J. (2004)

Besonderheiten bei der Lastabtragung moderner Kaianlagen, *Kaimauern - Messungen und Numerik -, Gemeinsamer Sprechtag der Hafenbautechnischen Gesellschaft und der TU Hamburg-Harburg am 01. Juni 2004 in Hamburg*, **7**, S. 115-130, 2004

Thut, A.; Alonso, E.; Lloret, A.; Amstad, Ch.; Kovari, K.; Lunardi, P. (1999)

Weltweite Erfahrungen mit dem Gleitmikrometer in der Geotechnik, *Mitteilung des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz*, **4**, S. 107-132

Autoren:

Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann
Dipl.-Ing. Maik Fritsch
Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig
Telefon: +49 (0)531 391 2324
Fax: +49 (0)531 391 4574
j.gattermann@tu-bs.de, m.fritsch@tu-bs.de, j.stahlmann@tu-b.de

www.IGB-TUBS.de

Pfahl-Lastversuche: Zürich Airport

Problemstellung:

Der Bau der neuen Gepäcksortieranlage im Flughafen Zürich Kloten (Bauherr ist Unique Zürich Airport und die Projektierung erfolgte durch das Büro SKS-Ingenieure, Zürich) erforderte, um die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu bestimmen, Pfahlbelastungsversuche. Mittels einem kombinierten Pfahldruck- und Pfahlzugsversuch wurde die rechnerische Bestimmung des erforderlichen Pfahldurchmessers und der Pfahllänge überprüft und den örtlichen geotechnischen Verhältnissen angepasst.

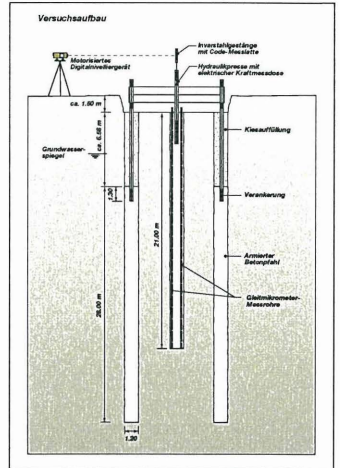
Lösung:

Die Versuche enthielten folgende Instrumentierung: 1) Mit der elektrischen Kraftmessdose und einer Lastregel-einheit wurde die Pfahlbelastung präzise gesteuert und die Last genau gemessen. 2) Mit Gleitmikrometer-Messungen wurde das Dehnungsprofil im Versuchspfahl bei jeder Laststufe präzise erfasst. 3) Die Setzungen und Hebungen sind mit einem motorisierten Digitalnivelliergerät auf wenige 1/100mm genau automatisch gemessen worden. 4) Die Messwerte wurden mit dem GeoMonitor erfasst und weitgehend ausgewertet. 5) Der Versuch konnte über das Modem fernüberwacht werden.



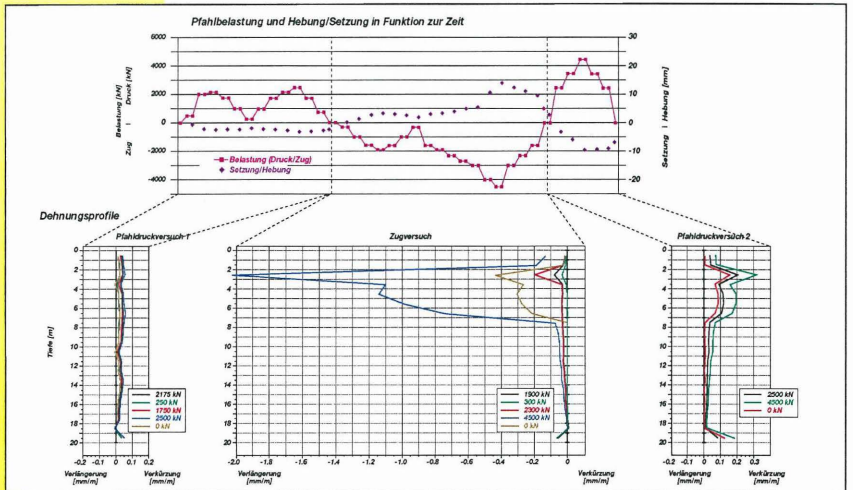
Der Messtechniker führt die Gleitmikrometer-Messung durch

Übersichtsfoto Bohrversuch



Resultate:

Die Pfahlbelastungsversuche ergaben wichtige Grundlagen, um die Mantelreibung der anderen Pfähle zu bestimmen und um die Tragfähigkeit der gesamten Fundation zu beurteilen. Die Länge der Pfähle in diesem Projekt konnte, gegenüber der ursprünglich geplanten Pfahllänge, im Mittel um ca. 2m reduziert werden. Dadurch ergab sich eine markante Kostenreduktion.



Technische Besonderheiten beim geplanten JadeWeserPort

Wolf-Dietmar Starke

Zusammenfassung

Die Ausschreibung zur Findung eines Betreibers des Containerterminals „JadeWeserPort“ ist von der JadeWeserPort Realisierungs GmbH & Co. KG eingeleitet. Hier werden Mitte des Jahres intensive Gespräche mit den Bewerbern zu führen sein. Ebenfalls zur Jahresmitte werden die Planfeststellungsbeschlüsse nach Wasserstraßen- sowie Bergrecht erwartet. Zu dieser Zeit soll auch die Ausschreibung der Bauleistungen für den Tiefwasserhafen EU-weit begonnen sein. Bis dahin müssen die technische Grundkonzeption und eine Vielzahl technischer Details überarbeitet und optimiert werden.

All dies sind Voraussetzungen für einen Baubeginn Anfang des Jahres 2006 und eine angestrebte Inbetriebnahme des Terminals in der 2. Jahreshälfte 2009.

Entwicklung im Containerverkehr

Der Welthandel zeigt in den letzten Jahren eine sehr dynamische Entwicklung insbesondere im globalen Containerverkehr. Seit dem die Konjunktur in Fernost boomt und Osteuropa sich dem Weltmarkt geöffnet hat, müssen immer mehr Güter „just in time“ transportiert und umgeschlagen werden.

Für die deutschen Seehäfen gehen Experten von einer Verdoppelung der Containerumschlagskapazitäten in den nächsten 10 Jahren aus. Da die von Reedereien geordneten Containerschiffe inzwischen die Stellplatzkapazität von 10000 TEU überschritten haben, werden die Ansprüche an Seehäfen zur Aufnahme der Mega-Carrier weiter steigen.

Hier kann und wird der JadeWeserPort als Tiefwasserhafen die Umschlagkapazitäten der Containerhäfen Hamburgs und Bremerhavens sinnvoll ergänzen.

Mit einer tideunabhängigen Fahrwassertiefe bis 18 m, einer nur kurzen Revierfahrt von 23 Seemeilen, einer heute erheblich geringeren Verkehrsdichte auf der Wasserstraße als auf den benachbarten Revieren und einem großzügig bemessenen Wendebereich bietet der Standort Wilhelmshaven beachtliche seewärtige Vorteile.

Aufgrund seiner Randbedingungen wird der JadeWeserPort als idealer Umsteighafen (Transshipment-Hub) der Intensivierung von Feeder- und Short-Sea-Verkehren von und nach Skandinavien, Finnland, ins Baltikum, nach Russland und Großbritannien dienen. Leistungsfähige Hinterlandanbindungen auf Straße und Schiene werden für eine schnelle landseitige Erreichbarkeit der großen europäischen Wirtschaftszentren sorgen.

Umschlaganlagen an der Innenjade

Im Jahr 1958 wurde mit Errichtung der NWO-Brücke die Tradition des Tiefwasserhafens Wilhelmshaven begründet; denn über diese Anlage können seitdem bis zu 20 m tiefgehende Tankerriesen Erdöl anlanden. 1972 folgte die Niedersachsenbrücke insbesondere für den Kohleumschlag (bis zu 130000 BRT große Bulkcarrier), 1975 die WRG-Tankerlöschbrücke und 1980 die INEOS-Umschlagbrücke.

JadeWeserPort

In Ergänzung der vorgenannten Umschlaganlagen soll nun mit der Realisierung des JadeWeserPorts am tiefen Wasser eine 1725 m lange Containerkaje errichtet werden, über die in der Endauslastung jährlich 2,7 Mio. TEU umgeschlagen werden können. Dazu wird eine Hafenfläche im Süden des Voslapper Grodens vom Hauptdeich beginnend nach Osten in die Jade vorgestreckt. Die Nordflanke dieses Hafenneulandes wird eine Länge von rd.1900 m haben, während die Südflanke direkt entlang der Niedersachsenbrücke sich 1250 m in die Jade erstreckt.

Die von der Nordflanke, der Umschlagkaje und der Südflanke eingefasste Hafenfläche beinhaltet das Containerterminal mit einer Fläche von 120 ha und den sog. Hafengroden mit 170 ha für Gewerbeflächen und ein Güterverkehrszentrum. Durch Einbeziehung der Niedersachsenbrücke in die Südflanke kann wertvoller Platz in der Innenjade für Hafenaktivitäten optimiert werden (siehe Abb. 1).

Da die Hafenflächen einen ausreichenden Sturmflutschutz erhalten müssen, werden die Nordflanke unter Berücksichtigung des Wellenaufbaus mit einer Konstruktionsoberkante von NN +8,5 m, die Umschlagkaje und Südflanke mit einer Oberkante auf NN +7.5 m (entsprechend Deichsollhöhe) errichtet werden.

Die Gewässersohle vor der Kaje soll auf SKN -18 m (LAT -17,5 m) entsprechend NN -20,1 m hergestellt werden, wodurch ein bisher durch eine Kaje noch nicht überbrückter Geländesprung von mindestens 27,60 m abgefangen werden muss. Mit einer leichten Verswenkung des Jade-Fahrwassers und Ausbaggerung des Zufahrts- und Kaje nbereichs auf ausreichende Tiefe erhält der JadeWeserPort eine optimale Hafenzufahrt mit einem großzügig bemessenen Wendebereich von Ø 700 m.

Für die Gewinnung der Terminal- und Hafengrodenflächen sind rd. 43 Mio. m³ Sand im Nahbereich des Hafens zu gewinnen und im Schutze von Nord- und Südflanke sowie der Kaje aufzuspülen. Da im Untergrund des Hafenbereiches auch wenig tragfähige Böden anstehen, muss nach einem zu entwickelnden, detaillierten Konzept das Aufspülmanagement durchgeführt werden, um nicht ungewollte Grundbrüche zu initiieren. Ähnlich sorgfältig muss mit dem Vorstrecken der Nord- und Südflanke umgegangen werden, da auch in diesen Bereichen wegen der Belastung des Untergrundes nur ein Schichtweiser Aufbau der Deckwerke möglich ist.

Stand der Verfahren

Für die Errichtung der Hafenanlage in der Bundeswasserstraße Jade mit Fahrwasserverlegung östlich des Hafens sowie der Hafenzufahrt ist das Planfeststellungsverfahren nach Wasserstraßengesetz bei der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nordwest beantragt und der Erörterungstermin bereits durchgeführt worden. Während die Entnahmefläche „A“ wegen der Verknüpfung mit den Schifffahrtsbelangen in das Verfahren nach Wasserstraßenrecht einbezogen ist, fallen die tiefen Bodenentnahmen „B“ und „C“ (Abb. 2) nach Bergrecht in die Zuständigkeit des Landesbergamtes Clausthal-Zellerfeld. Auch hierfür ist der Erörterungstermin bereits durchgeführt worden. In beiden Verfahren haben sich nach Einschätzung des Antragstellers keine unüberbrückbaren Schwierigkeiten ergeben, so dass Mitte 2005 mit den beiden Planfeststellungsbeschlüssen gerechnet wird.

Mit Beginn dieses Jahres läuft das Verfahren zur Auswahl eines Betreibers für den Containerterminal. Das Verfahren ist EU-weit mit Präqualifikation angelegt. Es werden mehrere ernsthafte Bewerber erwartet von denen der den Zuschlag erhalten soll, der das wirtschaftlichste Angebot bei möglichst zügiger Auslastung des Terminals macht. Sobald die Verhandlungen mit den Bietern in ein konkretes Stadium treten, wird der Antrag auf sofortigen Baubeginn gestellt.

Ebenfalls mit Beginn des Jahres werden nach einem Eu-weiten VOF-Verfahren die Ingenieurleistungen zur Erstellung der Ausschreibungsunterlagen von den beauftragten Ingenieurbüros erbracht. Die Verdingungsunterlagen sollen Mitte Mai fertig gestellt sein, so dass die Bauleistungen in der zweiten Jahreshälfte 2005 ausgeschrieben werden können. Mit den eigentlichen Bauarbeiten soll spätestens Anfang 2006 begonnen werden. Von der Inbetriebnahme des Containerterminals wird in der zweiten Jahreshälfte 2009 ausgegangen.

Baugrund

Der Baugrund ist insbesondere im Bereich der Kajentrasse sowie der Nord- und Südflanke mit Drucksondierungen und Bohrungen erkundet worden, etwas grobmaschiger auch die eigentliche Hafenfläche.

Im Bereich der Kaje stehen in größeren Tiefen tragfähige pleistozäne Sande an. Im Norden reichen sie bis zu einer Höhe von NN -37 m und am Süden der Kaje auf NN -26 m. Darüber gelagert ist ein rd. 10 m dickes Schichtpaket Lauenburger Ton nach Süden hin ansteigend. Über dem Lauenburger Ton liegen marine Sedimente, die sich dort im Zuge des Anstiegs des Meeresspiegels unter den in der Innenjade vorherrschenden hydromorphologischen Randbedingungen abgelagert haben (Abb. 3).

Im Bereich des Lauenburger Tons sind keine Findlinge (Rammhindernisse) angetroffen worden. Dies deckt sich auch mit Erfahrungen beim Bau der Niedersachsenbrücke. Zur weiteren Verdichtung der Kenntnisse sind seismische Untersuchungen in der Kajentrasse und den Tiefenentnahmen durchgeführt worden. Scheinbar führten jedoch Gaseinschlüsse in den oberen Sedimentschichten zur Totalreflektion der Schallwellen, so dass aus diesen Messungen keine Ergebnisse gewonnen werden konnten.

Die Ergebnisse bei den daneben durchgeführten geoelektrischen Untersuchungen werden vom Bodengutachter mit den Erkenntnissen aus den Bohrungen und Drucksondierungen abgeglichen, mit dem Ziel, den Tragwerksplanern die notwendigen Bodenkennwerte möglichst flächendeckend zur Verfügung zu stellen. Bei der Geoelektrik wird die Leitfähigkeit von Bodenschichten gemessen, die abhängig ist von der Lagerungsdichte und im erheblichen Maße von der Salinität.

Im Bereich der gesamten Hafenfläche sind zwischen 3 und 5 m mächtige Schlickschichten anzutreffen, die jedoch von feinen Sandbänderungen durchzogen und daher deutlich tragfähiger sind als die mächtigen Schlickschichten im Bereich des häufig herangezogenen Mühlenberger Lochs.

Nordflanke

Die Nordflanke bindet in Normalrichtung an den Hauptdeich des III. Oldenburgischen Deichbandes an und führt bis zur Nordostecke des Terminals, wo sie an die Umschlagkaje anschließt (Abb. 1).

Am Hauptdeich beginnend wird sie als Erddamm mit seeseitigem Deckwerk errichtet. Bei größerer Wassertiefe wird das Deckwerk durch eine Spundwand ersetzt. Der Übergangsbereich ist im Zuge der Detailplanung zu ermitteln.

Die Nordflanke bildet den Sturmflutschutz der Hafenflächen gegen die Hauptangriffsrichtung bei Stürmen aus Nordwest bis Nord. Das Deckwerk muss dem in die Jade einlaufenden Seegang und den daraus resultierenden Brandungskräften standhalten können und ist entsprechend schwer auszuführen und mit Teil- bis Vollverguss gegen das Herauslösen von Steinen zu sichern. Die Fußsicherung des Deckwerks und der Filteraufbau sind auf den anstehenden beziehungsweise einzubauenden Boden auszulegen.

Das Deckwerk wird bis zur Höhe von NN +3,5 m hochgezogen. Oberhalb wird die Böschung mit einer Neigung von $n=4$ mit einer ca. 1,5 m starken Kleischicht bis zur Krone auf NN +8,5 m abgedeckt. Binnenseits der Krone verläuft ein Unterhaltungsweg, über den bei Bedarf auch andere Verkehre geführt werden können (Abb. 4).

Das Vorstrecken von Nord- und Südflanke geschieht mit einem zeitlichen Vorlauf gegenüber dem Einspülen der Bodenmengen für die Hafenflächen, da der Einspülvorgang in entsprechend hergerichtete Spülfelder nur im Strömungsschatten der Dammbauwerke erfolgen kann. Die Tideströmung erreicht im Maximum eine Geschwindigkeit von rd. 1,5 m/s, so dass ungeschützt eingebauter Sand schnell erodieren würde.

Es wird daher für den Fortgang der Aufspülmaßnahmen wichtig sein, ein schnelles vorstrecken der Deckwerksbasis sowie ein Hochziehen der Deckwerke selbst zu erreichen, ohne dabei die Standsicherheit der Dämme zu gefährden. Der Einsatz von sandgefüllten Großbehältern aus Geotextilien kann dabei eine beschleunigende Maßnahme sein.

Südflanke

Die Südflanke bindet unmittelbar südlich der Niedersachsenbrücke an den vorhandenen Hauptdeich an und läuft parallel zur Brücke hinaus bis kurz vor das Wasserentnahmebauwerk der IVG. Dort geht das Deckwerk der Südflanke in eine Spundwand über, die auf der nördlichen Seite um das vorgenannte Bauwerk herumgeführt wird, um nach kurzer Strecke an das Südenende der Containerkaje anzuschließen.

Die landeseigene Niedersachsenbrücke wird voll in die Südflanke integriert, indem die Brückenpfähle bis kurz unterhalb der Jochbalken im Zuge der Aufspülung der Hafenflächen mit eingespült werden (Abb. 5). An den Brückenpfählen wird es durch die auch dort vorhandenen setzungsempfindliche Weichschichten im Untergrund zu negativer Mantel-

reibung kommen, die aber das Tragverhalten der Pfähle nicht nachteilig beeinflussen darf, um Transportbänder und Medienleitungen auf der Brücke in ihrer Funktion nicht zu gefährden.

Nördlich der Niedersachsenbrücke steigt das aufgespülte Gelände bis auf die Bemessungshöhe von NN +7,5 m an. Auf dieser Höhe wird vom Hauptdeich her kommend parallel zur Brücke die Hafengroden- und Terminalfläche straßenverkehrlich erschlossen. Vom wasserseitigen Böschungsfuß bis zur Höhe von NN +3,5 m erhält auch die Südflanke ein Deckwerk, das aber wegen seiner geschützten Südlage leichter ausgeführt werden kann als an der wellenbeanspruchten Nordflanke.

Umschlagkaje

Die Terminalfläche wird zum tiefen Wasser hin mit der 1725 m langen Kaje abgeschlossen. An ihr sollen die Containerschiffe – vom Mega-Carrier bis zum Feeder-Schiff – die Ladung umschlagen.

Mit einer Konstruktionsoberkante auf NN +7,50 m und einer Hafensohle von NN -20,10 m überbrückt die Kaje einen Geländesprung von mindestens 27,60 m. Dieses Maß wird noch um einen Sicherheitszuschlag für Bagbertoleranzen und mögliche Kolke vor der Kaje zu erhöhen sein. Damit ist hier ein Geländesprung zu überwinden, wie er nach hiesigen Erkenntnissen in anderen Häfen bisher noch nicht hergestellt worden ist. Im Zuge der Vorplanung des JadeWeserPorts ist eine Studie über Kajenanlagen mit unterschiedlichen Konstruktionsprinzipien erstellt worden. Dabei wurde unterschieden nach

- Konstruktionen mit natürlichen Geländeböschungen,
- Konstruktionen mit senkrechtem Geländesprung,

und diese wiederum getrennt nach

- flachgegründeten Kajakonstruktionen,
- tiefgegründeten Kajakonstruktionen.

Bei den untersuchten Beispielen waren vor allem die ausgeführten Uferwandhöhen und vorhandene Baugrundverhältnisse vom besonderen Interesse.

Wegen der anstehenden Bodenverhältnisse, dem aufzuspülenden Material und der See- gangs- und Strömungsbelastungen werden Konstruktionen mit einer überbauten Geländeböschung ausgeschlossen, die aus einem System von gerammten oder gebohrten Pfählen

mit aufgelagertem Trägerrost und Betonplatte bestehen (siehe Grundsystem Pfahlrost, Abb. 6).

Senkkasten (Caisson)

Für Flachgründungen bieten sich Senkkästen (Caissons) und Winkelstützwände an. Ein Senkkasten besteht aus einer Anzahl von Zellen, die von einer Sohlplatte und Seitenwänden umschlossen werden (Abb. 7). Die Höhe der Zellen richtet sich nach der Eintauchtiefe zum und am Einbauort. Die darüber hinausgehende Konstruktionshöhe wird durch Aufbetonierung beim Absenken und Einbau erreicht. Die Eingeschwommenen Senkkästen müssen in vorbereitete Baugruben abgesenkt werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die vorhandene Gewässersohle zwischen NN -10,0 und NN -11,50 m liegt und die plan herzustellende Gründungsebene tiefer als NN -20,10 m (Hafensohle) liegen muss. Die Gründungsebene muss gegen Kolkungen gesichert sein. Vorteil der Caissons ist die robuste Konstruktion der Uferwand und große Lebensdauer. Nachteilig kann sich die lange Fertigungs- und Einbauzeit der Senkkästen auswirken. Erst wenn die Kaje Konstruktion so weit erstellt ist, dass der landseitige Bereich weitgehend von der Strömung in der Jade abgeschirmt ist, kann mit dem Aufspülen von Sand hinter die Kaje begonnen werden. Dieser Zeitfaktor könnte bei der vorgesehenen kurzen Bauzeit ein Ausschlusskriterium sein.

Spundwand mit Ankerpfahl

Im Hafenbau kommen überwiegend kombinierte Spundwände zur Ausführung. Diese bestehen aus sog. Tragbohlen wie Stahlrohre, Kasten- oder Rohr-Profilen, die in statisch notwendigen Abständen eingebracht werden. Dazwischen werden Füllbohlen (Spundbohlen) eingefügt. Die Spundwand wird am Kopf vergurtet und mit Ankerpfählen rückwärtig verankert (Abb. 8).

Die Profile werden überwiegend eingerüttelt und auf den letzten Metern zur Verbesserung der Standsicherheit gerammt. Beim Einbringen werden die Elemente durch einen ausgerichteten Rahmen geführt, um eine fluchtgerechte Spundwand zu erreichen. Wird vom Wasser aus gerüttelt/gerammt eignen sich als Trägersysteme für das Rammgerät Hubinseln oder große Pontons. Bei Hubinseln ist unter Berücksichtigung der sohlnahen Bodenschichten auf die Standsicherheit zu achten, bei Pontons müssen Tidehub und -strömung sowie Seegang kompensiert werden.

Der Kajenüberbau lagert auf einem Pfahlrost, der in der Regel zusammen mit der Platte in Ortbeton hergestellt wird. Allerdings können hier auch Betonfertigteile zur Ausführung kommen wie beispielsweise Filigranplatten als verlorene Schalung.

Spundwände und Pfähle haben gegenüber Senkkästen den Vorteil, dass sie bei sehr tief-
liegenden tragfähigen Schichten mit geringerem Aufwand in diese Bereiche getrieben werden können.

Senkkästen werden flach und auf höherem Horizont gegründet. Hohe einseitige Belastungen über die seewärtige Kranbahnschiene können zu Schiefstellung der Caissons führen mit den daraus resultierende Folgen für die Betriebssicherheit der Containerbrücken.

Erd- und Wasserdruck auf die Spundwand sind vor allem bei großen Geländesprüngen soweit wie möglich zu minimieren. Eine tief gelegte Kajenplatte auf tief gegründeten Pfählen reduziert bereits den Erddruck, ein geböschter Bodenabbau unterhalb der Kajenplatte kann diese Last weiter reduzieren. Durch gezielte Ableitung des Grund- und Sickerwassers landseitig der Kaje wird der Wasserdruck reduziert. Dabei muss auch die Wassermenge, die durch Undichtigkeiten in den Spundwandschlössern und sonstigen Öffnungen hinter die Spundwand eindringen kann, abgeleitet werden können. Wichtig für die Standsicherheit der Kajenkonstruktion ist die Nachhaltigkeit der Wasserabführung.

Die im statischen Nachweis ermittelte Einbindelänge der Spundwand muss langfristig sichergestellt sein. Eine im Nachweis einbezogene Toleranz für Kolke darf nicht überschritten werden. Gegebenenfalls ist die Spundwand in besonders gefährdeten Bereichen durch eine flächige Sohlsicherung vor Kolkungen zu schützen. Im übrigen sollte abgewartet werden, inwieweit sich in der ersten Betriebszeit die Hafensohle stabil verhält. Dort, wo Lauenburger Ton ansteht, ist die Sohle erosionsstabil.

Zur Verlängerung der Standzeit der Spundwandkonstruktion sind passiver und aktiver Korrosionsschutz erforderlich.

Ausführungsvorschlag

Der Bauherr wird nachfolgend beschriebene Kajenkonstruktion ausschreiben und in den Wettbewerb der Bieter als eine realisierbare Alternative einstellen:

Die Kaje besteht aus folgenden Elementen (Abb. 9)

- Zurückliegende Spundwand (kombinierte Bauweise mit Tragbohlen aus Rohr- oder Trägerprofilen) mit Ankerpfählen, Spundwandfuß auf ca. NN -43 m,

- Reduzierung des Erddrucks mit einer zur Spundwand hin abfallenden Böschung und einer Spundwandschürze an der landseitigen Kante der tief gelegten Kajenplatte
- Mit Pfählen tiefgegründete Kajenplatte
- Vertikallasten aus dem Spundwandholm mit aufliegender seeseitiger Kranbahn werden über Rohrpfähle in die dichtgelagerten pleistozänen Sande unterhalb des Lauenburger Tons in einer Tiefe von über NN -40,0 m abgetragen. Die Pfähle werden zur Pfropfenausbildung ggf. mit Fußauskreuzungen und oder Flügelausbildungen versehen. Das Rütteln oder Rammen der Profile durch den Lauenburger Ton sollte weitgehend unproblematisch sein, zumal bei den Drucksondierungen und Bohrungen keine Steinhindernisse angetroffen wurden.
- Niedrig gehaltener Grundwasserstand landseitig der Spundwand

Um die Tragfähigkeit der gewählten Pfahlprofile vor der Ausführung zu prüfen, werden in diesem Jahr entsprechende Proberammungen durchgeführt. Dabei gilt es auch, qualitätssichernde Nachweise für die Rückverankerung zu erhalten. Probebelastungen sollen erst nach einer Konsolidierungsphase durchgeführt werden, da auch beim Rammen der Pfähle mit einer Verflüssigung des Bodens zu rechnen ist.

Die nach einer Präqualifikation ausgewählten Bieter werden mit Zusendung der Ausschreibungsunterlagen aufgefordert, neben dem Hauptangebot nur qualifizierte Sonderanschläge einzureichen.

Der jetzige Zeitplan sieht eine Auftragsvergabe im letzten Quartal 2005 vor. Mit den eigentlichen Baumaßnahmen soll Anfang 2006 begonnen werden.

Dipl.-Ing. Wolf-Dietmar Starke
Prokurist und Leiter Projektteam Bau
JadeWeserPort Realisierungs GmbH & Co. KG
Ebertstraße 110
26382 Wilhelmshaven
Tel.: 04421 409 80 20
Fax: 04421 409 80 88
e-mail: w-d.starke@jade-weser-port.de

Literaturverzeichnis:

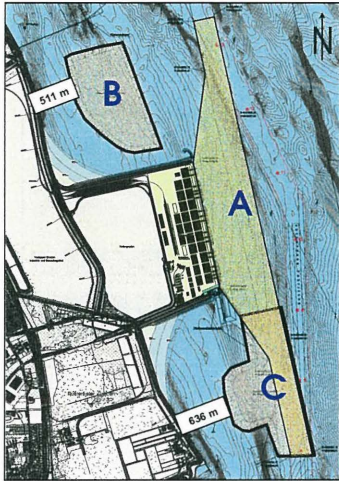
WKP König und Partner	19.11.2002	JadeWeserPort
		Studie über Kajenanlagen
JadeWeserPort / IMS	Oktober 2003	Antrag auf Planfeststellung

JadeWeserPort Übersichtsplan



Abb. 1

Gewinnung des Sandes aus Nahquellen

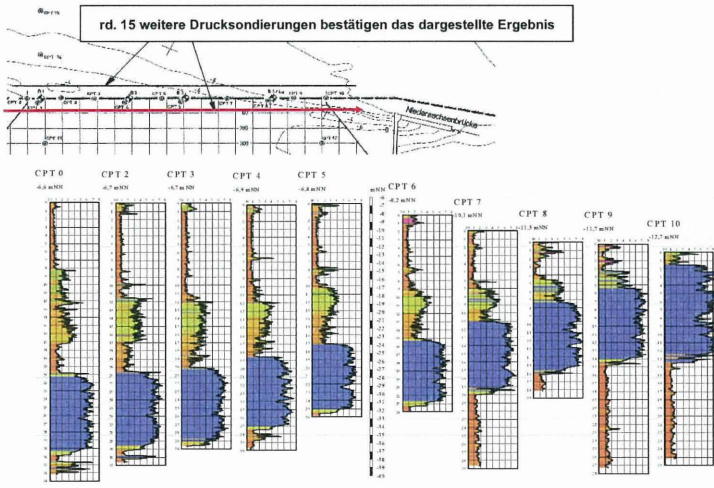


- A** 15 Mio. m³ Sand in der neu herzustellenden Fahrinne und in der Zufahrt
 - Wasserstraßenrecht
- B** Die Sandentnahme in der Fläche nördlich des JadeWeserPorts in einer Größenordnung von 10 Mio. m³.
 - Bergrecht
- C** Die Sandentnahme in der Fläche südlich des JadeWeserPorts in einer Größenordnung von 25 Mio. m³.
 - Bergrecht

© IMS Ingenieurgesellschaft mbH

Abb. 2

Baugrundaufbau – Drucksondierungen in der Kajentrasse



© Ritzkall & P. GmbH

Abb.3

Nordflanke

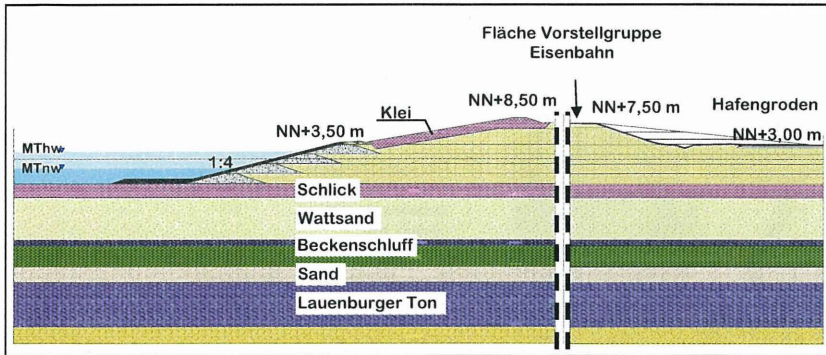


Abb. 4

Südflanke

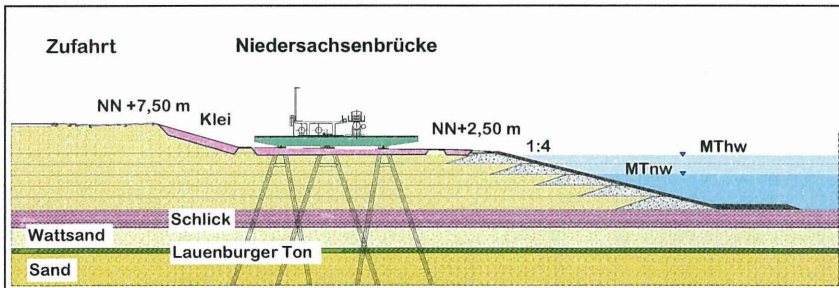


Abb. 5

Pfahlrost

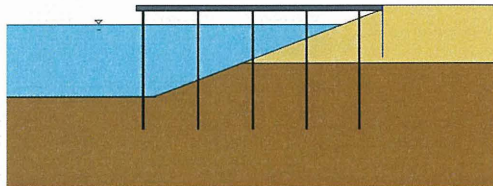


Abb. 6

Senkkasten (Caisson)

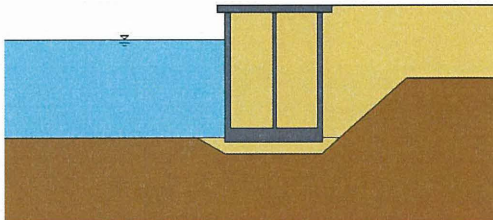


Abb. 7

Spundwand mit Ankerpfahl

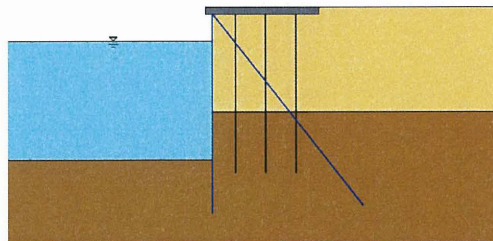


Abb. 8

Ausführungsvorschlag Kaje

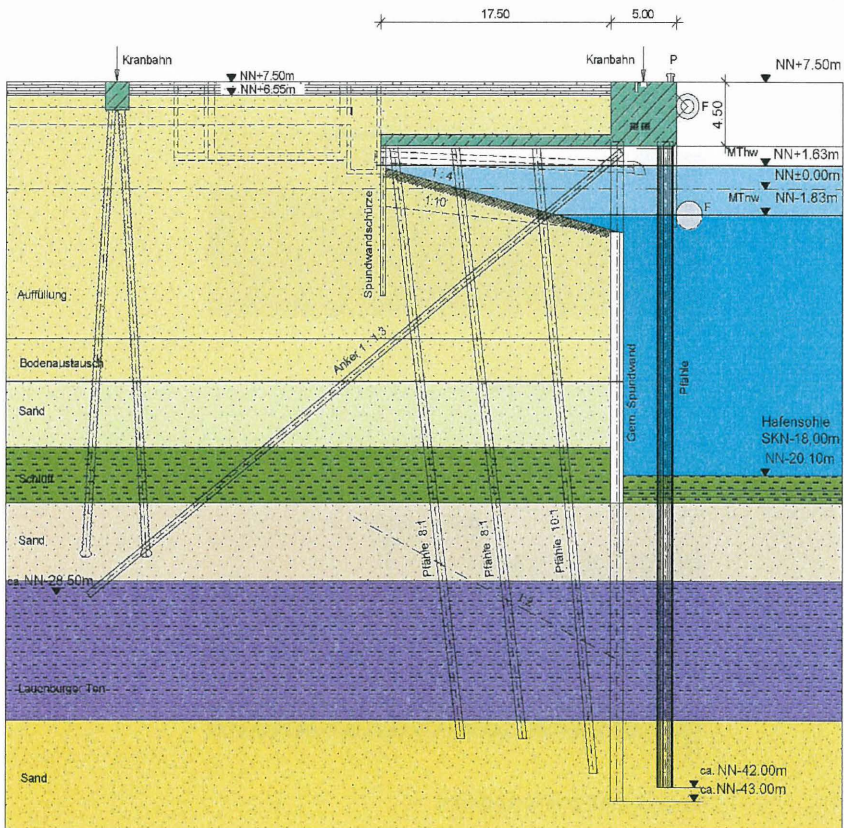


Abb. 9

Geplante Bauausführung Containerterminal 4

Hartmut Tworuschka

1. Einleitung

Bremerhaven hat sich in über 30 Jahren Betriebszeit zu einem der wichtigsten Containerhäfen der Welt entwickelt und belegt in Europa in der aktuellen Rangliste nach Rotterdam, Hamburg und Antwerpen den 4. Platz im Umschlagvolumen.

Mit der im November 2003 fertig gestellten Erweiterung CT IIIa ist in Bremerhaven die längste durchgehende Kaje der Welt für 10 Schiffs Liegeplätze mit 3200 m Kajenlänge und 270 ha Stellflächen für den Containerumschlag entstanden.

Bedingt durch das weltweit ständig wachsende Umschlagvolumen wächst der Bedarf an neuen Liegeplätzen für den Containerumschlag.

Um diesen zu erfüllen und damit die Bedeutung dieser Hafenanlage in der Weltwirtschaft erneut zu steigern beschloss die Freie und Hansestadt Bremen im Januar 2002, vier weitere Liegeplätze mit dem zugehörigen Hinterland zu bauen (vgl. Abb. 1 und 2)

Danach verfügt der Terminal in Bremerhaven über insgesamt 14 Liegeplätze für Großcontainerschiffe mit einer Gesamtkajenlänge von 4872 m.

Die Bauarbeiten hierzu haben im Juni 2004 begonnen und die Fertigstellung erfolgt Ende 2008. Dabei werden die fertig gestellten Liegeplätze abschnittsweise zu festgelegten Terminen an den Betreiber der Anlage übergeben.

2. Beschreibung des Bauwerks

Der beauftragte Kajenquerschnitt, vgl. Abbildung 3, berücksichtigt die Anforderungen und Erfahrungen, die aus dem Bau und Betrieb des vorhandenen Terminals gewonnen wurden. Hierbei ist eine Optimierung unter funktionalen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten erfolgt.



Abbildung 1: Luftaufnahme der geplanten Erweiterung

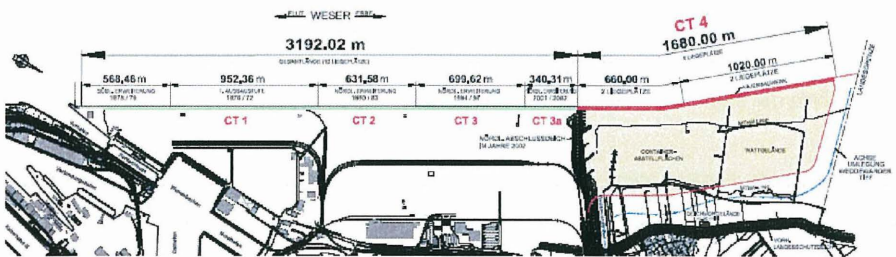


Abbildung 2: Lageplan Containerterminal Bremerhaven mit Erweiterung

Die wesentlichen Bestandteile des Kajenquerschnitts sind:

- Stahlbetonüberbau mit Wellenkammer und tief liegender Pfahlrostplatte auf 3 Reihen Gründungspfählen, dabei übernimmt die Wellenkammer erneut die Funktion des Landesschutzdeiches
- wasserseitige Spundwand in Achse P1 als gemischte Stahlspundwand mit Stahlrammpfählen zur Verankerung
- Grundwasser-Entlastungsanlage mit Entwässerungsbauwerk
- Fenderanlage mit Schwimmfendern
- Separater tief gegründeter Kranbahnbalken für eine Spurweite von 30,48 m zur Aufnahme der landseitigen Schienen der Containerbrücken
- Kajenausrüstung mit 2000 kN Abreißpollern, Reibepfählen und Steigeleitern
- Kathodenschutzanlage als aktiver Korrosionsschutz für die Gründungselemente

Für die wasserseitige Spundwand werden überwiegend Doppelbohlen PSP 1001 mit mittleren Längen von 41,0 m eingesetzt. Die außen liegenden Zwischenbohlen weisen Längen von 30,0 m auf. Als Schrägpfähle werden Stahlrammpfähle in Neigung 1:1,3 mit einer Länge von 45,0 m verwendet.

Die Gründung der Pfahlrostplatte erfolgt auf Stahlträgerpfählen mit Flügeln, die in Neigung 8:1 mit Längen von 25,0 bis 35,0 m eingebracht werden.

3. Berechnungsannahmen

Der Geländesprung für die Kajenkonstruktion beträgt 27,0 m und wird bestimmt durch eine Kajenoberkante von +7,50 mNN und eine Berechnungssohle auf -19,50 mNN.

Die maßgebenden äußeren Beanspruchungen des Bauwerks ergeben sich aus den Containerbrücken mit 30,48 m Spurweite, dem Wasserüberdruck von maximal 3,20 m und einer Verkehrslast aus Betrieb von 35,0 kN/m².

Der Baugrund für den Bereich CT 4 ist durch zahlreiche Land- und Wasserbohrungen erkundet und ausgewertet worden. Dabei ergab sich ein sehr wechselhafter Schichtenverlauf (vgl. Abbildung 4), der vereinfacht wie nachfolgend beschrieben charakterisiert werden kann.

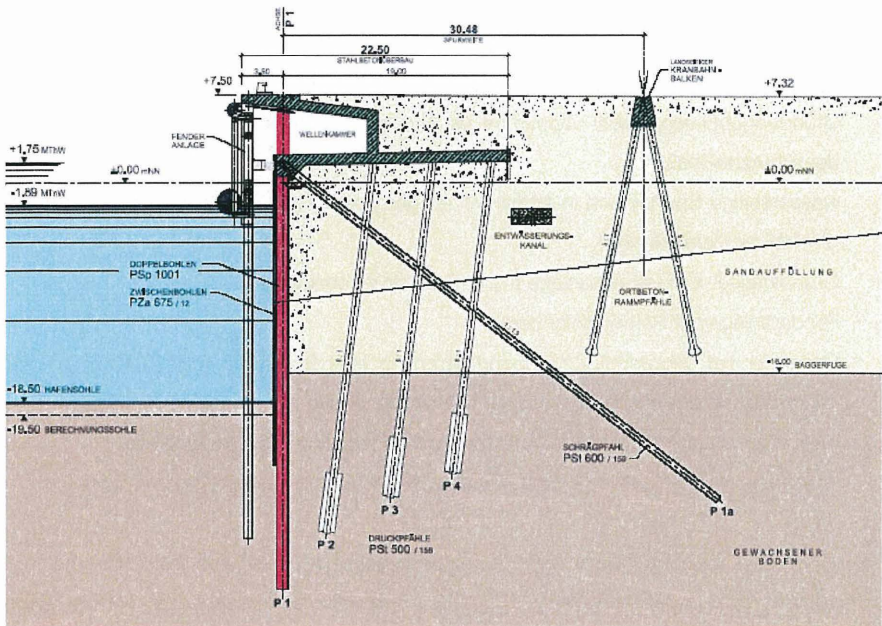


Abbildung 3: Katenquerschnitt

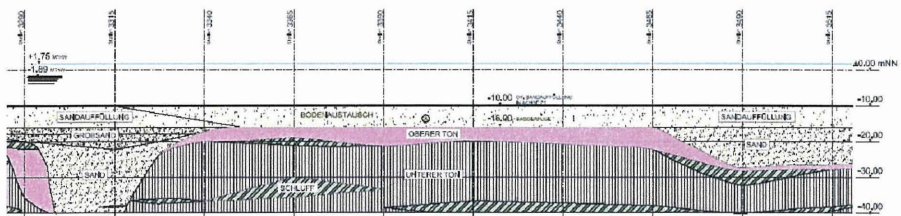


Abbildung 4: Bodenlängsschnitt

Im oberen Bereich bis -19,0 mNN werden nichttragfähige Weichschichten aus Schlick und Klei angetroffen. Darunter stehen Kies- und Geröllschichten, Sand, oberer Ton, unterer Ton und Geschiebelehm mit sehr wechselhaftem Schichtenverlauf an.

4. Herstellung des Kajenbauwerks CT 4

4.1 Bodenaustauschmaßnahmen

Im Bereich des zu erstellenden Kajenbauwerks musste ein Bodenaustausch durchgeführt werden, da die anstehenden, bis zu 10 m starken, Weichschichten aus Schlick und Klei nicht tragfähig sind.

Die ausgeführten Baugruben waren über 1600 m lang bei einer Breite von 45 - 60 m.

Im Bereich der wasserseitigen Spundwand wurde die Rammflucht zusätzlich durch einen durchgehenden, 10,0 m breiten und 2,0 m tiefen Aushubgraben von Geröll und Steinen gesäubert.

Ein hohes Maß an Bedeutung, um die vorgegebenen Ausführungszeit von 4,5 Monaten für den Bodenaustausch einzuhalten, hatte die Leistungsfähigkeit der eingesetzten Geräte. Hierfür wurde folgendes Konzept entwickelt:

- Aushub mit dem Eimerkettenbagger HANSA und einem zusätzlichen Hydraulikbagger (Tieflöffel 14,0 m³) auf einem Stelzenponton
- Abtransport des Kleibodens mit Klappschuten und verklappen in vorgegebene Klappstellen in der Außenweser ca. 15,0 km stromabwärts
- Einbau des Sandbodens mit den Laderaumsaugbaggern Geopotes 14 und 15 (Klappen und Spülen; 7000 m³/Schiff)
- permanenter Einsatz eines Wasserinjektionsgerätes zur Vermeidung schädlicher Schlickeinlagerungen
- Umfangreiche Kontrollmaßnahmen durch Bohrungen für die Baggerfuge und die eingebaute Sandauffüllung

Die kritische Phase beim Bodenaustausch ist die Vermeidung schädlicher Schlickablagerungen auf der Sohle, damit die getroffenen Annahmen für die statische Berechnung des

Kajenbauwerks eingehalten und keine zusätzlichen Horizontalkräfte für die wasserseitige Spundwand erzeugt werden.

Durch den permanenten Einsatz des Wasserinjektionsgerätes während der Sandverfüllung konnte der Sandeinbau ohne störende und statisch ungünstige Schlickeinträgerungen ausgeführt werden.

Für den Verlade- und Umschlagbetrieb muss ein ca. 600,0 m breites Hinterland auf ganzer Kajenlänge auf die vorgegebenen Endhöhen aufgespült werden.

Zur Ermittlung der Setzungen aus den Weichschichten wurden Setzungspegel im Rasterabstand von 50,0 x 50,0 m vor Beginn der Spülarbeiten auf dem gesamten Gelände angeordnet.

Das gesamte Gelände wurde durch Spüldeiche in einzelne Spülfelder eingeteilt und dann abschnittsweise aufgespült.

Die einzelnen Spülhöhen wurden in Abstimmung mit dem Bodengutachter so festgelegt, dass sich keine Grundbrüche aus den vorhandenen Weichschichten einstellen.

Nach dem Abklingen der Setzungen wird der oberste Bereich der Hinterlandauffüllung höhengerecht im Trockenbetrieb mit Sand aufgefüllt und dann entsprechend verdichtet.

Für die Hinterlandauffüllung werden insgesamt 10 Millionen m³ Sandboden benötigt, der sowohl aus der Weser als auch aus entsprechend ausgewiesenen Entnahmestellen in der Nordsee gewonnen wird.

4.2 Herstellung der wasserseitigen Spundwand

Die wasserseitige Spundwand wird im offenen Wasser bei einer Wassertiefe von -10,00 m hergestellt.

Aufgrund der tide- und witterungsoffenen Lage der Baustelle im Mündungstrichter der Weser ist der gezielte Einsatz von Rammführungseinrichtungen und der Einsatz von schweren Hubinseln vorgeschrieben.

Für die Rammung der Tragbohlen wird die größte in Deutschland verfügbare Hubinsel "ODIN" mit einer Grundabmessung von 46,10 x 30,00 m eingesetzt, vgl. Abbildung 5. Diese Hubinsel ist mit einem Schwerlastkran Spacelift Zeppelin ZT 800 – R und einer Ramme Liebherr

LR 1280 ausgerüstet. Die gesamte Versorgung der Hubinseln erfolgt vom Wasser aus, d.h. alle Rammelemente und Betriebsstoffe werden mit Schiffen antransportiert.

Das Einbringverfahren der schweren Tragbohlen ist vom Auftraggeber aus Lärmschutzgründen weitgehend vorgegeben, wobei die reinen Rammzeiten auf 2,5 Std/Tag eingeschränkt sind.

Das Einbringen der Tragbohlen geschieht wie folgt:

- Stellen der Tragbohlen durch den Einsatz von beidseitigen Ramm-Führungsträgern
- Lagesicherung der Tragbohlen mit einer oberen Schnellverriegelung
- Abteufen und Absetzen der Tragbohlen mit Hilfe eines Führungsschlittens
- Tragbohlen im großen Pilgerschritt einrütteln und anschließend mit einem freireitenden Hydraulikhammer auf Endtiefe rammen bei gleichzeitigen Rammaufzeichnungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit

Die Lagegenauigkeit beim Einbringen der Tragbohlen wird durch den Einsatz einer besonders kräftig ausgebildeten Doppelzange mit Abstandhaltern für die beidseitigen Führungsträger, die auf Konsolen an der Hubinsel aufgelagert sind, erreicht. Weiterhin erfolgt ein lagegenaues Ausrichten der Rammführungsträger mit Hilfe von Hydraulikpressen und das Stellen der Tragbohlen mit Hilfe eines neu entwickelten Führungsschlittens. Nicht zuletzt werden die hohen Anforderungen durch die große Standsicherheit der gewählten Hubinsel "ODIN" erfüllt.

Der Nachweis der Tragfähigkeit der Tragbohlen erfolgt anhand von Rammvorschriften mit vorgegebenen maximalen Eindringmaßen. Diese Rammvorgaben werden laufend durch dynamische Probelastungen während der Rammung durch die TU Braunschweig überprüft und bei Bedarf angepasst.

Von einer zweiten Hubinsel werden nachfolgend die Schrägpfähle und die Zwischenbohlen eingebaut, vgl. Abbildung 6.

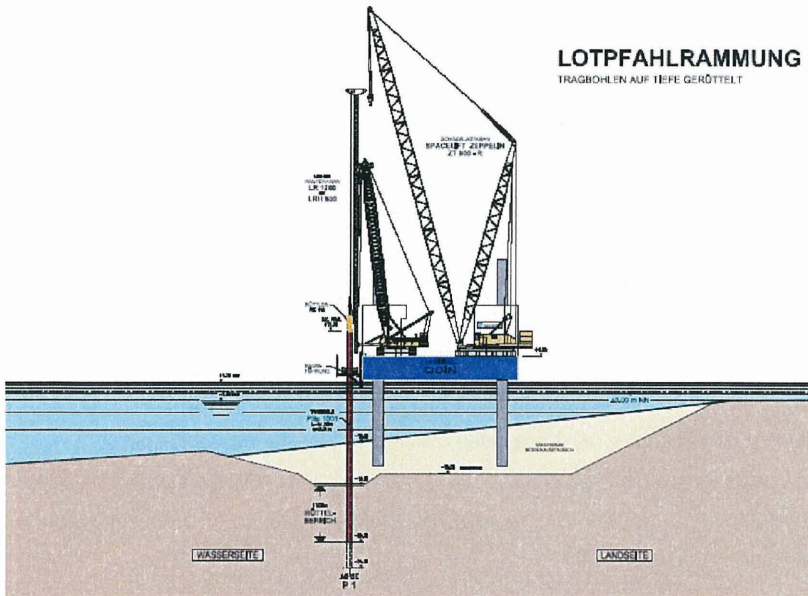


Abbildung 5: Herstellung der wasserseitigen Wand im Querschnitt

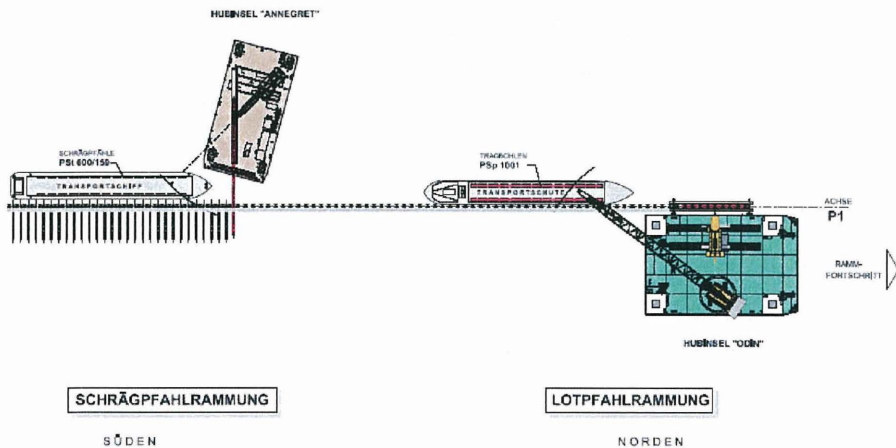


Abbildung 6: Gerätekonzept zum Herstellen der wasserseitigen Wand

Die Schrägpfähle werden mit einem hydraulischen Rammbar in Neigung 1:1,3 auf Tiefe gerammt. Dies geschieht mit Hilfe eines Hängemäklers, wobei aus einer Hubinselstellung vier Schrägpfähle gerammt werden können.

Das Einbringen der Zwischenbohlen erfolgt zunächst mit Hilfe eines Rüttlers und anschließend mit einem Rammbar. Hierzu schwimmt die Hubinsel um und rückt näher an die wasserseitige Spundwand heran.

Nach dem Einbau der Zwischenbohlen beginnt die Herstellung des stahlbaummäßigen Schrägpfahlanchlusses. Zwischen zwei gerammten Doppelbohlen wird eine ausbetonierte Rohrtraverse als Einfeldträger eingebaut und mit angeschweißten Stegverstärkungsblechen an die Doppelbohlen angeschlossen. Die Einleitung der Zugkräfte erfolgt über zwei gebogene Zugbügel, die über die Rohrtraverse geführt werden und dann auf dem Schrägpfahl angeschweißt werden.

Zur Aufnahme der Querkkräfte aus dem Einspülvorgang wird eine zusätzliche Auflagertraverse für den Schrägpfahl aus einem Stahlrohr unter dem Schrägpfahl angeordnet, die gleichzeitig als Rammführung dient.

Der beschriebene Stahlbauanschluss stellt ein sicheres, einfaches statisches System dar und hat sich bei den bisherigen Bauabschnitten unter den extremen Baustellenbedingungen sehr gut bewährt und ermöglicht einen hohen Vorfertigungsgrad in der Werkstatt.

Die Arbeiten vor Ort werden im Schutze von geschlossenen und in der Höhe verfahrbaren Schweißkabinen im Schutzgas-Schweißverfahren in Tidarbeit hergestellt.

Nach der Fertigstellung der Stahlbauanschlüsse für die Schrägpfähle und einer Schlickräumung erfolgt die Sandauffüllung hinter der wasserseitigen Spundwand.

Hierfür wird Wesersand bis zur Einbauhöhe von +3,00 mNN hinter das verankerte Spundwandbauwerk als neue Arbeitsebene gespült.

Zuvor muss jedoch der zwischenzeitlich abgelagerte Schlick auf der Sandauffüllung aus dem Bodenaustausch mit dem Wasserinjektionsverfahren entfernt werden.

Mit dem Erreichen der Arbeitsebene auf Kote +3,00 mNN ist die Baustelle nun weitgehend tideunabhängig und alle weiteren Baubereiche können nun von Land aus erreicht werden.

4.3 Rammung der Gründungspfähle

Von der aufgespülten Arbeitsebene +3,00 mNN werden die Stahlpfähle der Pfahlreihen P2 bis P4 in Neigung 8:1 als Druckpfähle in Landrammung hergestellt, vgl. Abbildung 7. Verwendet werden Stahlträgerpfähle, die vorher mit je 2 Flügeln im Werk ausgerüstet werden.

Die Herstellung erfolgt mit einer Baggerramme, die mit einem mäklergeführten Rüttler ausgerüstet ist und die Stahlpfähle bis 5,00 m oberhalb der geplanten Endtiefe zunächst einrüttelt. Die restlichen 5,00 m werden mit einem frei reitenden beschleunigten Hydraulik-Rambbär gerammt.

Dabei werden die einzelnen Rammdaten automatisch aufgezeichnet und hieraus die erreichte Tragfähigkeit der einzelnen Pfähle ermittelt. Dabei müssen die Rammvorgaben aus der Rammvorschrift eingehalten werden.

Zusätzliche dynamische Probelastungen während der Rammung sollen dann diese Ergebnisse bestätigen.

Auf der gesamten Kajenlänge für die vier neuen Liegeplätze wird zur Aufnahme der landseitigen Schiene für die Container-Verladebrücken ein separater Kranbahnbalken gebaut. Auch an dieses Bauwerk werden hohe Anforderungen an ein gleichmäßiges Setzungsverhalten gestellt, da der Verladebetrieb mit den Containerbrücken nur geringe Setzungstoleranzen zulässt.

Zur Ausführung kommt daher ein trapezförmiger, tief gegründeter Stahlbetonbalken von 2,50 m Höhe mit Gründungspfählen aus Ortbeton-Rammpfählen Ø 61 cm (System Franki) mit ausgerammtem Fuß.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit der Ortbeton-Rammpfähle sind später statische Probelastungen vorgesehen.

Der mittlere Pfahlabstand der in Neigung 5:1 hergestellten Pfahlböcke beträgt 4,50 m, die max. Pfahllängen werden bei ca. 24,00 m liegen.

Anschließend erfolgt die Herstellung der Grundwasserentlastungsanlage, des Stahlbetonüberbaus und die Ausrüstung der Kaje.

5. Zusammenfassung

Durch den Bau des Containerterminals 4 verfügt Bremerhaven über insgesamt 14 Liegeplätze für Großcontainerschiffe mit einer Gesamtkajenlänge von 4872 m.

Die Konstruktion besteht aus einer wasserseitigen gemischten Spundwand, einer tiefgegründeten Wellenkammer und einem ebenfalls tiefgegründeten landseitig liegenden Kranbahnbalken.

Für die Herstellung des Bauwerks ist aufgrund der tide- und witterungsoffenen Lage der Baustelle im Mündungstrichter der Weser und den hohen Genauigkeitsanforderungen der Einsatz von Rammführungseinrichtungen und schweren Hubinseln gewählt worden.

Hierdurch ist weiterhin eine termingerechte Herstellung mit einer Gesamtbauzeit von 4,5 Jahren gewährleistet.

Im Auftrag der Freien und Hansestadt Bremen, vertreten durch bremenports GmbH & Co. KG, erfolgt die Bauausführung durch eine Arbeitsgemeinschaft, gebildet aus den Firmen Hochtief Construction AG, Bilfinger Berger AG, Gustav W. Rogge GmbH & Co KG und Strabag AG. Die Technische Bearbeitung erfolgt durch das Technische Büro Hamburg der Hochtief Construction AG.

Zum Zeitpunkt des Pfahl-Symposiums im Februar 2005 ist der Bodenaustausch abgeschlossen und die Hinterlandauffüllung zur Hälfte fertig gestellt. Weiterhin verläuft die Rammung der Tragbohlen von der Hubinsel „Odin“ reibungslos. Die Abbildung 8 vermittelt einen Stand der Bauarbeiten.

Dr.-Ing. Hartmut Tworuschka
HOCHTIEF Construction AG
Niederlassung Civil Engineering and Marine Works
Eiffestrasse 585
D- 20537 Hamburg

RAMMUNG DER GRÜNDUNGSPFÄHLE
FÜR DIE PFAHLREIHEN P2 BIS P5
ALS LANDRAMMUNG

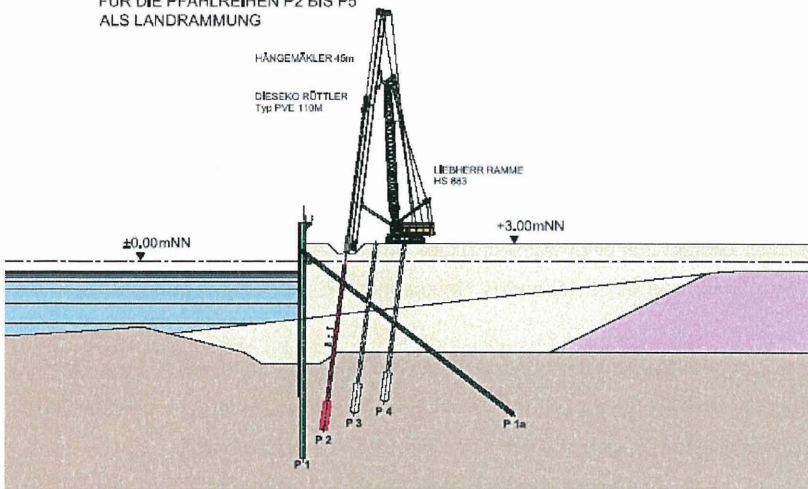


Abbildung 7: Herstellung der Gründung für die Pfahlrostplatte

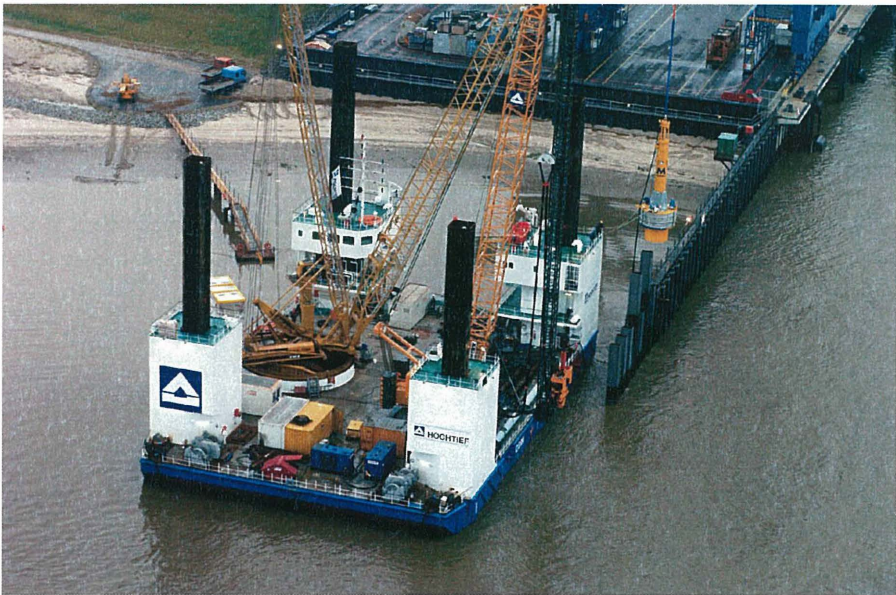


Abbildung 8: Rammung der wasserseitigen Spundwand (Januar 2005)

Nachweis des vertikalen Gleichgewichts von Kaimauern aus dynamischen Probelastungen im Endzustand

M. Fritsch, J. Gattermann, J. Stahlmann

1 Einleitung

Die Ermittlung der axialen Pfahlwiderstände wird im Hafenbau oft anhand von statischen oder dynamischen Pfahlprobelastungen vorgenommen. Diese Pfahlprüfungen werden grundsätzlich während der Bauphase ausgeführt und können daher nur Auskunft über den momentanen Zustand eines Pfahles geben.

Insbesondere bei Kaimauern werden die Probelastungen an freistehenden Tragelementen durchgeführt, die zu diesem Zeitpunkt keine Kopplung zum späteren statischen System besitzen. Mit den darauf folgenden Baufortschritten treten bis zum Endzustand Änderungen im statischen System des Tragwerkes und auch im Spannungszustand des Bauwerks ein. Insbesondere bei komplexen statisch unbestimmten Tragkonstruktionen, wie sie im Hafenbau die Regel sind, ergeben sich aus den auftretenden Verschiebungen und Verformungen des Gesamtsystems resultierende Spannungsänderungen durch z.B. zusätzliche Be- bzw. Entlastungen aus Auffüllungen oder Abgrabungen. Der in der Praxis tätige Ingenieur steht damit vor der Schwierigkeit, dass die Ergebnisse der Probelastung nicht uneingeschränkt für den Endzustand, in dem in den meisten Fällen keine Tests ausführbar sind, Gültigkeit besitzen. Oftmals werden die ermittelten Mantelreibungswerte entlang der Pfahlachse direkt in den statischen Berechnungen angesetzt. Bereiche, die zum Beispiel durch spätere Abgrabungen nicht mehr zum vertikalen Lastabtrag zur Verfügung stehen, werden lediglich durch eine Widerstandselimination in den Berechnungen berücksichtigt.

Um eine realitätsnahe Bewertung der Pfahlwiderstände zu erreichen ist es notwendig, die Ergebnisse der im Bauzustand durchgeführten Probelastungen für den Endzustand zu bewerten. Dies kann anhand eines Vergleichs des in numerischen Berechnungen ermittelten Spannungszustandes im Bereich der Mantelreibungs- und Aufstandsfläche zum Prüfzeitpunkt und im Endzustand unter Berücksichtigung von Messergebnissen aus der Bauphase erfolgen.

2 Beobachtungsmethode und Pfahltests

Nach DIN 1054: 2005-01 kann die Beobachtungsmethode als Nachweisverfahren herangezogen werden. Dieses Nachweisverfahren kann damit mit den ebenfalls im Normenwerk berücksichtigten statischen oder dynamischen Probelastungen kombiniert werden. Weitergehende Informationen über die Durchführung und Auswertung von derartigen Probelastungen sind in [DGGT, 1998] enthalten und werden momentan vom Unterausschuss des Arbeitskreises AK 2.1 der DGGT überarbeitet.

Dynamische Probelastungen können dann als ausreichend angesehen werden, wenn bereits ausreichende Erfahrungen in dem anstehenden Baugrund vorliegen bzw. bestehende Kalibrierungen aus statischen Probelastungen (vgl. Abb. 1) genutzt werden können. Allerdings sollten dynamische Probelastungen nur durch Fachinstitutionen durchgeführt werden, die über ausreichende Erfahrung mit dem Messsystem verfügen und die einen ausreichenden geotechnischen Sachverstand besitzen.

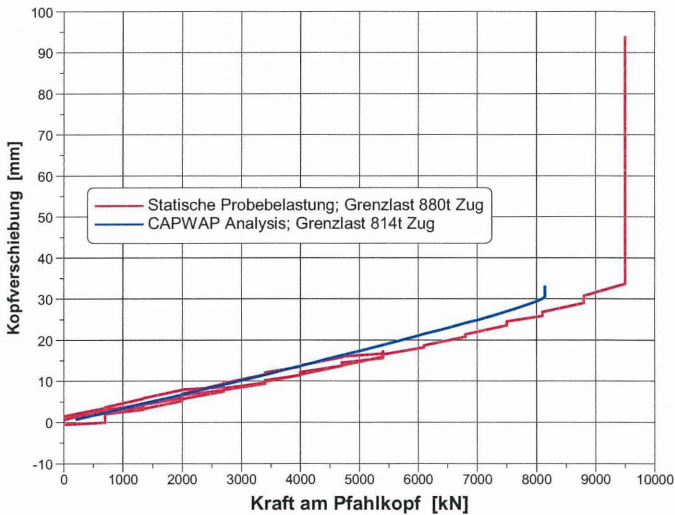


Abb. 1: Kalibrierte dynamische Probelastung

Der größte Vorteil der dynamischen Probelastung ist in der wesentlich kürzeren Ausführungsdauer und dem geringen messtechnischen Aufwand zu sehen. Im Gegensatz zur statischen Probelastung kann ohne weiteren Einsatz von Messtechnik das Tragverhalten nach Mantelreibung und Spitzendruck differenziert und somit eine höhere Informati-

onsdichte zugrunde gelegt werden. Die DIN 1054 unterscheidet als Auswerteverfahren direkte (z.B. CASE) und indirekte Verfahren (z.B. CAPWAP). Der größte Nachteil der direkten Verfahren ist der große Bezug zu empirischen Erfahrungswerten im Bereich der anstehenden Bauteil- und Bodendämpfung. Insbesondere bei stark bindigen Böden kann die Annahme der Dämpfung in direkten Verfahren zu stark abweichenden Tragfähigkeiten im Gegensatz zu statischen Probelastungen führen. Bei den indirekten Verfahren handelt es sich um einen Systemidentifikationsalgorithmus, der nach dem Minimum der Fehlerschranke zwischen gemessenen und berechneten Parametern arbeitet. Die indirekten Verfahren setzen eine Integration der eindimensionalen Wellengleichung voraus und ermöglichen die Trennung der Einzelwiderstände am Pfahl. Mit diesen Verfahren kann eine wesentlich genauere Abbildung des Pfahles erreicht werden und es ist nach Auffassung der Autoren grundsätzlich durchzuführen, um sowohl die Mantelreibungswerte und erreichten Sohlpressungen im Bereich der Pfahlspitze mit den anerkannten Regeln der Technik zu vergleichen. Der vermehrte Einsatz von Probelastungen wird in der DIN 1054 über die Regulierung des Teilsicherheitsbeiwertes und des Streuungsmaßes ξ berücksichtigt und kann somit zu einem höheren ansetzbaren Ausnutzungsgrad der Gesamtkonstruktion führen. Das Streuungsmaß kann anhand der Standardabweichung und des Variationskoeffizienten aus der Grundgesamtheit der durchgeführten Probelastungen abgeleitet werden.

Bei Anwendung der Beobachtungsmethode ist es erforderlich, Prognoseberechnungen mit am Bauwerk ermittelten Messwerten zu vergleichen, das Modell ggf. zu adaptieren und so den endgültigen Nachweis zu führen. Grundvoraussetzung ist hierbei eine möglichst realitätsnahe Prognose, wie sie auf der Grundlage dreidimensionaler numerischer Untersuchungen erlangt werden kann. Durch Rückrechnung bestehender Bauwerke in vergleichbaren Böden kann das Prognosemodell bereits vorab kalibriert werden. Durch die ständige Adaption der in der Bauphase ermittelten Messwerte wird eine immer zuverlässigere Berechnung des Gesamtsystems möglich. Im Allgemeinen kommen hierzu Dehnungs- und Verformungsmessungen an relevanten Bauteilen sowie Spannungsmessungen im Boden zur Anwendung.

3 Projektbeschreibung

Seit den sechziger Jahren ist der Container-Terminal 'Wilhelm Kaisen' immer wieder ausgebaut worden und heute die längste Stromkaje der Welt. Im Zuge der Herstellung der Containerterminals CTII, CTIII und CTIIa wurden vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB-TUBS) umfangreiche dynamische Tragfähigkeitsuntersuchungen sowohl an den Tragbohlen der wasserseitigen Spundwand sowie an hintergelagerten Kaiplattenpfählen durchgeführt. Die Gründung des ca. 340 m langen Kaimauerabschnittes CT IIIa, der im November 2003 fertig gestellt wurde (s. Abb. 2), besteht aus folgenden Elementen:

- Stahlpfähle zur Fenderung,
 - Doppelbohlen HZ 975 C-26,
 - Zwischenbohlen AZ 26,
 - 3 Reihen Kaiplattenpfähle, Stahlprofile HZ 575 A,
 - Schrägpfähle HZ 575 A mit Flügel HZ 775 A
 - 2 Reihen Ortbetonrammpfähle,
 - Stahlbetonüberbau
- } wasserseitige Wand
- } hinterer Kranbahnbalken

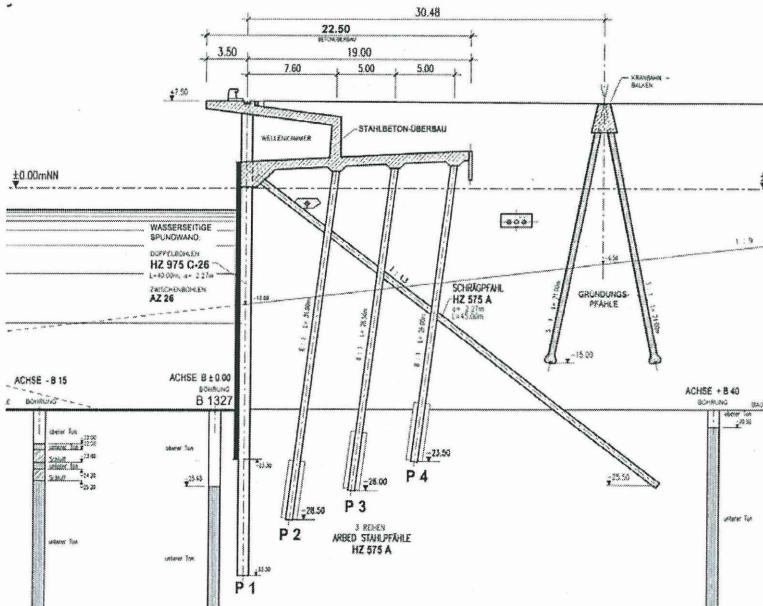


Abb. 2: Querschnitt CT IIIa

Zur Beurteilung des Baugrundes wurden zahlreiche Bohrungen zu Land und zu Wasser ausgeführt. Die bodenmechanischen Parameter wurden anhand von Feld- und Laborversuchen bestimmt. In Abbildung 3 ist der vereinfachte Bodenaufbau für ein Teilstück des Kajanquerschnitts CTIIIa aufgezeigt.

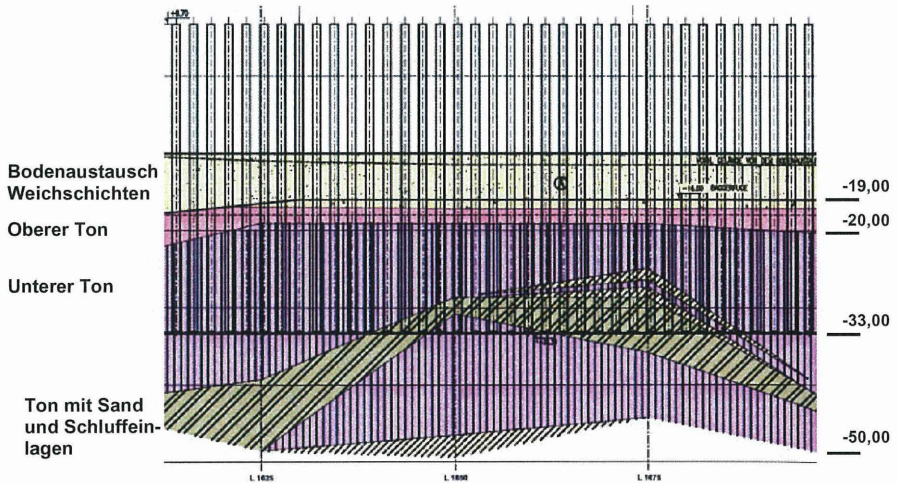


Abb.3: Teilausschnitt – Bodenaufbau

Im oberen Bereich des Bodenprofils bis ca. -19,00 m stehen alluviale Weichschichten aus Klei und Flussablagerungen an. Durch die geringe Tragfähigkeit des Bodens und durch stark schwankende Lagen innerhalb der Schicht, wird vor Baubeginn in diesen Bereichen ein Bodenaustausch durchgeführt. Unter dieser Schicht steht die Hauptbodenart Ton an, die sich in eine obere und untere Lage aufteilt. Die Differenzierung dieser Schichten findet ihren Grund vornehmlich in der Scherfestigkeit. Weiterhin wichtig für die bodenmechanische Beurteilung dieser Bodenart ist die vorhandene Überkonsolidierung. Charakteristisch für den Boden ist ebenfalls das Auftreten von örtlichen Wechsellagerungen aus Ton, Schluff und Sand.

Aufbauend auf den Erfahrungen bei der Durchführung dynamischer Probelastungen beim BV 'CT III' in Bremerhaven in den Jahren 1994 und 1995 sowie bei anderen Großprojekten (z.B. Kaimauer Hamburg - Altenwerder), wurden zur Optimierung der Testdurchführung einige vorbereitende Schritte unternommen, die einen störungsfreien Bauablauf gewährleisteten. Die Messaufnehmer wurden bei den Tragbohlen drei Meter unterhalb der Pfahloberkante auf gegenüberliegenden Seiten der Profilstege angebracht, so dass an beiden Stegen je zwei Dehnungs- und zwei Beschleunigungsaufnehmer diagonal versetzt angeordnet wurden (vgl. Abb. 4).

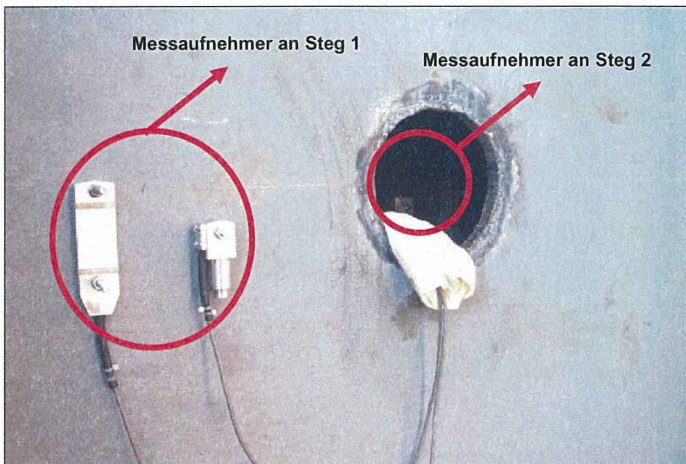


Abb. 4: Aufnehmeranbringung an den Tragbohlen

Diese Anordnung wurde gewählt, um eventuell auftretende Exzentrizitäten sowie die ungleichmäßige Verteilung der bei einem Schlag in den Pfahl eingeleiteten Stoßkraft zu eliminieren. Zusätzlich können bei großer freistehender Länge Querschwingungen im Pfahlkopfbereich auftreten, die bei zu geringem Abstand der Messaufnehmer vom Pfahlkopf Störungen im Messsignal verursachen können. Die notwendigen Bohrungen zur Befestigung der Messaufnehmer an den Profilstege sowie die Aussparungen zur Kabelführung und Montage wurden im Stahlwerk hergestellt, wodurch der zeitliche Aufwand zur Testvorbereitung vor Ort auf ein Minimum begrenzt werden konnte.

Eine weitere vorbereitende Maßnahme war die jeweils kurzfristige Festlegung der Messtermine und der zu testenden Doppelbohlen, um einerseits eine maximal mögliche Standzeit der Testpfähle in einer Rammführung zu erreichen und andererseits die Messungen zeitlich optimiert in den Bauablauf zu integrieren. Insgesamt wurden bei diesem Bauvorhaben 20 dynamische Probelastungen ausgeführt. Die Prüfungen verteilen sich jeweils zu 50 % auf die Tragbohlen der wasserseitigen Wand sowie auf die hintergelagerten Kaiplattenpfähle. Neben den klassischen Prüfungen nach ausreichender Standzeit wurden zusätzlich rambbegleitende Messungen ausgeführt, um eine bessere Beurteilung des Spitzendrucks zu erhalten. Dazu empfiehlt es sich eine CAPWAP Auswertung nach einer gewissen Anzahl an Schlägen durchzuführen, bei dem sich das Pfahlfußsignal bereits deutlich im Messsignal abzeichnet. Dies ist in der Regel nach einem gewissen Verschiebungsweg des Pfahles durch die Nachrammung der Fall, da eine langsame Reduzierung der Mantelwiderstände stattfindet. Durch die zeitliche Integration der Prüfungen in den Bauablauf haben die Pfähle zum Prüfzeitpunkt teilweise unterschiedliche Standzeiten. Um eine Beurteilung des so genannten 'Festwachseffektes' oder auch 'setup effect' zu erzielen wurden bereits bei Beginn der Baumaßnahme wiederholte Prüfungen an Pfählen vorgenommen, die eine Analyse der zeitlichen Entwicklung der Mantelreibungswerte zulässt. Alle durchgeführten Probelastungen zeigten ein einheitliches Gesamtbild. So wurde sowohl bei den Tragbohlen als auch bei den hintergelagerten Kaiplattenpfählen ein Variationskoeffizient bezogen auf die Gesamttragfähigkeit kleiner 0,08 erreicht. Ein gleiches Bild zeigt sich bei der Beurteilung der Mantelreibungswerte sowie beim Spitzendruck, wenn korrespondierende Schlagzahlen bewertet werden. Die Mantelreibungswerte wurden zusätzlich durch eine statische Zugprobelastung bestätigt.

Durch das weltweit ansteigende Umschlagsvolumen im Containerbereich, hat sich die Freie Hansestadt Bremen dazu entschieden, vier weitere Liegeplätze als konsequente Erweiterung der Containerterminals CTIIIa zu bauen. Die Arbeiten des Containerterminals CT4 (vgl. Abb. 5) umfasst die Herstellung eines ca. 1700 m langen Kajenbauwerks mit angeschlossener Flügelwand. Die Kaje besteht aus der wasserseitigen Spundwand, welche wieder mit einem Schrägpfahl verankert wird. Analog zum CTIIIa wird ein Stahlbetonüberbau hergestellt, der als Wellenkammer und Pierplatte dient. Der Überbau ist in der Regel auf drei Pfahlreihen gegründet, im Bereich ungünstiger Bodenverhältnisse dagegen auf vier Pfahlreihen.

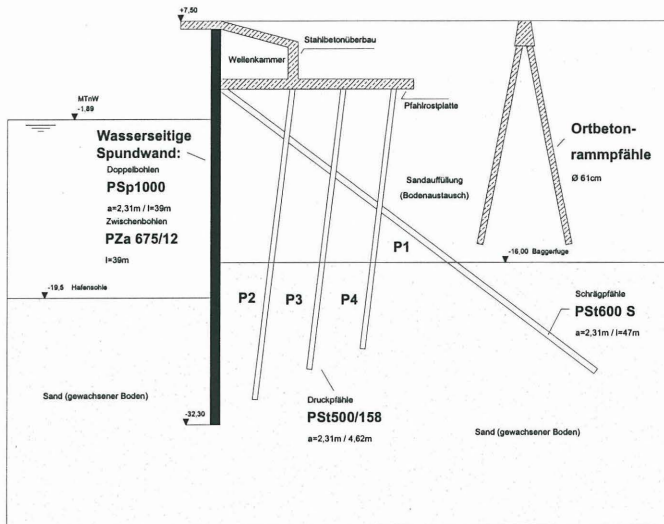


Abb. 5: Querschnitt CT4

Im Gegensatz zum Containerterminal CTIIIa werden bei dieser Konstruktion Peiner Stahl verwendet. Das IGB-TUBS erhielt den Auftrag umfangreiche Probelastungen an Pfählen durchzuführen. Dabei sind Prüfungen an den Doppelbohlen PSp 1001/1000, Prüfungen an den Schräggpfählen (P1) und Prüfungen an den Kaipfählen (P2 – P4) vorgesehen. Die ersten Pfahlprüfungen wurden bereits im Dezember 2004 ausgeführt und werden mit dem Baufortschritt in unterschiedlichen Bodenverhältnissen weiter Anwendung finden. Aufgrund der bereits gewonnenen Erfahrungen bezüglich der Dämpfungseigenschaften des Bodens aus den bereits fertig gestellten Abschnitten und aufgrund der guten Korrelation der Ergebnisse zwischen statischen und dynamischen Probelastungen im direkt benachbarten Gebiet des CTIIIa sind bei diesem Projekt erstmals keine statischen Probelastungen vorgesehen. Darüber hinaus werden baubegleitend numerische Berechnungen durchgeführt, um eine Beurteilung der Pfahltragfähigkeiten im Endzustand zu erhalten.

Grundsätzlich unterteilen sich die Berechnungsphasen in eine Kalibrierungsphase auf der Grundlage des Verhaltens des Containerterminals CTIIIa sowie eine Prognosephase für das Bauwerk CT4, die im Folgenden näher beschrieben werden.

4 Numerisches Modell

4.1 Geometrische und stoffliche Modellierung des Containerterminals CTIIIa

Für die numerischen Berechnungen wurde in Anlehnung an die Konstruktion des Containerterminals CTIIIa das in Abbildung 6 dargestellte geometrische Modell entworfen. Der Berechnungsausschnitt besitzt eine Gesamtbreite von 90 m und eine Berechnungstiefe von 55 m. In Tiefenrichtung z wird aufgrund der Symmetriebedingung ein Bereich von ca. 13,50 m in der geometrischen Modellierung berücksichtigt. Durch die räumliche Pfahlanordnung werden 20 Scheiben benötigt, die je nach Bauteil oder Boden weitere Unterteilungen erfordern. Dadurch ergeben sich 30 berechnungsrelevante Scheiben in Tiefenrichtung.

Aufgrund der Tatsache, dass es sich bei Pfählen um singular angeordnete und damit räumlich tragende Bauteile handelt, kann eine annähernd realistische Beschreibung des Gesamtsystems nur über eine dreidimensionale Berechnung erfolgen. In den numerischen Berechnungen werden die Komplexität des Gesamtsystems und die Interaktion zwischen Bauteil und Boden rechentechnisch erfasst. Das Finite Differenzen Netz besteht aus Viereck- sowie Dreieck – Elementen im dreidimensionalen Spannungszustand. Die Freiheitsgrade des Systems sind die Knotenverschiebungen in vertikaler und horizontaler Richtung.

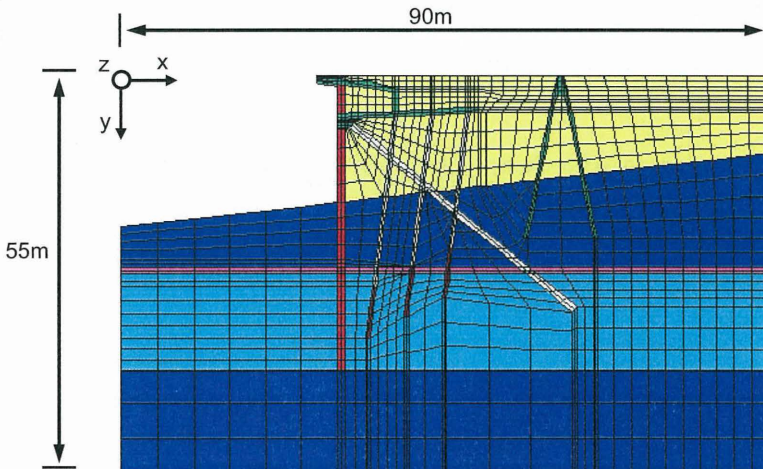


Abb. 6: Numerisches Modell CTIIIa – Abmessungen

Die Modellierung des Stoffverhaltens des Bodens erfolgt bei den ersten Berechnungen unter Zugrundelegung des linear elastisch-ideal plastischen Stoffgesetzes nach Mohr-Coulomb. Durch die im Baugrundgutachten angegebenen Werte macht es jedoch vorerst keinen Sinn mit höherwertigen Stoffmodellen zu rechnen, da hierfür die Datenbasis aus den Labor- und Feldversuchen nicht ausreichend ist. Infolge der auftretenden plastischen Dehnungsinkremente sind Gleichgewichtsiterationen erforderlich. Für alle Berechnungen wird ein explizites Zeitintegrationsschema verwendet.

In zukünftigen weiterführenden Berechnungen wird im Bereich der bindigen Schichten das Stoffmodell 'Modified Cam-Clay' und im Bereich der nichtbindigen Böden ein hypoplastisches Stoffmodell eingesetzt.

4.2 Lastfälle

Um Spannungszustände im Boden und deren Änderungen beurteilen zu können ist es notwendig, sämtliche statisch relevanten Bauzustände im Berechnungsmodell zu berücksichtigen. Zur Simulation des Bauablaufes werden insgesamt 12 Lastfälle berücksichtigt, die in Tabelle 1 zusammengefasst sind.

Tab. 1: Lastfälle der numerischen Berechnungen

Lastfall	Beschreibung
1	1. Primärzustand – Aktivierung oberer und unterer Ton sowie Ton mit Schlick und Sandeinlagen
2	2. Primärzustand – Aktivierung alluviale Ablagerungen – Bodenaustausch
3	Aktivierung der wasserseitigen Spundwand sowie der Schrägpfähle
4	Aktivierung der Hinterfüllung
5	Herstellung der hintergelagerten Kaiplattenpfähle
6	Weitere Aufschüttungen im Bereich der hinterliegenden Kranbahn
7	Herstellung der Ortbetonrammpfähle – Kranbahn
8	Herstellung des Wellenkammerfundamentes
9	Herstellung Krahnbahnbalken und Wellenkammerüberbau
10	Vollständige Hinterfüllung bis Oberkante Konstruktion
11	Abgrabung vor der wasserseitigen Spundwand
12	Verkehrslasten

Der Primärspannungszustand unterteilt sich in zwei Schritte, da die Geländeoberkante zum Baubeginn im betrachteten Berechnungsausschnitt mit einer Neigung von ca. 1:9 verläuft (vgl. Abb. 7). Die oberen Weichschichten, die größtenteils aus alluvialen Ablagerungen und Schlick bestehen, werden durch eine Sandauffüllung ersetzt.

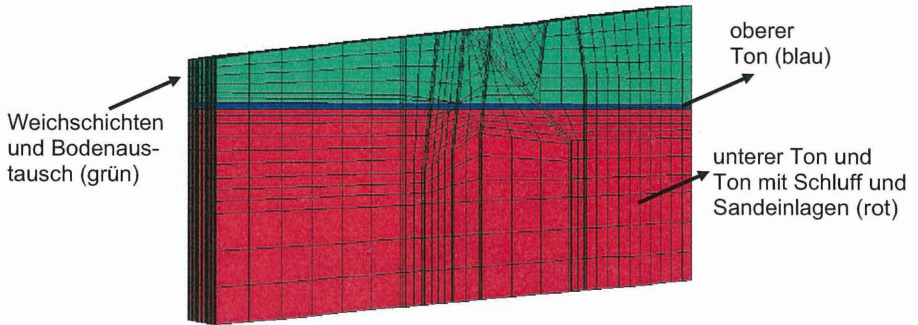


Abb. 7: Ausgangszustand vor dem Herstellen der Kaikonstruktion

Die Rammung der wasserseitigen kombinierten Spundwand aus HZ 975 C Tragbohlen und AZ 26 Zwischenbohlen (vgl. Abb. 8) wird zusammen mit der Herstellung der Rückverankerung der Wand aus HZ 575 A Profilen in einem Lastfall abgebildet.

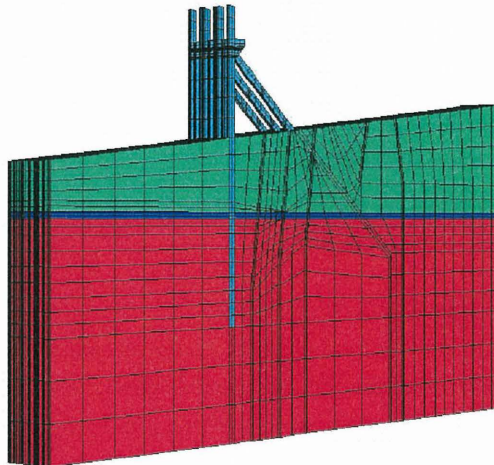


Abb. 8.: Herstellung der wasserseitigen Spundwand und Rückverankerung

Die Umrechnung der Steifigkeiten erfolgte in Anlehnung an die Empfehlungen des AK 1.6 'Numerik in der Geotechnik' der DGGT in äquivalente Rechteckquerschnitte. Die Modellierung der wasserseitigen Wand erfolgte bis 10 m vor dem Trägerfuß als kombinierte Spundwand in den darunter liegenden Bereichen als zusammengesetzte Tragbohle. Die hintergelagerten Kaiplattenpfähle zur Aufnahme der Vertikallasten aus Überbau bestehend aus HZ 575 A Profilen werden in ihrer räumlichen Anordnung abgebildet. Aufgrund der Tatsache, dass die Kaiplattenpfähle im Pfahlfußbereich mit zwei Flügeln aus HZ 775 A verstärkt sind, werden unterschiedliche Steifigkeitsbereiche vorgesehen. In Abbildung 9 ist

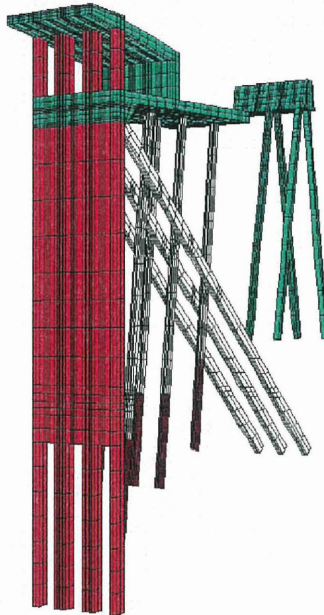


Abb. 9: Räumliche Anordnung der Kaistruktur

die räumliche Anordnung der Pfähle dargestellt. Zusätzlich sind die Ortbetonrammpfähle zur Aufnahme der Krahnbahnlasten mit dem zugehörigen Krahnbahnbalken abgebildet. Zur Simulation der Boden – Bauteil Interaktion wird die Anbindung der Stahlpfähle an den angrenzenden Boden durch Interface – Elemente vorgenommen. Durch die durchgeführten dynamischen Probebelastungen und die Auswertung mit indirekten Verfahren können die gemessenen Mantelreibungswerte zum Prüfzeitpunkt direkt im Berechnungsmodell berücksichtigt werden.

4.3 Untersuchungsprogramm - Nachweisführung

Ziel der Untersuchungen ist der Nachweis der Lastabtragung der Vertikalkräfte durch die Tragbohlen im verformten Endzustand. Das Untersuchungsprogramm teilt sich in zwei unterschiedliche Berechnungsphasen auf, die im Folgenden vorgestellt werden:

1. Berechnungsphase

Während der Baumaßnahmen des Containerterminals CTIIIa kamen unterschiedliche Messungen zum Einsatz. Während der Herstellung wurden dynamische Probelastungen sowohl an den Tragbohlen der Spundwand, als auch an den Kaiplattenpfählen zur Aufnahme der Vertikallasten aus dem Überbau ausgeführt. Zusätzlich zu den Tragfähigkeitsuntersuchungen wurden Verformungsmessungen an der Wand und im Bereich des Überbaus durchgeführt.

Anhand dieser Messungen kann eine sogenannte 'back-analysis' durchgeführt werden. Sämtliche Messungen werden im Berechnungsmodell berücksichtigt und dienen zur Kalibrierung der Eingangswerte für die numerischen Berechnungen am CTIV. Zu diesen Eingangswerten gehören bodenmechanische Kenngrößen sowie Steifigkeitswerte der einzelnen Bauteile.

2. Berechnungsphase

Die an den Messwerten kalibrierte 1. Berechnungsphase soll für eine zuverlässigere Prognoseberechnung des Containerterminals CT IV dienen. Hierzu ist es notwendig sämtliche Vorkenntnisse der ersten Berechnungsphase im Modell zu berücksichtigen. Die zweite Berechnungsphase erfordert weiterhin die Anpassung der zur Anwendung kommenden Querschnittsformen, die Berücksichtigung von Änderungen im Bauablauf sowie die Integration wechselnder Bodenverhältnisse. Anhand dieser Daten kann eine erste Abschätzung durchgeführt werden.

Anhand der ersten Prognoseberechnungen kann an unterschiedlichen Systemschnitten das grundsätzliche Tragverhalten und Veränderungen zur ersten Berechnungsphase offengelegt werden. Diese Prognose sollte analog zum Containerterminal CTIIIa zusätzlich anhand der Beobachtungsmethode kalibriert werden, um die Zuverlässigkeit der statischen Berechnungen zu erhöhen.

Das Vorgehen ist zusätzlich anhand eines Organigramms in Abbildung 9 dargestellt.

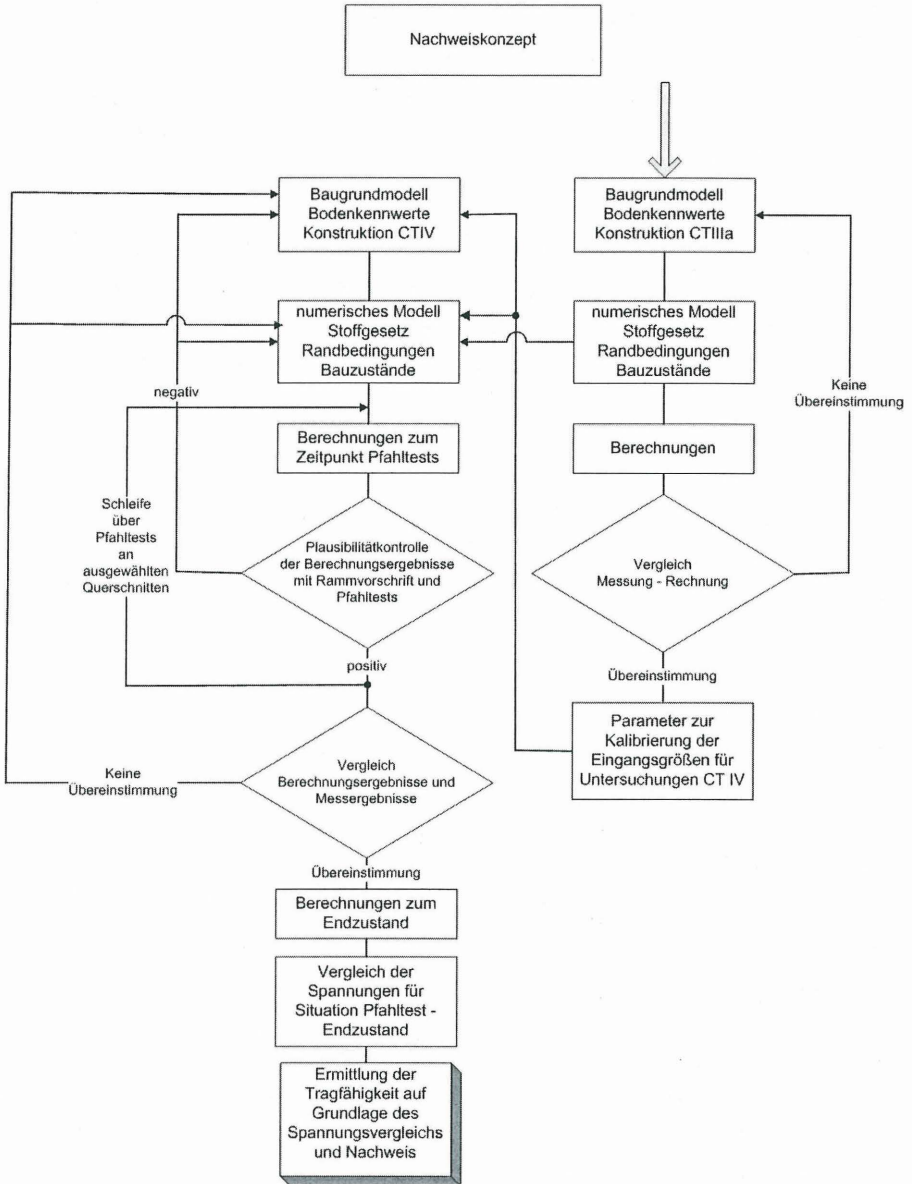


Abb. 9: Organigramm zum Nachweis-konzept

Sämtliche Zusatzinformationen sind zur Plausibilitätskontrolle der Ergebnisse zu nutzen. Bei Rammpfählen können z.B. Rammvorschriften auf empirischer Basis oder Verfahren mit geschlossenen Formeln, die auf der Wellengleichung basieren genutzt werden. Zeigen die numerischen Berechnungen keine ausreichende Übereinstimmung, sind die Berechnungsparameter anzupassen, sowohl zum Zeitpunkt der Tragfähigkeitsuntersuchungen als auch zu späteren Herstellungsphasen, bei denen zusätzlich Verformungs- und Spannungsmessungen durchgeführt werden. Ist eine ausreichende Übereinstimmung vorhanden, können schließlich die Spannungs- und Verformungszustände für den Zeitpunkt der Pfahltests denen im Endzustand gegenübergestellt werden. Mit der Auswertung der normal zum Pfahl wirkenden Spannungen, der mobilisierten Mantelreibung, des mobilisierten Spitzendruckes sowie der Linearität der Arbeitslinien [STAHLMANN et al., 2001] unter Berücksichtigung höherer Belastungsniveaus ist dann eine Nachweisführung möglich.

5 Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag stellt ein Konzept zum Nachweis des vertikalen Gleichgewichts von Pfahlgründungen im Endzustand vor. Um eine Beurteilung des Spannungszustandes im Bereich der Mantel- und Aufstandsfläche zu erreichen ist es notwendig, dreidimensionale numerische Berechnungen durchzuführen. Grundsätzlich sind die numerischen Berechnungen anhand der Beobachtungsmethode und von Laborversuchen zu kalibrieren, um eine möglichst realistische Abbildung des Gesamtsystems zu erreichen. Das Konzept erfordert weiterhin eine gute und transparente Zusammenarbeit von Baugrundgutachter und Prüfengeuren sowie allen weiteren beteiligten Personen. Bei optimaler zeitlicher Integration der Pfahlprüfungen sowie der numerischen Berechnung ist insbesondere bei großen Bauwerken eine Optimierung der Pfahlgründung und damit das Ziel eines höheren Ausnutzungsgrades der Gesamtkonstruktion möglich.

6 Literatur

DIN 1054:2005-01: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau

DGGT, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (1998); Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen des Arbeitskreises 2.1 der DGGT, *Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, 1998

Stahlmann, J., Fritsch, M., Gattermann, J.; Besonderheiten bei der Lastabtragung moderner Kaianlagen, Kaimauern - Messungen und Numerik -, *Gemeinsamer Sprechtag der Hafenbautechnischen Gesellschaft und der TU Hamburg-Harburg am 01. Juni 2004 in Hamburg, Heft 7, S. 115-130, 2004*

Morgen, K., Boley, C., Piepenbreier, O., Fritsch, M.; Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Erddruckabschirmung auf Kaimauern durch Pfähle, *HANSA, Heft Mai 2004, S. 67-73, 2004*

Stahlmann, J., Kirsch, F., Schallert, M., Klingmüller, O., Elmer, K.-H.; Pfahltests - modern dynamisch und/oder konservativ statisch, *4. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Technische Akademie Esslingen, 20.-21.01.2004, S. 23-40, 2004*

Gattermann, J., Fritsch, M., Stahlmann, J.; Auswahl- und Einbaukriterien geotechnischer Messgeber zur Bestimmung des Normalkraftverlaufs der Wand/Verankerung bei Kaimauerkonstruktionen und deren Ergebnisse, *Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Pfahlsymposium 2005, 24.-25.02.2005, Braunschweig*

Stahlmann, J., El-Mossallamy, Y., Leinenbach, J.; Die Gründung des Hochhauses Galileo - innovative wirtschaftliche Lösung oder ingenieurwissenschaftliche Spielerei, *Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Pfahlsymposium 2001, 22.-23.02.2001, S. 83 – 102, Braunschweig*

Autoren:

Dipl.-Ing. Maik Fritsch
Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann
Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB-TUBS)
TU Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig
Tel.: +49 (0)531 391-2371
Fax: +49 (0)531 391-4574
E-mail: m.fritsch@tu-bs.de, j.gattermann@tu-bs.de, j.stahlmann@tu-bs.de
Internet: www.IGB-TUBS.de

VERWENDUNG VON STATNAMISCHEN PROBEBELASTUNGEN IN DEUTSCHLAND

Dipl.-Ing. Peter Middendorp

1. EINFÜHRUNG

Statnamische Probebelastungen werden heutzutage in Nord-Amerika, Asien und Europa routinemäßig ausgeführt. Mit den zur Zeit verfügbaren Anlagen können Pfähle bis zu 30 MN probebelastet werden. Weltweit wurden im letzten Jahrzehnt über zweitausend statnamische Prüfungen durchgeführt. Das Verfahren ist nicht nur für das Testen von Vertikalpfählen sondern auch für Schräg- und Horizontalpfähle sowie für Pfahlgruppen und Flachgründungen geeignet. Statnamische Probebelastungen werden in Deutschland seit 1992 ausgeführt.

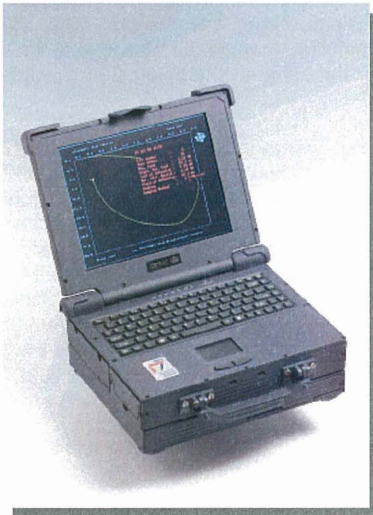


Abb. 1: Statnamic-Messgerät



Abb. 2: Das 4 MN-Statnamic-Gerät

Eine zuverlässige Methode für die Verifikation von Ausführungsbedingungen ist die statische Probebelastung. Diese Methode ist jedoch teuer und zu zeitaufwendig um routinemäßig angewandt zu werden. Eine Statnamische Probebelastung ist jedoch um einiges billiger und in kürzerer Zeit durchzuführen als eine statische Beprobung. Eine dynamische Probebelastung mittels einem Fallgewicht oder einem Rammgerät ist

ökonomisch und effizient bei der Ausführung, aber vergleichsweise hat der Statnamic-Test mehrere Vorteile:

Bei der Statnamic-Beprobung wird die Belastung immer auf die selbe standardisierte Weise durchgeführt mit einer einfachen Methode der Analyse. Damit sind Klasse-A Vorhersagen bei Statnamic genauer und weisen eine geringere Bandbreite auf als dynamische Probelastungen (Holeyman und Charue 2003)

Für statnamiche Probelastungen ist die Belastungsdauer und verwendete Energie viele Male größer wie bei dynamischen Probelastungen. Das Verhalten eines Pfahls unter einer statnamicen Probelastung ist dadurch näher zu einer statischen Probelastung und erlaubt eine einfache Modellierung der dynamischen Wirkungen.

Bei der Statnamic-Beprobung wird die Belastung genau gemessen, indem eine geeichte Messdose am oberen Ende des Pfahls angebracht wird. Die gemessene Belastung ist nicht abhängig von den Pfahleigenschaften. Der Belastungsmessfehler liegt unter 0,1 % des Höchstbereichs der Messdose. Eine Schätzung des Elastizitätsmoduls bei Dynamische Probelastungen ist schwierig, weil es kein konstanter Wert ist, sondern von dem Alter und der Qualität des Betons abhängt, dem Belastungsgrad und sogar von der Temperatur des Betons. Bei statischen Belastungsprüfungen bewegt sich das Elastizitätsmodule für Beton z.B. im Bereich zwischen 28 GPa und 32 GPa, während er bei dynamischen Belastungsprüfungen im Bereich zwischen 32 GPa und 52 GPa liegt.

Die Ergebnisse der Statnamic-Beprobung werden nicht durch unterschiedliche Querschnitte an verschiedenen Stellen des Pfahls beeinflusst. Unstetigkeiten der Pfähle wie Einschnürungen, Verdickungen und Materialwechsel führen zu Spannungswellen-reflexionen, die sich stark auf für eine Dynamische Probelastungen berechnete Signale auswirken können. Reflexionen von Verdickungen ergeben ein fast identisches Ergebnis der Wellengleichung wie eine örtliche harte Bodenschicht, und eine Einschnürung wirkt sich entsprechend wie eine örtliche weiche Schicht aus. Wenn Unstetigkeiten der Pfähle bei Dynamische Probelastungen nicht richtig berücksichtigt werden, ist es entweder unmöglich, eine richtige Anpassung zu erzielen, oder die Vorhersage der Belastbarkeit ist nicht zuverlässig, Bodeneigenschaften können mit Unstetigkeiten von Pfählen verwechselt werden.

Bei der Belastung während einer statnamiche Probelastung bleibt der Pfahl ständig unter Druckspannung. Es gibt keine Zugspannungen die den Beton des Probepfahles möglicherweise zerreißen.

Die Statnamic-Belastungseinrichtung lässt sich einfach über der Mitte des Pfahls anbringen. Es gibt dadurch immer eine konzentrische Belastung.

Pfahl- und Bodenreaktion entsprechen mehr einer statischen Prüfung. Bei Statnamic bewegt sich der Pfahl als einheitliches Ganzes, ähnlich wie bei einer statischen Belastungsprüfung. Da die Spannungswelleneigenschaften unerheblich sind, ist die Methode der Analyse der Messergebnisse denkbar einfach und eindeutig.

Die erste statnamsische Probebelastungen in Deutschland werden auf einer Baustelle von Franki Grundbau in Emden im Jahre 1992 ausgeführt und diente zur Bestimmung des Tragverhaltens von Franki-Pfählen mit verschiedenen Fußdurchmessern. Die getroffenen Annahmen und geforderten Belastungswerte konnten sehr gut nachgewiesen werden. Eine anschließend durchgeführte statische Probebelastung bestätigte die Statnamic-Beprobung.

Basierend auf die oben genannte Vorteile hat sich die Firma Jacobo Pfahlgründungen GmbH in 2001 entschieden, die statnamsische Probebelastung im Deutschland für ihre Gründungspfähle zu verwenden. Sehr rezent hat auch hat die firma Bauer Statnamsische Probebelastungen in die Niederländern ausführen lassen.

Nach Auskunft der Fa. Jacobo Pfahlgründungen GmbH wurden Jacobo-Pfähle bisher sowohl statisch, dynamisch und statnamsisch geprüft. Aus Erfahrungen mit allen drei Beprobungsmethoden lässt die Jacobo GmbH dort wo es die Möglichkeit gibt, die Art der Beprobungsmethode selbst zu wählen, Statnamic Tests durchführen. Die statnamsische Prüfung würde gewählt, weil sie nur einen Bruchteil der Kosten und des Zeitaufwands im Vergleich zu einer statischen Probebelastung erfordert. Durch Probebelastungen können Alternativ- und Sondervorschläge erfolgreich nachgewiesen werden. Der Streubereich einer dynamischen Beprobung, wenn diese nicht durch eine statische Beprobung zuvor geeicht wurde, ist zu groß, um das Ergebnis wirtschaftlich für ein Alternativangebot nutzen zu können. Dort wo aus Kosten-, Zeit- oder Platzgründen keine statischen Probebelastungen durchgeführt, oder dynamische Tests nicht geeicht werden können, können mit Hilfe einer Statnamic-Beprobung zutreffend und wirtschaft alternative Pfahlgründungen angeboten und durchgeführt werden.

2. DIE STATNAMSICHE VERSUCHSEINRICHTUNG

Für die statnamsischen Probebelastungen wird in Deutschland seit 2001 ein 4MN Statnamic-Gerät verwendet (s. Abb. 2). Mit diesem System können maximale Tragfähigkeiten von 4 MN (400 t) je Pfahl nachgewiesen werden. Zwei Trucks transportierten die einzelnen Komponenten des Testgerätes zur Baustelle und nach ca. 3 Stunden Aufbauzeit ist die Testanlage einsatzbereit. Die Anlage verfügt über ein hydraulisches Auffangsystem für die Reaktionsmasse, die während des Versuchs senkrecht nach oben beschleunigt wird. Die Reaktionsmasse wiegt insgesamt 20,4 t, was ca. 5 % der maximal nachweisbaren Tragfähigkeit (400 t) des Gerätes entspricht. Das Gesamtgewicht des 4MN Gerätes im Testzustand beträgt ca. 29 t.

Bei der Ausführung der statnamsischen Probebelastungen wird das Foundation Pile Diagnostic System verwendet, womit die Pfahltests direkt auf der Baustelle analysiert und die statischen Tragfähigkeiten berechnet werden können. Das FPDS-System besteht aus einem tragbaren Computer (s. Abb. 1), einem Laser, einer Kraftmessdose, einem Beschleunigungsaufnehmer sowie diversem Zubehör (Messkabel, Adapter).

Die Kraftmessdose, die in der Plattform der Anlage installiert ist, registriert den Verlauf der Kraft (F_{stn}), die auf den Pfahlkopf einwirkt. Die Setzung des Pfahles während des Tests wird mit dem Lasersystem (Abb. 3 und 4) gemessen, wobei der Lasersensor ebenfalls in der Plattform installiert ist. Zusätzlich werden die Setzungen mit einem

Beschleunigungsaufnehmer, der an der Plattform befestigt wird, gemessen (Kontrollmessung). Weiterhin kommt beim Testen ein Nivellement zum Einsatz, womit die bleibende Setzung auch optisch gemessen werden kann (ebenfalls Kontrollmessung)



Abb. 3: Laser

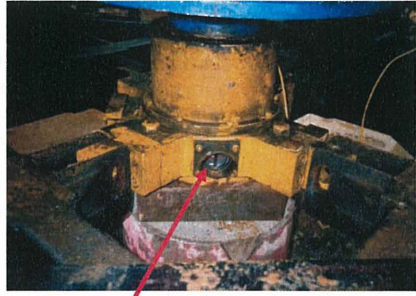
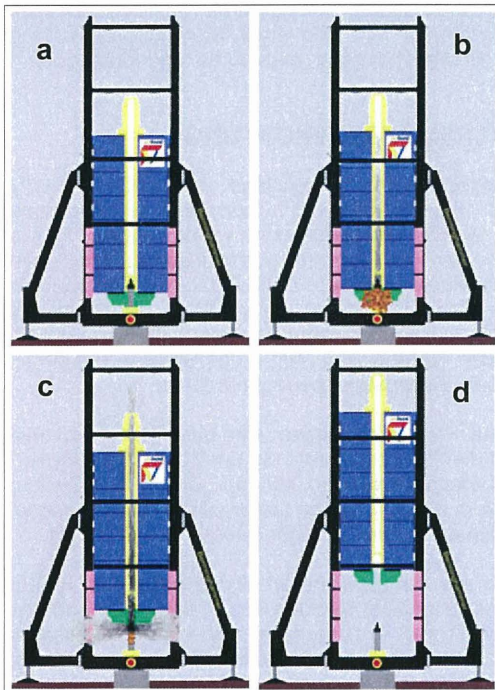


Abb. 4: Lasersensor

3. DER STATNAMIC TEST



Nachdem bei der Elektronik, dem Zündsystem und dem Data Input FPDS System ein Funktionstest durchgeführt wurde, kann das Warnsignal für die Zündung gegeben werden. Anhand von Bildern (Abb.5) werden die einzelnen Stadien einer Statnamic-Probebelastung erklärt.

Bild a: Die Piston mit einer Druckkammer und Kraftmeßdose wird zentrisch auf den Pfahlkopf aufgesetzt. Die Reaktionsmasse, die an einem Zylinder (Silencer) befestigt worden ist, wird über die Piston gehangen. In der Druckkammer befindet sich Brennstoff, dessen Menge sich nach der gewünschten Belastung des Pfahles richtet.

Bild b: Bei der Zündung des Brennstoffes wird ein Gas unter Hochdruck freigesetzt. Der ansteigende Druck in der Druckkammer bewirkt eine vertikale Beschleunigung der Reaktionsmasse. Eine gleichgroß entgegengerichtete Reaktionskraft

Abb. 5: Vier Stadien einer Statnamic-Prüfung

(action = reaction) drückt den Pfahl vorsichtig in den Boden.

Bild c: Die Signale für Kraft und Verschiebung am Pfahlkopf werden vom FPDS-System erfasst. Die Reaktionsmasse wird vertikal nach oben bewegt.

Bild d: Die Geschwindigkeit der Reaktionsmasse verlangsamt sich infolge der Schwerkraft. Zum Zeitpunkt wo gerade die Geschwindigkeit gleich Null ist, wird das Herunterfallen der Reaktionsmasse durch das hydraulische Auffangsystem verhindert und es gibt keine nachträgliche Belastung auf den Pfahl.

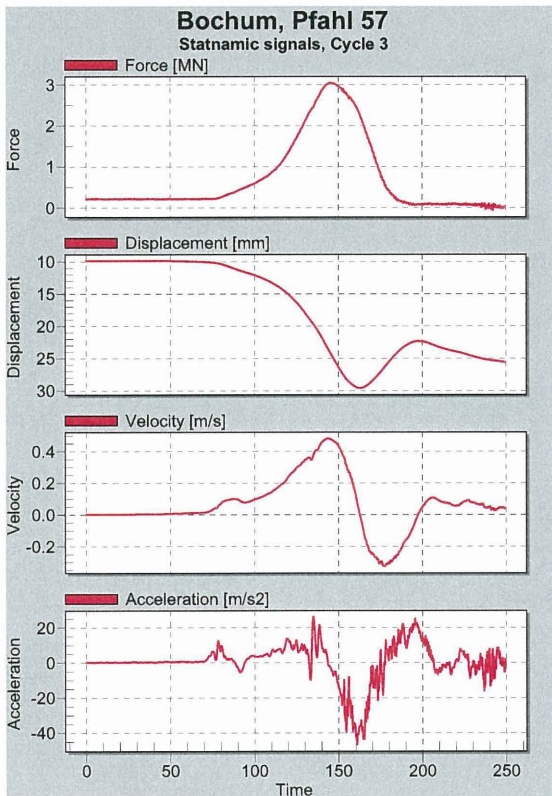


Abb. 6 Beispiel von :Gemessene Statnamic Signale für Last, Setzung, Geschwindigkeit und Beschleunigung.

Die Belastung ist absolut axial und der relativ langsame Druckaufbau und Druckabbau (im Vergleich zu Dynamischen Tests) sorgt für eine schonende Belastung auf Pfahl und Boden. Die Kraft- und Setzungssignale werden zum Subsystem der FPDS zur Signalverarbeitung geleitet. Alle gemessene Belastungsstufen und Messergebnisse werden auf einem FPDS Schirm dargestellt und im Computer gespeichert.

4. STATNAMISCHE RESULTATEN

Die Auswertung der statnamic Probelastungen wird mit dem FPDS-System vorgenommen, womit die Messdaten direkt auf der Baustelle analysiert und die statischen Tragfähigkeiten angegeben werden können.

Für die Ermittlung der Tragfähigkeiten liegt die „Unloading Point Method (UPM)“ zugrunde (P. Middendorp, 1992). In der folgenden Abbildungen sind für ein Jacobo Pfahl die gemessene statnamic- und die daraus

errechnete statische Last-Setzungs-Linie dargestellt. Heutzutage wird die statnämische Belastung meistens in zwei oder drei Stufen aufgebaut. Die einzelnen Belastungsstufen eines statnämischen Tests werden in einem Last-Setzungs-

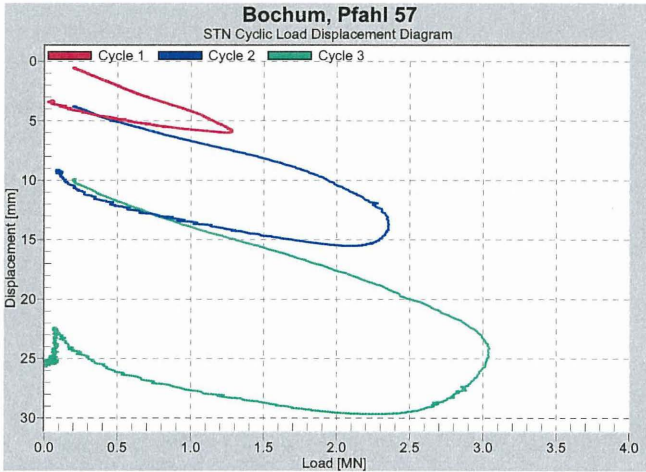


Abb. 7: Statnämische Lastsetzung diagram fur drei Zykusse



Abb. 8: Statische Lastsetzungsdiagramm fur drei Zykusse mit hyperbolische Annäherung und Korrektur für Belastungsabhängigkeit der Boden

Standort	Jahr	Pfahl-nummer	Pfahlart	Pfahl-länge [m]	Durch-messer [mm]	Mobilisierte statische widerstand [kN]	Setzung [mm]	Nachzu-weisende Tragfähigkeit [kN]
Testfeld in Emden	1992	5	Franki Ortbetonpfähle	15	800	4220	22	-
		6		18	800	3510	16	-
Güterverkehrsze-ntrum (GVZ) Bremen	2001	2221	Jacbo-S	17.5	570	2460	27	1900
		1931	Jacbo-S	17.5	570	3030	30	1900
Großraumsilo, Emlichheim	2001	D5	Jacbo-S	16	570	2910	27	2708
		D13	Jacbo-S	16	570	3220	24	3096
Seilbahn Rostock	2002	F8-2	Jacbo-S	13	505	1770	12.5	1500
		F16-1	Jacbo-S	13	505	1880	24	1500
		F23-3	Jacbo-S	13	505	1500	22.5	902
Neubau Produktions-standort Wolfsburg	2002	98	Jacbo-S	7	450	1080	44	972
		25	Jacbo-S	7	450	1120	27	902
Neubau Nettebad Osnabrück	2003	1	Jacbo-S	8.4	400	2300	14	1000
Neubau Bille-Bad Hamburg-Bergedorf	2003	193	Jacbo-S	23.1	600	4400	12	3320
		194	Jacbo-S	18.1	600	3890	15.6	3540
		201	Jacbo-S	23.1	600	4280	12.2	3500
		202	Jacbo-S	18.1	600	3910	15.1	3300
		215	Jacbo-S	23.1	600	4240	9.3	3520
Neubau BP Headquarter Bochum	2004	15	Jacbo-S	17	720	3825	10.7	3.870
		27	Jacbo-S	11.2	620	2806	8	2.460
		80	Jacbo-S	11.2	620	3783	17	2.460
		95	Jacbo-S	17.7	720	4485	10.6	4.538
		108	Jacbo-S	12	620	3026	12.6	2.644
		117	Jacbo-S	15.5	720	3468	12.8	3.988

Tabelle 1. Resultate von statnamische Probelbelastungen in Deutschland .

Diagramm zusammengefasst, wobei der jeweils folgende Zyklus an das Testende (bleibende Setzung) des vorigen Zyklus gesetzt wird.

Bei fachgerechter Durchführung werden Ergebnisse ähnlich der Qualität einer statischen Probelbelastung erreicht. In dem lineare Lastsetzungsbereich stimmen die Resultate einer statnamischen mit denen einer statische Probelbelastungen sehr gut überein. Im nichtlinearen Bereich spielt die Belastungsgeschwindigkeit der Bodenarten eine grossere Rolle. Die Resultate der Belastungsstufen werden mit einem Hyperbel angenähert. Um die Abhängkeit von der Belastungsgeschwindigkeit

zu kompensieren und um eine gute Übereinstimmung mit statische Probelastungen zu erzielen, wird der asymptotische Wert der Hyperbel reduziert. Wie angegeben bei Holeyman 2001, 2003 ist der Werte dieser Reduktion 0-10% für nicht bindigen Bodenarten und 30-40% für bindige Bodenarten.

In Tabelle 1. sind die Resultate von vergangenen Jahren und rezente statnamische Resultaten in Deutschland dargestellt. Die gemessene Pfähle haben Länge von 7m bis 23 m und die Durchmesser variieren von 400 mm bis zum 800 mm. Die mit der statnamische Belastung mobilisierter statische Widerstand variiert von 1120 kN bis zum 4280 kN.

5 SCHLUßFOLGERUNGEN

Fallstudien in Deutschland, Belgien und die Niederlanden zeigen gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen von statischen und statnamischen Probelastungen. Die Statnamic-Beprobung hat sich als zutreffende und wirtschaftliche Methode zur Bestimmung von Bohrpfehlen bewährt. Durch direkte Messergebnisse entfällt das Einfügen von Erfahrungs- und Schätzwerten zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit. Bei fachgerechter Durchführung werden Ergebnisse ähnlich der Qualität einer statischen Probelastung erreicht.

Statnamische Probelastungen werden in Deutschland seit 1992 ausgeführt. Die erzielten Ergebnisse bestätigen die im Ausland gemachten positiven Erfahrungen.

SCHRIFTTUM

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, 2001 Balkema

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

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

de Gijt, J.G., van Dalen J.H, Middendorp, P., Comparison of Statnamic Load Test and Static Load Tests at the Rotterdam Harbour, First International Statnamic Seminar, Vancouver, 1995

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

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

Professionelle Prüfgeräte

Profound VM-SYSTEM

Schwingungsmessgerät



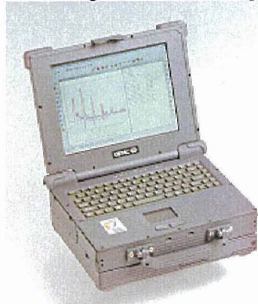
Profound SIT - SYSTEM

Integrität Pfahlprüfgerät



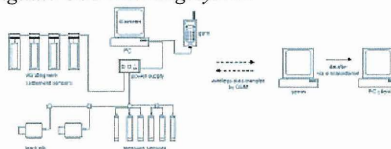
Profound PDA - SYSTEM

Dynamische Probelastungen und
Rambbegleitende Messungen



Profound IS-SYSTEM

Das digitale Überwachungssystem



NEU! IS-SCHLAUCHWAAGEN SYSTEM

Profound BAT®-SYSTEM

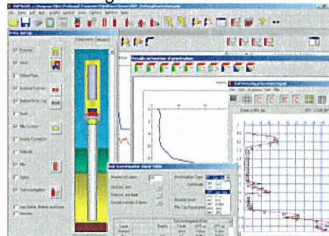
Ideal für Überwachung des Grundwassers

Profound STATNAMIC®-SYSTEM

Statnamiche Probelastungen

Profound PDPWAVE

Rammvorhersage Software Programm



Profound Probelastungen

- Dynamische Probelastungen (DLT),
- Rambbegleitende Prüfungen (PDA) und
- Statnamic (STN)



Für weitere Informationen:

Profound B.V.
Limaweg 17
2743 CB Waddinxveen
Postfach 469
2740 AK Waddinxveen
Die Niederlande



Tel. +31 182 640 964
Fax +31 182 649 664
E-mail: info@profound.nl
Internet: www.profound.nl

Erschütterungs- und Sackungsprognose im Nahfeld von Rammarbeiten

Klaus-Peter Mahutka

Jürgen Grabe

1 Einleitung

Es werden häufig unterschiedliche Rammverfahren zum Einbringen von z.B. Pfählen, Spundwänden oder Bohlen angewandt. Diese dynamischen Verfahren verursachen Erschütterungen im angrenzenden Baugrund. An nahestehenden Gebäuden können Schäden infolge von zu großen Erschütterungen oder von ungewollten Sackungen entstehen. Zur sicheren Abschätzung, ob ein Schadensfall eintreten kann, gibt es bislang noch keine gesicherten Empfehlungen. Hier besteht Forschungsbedarf. Die DIN 4150-3 Erschütterungen im Bauwesen gibt Hinweise zur Ermittlung des einzuhaltenden Abstandes zu Gebäuden. Diese Hinweise gelten allerdings nur für das Einvibrieren von Spundbohlen und beschränken sich auf homogene Böden. Verfahrensparameter wie z.B. die Rüttelfrequenz oder Zustandsgrößen vom Boden wie z.B. die Lagerungsdichte werden nicht berücksichtigt. Die DIN 4150-3 empfiehlt das Hinzuziehen eines geotechnischen Sachverständigen.

Mit dem nachfolgend beschriebenen Finite-Elemente-Modell zur Vibrationsrammung in rolligen Böden ist es möglich die Sackungen und Erschütterungsausbreitung in Abhängigkeit der Verfahrensparameter und den Zustandsgrößen des Bodens zu untersuchen.

2 Vibrationsrammung

Die Vibrationsrammung ist im Vergleich zur Schlagrammung ein relativ erschütterungs- und geräuscharmes Verfahren zum Einbringen von Pfählen und Spundwänden. Die Tragfähigkeit von einvibrierten Pfählen ist im allgemeinen geringer als bei Pfählen, die mittels Schlagrammung eingebracht werden.

Die Vibrationsrammung erzeugt eine harmonische Erregung des Rammguts und des umgebenden Bodens. Diese Erregung erfolgt über Unwuchten im Vibrator, siehe Abbildung 1. Die hieraus entstehende Fliehkraft F_d berechnet sich aus

$$F_d = m_u r_u \omega^2 \sin(\omega t). \quad (1)$$

Darin ist m_u die Unwuchtmasse und r_u der Abstand des Schwerpunktes der Unwuchtmasse zum Drehpunkt. Das Produkt aus m_u und r_u wird auch als statisches Moment bezeichnet. Der Isolator verhindert die Anregung des Trägergerätes durch die sich drehenden Unwuchten. Weiterhin wird der Pfahl durch eine statische Kraft infolge des Eigengewichtes des Vibrators und ggf. einer zusätzlichen Märkler geführten Vorspannkraft belastet. Beim Einvibrieren des Pfahls findet eine Umlagerung des Bodens statt und die Reibung zwischen Boden und Pfahl sowie der Spitzenwiderstand werden reduziert. Gegebenenfalls tritt auch eine lokale Bodenverflüssigung an der Grenzschicht zwischen Rammgut und Boden ein, die zu einer Reduktion des Rammwiderstands führt.

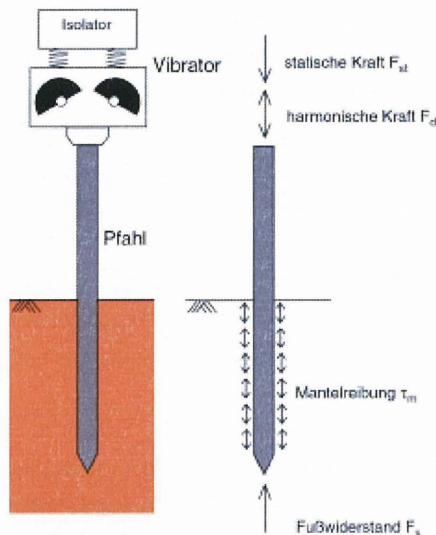


Abbildung 1: Prinzip der Vibrationsrammung

Am Pfahl werden als Reaktionskräfte Mantelreibung und eine Fußwiderstandskraft F_s mobilisiert. Untersuchungen zur Entwicklung der Fußwiderstandskraft sind bei RODGER & LITTELJOHN (1980) sowie bei CUDMANI ET AL. (2000) zu finden.

3 Modellierung der Vibrationsrammung

Bisherige Ansätze beschränken sich vor allem auf die Modellierung des Vibrationsvorgangs selbst (DIERSEN, 1994, CUDMANI, 2001, CUDMANI ET AL., 2000) oder es werden empirische Ansätze zur Erschütterungsprognose (z.B. MASSARSCH, 1992) oder der Verdichtungsprognose (z.B. MEIJERS & VAN TOL, 2004, DRABKIN ET AL., 1996) abgeleitet.

Die Modellierung der Vibrationsrammung erfolgt mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode unter Verwendung einer expliziten Zeitintegration. Die explizite Zeitintegration wurde schon erfolgreich bei verschiedenen Modellierungen im Bereich der Bodenverdichtung unter Berücksichtigung großer Verformungen angewandt, z.B. GRABE, KELM & MAHUTKA (2003), GRABE & KELM (2004) und KELM (2004). Das nichtlineare und anelastische Materialverhalten des Bodens wird mit dem hypoplastischen Stoffgesetz mit der Erweiterung der intergranularen Dehnung beschrieben, siehe GUDEHUS (1996), VON WOLFFERSDORFF (1996) sowie NIMUNIS & HERLE (1997). Es werden beispielhaft die Stoffparameter für den Karlsruher Sand nach HERLE (1997) verwendet.

In Abbildung 2 ist die Diskretisierung des Bodens dargestellt. Es setzt sich aus einem Bereich mit axialsymmetrischen Kontinuums-elementen und am Rand angeordneten infiniten Elementen zusammen. Dieser Elementtyp lässt die infolge der Rammung entstehenden Bodenwellen mit nur geringen Reflektionen aus dem System entweichen. Im Bereich der Pfahlrammung wird das Netz während der Berechnung den großen Verformungen unter Verwendung der adaptiven Vernetzung angepasst (GRABE, KELM & MAHUTKA, 2003).

Der Pfahl wird dehnstarr modelliert. Der Radius beträgt $r = 25 \text{ cm}$ und die Länge $l = 8 \text{ m}$, siehe Abbildung 3. Die gesamte Masse des Pfahls von $m = 3,93 \text{ t}$ wird in einem Punkt zusammengefasst. Die Belastung des Pfahls setzt sich aus einer statischen Last des Vibrators von $F_{st} = 20 \text{ kN}$ und einer von der Vibrationsfrequenz f abhängigen sinusförmigen Fliehkraft F_d zusammen. Die Modellierung der Penetration ist ebenfalls in Abbildung 3 dargestellt. Es wird eine kinematische Kontaktformulierung mit dem Reibungsansatz nach Coloumb verwendet.

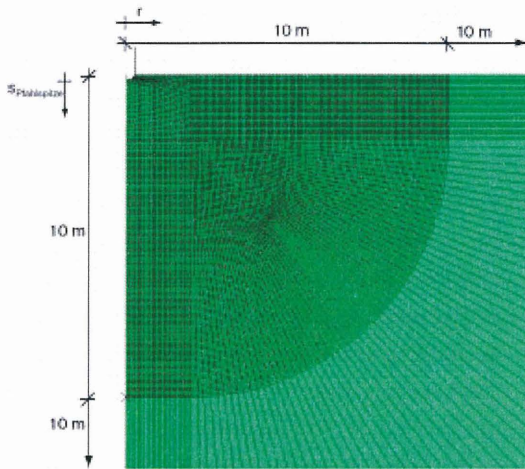


Abbildung 2: FE-Netz

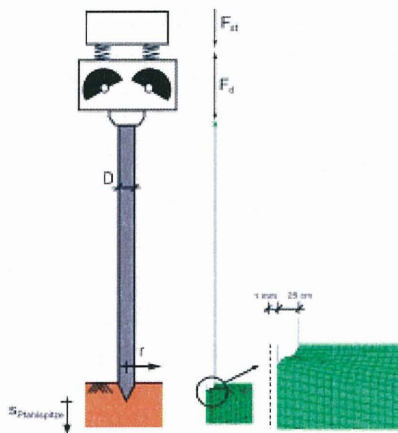


Abbildung 3: System und Kontaktmodellierung an der Grenzfläche Pfahl/Boden

4 Ergebnisse

Für die Untersuchungen werden insgesamt vier Bodenprofile betrachtet. Zwei homogene Bodenaufbauten mit einer anfangs mitteldichten bzw. dichten Lagerungsdichte. Die Porenzahl nimmt von $e_0 = 0,7$ bzw. $e_0 = 0,6$ an der Geländeoberkante mit der Tiefe spannungsabhängig ab. Die zwei weiteren Bodenprofile setzen sich aus unterschiedlich dicht gelagerten Sandschichten zusammen, siehe Abbildung 4. Im Fall 1 ist in 1,5 m Tiefe eine dicht gelagerte Schicht mit einer Mächtigkeit von 0,5 m angeordnet. Im Fall 2 ist der Bodenaufbau zunächst aus einer mitteldicht gelagerten Schicht von 1,5 m Mächtigkeit und einer darunter folgenden dicht gelagerten Schicht zusammengesetzt.

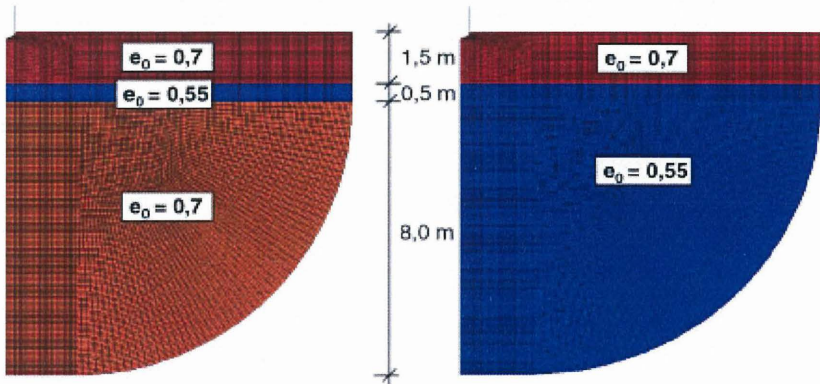


Abbildung 4: Porenzahlverteilung im Fall 1 (links) und im Fall 2 (rechts) im Ausgangszustand

Die berechneten Vertikalspannungen infolge der statischen Belastung und nach der Vibrationsrammung für das homogene Bodenprofil sind in Abbildung 5 dargestellt. Bei einer Rüttelfrequenz von $f = 25$ Hz beträgt für den gewählten Rüttler die maximale Fliehkraft $F_d = 190$ kN. Die Vertikalspannungen fallen im Pfahlbereich ab. Abbildung 6 zeigt die Horizontalspannungsverteilung entlang des Pfahles für unterschiedliche Zeitpunkte. An der Pfahlspitze entstehen Spannungsspitzen. Die Horizontalspannungen fallen oberhalb der Pfahlspitze unter den K_0 -Zustand ab. Somit werden die mobilisierten Schubspannungen zwischen Pfahl und

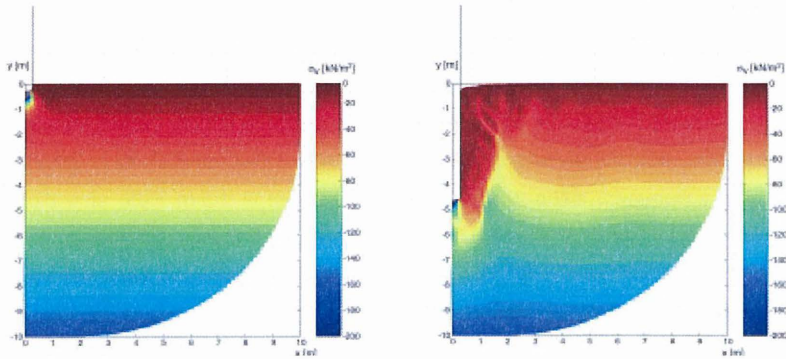


Abbildung 5: Berechnete Vertikalspannungen infolge statischer Last (links) und nach der Vibrationsrammung (rechts)

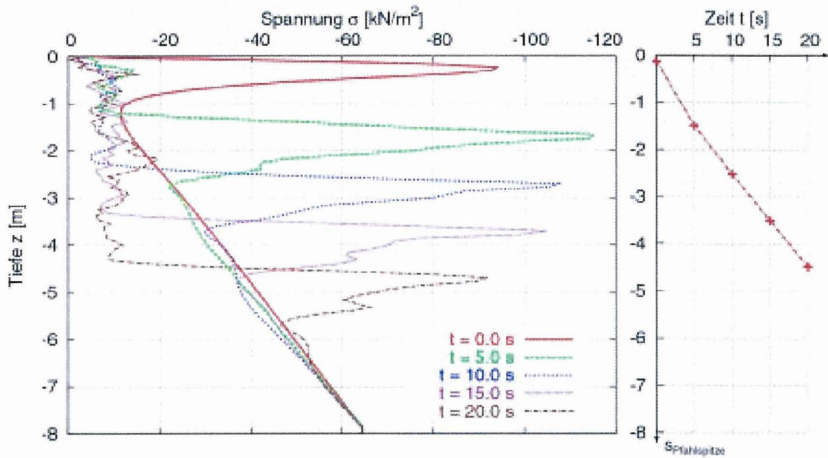


Abbildung 6: Berechnete Horizontalspannungen entlang des Pfahls (links) und Pfahleindringung (rechts) für verschiedene Zeitpunkte, $f = 25$ Hz, $F_d = 190$ kN

Boden geringer, da sie proportional zu dem senkrechten Druck auf den Pfahl sind. Die Reibung zwischen Pfahl und Boden wird somit reduziert. In größeren Tiefen unterhalb der momentanen Lage der Pfahlspitze treten keine Verspannungseffekte auf. Die Horizontalspannungen entsprechen dem K_0 -Zustand. Aufgrund des geringeren Spannungsniveaus am Vibrationspfahl ist die Tragfähigkeit geringer als die eines gerammten Pfahls.

4.1 Sackungen

Sackungen resultieren aus einer Verdichtung des umliegenden Bodens. Eine besonders große Gefahr von Sackungsschäden besteht bei Gebäuden, die auf locker gelagerten Sanden gegründet sind. Infolge der Wellenausbreitung im Boden, werden die Bodenkörner umgelagert.

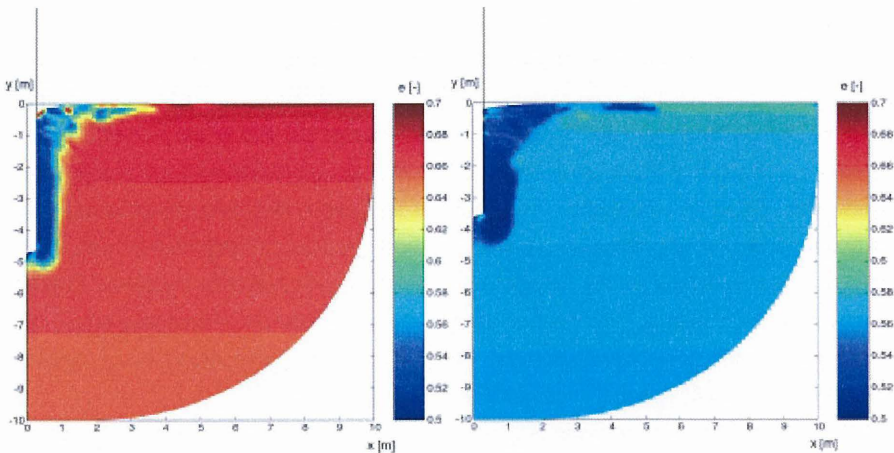


Abbildung 7: Berechnete Porenzahl infolge Vibrationsrammung für mitteldichte Anfangslagerung (links) und dichte Anfangslagerung (rechts)

In der direkten Umgebung des Pfahls wird der Boden durch die Verdrängung beim Einvibrieren des Pfahls verdichtet. Abbildung 7 stellt die berechnete Porenzahl infolge der Vibrationsrammung für homogenen Boden mit mitteldichter bzw. dichter Anfangslagerungsdichte dar.

Der Einfluss einer Verdichtung beschränkt sich auf einen Bereich von ca. 2D bei mitteldichter Lagerung bis 2,5D bei dichter Lagerung. Die Porenzahländerung für verschiedene Abstände zur Symmetrieachse zeigt Abbildung 8. Zum Vergleich ist in Abbildung 8 noch die maximal mögliche Änderung der Porenzahl vom Ausgangszustand zur dichtesten Lagerung nach DIN 18126 (e_{min} bzw. e_{d0} im hypoplastischen Stoffgesetz) und zur lockersten Lagerung nach DIN 18126 bzw. zur Porenzahl im kritischen Zustand nach der Hypoplastizität (e_{max} bzw. e_{c0}) dargestellt. Die Verdichtung direkt am Pfahl und im Abstand von 1D zum Pfahl ist gleich groß und über die Pfahllänge nahezu konstant. Im Abstand von 4D zum Pfahl wird der Boden nur bis ca. 1 m Tiefe verdichtet. Im Nahbereich des Pfahls ist die Ursache der Verdichtung die Verdängung des Bodens zur Seite in Verbindung mit einer zyklischen Scherung. Im größeren Abstand wird der Boden nur noch oberflächennah infolge von Oberflächenwellen verdichtet.

In Abbildung 9 ist die Porenzahländerung in 2 m Entfernung von der Symmetrieachse für die verschiedenen Bodenprofile dargestellt. Die Rüttelfrequenz beträgt wiederum 25 Hz mit einer Fliehkraft von $F_D = 190$ kN. Die Wellenreflektionen an den dichten Schichten verursachen an der Geländeoberkante eine größere Änderung der Porenzahl als bei einem homogenen Bodenprofil. Des Weiteren wird der mitteldicht gelagerte Boden im Fall 1 und im Fall 2 beim Übergang zur dichten Schicht verdichtet. Infolge der an der Schichtgrenze entstehenden Scherwellen, die in der elastischen Wellentheorie als Love-Wellen bezeichnet werden, wird der Boden verdichtet. Am Übergang von der dichten Schicht zur mitteldichten Schicht wird im Fall 1 der dicht gelagerte Boden aufgelockert. An dieser Schichtgrenze entstehen ebenfalls Scherwellen. Die Scherung des dicht gelagerten Bodens durch die Wellenausbreitung führt infolge von Dilatanz zu einer Auflockerung. Der Abbildung ist zu entnehmen, dass infolge der vergrößerten Verdichtung somit auch größere Sackungen auftreten.

Abbildung 10 zeigt für den homogenen mitteldicht gelagerten Boden die Sackungen an der Geländeoberkante in Abhängigkeit von verschiedenen Anregungsarten. Unabhängig von der Größe der Fliehkraft treten bei niedrigen Frequenzen weitreichendere Sackungen auf. Auch bei größerer Kraftamplitude und somit größerer Eindringtiefe (Tabelle 1) ist dieses festzustellen. Dies korreliert mit der Kenntnis, dass Wellen mit niedrigeren Frequenzen aufgrund ihrer größeren Energie weitreichender sind als höherfrequente Wellen.

Die DIN 4150-3 empfiehlt bei der Anwendung der Vibrationsrammung zum Einbringen von Spundbohlen in nicht bindigen Böden ohne Grundwasser einen Abstand zum Fundament von

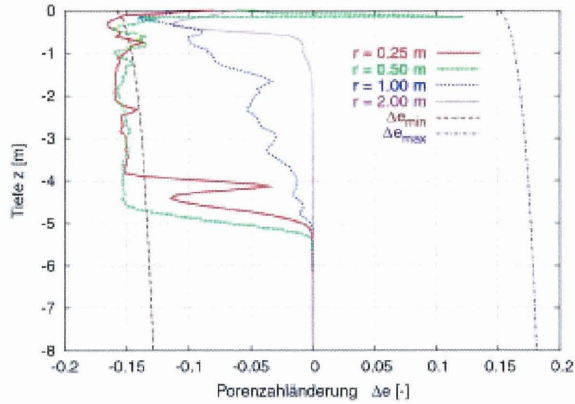


Abbildung 8: Berechnete Porenzahländerung für verschiedene Abstände r zur Symmetrieachse im Vergleich zur Änderung vom Ausgangszustand zur dichtesten Lagerung (Δe_{min}) und zur lockersten Lagerung (Δe_{max}) nach DIN 18126, $f = 25$ Hz, $F_d = 190$ kN

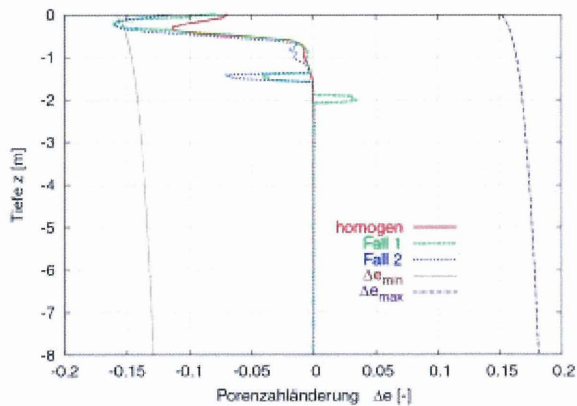


Abbildung 9: Berechnete Porenzahländerung bei unterschiedlicher Schichtung im Abstand von 2 m von der Symmetrieachse, $f = 25$ Hz, $F_d = 190$ kN

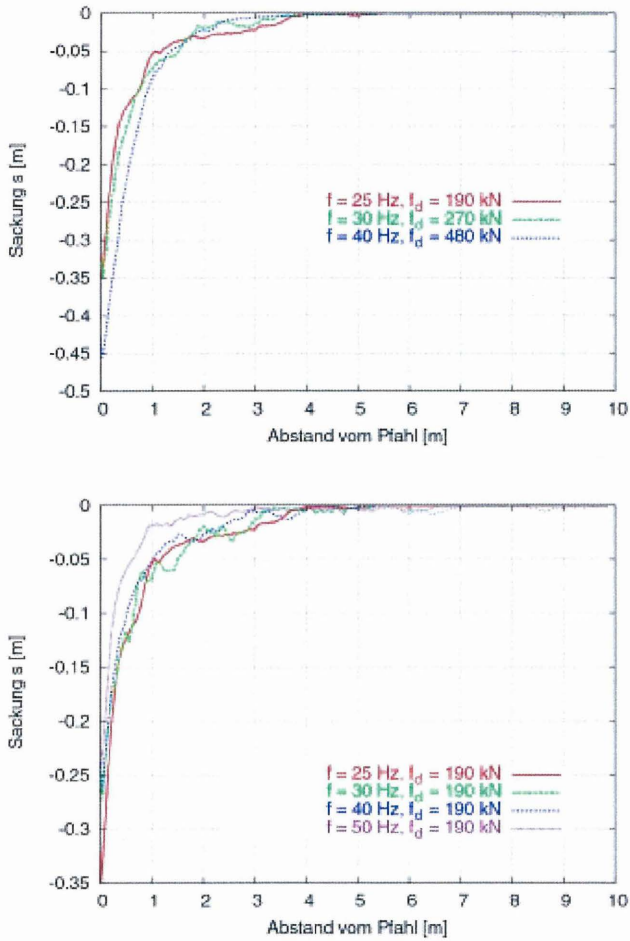


Abbildung 10: Berechnete Sackungen an der Geländeoberkante im Abstand vom Pfahl bei Variation der Erregerfrequenz f und der Fliehkraft F_d (oben) sowie bei konstanter Fliehkraft F_d und Variation der Frequenz f (unten)

Gebäuden von mindestens 30° ausgehend vom Fuß der Spundbohle zur Vertikalen einzuhalten, siehe Abbildung 11. Für einen Vergleich der Empfehlung mit der numerischen Berechnung wird beispielhaft als schadensverursachende Sackung 1 cm angesetzt. Wird der aus der Empfehlung der DIN 4150-3 berechnete Abstand aus Tabelle 1 mit der Reichweite der Sackungen aus Abbildung 10 oben verglichen, kann festgehalten werden, dass die Reichweiten für die Anregung 2 gut übereinstimmen und die Reichweite für Anregung 3 überschätzt wird. Bei der niedrigen Frequenz von $f = 25$ Hz (Anregung 1) wurden mit der numerischen Berechnung weitreichendere Setzungen als der empfohlene Abstand von 2,52 m nach DIN 4150-3 ermittelt.

Anregung	Frequenz [Hz]	Kraft F_d [kN]	Rammtiefe t [m]	Abstand nach DIN [m]	Sackungsreichweite (1 cm) berechnet [m]
1	25	190	4,36	2,52	3,57
2	30	270	5,29	3,05	3,09
3	40	480	7,16	4,13	2,44

Tabelle 1: Vergleich des erforderlichen Abstands nach DIN 4150-3 und der berechneten Reichweite in Abhängigkeit der Rammtiefe und der Anregung

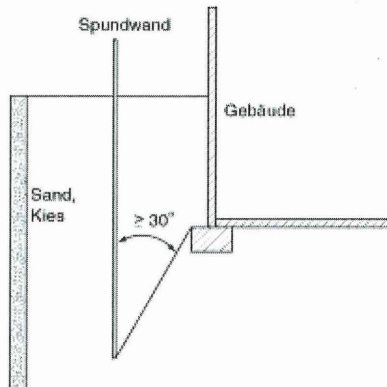


Abbildung 11: Ermittlung des Abstandes zwischen Spundwand und Gebäude bei Anwendung der Vibrationsrammung nach DIN 4150-3

4.2 Erschütterungen

Zur Beurteilung der Einflüsse aus Verfahrensparameter und Bodeneigenschaften auf die Erschütterungen an der Geländeoberkante werden die berechneten Schwinggeschwindigkeiten vom Zeitbereich in den Frequenzbereich transformiert.

Die Ergebnisse der Fouriertransformation bei einer Vibrationsrammung für verschiedene Erregerfrequenzen sind in Abbildung 13 für den homogenen mitteldicht gelagerten Boden im Abstand von 2 m dargestellt. Der Abbildung ist zu entnehmen, dass bei hohen Erregerfrequenzen eine Reduktion der maximalen Amplituden sowohl bei der Erregerfrequenz als auch bei der doppelten Erregerfrequenz eintritt. Diesen Effekt konnte MASSARCH (1992) bei Schwingungsmessungen in Feldversuchen bei der Vibrationsrammung auch feststellen, was sich wieder auf die größere Reichweite von niederfrequenten Wellen zurückführen lässt.

Deutlich größere Erschütterungen treten auf, wenn der Pfahl in einen inhomogenen Boden einvibriert wird. Infolge der starken Reflektion an den dichten Schichten werden größere Schwingamplituden erzeugt, Abbildung 14.

Von Bedeutung sind bekanntlich die sogenannten subharmonischen Schwingungen. Subharmonische Schwingungen treten bei nichtlinearen Systemen auf. Die Nichtlinearität ist bei der Vibrationsrammung durch das nichtlineare Materialverhalten des Bodens, den möglichen Kontaktverlusten an der Pfahls Spitze und den wechselnden Richtungen der Reibungskräften am Pfahl gegeben. Die Frequenz der subharmonischen Schwingungen liegt bei der Hälfte der Erregerfrequenz und ist damit im Bereich der Eigenfrequenz von Geschossdecken (10 – 15 Hz).

5. Schlussfolgerungen

Das vorgestellte numerische Modell liefert plausible Ergebnisse und bestätigt zum Teil die in der DIN 4150-3 angegebenen Abstände zwischen Rammgut und Gebäude in homogenen Boden ohne Grundwasser. Die Berechnungen zeigen zusätzlich, dass die Verdichtung des Bodens und die daraus resultierenden Sackungen an der Geländeoberfläche von der Erregerfrequenz abhängen. Die Größenordnung der Fliehkraft bei der Vibrationsrammung hat hierbei keinen Einfluss. Niedrige Frequenzen verursachen größere und weitreichendere Sackungen als nach DIN 4150-3.

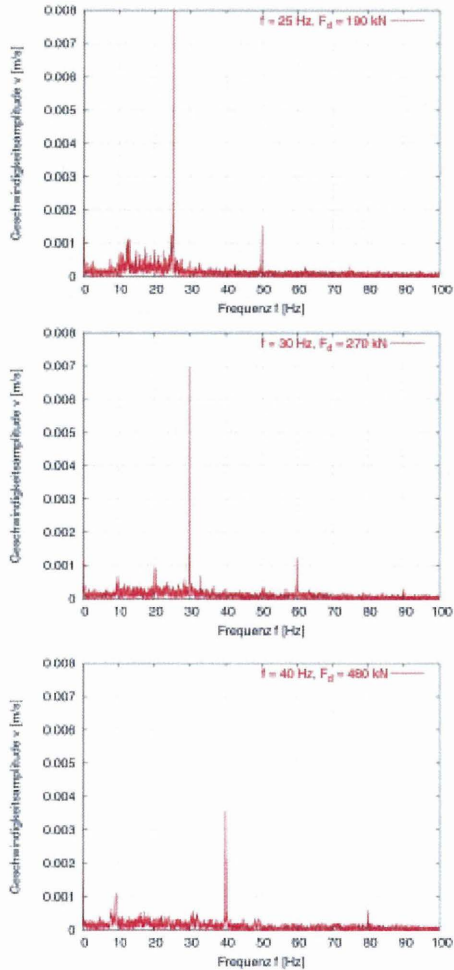


Abbildung 13: Berechnete Schwinggeschwindigkeiten im Frequenzbereich in 2 m Entfernung von der Symmetrieachse für verschiedene Erregerfrequenzen

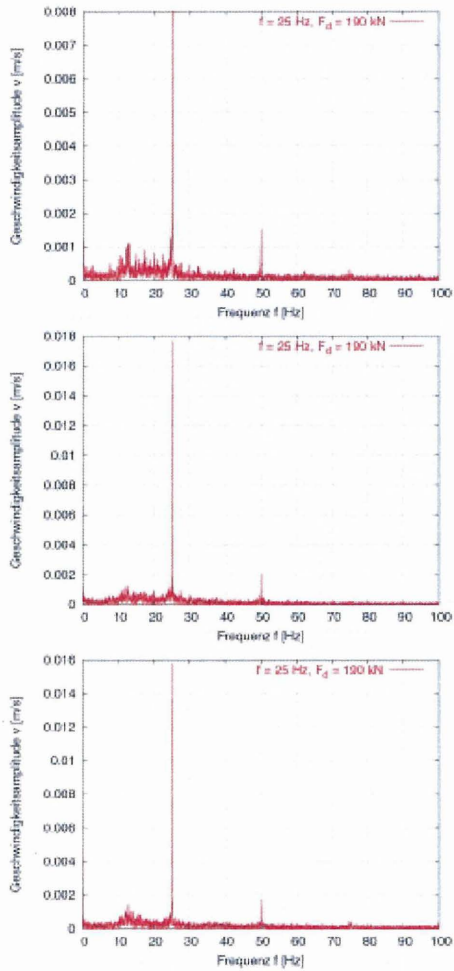


Abbildung 14: Berechnete Schwinggeschwindigkeiten im Frequenzbereich in 2 m Entfernung von der Symmetrieachse für homogenen Boden (oben), Fall 1 (Mitte) und Fall 2 (unten), $f = 25 \text{ Hz}$, $F_d = 190 \text{ kN}$

Schichtungen haben einen erheblichen Einfluß auf die Reichweite von Sackungen und Erschütterungen an der Geländeoberkante. Die Ursache sind Reflektionen an den Schichtgrenzen und ein vergrößerter Eindringwiderstand bei dichter Lagerung.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Das Verfahren der Vibrationsrammung wird mit der Finiten-Elemente-Methode unter Verwendung einer expliziten Zeitintegration modelliert. Es werden die infolge der dynamischen Erregung auftretenden Sackungen und Erschütterungen für unterschiedliche Herstellparameter und Bodenschichtungen untersucht. Die numerischen Berechnungen zeigen, dass die in der DIN 4150-3 genannten Abstände zu Gebäuden nur näherungsweise gelten, da eine deutliche Abhängigkeit zur Erregerfrequenz besteht. Zur Verifikation der numerischen Ergebnisse sind noch Feldversuche durchzuführen.

Literatur

- [1] Cudmani, R., Hubert, G., Gudehus, G. (2000): Zyklische und dynamische Penetration nichtbindiger Böden. Beiträge zum Workshop „Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse“, Veröffentlichung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Bochum/Heft 32.
- [2] Cudmani, R. (2001): Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. Dissertation, IBF, Universität Karlsruhe, Heft 152.
- [3] Dierssen, G. (1994): Ein bodenmechanisches Modell zur Beschreibung des Vibrationsrammens in körnigen Böden. Dissertation, IBF, Universität Karlsruhe, Heft 133.
- [4] DIN 4150-3 (1999): Erschütterungen im Bauwesen, Einwirkungen auf bauliche Anlagen.
- [5] Drabkin, S., Lacy, H., Kim, D. S. (1996): Estimating settlement of sand caused by construction vibration. Journal of Geotechnical Engineering, Bd. 122 (11), pp.920-928.
- [6] Gudehus, G. (1996): A comprehensive constitutive equation for granular materials. Soils and Foundations, 36. pp. 1-12.
- [7] Grabe, J., Kelm, M., Mahutka, K.-P. (2003): Zur Modellierung der Verdichtung rolliger Böden. Workshop „Bodenverdichtung: Experimente - Modellierung - Geräteentwicklung - Baustellenberichte - F+E-Bedarf“, Veröffentlichungen des Arbeitsbereiches Geotechnik

und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 5, 83-107.

- [8] Hackman, W., Hagerty, D. J. (1978): Vibrations associated with pile driving. ASCE Journal of the construction division, Vol. 104, pp. 385-394.
- [9] Herle, I. (1997): Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Dissertation, IBF, Universität Karlsruhe, Heft 142.
- [10] Kelm, M., Grabe, J. (2004): Numerical simulation of the compaction of granular soils with vibratory rollers. Proceedings of the international conference on cyclic behaviour of soils and liquefaction phenomena, Bochum, pp. 661-664.
- [11] Kelm, M. (2004): Numerische Simulation der Verdichtung rolliger Böden mittels Vibrationswalzen. Dissertation, Veröffentlichungen des Arbeitsbereiches Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 6.
- [12] Massarsch, K. R. (1992): Static and dynamic soil displacements caused by pile driving. Application of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 15-24, Balkema, Rotterdam.
- [13] Massarsch, K. R. (1997): Vibrorahmen von Pfählen und Spundwänden - Neue Erkenntnisse und Erfahrungen. Workshop Vibrationsrahmen, Universität Karlsruhe, S. 82-101.
- [14] Meijers, P., van Tol, A. F. (2004): Densification of sand caused by vibratory sheetpiling. Proceedings of the international conference on cyclic behaviour of soils and liquefaction phenomena, Bochum, pp. 523-532.
- [15] Niemunis, A., Herle, I. (1997): Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 2: pp. 279-299.
- [16] Rodger, A. A., Littlejohn, G. S. (1980): A study of vibratory driving in granular soils. Géotechnique, 30, pp. 269-293.
- [17] von Wolffersdorff, P.-A. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 1: 251-271.

Autoren:

Dipl.-Ing. Klaus-Peter Mahutka,

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

Technische Universität Hamburg-Harburg

Arbeitsbereich Geotechnik und Baubetrieb

Harburger Schloßstr. 20

21079 Hamburg

Geotechnische Erkundung im nearshore- und offshore-Bereich zur Ermittlung von Bodenkennwerten für die Bemessung von Pfahlgründungen

Rolf Balthes, Ralf Thiele, Gerrit L.v.d. Zwaag

1 Einleitung

Die technische Planung und Installation von offshore-Strukturen stellen in vielerlei Hinsicht eine besondere Herausforderung dar. Ein wesentlicher Aspekt ist bei allen offshore-Strukturen die Anlagengründung. Gesicherte Kenntnisse über die Baugrundverhältnisse am Standort sind aus technischer und wirtschaftlicher Sicht unabdingbar. Art und Umfang der hierzu erforderlichen geotechnischen Untersuchungen können teilweise aus den existierenden nationalen und internationalen Normen des Bauwesens abgeleitet werden. Für Teilbereiche, insbesondere dem Öl- und Gasgeschäft oder dem Windkraft-Markt existieren eigene Standards.

Die Gründungen werden im offshore Bereich in der Regel mittels Pfählen oder pfahlartiger Gründungselemente realisiert. Verwendet werden überwiegend offene, gerammte Stahlpfähle mit Durchmessern zwischen 0,5 – 4,5 m und Wandstärken zwischen 20 und 80 mm. Pfahllängen im offshore-Bereich liegen je nach Gründungart, Wassertiefe und Design der offshore-Struktur typischerweise zwischen ca. 40 und 125 m. Der Ermittlung von belastbaren Kennwerten für die Bemessung dieser Pfähle kommt eine entscheidende Bedeutung zu.

Neben den einschlägigen direkten Aufschlussverfahren mit Probennahme und bodenmechanischen Laborversuchen wird die Standorterkundung mittels Drucksondier-technologie (Cone Penetration Test – CPT) im offshore-Bereich routinemäßig zur meßtechnischen Bestimmung von relevanten Kennwerten eingesetzt.

Drucksondierungen zur Baugrunderkundung werden in Westeuropa auf Land seit den 1930er Jahren eingesetzt. Die ersten Drucksondiererkundungen im nearshore-/offshore Bereich, die in den 1950er und 60er Jahren im Golf von Mexiko oder vor Venezuela im Rahmen der Installation von offshore-Plattformen der Öl und Gasindustrie eingesetzt wurden, waren Modifikationen der aus dem onshore-Geschäft bekannten Technologien.

Mit der zunehmenden Prospektion und Ausbeutung von Öl- und Gas-Lagerstätten in immer größeren Wassertiefen auf der ganzen Welt wuchsen auch die Anforderungen an

die Gründungsstrukturen der offshore-Anlagen und die eingesetzten Erkundungstechniken.

Wassertiefen jenseits der operativ beherrschbaren Wassertiefen für Drucksondier-Erkundungen von Arbeitsplattformen (>25-30 m) und Pfahllängen jenseits der erreichbaren Eindringtiefen von konventionellen Drucksondiervorfahren (> 20-60 m) führten zur Entwicklung von speziell im offshore-Bereiche einsetzbaren Drucksondiertechnologien.

Mit der verstärkten Förderung regenerativer Energien durch die deutsche Bundesregierung, hier insbesondere der Entwicklung und Installation von offshore-Windkraftanlagen im Bereich der deutschen Nord und Ostsee gewinnt dieses Thema für breitere Ingenieurkreise eine neue Aktualität.

Im Rahmen dieses Vortrages werden am Beispiel der geotechnischen Erkundungen für offshore-Windkraftanlagen im Bereich Nord- und Ostsee die unterschiedlichen Drucksondiertechnologien vorgestellt und die jeweiligen Verfahrensgrenzen und Einflussfaktoren aufgezeigt.

2 Offshore Windkraftanlagen

2.1 Planungs / Genehmigungstand

Der Deutsche Bundestag hat am 18. Juni 2004 den Kompromissvorschlag des Vermittlungsausschusses vom 2. April 2004 zur Novelle des Gesetzes für den Vorrang Erneuerbarer Energien (Erneuerbare-Energien-Gesetz - EEG, ursprüngliche Fassung vom 29. März 2000) mehrheitlich angenommen. Zweck des novellierten EEG ist es u.a. dazu beizutragen, den Anteil Erneuerbarer Energien an der Stromversorgung bis zum Jahr 2010 auf mindestens 12,5 % und bis zum Jahr 2020 auf mindestens 20 % zu erhöhen.

Vor diesem Hintergrund sind in der deutschen Nord- und Ostsee z.Z. mehr als 30 Windpark-Projekte, größtenteils in der sog. AWZ (Ausschließliche Wirtschaftszone der Bundesrepublik Deutschland), d.h. außerhalb der 12-Seemeilen-Zone, geplant. Beim Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), das für die Genehmigung von Windparks in der AWZ zuständig ist, laufen derzeit 30 Verfahren (24 Nordsee, 6 Ostsee). Bisher wurden vom BSH insgesamt 7 Windpark-Projekte in der Nordsee genehmigt (s. Bild 1):

Nordsee:Offshore Windparks (Pilotgebiete)

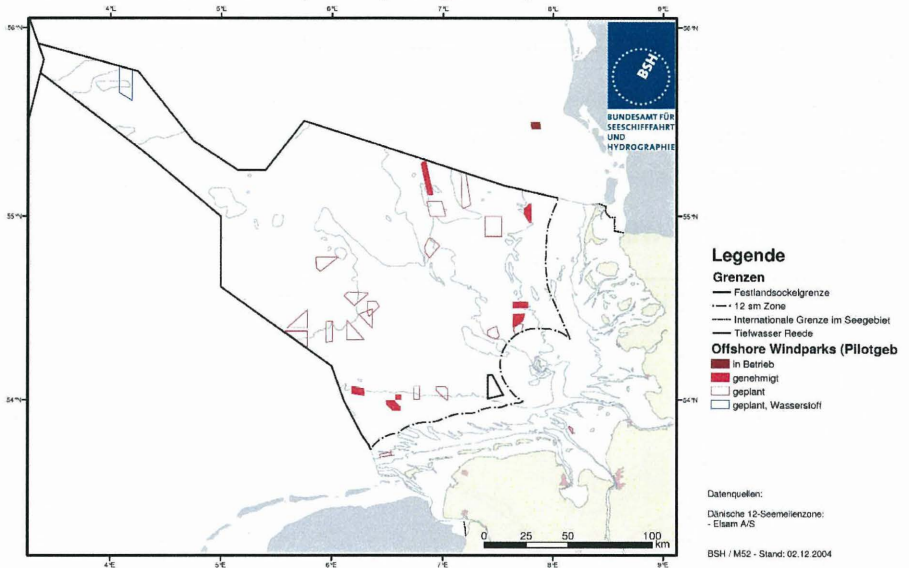


Bild 1: Nordsee-Offshore Windparks (aktuelle Planungen; Stand: 02.12.2004;
 Quelle: www.bsh.de

- Prokon Nord (2001), 45 km nordwestlich von Borkum, Wassertiefe ca. 30 m, Pilotphase mit 12 WEA
- Butendiek (2002), 34 km westlich von Sylt, Wassertiefe ca. 20 m, 80 WEA (Leistung je 3 MW)
- Energiekontor (2004), 50 km nördlich von Borkum, Wassertiefe ca. 30 m, Pilotphase mit 80 WEA (Leistung je 3,5 MW), Ausbauphase mit weiteren 378 WEA
- PNE2 (2004), 34 km nördlich von Juist, Wassertiefe ca. 23-29 m, Pilotphase mit 77 WEA (Leistung je 3 MW), Ausbauphase mit weiteren 103 WEA
- WINKRA (2004), 30 km westlich von Amrum, Wassertiefe ca. 22 m, Pilotphase mit 80 WEA (Leistung je 4-5 MW), Ausbauphase mit weiteren 170 WEA
- Amrumbank West GmbH (2004), 36 km südwestlich von Amrum, Wassertiefe ca. 20-25 m, 80 WEA (Leistung je 5 MW)

- Sandbank 24 GmbH & Co. KG (2004): 90 km westlich von Sylt, Wassertiefe ca. 25-30m, 80 WEA

Der Bau des ersten deutschen Offshore-Windparks ist im Jahr 2005 geplant (Butendiek).

Im Bereich der deutschen Ostsee sind derzeit 6 Genehmigungsverfahren anhängig, von denen die ersten beiden Anträge am 22.12.2004 i.w. aus Gründen der mangelnden Umweltverträglichkeit negativ beschieden wurden (Pommersche Bucht, Adlergrund).

Ostsee: Offshore Windparks (Pilotgebiete)

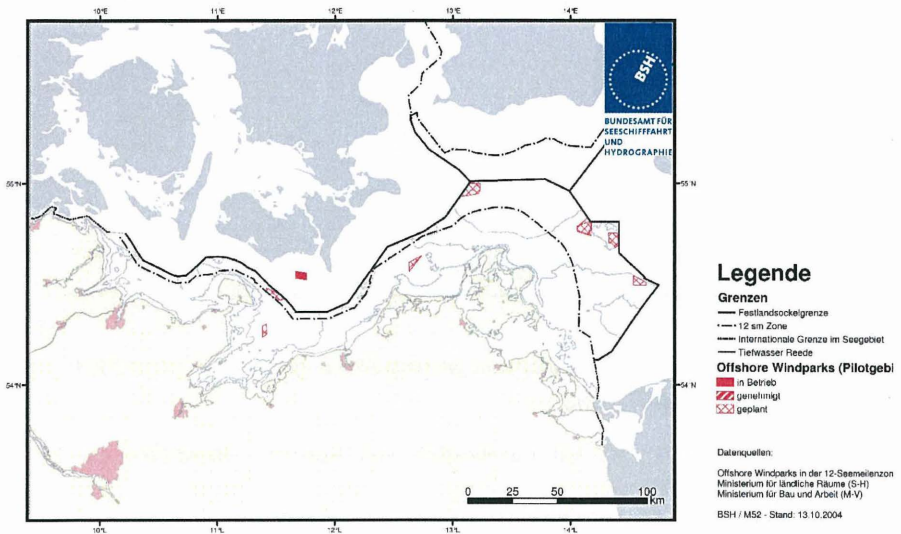


Bild 2: Ostsee-Offshore Windparks (aktuelle Planungen; Stand: 13.10.2004; Quelle: www.bsh.de)

2.2 Standard Baugrunduntersuchungen

Im Zusammenhang mit den laufenden Genehmigungsverfahren hat das BSH im Jahr 2003 die Mindestanforderungen an die Baugrunderkundung im sog. Standard Baugrunderkundung – Mindestanforderungen für Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen (Stand: 1. August 2003) formuliert [2]. Darin werden Art und Mindestumfang der erforderlichen geotechnischen Untersuchungen unter Einbeziehung der einschlägigen Normen

und Regelwerke in einem mehrstufigen, an den Planungsprozess angepassten Untersuchungskonzept beschrieben.

Nach DIN 1054 (2003), Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, bzw. DIN 4020 (2003), Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke, sind Offshore-WEA aufgrund des hohen Schwierigkeitsgrades ihrer Konstruktion in die geotechnische Kategorie 3 einzustufen. Für die Planung, Überwachung und Auswertung der geotechnischen Felduntersuchungen ist daher ein **Sachverständiger für Geotechnik** einzuschalten und vom Bauherrn zu beauftragen.

Bei der Planung der geotechnischen Felduntersuchungen sind neben den allgemeinen Anforderungen insbesondere die Ergebnisse der geophysikalischen Voruntersuchungen, die am Standort herrschenden Wassertiefen und das Gründungskonzept zu beachten. Die Wassertiefe an den in der deutschen Nord- und Ostsee geplanten Windpark-Standorten liegt überwiegend zwischen ca. 20 und 30 m. Für die Gründung der Offshore-WEA kommen daher aus heutiger Sicht vorrangig die bereits für konventionelle Offshore-Bauwerke (z.B. Öl- und Gas-Förderplattformen) erprobten Gründungsstrukturen

- Monopile
- Tripod-Struktur
- Jacket-Struktur
- Schwerkraftgründungen
- (suction piles)

in Betracht (s. Bild 3).

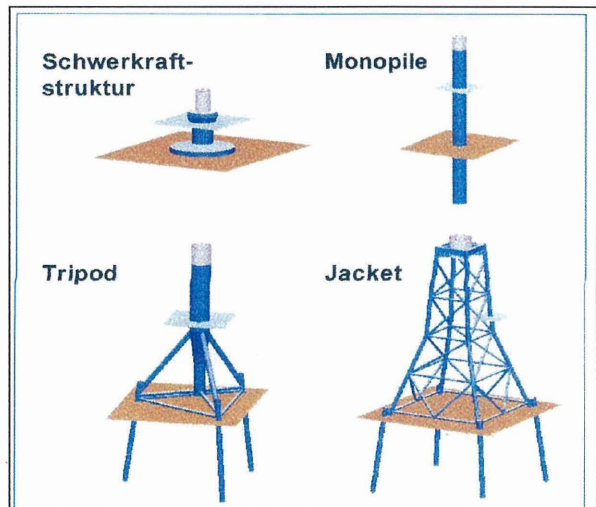


Bild 3 : *Mögliche Gründungsstrukturen für Offshore - Windkraftanlagen*

Die zur Bemessung der o.g. Gründungsstrukturen erforderlichen charakteristischen Bodenkennwerte und Bemessungsparameter sowie die zu deren Ermittlung notwendigen bodenmechanischen Laborversuche sind abhängig vom anzuwendenden Bemessungsverfahren sowie unter Berücksichtigung des Lastbildes und des Tragverhaltens der jeweiligen Gründungsstruktur zu ermitteln bzw. durchzuführen.

Während die Einzelpfähle bei Tripod- und Jacket-Strukturen vorrangig auf Druck und Zug belastet werden, wird das Tragverhalten eines Monopiles maßgeblich durch die horizontale Bettung, d.h. durch die Bettungssteifigkeit des anstehenden Baugrundes in Wechselwirkung mit der Steifigkeit des Monopiles unter den komplexen dynamischen bzw. zyklisch-dynamischen Beanspruchungen aus Wellen, Wind und Anlagenbetrieb bestimmt.

Neben einer generellen Bodenklassifikation müssen bei rolligen Böden vor allem Wichte, Spitzendruck, Mantelreibung Lagerungsdichte und Reibungswinkel ermittelt werden. Während bei bindigen Tönen und Schluffen vorrangig die undrainierte Scherfestigkeit, Wichte, Spitzendruck und Mantelreibung bekannt sein müssen. Eine besondere Stellung nehmen im Hinblick auf die dynamischen und zyklischen Belastungen der Gründungsstruktur dynamische Laborversuche und Kennwerte ein.

Gemäß BSH-Standard wird zwischen der Vorerkundung des Gebietes und der Standorterkundung für die einzelnen WEA unterschieden.

Die Vorerkundung dient der Entscheidung darüber, ob die geplanten Bauwerke eines Windparks im Hinblick auf die Baugrundverhältnisse errichtet werden können und ggf. welche generellen Anforderungen für die Gründungskonzepte, die Konstruktion und die Bauausführung wesentlich und welche Maßnahmen der Standorterkundung notwendig sind. Hierfür ist neben der geophysikalischen Erkundung im gesamten Bereich des Windparks eine stichprobenartige Erkundung durch indirekte (Sondierungen) und direkte (Bohrungen) Aufschlüsse in einem groben Raster über das Windparkareal durchzuführen.

Gemäß BSH-Standard soll generell je eine Bohrung in den Ecken sowie eine Bohrung in der Mitte des Windparkareals angeordnet werden, sofern nicht anhand der Ergebnisse der geophysikalischen Erkundung andere Lokationen zweckmäßiger erscheinen. Bei großen Abmessungen des Windparks sind Zwischenbohrungen so anzuordnen, dass ca. 10 % der Standorte erfasst werden (Richtwert). Zur Kalibrierung der Drucksondierungen

ist es erforderlich, dass jeweils eine Drucksondierung in der Nähe jeder Bohrung durchgeführt wird.

Aus Kostengründen liegt es nahe, die Ansatzpunkte der Bohrungen und Drucksondierungen bereits in der Vorerkundungsphase auf die geplanten Anlagenstandorte zu legen.

Die (weitere) Standorterkundung dient der Ermittlung des Baugrundaufbaues und der charakteristischen Bodenkennwerte individuell für jeden Einzelstandort. Die Ergebnisse bilden zunächst die Grundlage für den Bauwerksentwurf und müssen geeignet sein, um alle Abmessungen der Gründung festzulegen sowie alle Nachweise der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit zu führen. Des Weiteren ist die Standorterkundung wesentliche Grundlage für die Ausschreibung der Gründungsarbeiten und für die Bauausführung.

Gemäß BSH-Standard ist zur (weiteren) Standorterkundung zunächst eine Drucksondierung je Fundamentstandort vorgesehen. Bei Tripod- oder Jacket-Gründungen ist eine Drucksondierung pro Fundamentfuß durchzuführen, wenn ungünstige oder stark inhomogene Baugrundverhältnisse dies erfordern.

Sind bindige Bodenschichten aufgrund ihrer Lage und Mächtigkeit für die Bemessung der Gründung von Bedeutung, oder bestehen stark inhomogene oder anderweitig ungünstige Baugrundverhältnisse, ist das Mindestprogramm je nach Erfordernis durch zusätzliche Bohrungen an einigen oder an allen Fundamentstandorten zu ergänzen, um die für die Bemessung der Gründung erforderlichen bodenmechanischen Parameter mit ausreichender Zuverlässigkeit festlegen zu können.

Die Aufschlusstiefe der Bohrungen und Drucksondierungen soll mindestens bis zu einem Pfahldurchmesser unter Pfahlfuß (Monopiles) bzw. bis zum zwei- bis dreifachen des Pfahldurchmessers unter Pfahlfuß (Tripod- oder Jacket-Gründungen) reichen. Für weitere Einzelheiten und zu den Mindestanforderungen an die Probenentnahme wird auf den BSH-Standard verwiesen, der zwischenzeitlich durch das BSH auch in englischer Sprache publiziert wurde/2/.

Bohrungen und Sondierungen müssen sachverständig überwacht werden. Der vor Ort verantwortliche Sachverständige für Geotechnik muss entscheiden, ob ggf. zusätzliche Untersuchungen erforderlich sind.

Abweichungen von den Mindestanforderungen gemäß BSH-Standard sind im Einzelfall vom Sachverständigen für Geotechnik zu begründen und im Vorwege mit dem BSH abzustimmen.

3 Drucksondiertechnologien

3.1 Modifizierte onshore-Verfahren

Beim Einsatz der Drucksonde von schwimmenden Geräten (Schiffen, Schuten, Pontons, etc.) aus ergeben sich sowohl Messfehler bei der Registrierung der Tiefe als auch bei der Zuordnung des Sondierwiderstandes (Auftrieb des schwimmenden Gerätes). Fehlerfreie Sondierungen im Wasser können damit nur von einer unbeweglichen, fest fixierten Ebene aus durchgeführt werden.

Voraussetzung für die Durchführung von elektrischen Drucksondierungen im Flachwasser ist demnach der Einsatz einer unbeweglichen Hubinsel oder des sogenannten Ballastblocks.

Bei Arbeiten von einer Hubinsel aus werden konventionelle Sondierdrahten oder –LKW's auf der Plattform eingesetzt. Zur Vermeidung des Ausknickens von Sondiergestänge ist die Verwendung einer Stützverrohrung zwischen Hubinsel und Gewässersohle erforderlich. Die Sondierung selbst wird wie eine konventionelle Landsondierung ausgeführt.

Die Arbeiten mit Ballastblock können demgegenüber bei geringeren Tiedenhüben auch von schwimmenden Arbeitsebenen aus durchgeführt werden. Bei Einsatz des Ballastblockes wird die für das Eindringen der Sondierspitze erforderliche Reaktionskraft durch ein Ballastgewicht mit einem Gewicht zwischen 150 kN und 200 kN erzeugt. Der Ballastblock wird mit einer Hebevorrichtung auf die Gewässersohle abgesetzt. Die Verbindung zur mobilen oder stationären Sondereinheit wird durch Stützrohre hergestellt. Die Länge der Stützverrohrung ist variabel und von der Wassertiefe abhängig. Die Sondierarbeiten können damit unabhängig von der Schiffs- oder Wellenbewegung sowohl durch einen Moonpool, seitlich außenbords oder auch von einer Kaje aus durchgeführt werden (s. Bild 4).

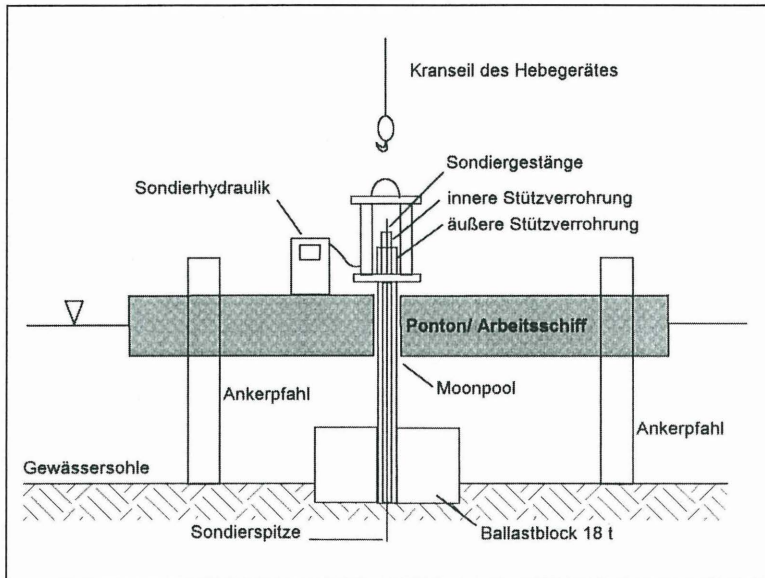


Bild 4: Prinzip: Einsatzmöglichkeit eines Ballast-Blockes zur Drucksondierung von Plattform / Arbeitsschiff

Der Einsatz des neu entwickelten Ballastblockes ermöglicht das Arbeiten in stehendem, fließendem oder tidebeeinflusstem Wasser unabhängig von der Bewegung des schwimmenden Geräts oder der Wellenbewegung und vom Wasserstand.

Die beschriebenen Technologien stehen heute für Einsätze in Wassertiefen zwischen bis 0m – 30 m zur Verfügung. Limitierender Faktor ist hier i.d.R. die max. mögliche Einsattiefe der verwendeten Hubinseln. Unter den Bedingungen der südlichen Nordsee liegt die erreichbare Eindringtiefe der Drucksondierertechnik typischerweise zwischen 15m – 25m für dicht gelagerte Sande und 30m – 60m für normal konsolidierte Tonböden.

Im Rahmen der Standorterkundung für Windparks in der deutschen Nordsee wurde diese Technologie durch FUGRO beispielsweise bei Erkundung des Standortes der Forschungsplattform FINO I nördlich Borkum und der Forschungsplattform FINO II westlich von Sylt eingesetzt.

Bei der Erkundung FINO I wurden Bohrungen und Drucksondierungen bei einer Wassertiefe von 28 m diskontinuierlich nacheinander in einem Bohrloch ausgeführt. Die Drucksondierung eilte voraus. Bei Antreffen bindiger Schichten wurde die

Drucksondierung für ungestörte Probennahme unterbrochen. Drucksondierungen und Bohrungen wurden mittels konventioneller onshore-Technologie ausgeführt. Die Drucksondierung wurde in einer Tiefe von 28,5 m unter Seeboden bei einem Sondierspitzenwiderstand $q_c > 50 \text{ MN/m}^2$ beendet.

Bei der Erkundung FINO II wurden Bohrungen und Drucksondierungen bei einer Wassertiefe von 25 m parallel ausgeführt. Die Drucksondierung wurde mittels Ballastblock, die Bohrung konventionell im Trockenbohrverfahren ausgeführt. Es erfolgte eine durchgehende Probennahme bis zur Endteufe und durchgehende Drucksondierung. Die Drucksondierung wurde bei einem Sondierspitzenwiderstand $q_c > 50 \text{ MN/m}^2$ in einer Tiefe von 29 m unter Seeboden im Bereich sehr dicht gelagerter Sande beendet. Bis zur Endteufe wurden stellenweise sehr dicht gelagerte Sande mit Sondierspitzenwiderstand $q_c > 70 \text{ MN/m}^2$ durchfahren.

3.2 Seabed-Verfahren

Für die ausschließliche Durchführung elektrischer Drucksondierungen im offshore - Bereich steht mit dem WHEELDRIVE-SEACALF® - System seit den 70er Jahren ein eingeführtes Verfahren zur kontinuierlichen Drucksondierung für Wassertiefen von 10 m bis 300 m (200 kN) bzw. 650 m (100 kN) zur Verfügung /5/. Die erreichbaren Eindringtiefen für diese Drucksondiertechnik, bei der die Antriebseinheit auf dem Gewässerboden abgesetzt wird, sind der konventionellen CPT vergleichbar und liegen typischerweise zwischen 15m - 25m für dicht gelagerte Sande und 30m – 60m für normal konsolidierte Tonböden. Es liegen Erfahrungen von > 15.000 Einzelversuchen aus den letzten 30 Jahren vor.

Die Kraftübertragung wird im Gegensatz zum konventionellen Drucksondiervorgang über einen Radantrieb gewährleistet: Die 4 Antriebsräder sind in einem auf dem Gewässerboden abgesetzten Stahlrahmen installiert (s. Bild 7). Der Rahmen kann mittels zweier Stahlseile durch den Moonpool eines entsprechend ausgestatteten Bohrschiffes oder z.B. über einen entsprechend großen A-Frame über Bord auf den Gewässerboden abgesetzt werden

Der auf dem Gewässerboden abgesetzte WHEELDRIVE-SEACALF®, weist bei einem Gewicht von 100 kN über einem Grundrahmen der Abmessung 3 x 3 eine Bauhöhe von

3,4 m auf. Nach Erfordernis kann das Gewicht des Rahmens auf 260 kN erhöht und die Gesamtkraft von 100 kN auf 200 kN erhöht werden. Standardmäßig ist der Rahmen mit zwei Inklinometern zur Messung der Neigung in x- und y-Richtung und mit einem Wasserdrukmesser zur Bestimmung der Wassertiefe ausgerüstet.

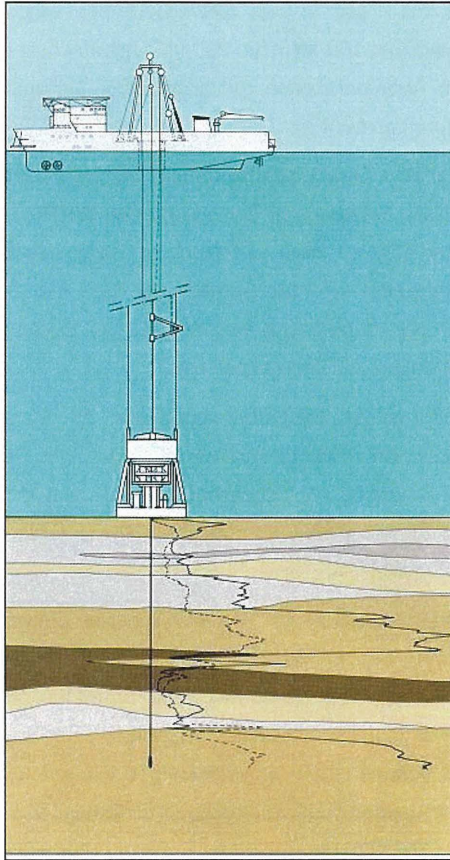


Bild 5: Prinzip: Seabed-Einheit WHEELDRIVE-SEACALF® zur Durchführung kontinuierlicher Drucksondierungen ab Gewässersohle

. Vor Versuchsausführung wird das Sondiergestänge an Bord vollständig in das WHEELDRIVE - SEACALF® eingebaut. Es ist mit den auf Spannung gehaltenen

Halteseilen des WHEELDRIVE-SEACALF® verbunden und wird somit während des Versuches vertikal gehalten. Der Versuch selbst wird dann wie eine konventionelle Drucksondierung ausgeführt und liefert wie bei Versuchsdurchführung an Land und mit dem Ballastblock ein kontinuierliches Drucksondierprofil : Die Drucksondenspitze zur Ermittlung von Spitzendruck, Mantelreibung und Porenwasserdruck wird mit gleich bleibender Geschwindigkeit von 2 cm / sec in den Gewässerboden eingedrückt, bis entweder Zieltiefe, Geräteauslastung (bei 100 kN bzw. 200 kN Gesamtkraft) oder eines der verfahrenstechnisch bedingten Abbruchkriterien (plötzliche oder bis zu einem kritischen Maß wachsende Sondenneigung) erreicht ist.

Die Datenübertragung aller Daten (Spitzendruck, Mantelreibung, Porenwasserdruck, Gesamtkraft, erreichte Tiefe, Neigung der Sonde und des WHEELDRIVE-SEACALF® am Gewässerboden, Wassertiefe) an den Leitstand an Bord geschieht digital über ein kombiniertes Stromversorgungs- und Steuerkabel, so dass der Operator jederzeit vollständige Kontrolle über alle Versuchsparameter hat. Die Daten werden im Leitstand graphisch auf Bildschirm dargestellt und gespeichert.

Für flachere Erkundungen in Teufenbereichen bis 10 m z.B. im Bereich der Kabeltrassen für die geplanten offshore-Windparks stehen mit den Verfahren Seabed WISON, Seascout und Seasprite für Drucksondierungen und dem Vibrocorer / High-Performance Vibrocorer für die Probennahme alternative, mobile Verfahren geringerer Erkundungstiefe zur Verfügung

Im Rahmen der Standorterkundung für Windparks in der deutschen Nordsee wurden Seabed- Verfahren mit dem System WHEELDRIVE-SEACALF® durch FUGRO beispielsweise bei Erkundung des Offshore-Windparks OSB Butendiek W Sylt eingesetzt. Die insgesamt 30 ausgeführten Drucksondierungen wurden in einer ersten Erkundungsphase mit Erreichen der Abbruchkriterien in Tiefen zwischen 10,0 m und 35,5 m beendet. Gemäß einer Forderung des betreuenden Sachverständigen für Geotechnik wurden im Anschluss 6 Sondierungen, die vor Erreichen der geplanten Endteufe beendet wurden, im Down-hole – Verfahren auf 35 m – 37 m vertieft.

3.3 Down-hole-Verfahren

Down-hole Verfahren zur geotechnische Erkundung von offshore - Standorten werden in der Regel als Kombination aus Probennahme und in-situ - Versuchen ab der Bohrlochsohle durchgeführt. Die Bohrung selbst wird dabei als bentonitgestützte Spülbohrung mit offenem Bohrloch ausgeführt. Die verwendete Bohrspülung tritt am Gewässerboden frei aus. Es werden 5" Bohrgestänge mit offener Krone verwendet. Das Bohrgestänge dient gleichzeitig als Casing und Führungsrohr für die einzusetzenden Probennahmewerkzeuge und Gerätschaften für die in-situ-Versuche.

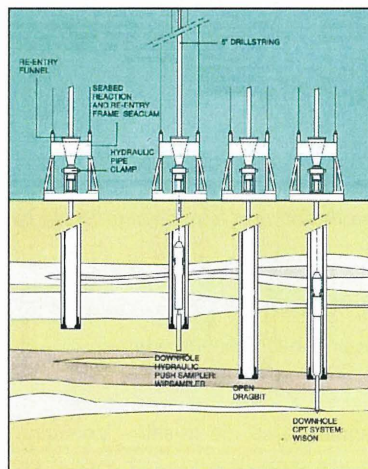


Bild 6: Prinzip: kombinierte Bohrung / Drucksondierung im Down-hole – Verfahren

Die Erkundung wird in der Regel gem. Bild 6 alternierend als direkter / indirekter Aufschluss durchgeführt: Ab der Bohrlochsohle wird ein Entnahmestutzen hydraulisch in den Boden eingedrückt. Zur Verfügung stehen Verfahren mit Kernfänger oder Kugelventil in Durchmessern von 50 – 72 mm und einer Baulänge von 900mm. Die Mindestanforderungen des BSH an Probendurchmesser von 70 mm werden damit erfüllt. Nach Bergung der Probe durch das Bohrgestänge wird das Bohrloch mittels Spülbohrung ohne Probengewinn bis zur Probennahmetiefe des Entnahmestutzens aufgebohrt. Ab der vertieften Bohrlochsohle wird mittels speziell für den Einsatz im Bohrloch entwickelter Drucksondiereinheit (System WISON Mk III) mit Maximalkraft von 90 kN eine kontinuierliche Drucksondierung bis zu einer Tiefe von max. 3 m unter Bohrlochsohle

ausgeführt. Die einzelnen 3m - Segmente können zu einem quasi-kontinuierlichen Drucksondierprofil zusammengefügt werden (s. Bild 10).

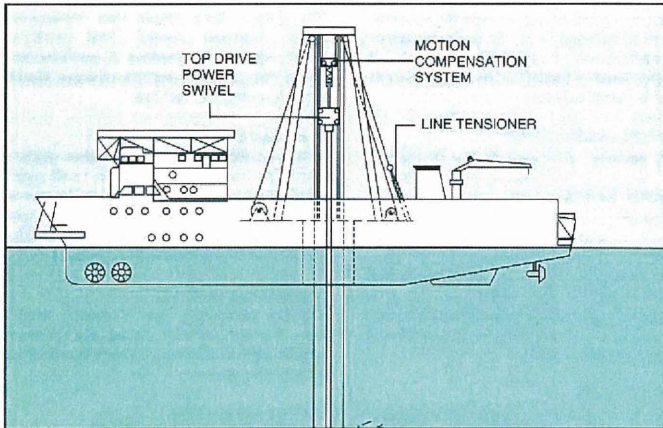


Bild 7: Kompensation der vertikalen und horizontalen Bewegungen am Bohrturm eines Bohrschiffes.

Diese Technologie wird von FUGRO seit 1973 eingesetzt. Weltweit wurden damit seit Markteinführung ca. 40.000 Bohrloch-Drucksondierungen in Aufschlusstiefen bis 650 m ausgeführt.

FUGRO führt die Probennahme sowie die in-situ - Versuche von der Basis eines in vertikaler Richtung stabilisierten Bohrgestänges aus. Diese Methode bietet maximalen Schutz gegen das Verkanten von Probennahmewerkzeugen und Messsensoren und erlaubt die exakte Kontrolle der Eindringtiefe von Probennahmewerkzeugen. Die Technologie sowohl der Probennahme- als auch der Versuchswerkzeuge basiert auf Arretierung der Werkzeuge im Bohrgestänge mittels einer hydraulischen Spannvorrichtung (s. Bild 8). Die eingesetzten Werkzeuge werden aus einem zentralen Leitstand an Bord aus via Steuerkabel bedient. Alle Versuchsdaten bezüglich korrekter Verankerung, Eindringtiefe der Sensoren oder Probennahmewerkzeuge, Drucksondierparameter (aufgebrachte Gesamtkraft, Spitzendruck, Mantelreibung, Porenwasserdruck) werden digital und in Echtzeit in den Leitstand an Bord übertragen, so dass eine vollständige Kontrolle und Einflussnahme auf die Versuchsdurchführung jederzeit möglich ist.

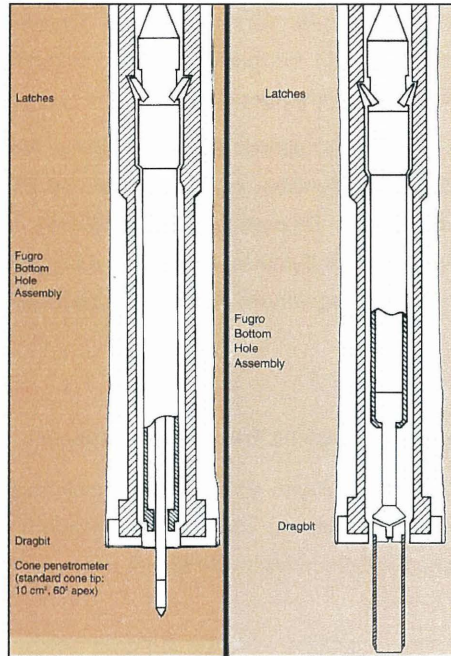


Bild 8: Down-hole-Drucksondiereinheit WISON (links) und Probennehmer WIPSAMPLER (rechts)

Die Reaktionskraft, die erforderlich ist, um die Sensoren oder Probennahmewerkzeuge in den Boden einzudrücken wird über das Gewicht des Bohrgestänges und zusätzlich über die durch FUGRO entwickelte, auf dem Gewässerboden abgesetzte Einheit SEACLAM bereitgestellt. Alternativ stehen Packer-Anker zur Verfügung, die zwischen Casing und Bohrlochwand installiert werden können. Durch den an der Basis 3 x 3 m großen SEACLAM, der mit einer hydraulisch betriebenen Verklammerung ausgestattet ist, werden neben dem Eigengewicht des Bohrgestänges 60 kN Eigengewicht als zusätzliche Reaktionskraft bereitgestellt. Darüberhinaus können bis 200 kN Ballast ergänzt werden. Vertikale Bewegungen des Bohrgestänges werden damit sicher ausgeschlossen.

Die beschriebene Technologie steht heute für Einsätze in Wassertiefen zwischen bis 15m - 400 m und Erkundungstiefen bis 1500 m zur Verfügung.

Im Rahmen der Standorterkundung für Windparks in der deutschen Nordsee wurden Down-hole-Verfahren durch FUGRO beispielsweise bei Erkundung des Offshore-Windparks Windland nördlich Helgoland eingesetzt.

Bei der Erkundung des Offshore-Windparks Windland nördlich Helgoland im Frühjahr 2003 wurde durch FUGRO bei Wassertiefen zwischen 22 m und 29 m eine kombinierte Down-hole - Erkundung mittels Drucksondierung (WISON) und Probennahme (WIPSAMPLR) unter Verwendung des Systems SEACLAM durchgeführt. Die plangemäß erreichten Tiefen lagen für die 10 ausgeführten Aufschlüsse zwischen 29,8 m und 40,5 m unter Seeboden.

3.4 Technische Entwicklung: Spezielle Erkundungswerkzeuge

Die Down-hole – Erkundungstechnologie wurde seit Markteinführung in den 70er Jahren kontinuierlich weiterentwickelt, um mit den wachsenden Anforderungen an die ständig komplexer werdenden offshore - Gründungsstrukturen vor allem der Öl- und Gasindustrie Schritt zu halten.

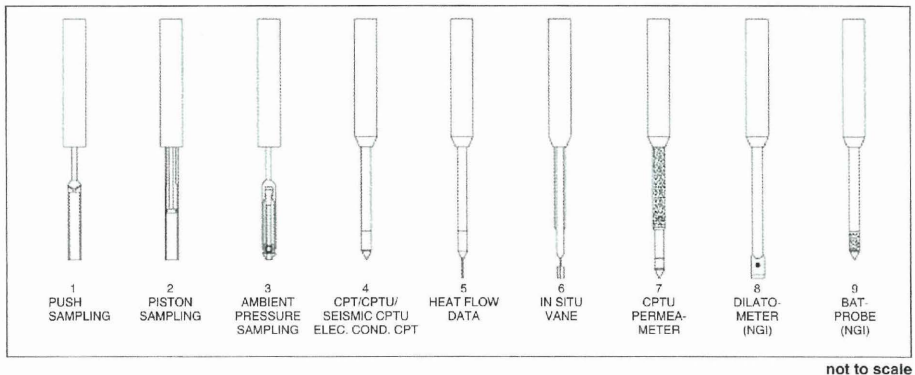


Bild 9: Probennahmewerkzeuge und in-situ-Test Equipment für die geotechnische Standort-Erkundung im offshore-Bereich

Routinemäßig wird bei der geotechnischen Standorterkundung die Standard Sondierspitze mit getrennter Erfassung von Spitzendruck und Mantelreibung eingesetzt.

Für spezielle Fragenstellungen wurden in den vergangenen Jahren Zusätzliche Module entwickelt und stehen heute sowohl für den Onshore- als auch für den Offshore-Bereich zur Verfügung.

WIPSAMPLER (1): Kolbenprobenehmer als push-sampler für die Entnahme von Proben im Durchmesser von 50, 61 oder 72 mm, Länge 900 mm. Für unterschiedliche Böden stehen verschiedene Kolbentypen zur Verfügung.

PISTON SAMPLER (2): Weiterentwicklung des Kolbenprobenehmers WIPSAMPLER für die Entnahme von ungestörten Proben speziell in weichen Böden.

WISON (4+5): System zum Einpressen der Standarddrucksondierspitze und der Zusatzmodule im Downhole Verfahren. Die Version Mark III hat eine Eindringtiefe von 3 m und eine maximale Gesamtkraft von 90 kN.

IN-SITU VANE (6): Flügelsonde zur Bestimmung der Scherfestigkeit IN-SITU im Downhole-Verfahren. Eindringtiefe bis 1,5 m Tiefe unter Bohrlochsohle. Es stehen verschiedene Flügelgrößen für den Einsatz in unterschiedlichen Böden zur Verfügung.

Permeameter (7): Modul zur Bestimmung der Durchlässigkeit IN-SITU. Einsetzbar in bindigen Böden mit Durchlässigkeiten 10^{-9} bis 10^{-12} m/s. Kombinerter Einsatz mit der Porenwasserdruckspitze.

Piezoprobe: Modul zur Messung des IN-SITU Porendruckes in bindigen Böden. Das Modul kann mit dem Downhole WISON System kombiniert werden.

T-bar: Modul zur Messung der Festigkeit in sehr weichen bindigen Böden – dient der Interpretation der undrainierten Scherfestigkeit. Dieses Modul wird mit dem Seabad CPT System verwendet.

Einige der aufgezählten Verfahren können auch im Seabad-Verfahren eingesetzt werden und werden dann direkt in den Gewässerboden gedrückt. Für unterschiedliche Anwendungsbereiche stehen zudem spezielle Trägergeräte, wie z.B. SEACALF, WHEELDRIVE SEACALF, MINI SEACALF, SEASPRITE, SEABED WISON oder MINI WISON zur Verfügung.

4 Verfahrensgrenzen

Hinsichtlich der erreichbaren Eindringtiefen der unterschiedlichen Verfahren muss zwischen den down-hole-Verfahren einerseits und den Seabed- und -modifizierten onshore Verfahren unterschieden werden: Während für down-hole Verfahren keine praktisch relevanten Einsatzgrenzen im Rahmen der geotechnischen Standorterkundung existieren und Tiefen bis 650 m nachweislich erreicht werden, ist die erreichbare Erkundungstiefe bei den kontinuierlich arbeitenden Verfahren abhängig von der vorhandenen Gesamtkraft. In beiden Fällen sind 100 kN und 200 kN-Anlagen technischer Standard. Auf die damit erreichbaren Tiefen in rolligen und bindigen Böden wurde bereits hingewiesen. Höhere Gesamtkräfte sind nicht zielführend, da bei höheren Kräften die Materialgrenzen der eingesetzten Sondiergestänge überschritten werden. Alternativ wäre eine Verstärkung der Sondiergestänge notwendig, die aber eine Vergrößerung der Sondierspitze und damit der erforderlichen Kräfte nach sich ziehen würde.

Bei den beiden kontinuierlich arbeitenden Verfahren machen sich weiche Lagen im Oberboden, die für das Drucksondiergestänge im Seeboden keine ausreichende seitliche Stützung bieten, negativ bemerkbar und führen stellenweise zum Gestängebruch, wenn die Lagen entsprechend mächtig sind und die Drucksondierungen mit voller Last im 200 kN-Modus gefahren werden.

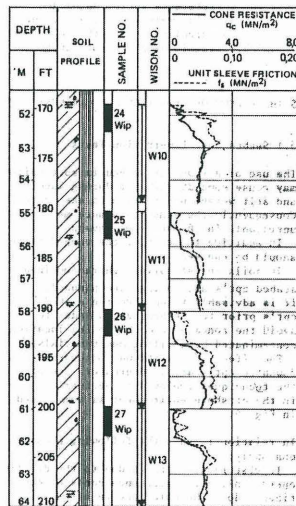
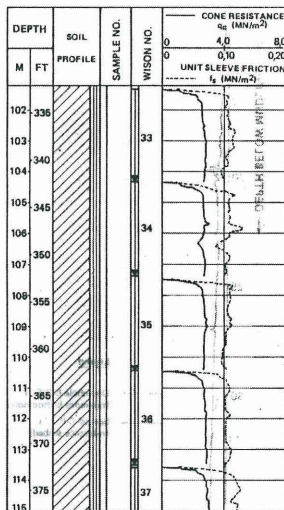


Bild 10: Diskontinuierliches Profil einer Down-hole-Drucksondierung mittels WISON bei vorlaufender CPT (links) und Effekte einer vorlaufende Probennahme bei Down-hole-Drucksondierung mittels WISON (rechts)

Bei diskontinuierlichen Drucksondierungen im down-hole-Verfahren muss verfahrensbedingt mit Datenlücken im cm-Bereich zwischen den einzelnen Sondierabschnitten gerechnet werden: Einerseits ist die vertiefte Bohrlochsohle durch die vorlaufenden Spülbohrarbeiten im cm-Bereich in Ihrer Struktur verändert, so dass hier Werte aufgezeichnet werden, die u.U. durch den vorlaufenden Bohrvorgang nicht repräsentativ sind. Andererseits treten verfahrensbedingt Abweichungen im cm-Bereich zwischen Endtiefe des vorhergehenden Sondierabschnittes und der nachlaufenden Spülbohrung zur Vertiefung des Bohrloches auf (Bild 10 / links).

Bei vorlaufender Probennahme ist der beprobte Bereich für die nachlaufende Drucksondierung nicht auswertbar (Bild 10 rechts). Im Rahmen der geotechnischen Standorterkundung hat sich deshalb die alternierende Ausführung von direkten und indirekten Erkundungsabschnitten durchgesetzt.

Hinsichtlich der Qualität der ermittelten Daten (Spitzendruck, Mantelreibung, Porenwasserdruck) bestehen zwischen allen erwähnten Verfahren aufgrund der gleichen verwendeten Drucksondierspitzen keine Unterschiede.

Im Hinblick auf die Wassertiefen, ab oder bis zu denen die einzelnen Verfahren einsetzbar sind, gibt es keine allgemeingültigen Vorgaben. Die ausschließlich schwimmend eingesetzten Seabed- und down-hole-Verfahren bedingen gerätetechnisch eine Mindestwassertiefe von 15 m. Sie sind für den Einsatz in Wassertiefen bis 300 m, in der Regel >500 m konzipiert. Die maximal zulässige Wassertiefe, bis zu der mit stationären Arbeitsplattformen agiert werden kann, ist neben der kritischen freien (Gestänge-)Länge zwischen Plattform und Seeboden von der gerätetechnischen Ausstattung der verwendeten Hubinsel (i.w. Länge der Beine), den Bodenverhältnissen am Standort (weiche Oberböden) und der Höhe des Tiedenhubes abhängig. In der deutschen Nord- und Ost wurden Standorte > 30m Wassertiefe mittels Plattform erkundet. Mindestwassertiefen liegen je nach Bauart der Plattform im Bereich $\leq 5\text{m}$.

In allen ab dem Seeboden arbeitenden Verfahren (Seabed- und down-hole) muss werden, dass durch das Aufsetzen der Geräte auf dem Seeboden eine zusätzliche

FUGRO CONSULT GmbH, Hauptstrasse 103, 04416 Markkleeberg

Gerrit L.v.d. Zwaag, M.Sc. Civil Engineering; Senior Engineer

Fugro Engineers B.V., 10, Veurse Achterweg, P.-O. Box 250, NL –
2260 AG Leidschendam, The Netherlands

Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopiles für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen

Martin Achmus, Khalid Abdel-Rahman, Proserpine Peralta

1 Einleitung

Die vor Deutschlands Küste geplanten Offshore-Windparks in Nord- und Ostsee sollen in Wassertiefen von etwa 15 bis 40 m errichtet werden. Mittels geeigneter Gründungskonstruktionen gilt es, die insbesondere aus Wind- und Wellenbelastungen resultierenden großen Horizontalkräfte und Biegemomente sicher und wirtschaftlich in den Baugrund abzuleiten. Hierfür kommen unter anderem Monopilegründungen in Frage.

Beim Monopile handelt es sich im Prinzip um eine Verlängerung des Turmschafts in den Baugrund unter dem Meeresboden (Bild 1). Diese Gründungsvariante ist bei den bisher in Nord- und Ostsee in Wassertiefen von weniger als rd. 10 m errichteten Windenergieanlagen überwiegend ausgeführt worden und lässt Anwendungsmöglichkeiten für Wassertiefen von bis zu rd. 25 bis 30 m erwarten. Die Durchmesser von solchen Monopiles werden zwischen rd. 6 und 8 m liegen.

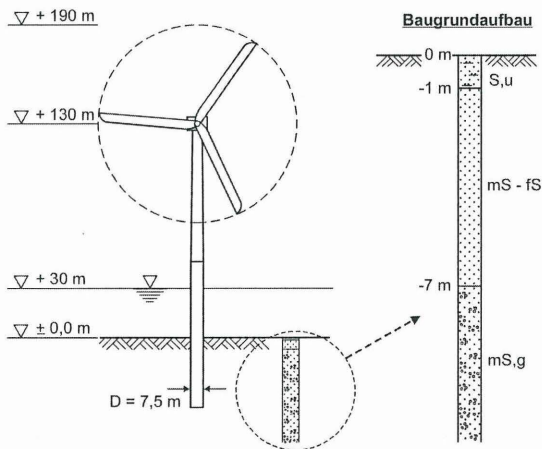


Bild 1 Monopilegründung (exemplarisch)

Da Windenergieanlagen relativ empfindlich auf Verformungen – insbesondere Schiefstellungen – der Gründungskonstruktion reagieren, gilt es, diese möglichst genau abzuschätzen. Dabei ist vor allem auch der zyklische Charakter der angreifenden Lasten zu berücksichtigen. Hier stellt sich das Problem, dass für Pfähle der genannten großen Durchmesser kein abgesichertes Berechnungsverfahren existiert.

In diesem Beitrag werden die Ergebnisse numerischer Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopiles unter statischer Belastung dargestellt. Außerdem werden Ansätze zur Abschätzung des Einflusses zyklischer Lasten dargestellt und diskutiert.

2 Stand des Wissens zur Berechnung von Monopilegründungen

Den Stand des Wissens bezüglich der Bemessung horizontal beanspruchter Pfähle von Offshore-Gründungen spiegelt die Richtlinie RP2A-WSD des American Petroleum Institute (API 2000) wider. Die Berechnung erfolgt hiernach mit einem Bettungsmodulverfahren unter Ansatz tiefen-, bodenart- und durchmesserabhängiger Federkennlinien („p-y-Kurven“). In der in Deutschland für die Bemessung von Offshore-Windenergieanlagen maßgebenden Richtlinie des Germanischen Lloyd (GL 1999) wird auf das API-Verfahren Bezug genommen, indem festgestellt wird, dass das Verfahren mit p-y-Kurven eine allgemein akzeptierte Berechnungsmethode ist.

API (2000) enthält Angaben zur Konstruktion von p-y-Kurven für weiche und steife Tone sowie für Sandböden. Für Sandböden können die p-y-Kurven demnach wie folgt konstruiert werden:

- Die maximal mobilisierbare Bodenreaktionskraft pro laufenden Pfahlmeter p_u ist von der betrachteten Tiefe unter Seeboden z und der Wichte des Bodens γ' , vom Pfahldurchmesser D und vom inneren Reibungswinkel φ' (mithin von der Lagerungsdichte) des Sandes abhängig:

$$p_{us} = (c_1 z + c_2 D) \gamma' z \quad (1.1)$$

$$p_{ud} = c_3 D \gamma' z \quad (1.2)$$

Die erstgenannte Gleichung gilt für geringe Tiefen (p_{us}) und die zweite Gleichung für größere Tiefen (p_{ud}), der jeweils kleinere der beiden Werte ist maßgebend. Der Einfluss des inneren Reibungswinkels wird durch die Faktoren c_1 , c_2 und c_3 erfasst (s. Bild 2 links).

- Die p-y-Kurve wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$p = A p_u \tanh\left(\frac{k z}{A p_u} y\right) \quad (2)$$

mit $A = 3,0 - 0,8 z / D \geq 0,9$ für statische Belastung

bzw. $A = 0,9$ für zyklische Belastung.

Hierin ist p die Bodenreaktionskraft pro laufenden Meter Pfahl und y die zugehörige Horizontalverschiebung. Der Parameter k bezeichnet den Anfangsbettungsmodul und wird abhängig von der bezogenen Lagerungsdichte I_D bzw. vom inneren Reibungswinkel angesetzt (Bild 2 rechts).

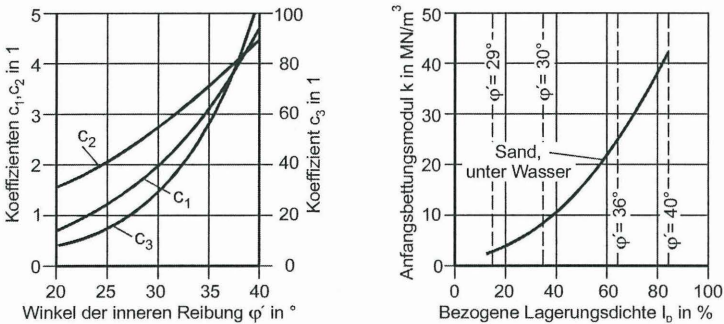


Bild 2 Koeffizienten c_1 , c_2 , c_3 und Anfangsbettungsmodul k gemäß API (2000)

Die Gleichungen (1) und (2) basieren auf Untersuchungen von Reese und Cox (Reese et al. 1974, Cox et al. 1974), die Versuche an 21 m langen Stahlrohrpfählen mit 61 cm Durchmesser ausgewertet haben. Das Lastniveau wurde dabei variiert, wobei für zyklische Tests jeweils maximal 100 Lastzyklen realisiert wurden. Die Vorfaktoren A gemäß Gleichung (2) wurden empirisch zwecks Anpassung des theoretischen Ansatzes an die Messergebnisse festgelegt.

Die Anwendung dieses Ansatzes hat sich in der Offshore-Praxis über viele Jahre bewährt, wobei die gesammelten Erfahrungen sich allerdings nicht auf Pfähle mit Durchmessern von mehr als 3 m beziehen. Das API-Verfahren kann daher keinesfalls ohne Weiteres auf Monopiles großer Durchmesser übertragen werden (Achmus & Abdel-Rahman 2004, Lesny et al. 2002). Nach Lesny & Wiemann (2004) wird die Bettungssteifigkeit für Pfähle

großen Durchmessers beim API-Ansatz überschätzt. Sie schlagen daher unter anderem eine durchmesserabhängige Korrektur des Anfangsbettungsmoduls k vor.

Solange keine abgesicherten vereinfachten Verfahren für die Berechnung von Monopiles vorliegen, ist die Untersuchung des Tragverhaltens unter Anwendung numerischer Methoden unverzichtbar. Nachfolgend werden die Ergebnisse numerischer Untersuchungen dargestellt.

3 Numerische Modellierung des Tragverhaltens unter statischer Belastung

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Monopiles großer Durchmesser wurden dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen mit dem Programmsystem Abaqus (2003) durchgeführt. Sowohl der Pfahl als auch der Boden wurden mit Volumenelementen diskretisiert. Es wurden Pfähle mit einem Durchmesser von $D = 7,5$ m sowie Einbettungslängen in den Seeboden von $L = 20$ m und $L = 30$ m untersucht.

Nach Generierung des Ruhedruckzustands als Initialspannungszustand sowie Aufbringung einer Vertikallast zur Berücksichtigung des Eigengewichts der Windenergieanlage wurde im Modell eine Horizontalbelastung stufenweise aufgebracht. Dabei wurden verschiedene Angriffshöhen h der Belastung über Seeboden und damit Kombinationen von Horizontalkraft H und Biegemoment $M = H \cdot h$ realisiert.

Eine Ansicht des Finite-Elemente-Netzes und ein Ergebnisbeispiel sind in Bild 3 dargestellt. Der Boden wurde bis zu einem Abstand von der Pfahlachse von mindestens dem 6-fachen Pfahldurchmesser sowie bis zu einer Tiefe unter Pfahlfuß von mindestens dem 2-fachen Pfahldurchmesser diskretisiert, um Randeinflüsse aus den Modellrändern zu minimieren.

Das Reibungsverhalten in der Grenzfläche Pfahl/Boden wurde durch Kontaktelemente modelliert, wobei der Wandreibungswinkel mit $\delta = 0,67 \varphi$ angesetzt wurde.

Von entscheidender Bedeutung für die Qualität der Ergebnisse numerischer Berechnungen von Boden-Bauwerks-Interaktionen ist die Modellierung des Stoffverhaltens des Bodens. Es gilt dabei insbesondere für Parameterstudien, ein der Aufgabenstellung angepasstes möglichst einfaches, aber die wesentlichen Effekte des Materialverhaltens erfassendes Stoffgesetz zu wählen.

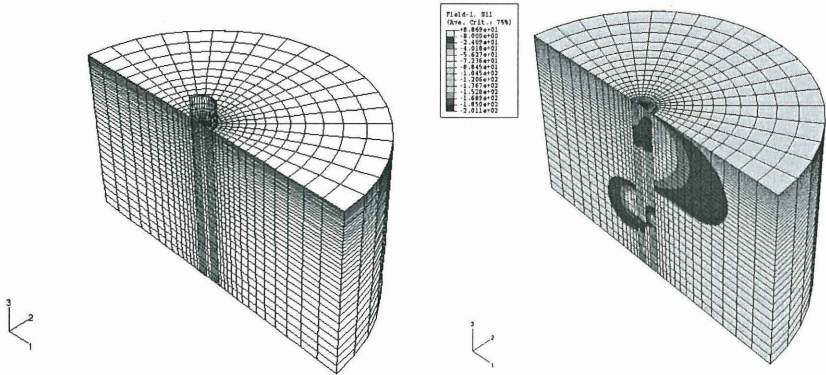


Bild 3 Ansicht des Finite-Elemente-Netzes und Ergebnisbeispiel (Bettungspressungen in der Symmetrieachse für Monopile $D = 7,5$ m, $L = 30$ m in dichtem Sand, $H = 8$ MN, $h/L = 1$)

Für die behandelte Aufgabenstellung ist zum Einen die Erfassung von Bruchzuständen im Boden und zum Anderen die Berücksichtigung des im Allgemeinen nichtlinearen Spannungs-Verformungsverhaltens von Boden wesentlich. Es wurde das vom Abaqus-Programm bereitgestellte elastoplastische Materialgesetz mit Mohr-Coulomb'schem Bruchkriterium verwendet. Dieses originär im elastischen Bereich mit linearer Elastizität arbeitende Stoffgesetz wurde erweitert durch einen spannungsabhängigen Ansatz des Steifemoduls gemäß folgender Gleichung:

$$E_S = \kappa \sigma_{at} \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{at}} \right)^\lambda \quad (3)$$

Hierin ist $\sigma_{at} = 100 \text{ kN/m}^2$ eine Referenzspannung und σ_m ist die aktuelle mittlere Hauptspannung im betrachteten Bodenelement. Die Parameter κ und λ sind Bodenkennwerte, Anhaltswerte für diese Parameter sind z. B. in EAU (2004) angegeben. Dieses Stoffgesetz hat den Vorteil, dass es allgemein sowohl für nichtbindige als auch für bindige Böden verwendet werden kann. Die im Rahmen der hier dargestellten Berechnungen angesetzten Stoffparameter sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Die Elemente des Monopiles wurden als linear elastisch mit einem Elastizitätsmodul von $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$ und einer Querdehnzahl von $\nu = 0,2$ modelliert.

Material	Wichte γ in kN/m^3	Steifigkeit		Querdehn- zahl ν in 1	Scherfestigkeit		
		κ in 1	λ in 1		φ in $^\circ$	c' in kN/m^2	ψ in $^\circ$
Sand, mitteldicht	11	400	0,60	0,25	35	0,1	5
Sand, dicht	11	600	0,55	0,25	37,5	0,1	7,5
Geschiebemergel, halbfest	11	40	0,90	0,25	32,5	15	2,5
Schlicksand	10	$E_s = 24 \text{ MN/m}^2$		0,25	27,5	1	0

Tabelle 1 In den numerischen Berechnungen angesetzte Stoffparameter

In Bild 4 sind die numerisch ermittelten Biegelinien für Pfähle zweier Durchmesser ($D = 2 \text{ m}$, $D = 7,5 \text{ m}$) in homogenem dichten Sand den nach dem API-Verfahren unter Verwendung des Programms Lpile (2000) berechneten Ergebnissen gegenübergestellt. Für den Pfahl mit 2 m Durchmesser ergibt sich für eine Horizontalkraft von 3 MN eine recht gute Übereinstimmung bei hoher Momentenbelastung ($h/L = 1$), wohingegen die Verformungen nach API-Verfahren bei $h/L = 0$ deutlich kleiner sind. Für den Pfahl mit 7,5 m Durchmesser ergeben sich in beiden Fällen relativ große Abweichungen. Darüber hinaus ist das Maß der Übereinstimmung bzw. Abweichung auch vom Lastniveau abhängig (s. Achmus & Abdel-Rahman 2004).

Es bestätigt sich damit, dass das API-Verfahren im Allgemeinen nicht ohne Weiteres auf Monopiles großer Durchmesser mit kombinierter Horizontalkraft- und Momentenbelastung übertragen werden kann.

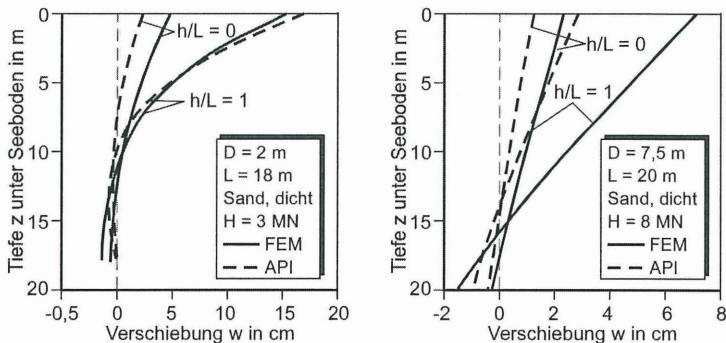


Bild 4 Exemplarischer Vergleich der Pfahlverschiebungen nach API und nach numerischer Berechnung für Pfähle in dichtem Sand

In Parameterstudien wurden in den numerischen Berechnungen unterschiedliche Pfahldurchmesser D , Pfahllängen L und Lastangriffspunkthöhen h simuliert und die Last-Verformungslinien für die Pfahlverschiebung w und die Pfahlverdrehung ϕ in Höhe des Seebodens ermittelt. Betrachtet wurden dabei drei unterschiedliche, in Bild 5 angegebene Baugrundprofile, durch welche mögliche Baugrundverhältnisse in der Nordsee idealisiert werden.

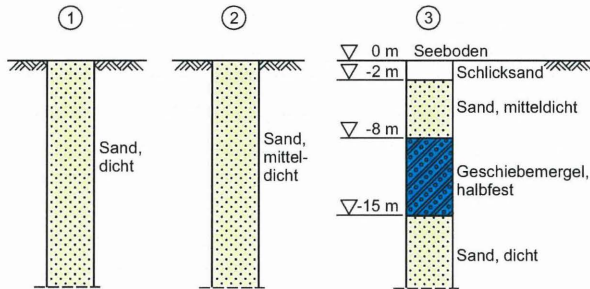


Bild 5 Idealisierte Baugrundprofile

Für jede Kombination von Pfahlgeometrie und Baugrundaufbau ergeben sich damit zwei Ergebnisdigramme (H - w - sowie H - ϕ -Kurven). Diese Diagramme sind in den Bildern 6, 7 und 8 dargestellt. Sofern ein vergleichbarer Baugrundaufbau vorliegt, kann anhand solcher Diagramme eine Vordimensionierung einer Monopilegründung für statische Bemessungslast vorgenommen werden.

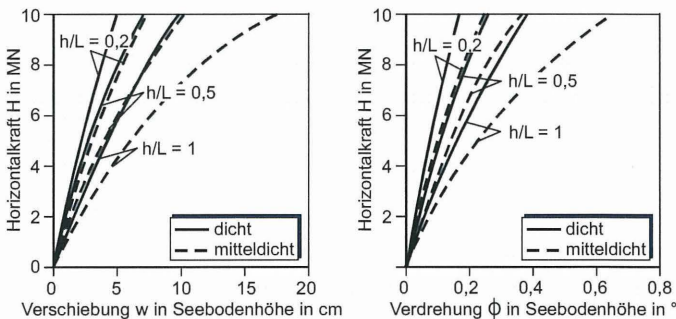


Bild 6 Last-Verformungskurven für Monopiles $D = 7,5$ m, $L = 20$ m in mitteldichtem und dichtem Sand (Baugrundprofile 1 und 2 gemäß Bild 5)

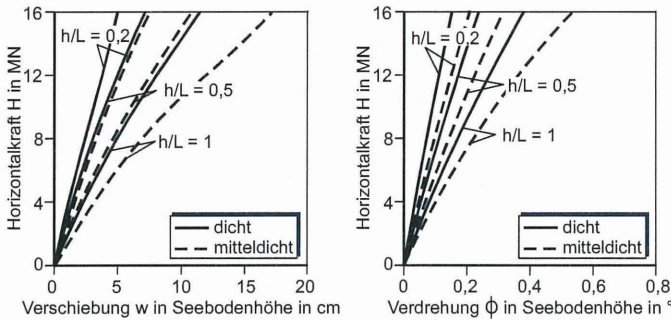


Bild 7 Last-Verformungskurven für Monopiles $D = 7,5 \text{ m}$, $L = 30 \text{ m}$ in mitteldichtem und dichtem Sand (Baugrundprofile 1 und 2 gemäß Bild 5)

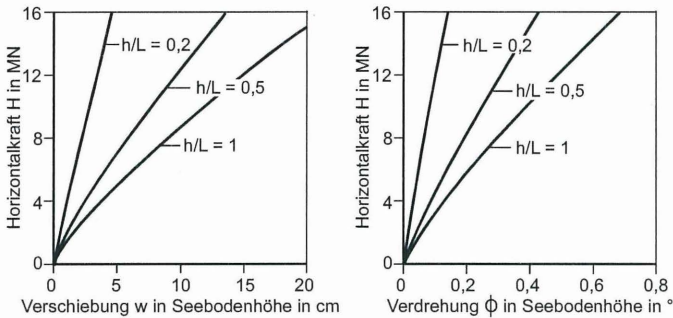


Bild 8 Last-Verformungskurven für Monopiles $D = 7,5 \text{ m}$, $L = 30 \text{ m}$ in geschichtetem Baugrund (Baugrundprofil 3 gemäß Bild 5)

Außerdem stellen die Last-Verformungskurven für statische Last die Grundlage einer Abschätzung des Einflusses zyklischer Lasteinwirkungen dar, wie nachfolgend dargestellt wird.

4 Einfluss zyklischer Lasteinwirkungen

4.1 Charakteristik der Belastung von Monopilegründungen

Monopilegründungen von Offshore-Windenergieanlagen werden hauptsächlich durch Wellen- und Windlasten beansprucht, wobei beide Anteile generell von etwa gleich großer

Bedeutung sind (Mittendorf & Zielke 2004). Hierbei handelt es sich um hochgradig zyklische Belastungen mit mehreren Millionen Lastzyklen wechselnder Größe und Richtung pro Jahr. Bei der Bemessung einer solchen Anlage ist daher der Nachweis gegen Materialermüdung unter zyklischer Belastung von besonderer Bedeutung. In gleicher Weise muss die Gründungsstruktur nicht nur für die Maximalbelastung bemessen werden, sondern der Einfluss aus zyklischer Lasteinwirkung muss berücksichtigt werden (GL 1999).

Die Kombination von Wellen- und Windbelastung ist hochkomplex und derzeit Gegenstand der Forschung. Da es hier zunächst nur um die grundsätzliche Charakterisierung der Beanspruchung von Offshore-Monopilegründungen gehen soll, wird nachfolgend stellvertretend eine ausschließliche Wellenbeanspruchung betrachtet.

Die resultierende Horizontalbelastung eines Pfahls H infolge Wellenbeanspruchung wird üblicherweise über die „Morison-Formel“ ermittelt:

$$H = C_D \frac{1}{2} \rho D u |u| + C_M \rho \pi \frac{D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4)$$

Hierin sind C_D und C_M Beiwerte (beim senkrechten Monopile $C_D = 0,7$ und $C_M = 2,0$), ρ ist die Dichte des Wassers, D der Pfahldurchmesser und u die tiefen- und zeitabhängige Orbitalgeschwindigkeit des Wassers.

Das Ergebnis dieser Lastermittlung hängt somit von der Wellenhöhe und der Wellenperiode ab. Letztere korreliert wiederum mit der Wellenhöhe. Die Perioden der meisten Wellen liegen zwischen rd. 5 und rd. 10 s, wobei große Wellenperioden tendenziell zu hohen Wellen gehören. Außerdem hängt das Ergebnis der Morison-Formel von der angesetzten Wellentheorie ab (s. auch Mittendorf et al. 2002).

In der Tabelle 2 sind die resultierenden Belastungen auf einen Monopile $D = 7,5$ m gemäß Morison-Formel und deren Angriffspunkthöhen h über Seeboden für Wassertiefen von 20 und 30 m und verschiedene Wellenhöhen und -perioden angegeben. Die Berechnung erfolgte mit dem Programm Waveloads (2002) unter Ansatz der Sobey-Fourier-Wellentheorie.

Wassertiefe	Wellenparameter		Pfahlbelastung	
	Wellenhöhe	Wellenperiode	H in MN	h in m
20 m	3 m	5 s	1,326	14,5
	6 m	7 s	2,524	12,4
	10 m	9 s	3,947	14,4
	14 m	10 s	5,449	19,0
30 m	3 m	5 s	1,350	24,0
	6 m	7 s	2,661	20,3
	10 m	9 s	4,147	19,6
	14 m	10 s	5,750	22,1
	17 m	12 s	7,238	24,4
	18,5 m	14 s	8,130	25,3

Tabelle 2 Resultierende Wellenbelastungen von Monopiles $D = 7,5$ m

Für einen Standort in der Nordsee bei Borkum mit einer Wassertiefe von rd. 34 m wurde vom Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen (ISEB) der Universität Hannover für einen 12-Jahreszeitraum eine Simulation der Wellenereignisse durchgeführt (Mittendorf et al. 2004a, ISEB 2005). Ermittelt wurden die Häufigkeiten signifikanter Wellenhöhen H_s und deren Wellenperioden und -richtungen. Fasst man die Ergebnisse für vier Richtungssegmente entsprechend Bild 9 zusammen, so zeigt sich eine deutlich ausgeprägte Hauptwellenrichtung, in der nahezu die Hälfte aller Wellen und insbesondere der Großteil der höchsten Wellen wirkt.

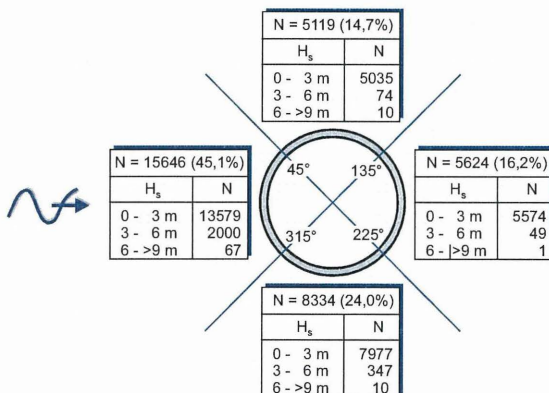


Bild 9 Verteilung der Wellen auf vier Richtungssegmente (ermittelt aus den Ergebnissen der Wellensimulation von ISEB 2005)

Die signifikante Wellenhöhe H_s ist definiert als der Mittelwert der ein Drittel höchsten Wellen eines Beobachtungszeitraums. Der Bild 9 zugrundeliegende Beobachtungszeitraum beträgt 3 Stunden. Die Anzahl der tatsächlich auftretenden Wellen und Wellenhöhen wurde von Mittendorf et al. ebenfalls ermittelt und ist in Bild 10 wiedergegeben. Für den betrachteten 12-Jahreszeitraum ergibt sich entsprechend eine maximale Wellenhöhe (Bemessungswelle) von 18,5 m.

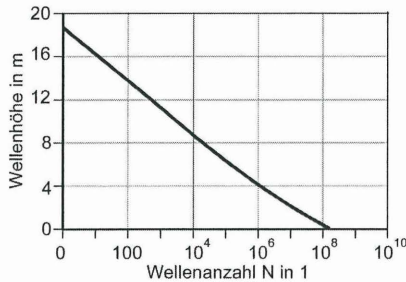


Bild 10 Verteilung der Wellenhöhen im 12-Jahreszeitraum (Summenkurve, Mittendorf et al. 2004a)

4.2 Verhalten von Pfählen unter zyklischer Horizontalbelastung

Bei der zyklischen Beanspruchung eines Bodens entstehen generell sowohl reversible zyklische als auch permanente Dehnungen. Dieses Verhalten lässt sich zum Beispiel in zyklischen Ödometerversuchen beobachten (Bild 11), in denen eine Bodenprobe ausgehend von einem festgelegten Anfangsspannungszustand zyklisch beansprucht wird. Entsprechend erfahren geotechnische Bauwerke abhängig von der Anzahl der Lastwechsel zunehmende Verformungen.

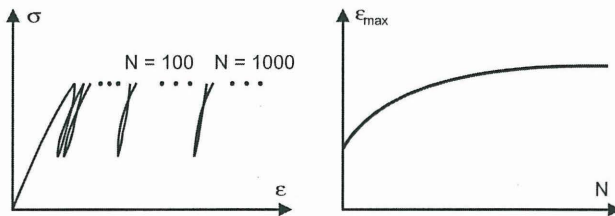


Bild 11 Verhalten einer Bodenprobe im zyklischen Ödometerversuch (Prinzipiskizze)

Für die Monopilegründung bedeutet dies, dass sowohl die Verschiebung als auch die Verdrehung der Gründungskonstruktion bei gleicher Belastung mit zunehmender Betriebsdauer zunimmt. Da insbesondere die Verdrehung ein kritischer Parameter bezüglich des Betriebs der Windenergieanlage ist, müssen die maximal zu erwartenden Verformungen der Gründungskonstruktion möglichst zuverlässig bestimmt werden.

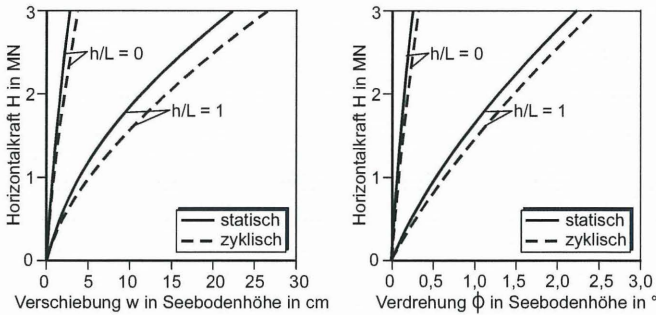
Im Ansatz gemäß API (2000) für Pfähle in Sandboden wird der Effekt aus zyklischer Lasteinwirkung durch eine Abminderung der $A(z)$ -Funktion (s. Kap. 2) und damit eine Reduktion der oberflächennahen Bettungswiderstände erfasst. Diese Abminderung ist unabhängig von der Anzahl der Lastzyklen. Für zwei Pfahldurchmesser sowie zwei verschiedene Lastangriffshöhen sind die nach dem API-Verfahren ermittelten statischen und zyklischen Last-Verschiebungskurven in Bild 12 einander gegenübergestellt.

Für einen Pfahl von 2 m Durchmesser ergeben sich Erhöhungen der Verformungen in Seebodenhöhe gegenüber dem statischen Fall unter einer Belastung von $H = 3$ MN von maximal rd. 36% bei Horizontalbelastung in Höhe des Seebodens ($h/L = 0$) und von maximal rd. 19% für Horizontalkraft- und Momentenbelastung mit $h/L = 1$. Für einen Pfahl mit 7,5 m Durchmesser ergeben sich für $h/L = 0$ deutlich kleinere Erhöhungen von max. rd. 8% bei einer Belastung von 16 MN. Für kombinierte Horizontalkraft- und Momentenbelastung ($h/L = 1$) sind die Erhöhungen dagegen mit max. rd. 34% deutlich größer.

Wie bereits in Kap. 2 ausgeführt, basiert das API-Verfahren auf der Auswertung von Probelastungen mit Pfählen kleinerer Durchmesser durch Reese et al. (1974). In diesen Probelastungen wurden maximal 100, meist deutlich weniger Belastungszyklen pro Laststufe realisiert.

Long & Vanneste (1994) haben die Ergebnisse von insgesamt 34 in der Literatur dokumentierten zyklischen horizontalen Probelastungen von Pfählen in Sand ausgewertet. Die meisten Versuche wurden mit weniger als 50 Zyklen durchgeführt. In wenigen dieser Tests wurden mehr als 100 Belastungszyklen aufgebracht, die maximale Zyklenanzahl betrug in drei Belastungsversuchen $N = 500$.

a) $D = 2 \text{ m}$, $L = 20 \text{ m}$



b) $D = 7,5 \text{ m}$, $L = 30 \text{ m}$

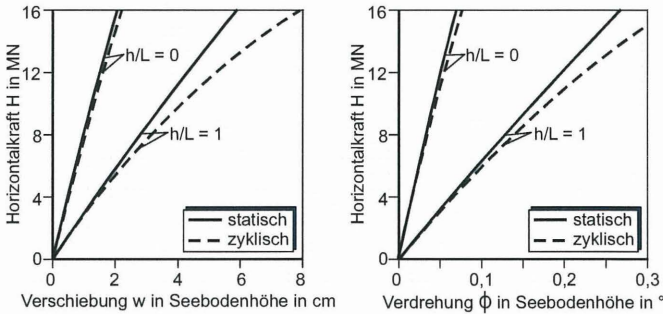


Bild 12 Gegenüberstellung statischer und zyklischer Last-Verschiebungskurven gemäß API für Pfähle in mitteldichtem Sandboden

Anlass der Untersuchungen von Long & Vanneste war, dass sich aus einer selbst ausgewerteten Probelastung mit maximal 50 Zyklen deutlich größere Verschiebungen als nach dem API-Ansatz ergaben. Anhand der Auswertung der 34 Belastungsversuche entwickelten sie einen eigenen Berechnungsansatz. Dieser besteht in einer von der Anzahl der Lastzyklen N abhängigen Reduktion der Bettungssteifigkeit. Ausgangspunkt ist ein Bettungsmodulverfahren mit linear mit der Tiefe zunehmendem Bettungsmodul. Dieser Bettungsmodulverlauf wird wie folgt abhängig von der Zyklenanzahl N ermittelt:

$$k_s(z) = N^{-l} n_{h,1} z \quad (5)$$

Der Parameter t hängt von der Pfahlherstellungsart, der Lastart (Schwell- oder Wechsellast) und der Lagerungsdichte des Sandes ab, größenordnungsmäßig liegt er für Schwelllast zwischen 0,15 und 0,25.

Für einen Ramppfahl unter Schwelllast in mitteldichtem Sand empfehlen Long & Vanneste den Ansatz von $t = 0,17$. Für einen 30 m langen Monopile $D = 7,5$ m sind die daraus resultierenden Ergebnisse in Bild 13 dargestellt. Der Faktor $n_{h,1}$ wurde dabei entsprechend dem Parameter k des API-Verfahrens, der die Anfangsneigung der p-y-Kurve beschreibt, gewählt.

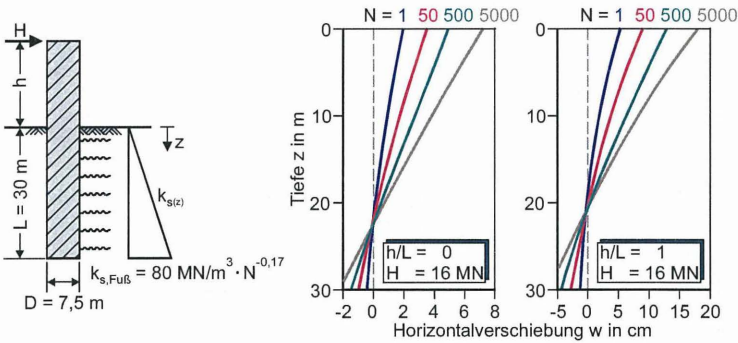


Bild 13 Einfluss zyklischer Schwellbelastung nach dem Verfahren von Long & Vanneste (1994) für einen Monopile $D = 7,5$ m in mitteldichtem Sand

Die elastische Länge eines Pfahls mit linear zunehmender Bettungssteifigkeit wird ermittelt aus

$$L_0 = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (6)$$

Für „lange“ Pfähle mit $L/L_0 > 3$ für alle betrachteten Zyklen lässt sich die Reduktion des Bettungsmoduls gemäß Gleichung (5) in folgende Gleichungen für die Erhöhung der Kopfverschiebung des Pfahls überführen:

$$w_N = w_1 N^{0,6t} \quad (\text{reine H-Last}) \quad \text{bzw.} \quad w_N = w_1 N^{0,4t} \quad (\text{reine M-Last}) \quad (7)$$

Für 500 Belastungszyklen ergeben sich hieraus Erhöhungsfaktoren zwischen 1,53 (reine M-Last) und 1,88 (reine H-Last) und für 5000 Zyklen zwischen 1,78 und 2,38.

Aus der in Bild 13 wiedergegebenen Berechnung ergeben sich je nach Belastungsart und -größe Erhöhungsfaktoren für die Verformungsgrößen zwischen rd. 1,65 ($h/L = 1$) und 1,77 ($h/L = 0$) für 50 Belastungszyklen, zwischen rd. 2,28 und 2,52 für 500 Belastungszyklen und zwischen sogar rd. 3,21 und 3,62 für 5000 Zyklen. Der Grund dafür, dass hier größere Erhöhungsfaktoren als gemäß Gleichung (7) berechnet erhalten werden ist, dass das Verhältnis L/L_0 hier kleiner 3 ist und sich mit der zyklenabhängigen Verringerung des Bettungsmoduls ändert, sodass sich überproportionale Verschiebungszuwächse ergeben.

Die für große Lastzyklenzahlen prognostizierten Verschiebungszunahmen sind, wie nachfolgend noch gezeigt wird, unrealistisch groß. Hier ist wiederum anzumerken, dass der Ansatz anhand von Belastungstests mit überwiegend weniger als 50 Zyklen abgeleitet wurde. Außerdem erscheint es als unrealistisch, eine tiefenunabhängige Abminderung des Bettungsmoduls vorzunehmen, da die zyklischen Dehnungen im Bereich des Pfahlkopfes weit größer sind als im Pfahlfußbereich. Bereits Poulos (1981) hatte einen ähnlichen Ansatz wie Long & Vanneste vorgeschlagen, in dem allerdings der Parameter t abhängig von einer zyklischen Dehnungsrate und damit von der Tiefe anzusetzen ist.

Hettler (1981) hat in Modellversuchen zyklisch horizontalbelastete Pfähle mit bis zu 20000 Belastungszyklen untersucht. Sofern der Ausgangsspannungszustand im Boden der Ruhedruckzustand ist, kann die Entwicklung der Pfahlkopfverschiebung nach seinen Untersuchungen für Schwelllast durch folgende Gleichung beschrieben werden:

$$w_N = w_1 (1 + C_N \ln N) \quad (8)$$

Der Parameter C_N kann zu etwa $C_N = 0,20$ abgeschätzt werden. Daraus ergeben sich für große Zyklenanzahl deutlich kleinere – und auch experimentell belegte – Erhöhungsfaktoren als nach dem Ansatz von Long & Vanneste, für $N = 5000$ gilt beispielsweise $w_{5000} = 2,70 w_1$. Bei geramten Pfählen, bei denen der Ruhedruckzustand im Zuge der Pfahlherstellung verändert wurde, ist dieser Wert nach Hettler überdies als ein oberer Grenzwert anzusehen.

Die vorstehend beschriebenen Ansätze gelten für eine zyklische Schwelllast von jeweils gleicher Größe bzw. Amplitude. Sofern wie im Falle von wellenbelasteten Monopiles Schwelllasten unterschiedlicher Größe zu betrachten sind, schlägt Hettler (1981) vor, die nach Gleichung (8) ermittelten Verschiebungen für jeweils konstante Lastamplituden zu

summieren, um einen oberen Grenzwert der zu erwartenden Gesamtverschiebung zu erhalten:

$$w_{Ges} = \sum_{(i)} w_1(F_i)(1 + C_N \ln N_i) \quad (9)$$

Allerdings weist Hettler darauf hin, dass im Allgemeinen keine Fehlerschranke für diese Abschätzung angegeben werden kann und dass sich erheblich (im Vergleich mit einem Versuch rd. 80%) zu große Verschiebungen ergeben können. Tatsächlich ist dieser Ansatz für ein kontinuierliches Belastungsspektrum wie bei der hier betrachteten Wellenbelastung nicht anwendbar, da die Größe der Gesamtverschiebung nach Gleichung 9 von der Anzahl der für eine konkrete Berechnung gewählten „Belastungsklassen“, d. h. von der Anzahl der Summanden, abhängt.

Lin & Liao (1999) schlagen für die Berechnung der Pfahlverschiebungen unter zyklischen Lasten wechselnder Größe das von Stewart (1986) entwickelte Dehnungssuperpositionsverfahren vor. Für die Gesamtverschiebung eines Pfahls unter n unterschiedlichen Belastungen B_i mit jeweils N_i Zyklen ergibt sich danach folgende Gleichung:

$$w_{Ges} = w_{1,1} \left[1 + t \ln \left(N_1 + \sum_{k=2}^n N_k^* \right) \right] \quad (10.1)$$

$$\text{mit } N_k^* = e^{\frac{1}{t} \left(\frac{w_{1,k}}{w_{1,1}} (1 + t \ln N_k) - 1 \right)} \quad (10.2)$$

Hierin ist $w_{1,i}$ die (statische) Pfahlverschiebung infolge einmaliger ($N = 1$) Belastung B_i . Diese Werte können wie in Kap. 3 beschrieben anhand der Berechnung der statischen Last-Verformungskurven erhalten werden.

Beispielhaft ist eine Abschätzung für einen 30 m langen Monopile $D = 7,5$ m in dichtem Sand vorgenommen worden (Bild 14). Es wurden grob vereinfacht alle Wellen des 12-Jahreszeitraums gemäß Bild 10 als in einer Hauptrichtung wirkend angenommen. Da tatsächlich nur rd. 45% aller Wellen, dafür allerdings ein größerer Anteil der hohen Wellen, auf die Hauptbelastungsrichtung entfällt (vgl. Bild 9), wird durch diese Berechnung ein deutlich größerer Zeitraum als 12 Jahre abgebildet. Es wurden 7 Belastungsklassen mit mittleren Wellenhöhen gebildet, die zugehörigen Lasten wurden nach der Morison-Formel berechnet.

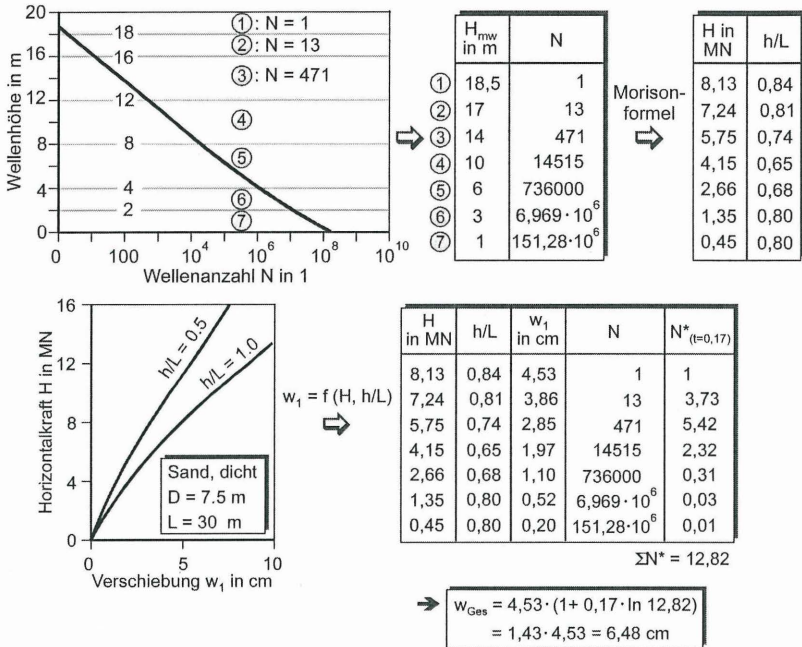


Bild 14 Abschätzung der Pfahlverschiebung unter Berücksichtigung zyklischer Wellenbelastung (Beispiel)

Unter Zugrundelegung der numerisch ermittelten Last-Verschiebungskurven für statische Belastung sowie des Näherungsverfahrens gemäß Gleichung (10) ergibt sich eine Gesamtverschiebung von $w_{Ges} = \text{rd. } 6,50$ cm. Die Höhe der Bemessungswelle beträgt für den betrachteten Fall rd. 18,5 m und die zugehörige Krafteinwirkung $H = \text{rd. } 8,1$ MN mit $h/L = 0,84$. Die zugehörige statische Verschiebung beträgt dann $w_{stat} = \text{rd. } 4,5$ cm. Demnach wäre gegenüber der so ermittelten statischen Verschiebung mit einer Erhöhung infolge zyklischer Lastenwirkungen von rd. 43% zu rechnen. Dies gilt zunächst für einen Zeitraum von deutlich mehr als 12 Jahren, für längere Zeiträume würden sich entsprechend größere zyklische Verschiebungen ergeben, wobei anzumerken ist, dass sich für einen längeren Zeitraum auch die Höhe der Bemessungswelle und damit die statische Verschiebung erhöht.

Dieses Beispiel dient lediglich dazu, Anhaltspunkte bezüglich der Größenordnung des Einflusses zyklischer Lastenwirkungen zu gewinnen. Zum Einen werden die mit dem

Dehnungssuperpositionsansatz berechneten zyklischen Verformungen nach Lin & Liao (1999) für den Fall sehr vieler Lastzyklen überschätzt, und zum Anderen wurde hier mittels zahlreicher Annahmen ein zunächst fiktives Belastungsspektrum gewählt. Es bleibt festzustellen, dass es ein auch für große Lastzyklenzahlen abgesichertes Verfahren zur Berechnung der Verformungen aus zyklischer Lasteinwirkung derzeit nicht gibt.

Während es für Schwelllast aber zumindest die oben dargestellten Berechnungsansätze gibt, stellt die Berücksichtigung zyklischer Lasten in unterschiedlichen Richtungen völliges Neuland dar. In der Literatur, u. a. auch bei Hettler (1981) und Long & Vanneste (1994), werden lediglich auch Wechsellasten, d. h. zyklische Belastung mit Kräften unterschiedlichen Vorzeichens, aber gleicher Richtung betrachtet. Nach Hettler ist eine lastunabhängige Beschreibung des Verschiebungszuwachses bei Wechsellast nicht mehr möglich. Im Vergleich zur Schwelllast ergeben sich bei Wechsellast tendenziell kleinere Verschiebungen. Zum gleichen Ergebnis kommen auch Long & Vanneste (1994). Je nach Charakter der Wechsellast schlagen sie eine Reduktion des t -Wertes (Gl. 5) auf 40 bzw. sogar nur 20% des Wertes für Schwelllast vor.

Gar keine verwertbaren Erkenntnisse liegen bezüglich des Verhaltens von Pfählen unter Schwelllasten allgemein wechselnder Richtungen vor. Dies war Anlass für den Aufbau eines Modellversuchsstandes am Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover, der nachfolgend kurz beschrieben wird.

4.3 Modellversuchsstand zur Untersuchung des Pfahltragverhaltens unter zyklischen Lasten

Ein Lichtbild des Modellversuchsstands zeigt Bild 15. Der Modellpfahl besteht aus einem Stahlrohr mit einem Außendurchmesser von 60 mm und einer Wandstärke von 3 mm, welches einen nahezu biegestarren Pfahl repräsentiert. Dieses Rohr wird mittels einer speziellen Vorrichtung in einen mit Sand gefüllten Versuchskessel gerammt. Die Belastung erfolgt durch ein Gewicht, welches über eine Umlenkrolle als horizontale Zugkraft auf den Pfahl wirkt. Die zyklische Belastung wird über das zyklische Anheben der Gewichtskraft durch einen motorangetriebenen Hubteller mit Exzentrerscheibe realisiert. Die Pfahlverformungen werden in zwei Messebenen durch Wegaufnehmer erfasst und digital aufgezeichnet. Damit werden Horizontalverschiebungen und Schiefstellungen des Pfahls erfasst.

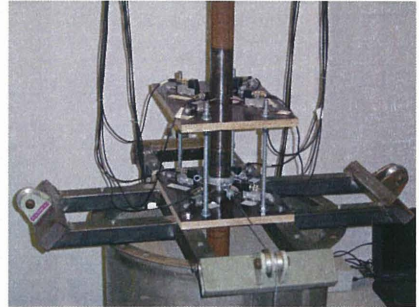
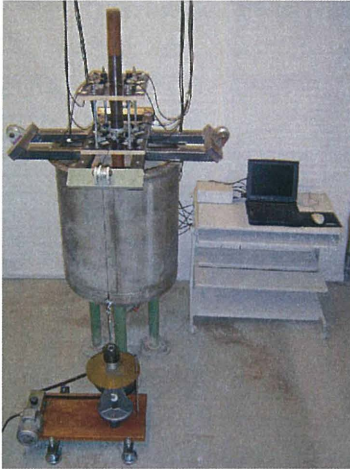


Bild 15 Ansicht des Modellversuchsstandes

Die Belastungseinrichtung ist so konstruiert, dass die Angriffsrichtung stufenlos verändert werden kann. Somit lassen sich beliebige Belastungsgeschichten mit zyklischen Kräften unterschiedlicher Amplituden und Richtungen simulieren.

Derzeit laufen erste Versuche zur Erprobung der Versuchsanlage. In Versuchen mit zyklischer Schwelllast gleicher Amplitude und gleichbleibender Richtung wurde die von Hettler (1981) angegebene und auch dem Ansatz von Lin & Liao (1999) zugrundeliegende Gleichung (8) tendenziell bestätigt.

In Bild 16 sind beispielhaft die Ergebnisse eines Versuchs mit Lasten gleicher Amplitude, aber wechselnder Belastungsrichtung wiedergegeben. Die Belastungskonstruktion wurde dabei im Verlauf des Versuchs dreimal um jeweils 90° gedreht. In vier Abschnitten wurden auf diese Weise jeweils 10000 Lastzyklen in 0° -, 90° -, 180° - und 270° -Richtung aufgebracht. Untersucht wurde eine Einbindung von 20 cm in trockenen mitteldichten Sand. Bezogen auf einen Monopile mit 7,5 m Durchmesser entspricht dies einer Einbettungslänge von 25 m bei einem Modellmaßstab von 1/125.

Die in Bild 16 dargestellte Entwicklung der Pfahlverschiebungen in einer Messebene zeigt erwartungsgemäß, dass eine vorhergehende Belastung in Gegenrichtung zu einer „Versteifung“ des Systems führt. Die Versuche sollen fortgeführt werden, um derartige Effekte zu untersuchen und quantifizieren zu können.

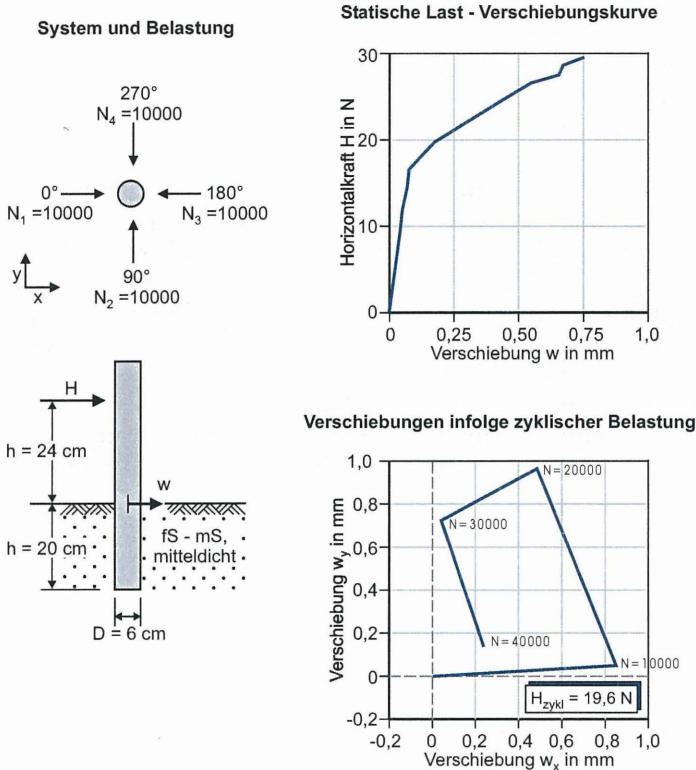


Bild 16 Ergebnisse eines Modellversuchs mit wechselnden Belastungsrichtungen

5 Schlussfolgerungen

Die Anwendung des API-Verfahrens für die Berechnung der Verformungen von Monopilegründungen für Offshore-Windenergieanlagen kann allgemein nicht empfohlen werden. Dies gilt für die Betrachtung statischer (Bemessungs-) Lasten und insbesondere auch für die Abschätzung des Einflusses zyklischer Lasteinwirkungen.

Für statische Lasten empfehlen sich derzeit numerische Untersuchungen, wie sie in dem vorliegenden Beitrag vorgestellt wurden.

Bezüglich der Berücksichtigung zyklischer Lasteinwirkungen unterschiedlicher Amplituden und Richtungen besteht noch erheblicher Forschungsbedarf. Berechnungsansätze werden

in diesem Beitrag dargestellt und diskutiert, die Durchführung von Modellversuchen und natürlich von Bauwerksbeobachtungen ist aber unverzichtbar.

Die hier vorgestellten Ergebnisse wurden im Rahmen der Mitgliedschaft im FORWIND-Zentrum für Windenergieforschung der Universitäten Hannover und Oldenburg erarbeitet.

6 Literatur

Abaqus 2003. *User's Manual*. Version 6.4.

Achmus, M. & Abdel-Rahman, K. 2004. *Numerische Untersuchung zum Tragverhalten horizontal belasteter Monopile-Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen*. 19. Christian Veder Kolloquium, Graz/Österreich.

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

Cox, W. R.; Reese, L. C.; Grubbs, B. R. 1974. *Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand*. Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference. Dallas.

DNV 2004. Det Norske Veritas. *Design of Offshore Wind Turbine Structures*. Offshore Standard, Norway.

EAU 2004. *Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" – Häfen und Wasserstraßen*. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

GL 1999. Germanischer Lloyd. *Rules and Regulations, Offshore Wind Energy Converters*. Hamburg, Germany.

Hettler, A. 1981. *Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung*. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 90.

ISEB 2005. In Ergänzung zu Mittendorf et al. (2004a) vom Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen (ISEB) der Universität Hannover mitgeteilte Simulationsergebnisse zur Verteilung der Wellenrichtungen.

Lesny, K.; Richwien, W.; Wiemann, J. 2002. *Gründungstechnische Randbedingungen für den Bau von Offshore-Windenergieanlagen in der Deutschen Bucht*. Bauingenieur Band 77, S. 431 –438.

- Lin, S.-S.; Liao, J.-C. 1999. *Permanent strains of piles in sand due to cyclic lateral loads*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, September.
- Long, J. H.; Vanneste, G. 1994. *Effects of cyclic lateral loads on piles in sand*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 1.
- Lpile 2000. *User's Manual*. Version Lpile plus 4.0.
- Mittendorf, K.; Nguyen, B.; Zielke, W. 2002. *Seegang und Seegangsbelastung*. 2. Gigawind-Symposium, Hannover.
- Mittendorf, K.; Zielke, W. 2004. *Extreme Wave Loads on the Support Structure of OWECs*. Proceedings of the 7th German Wind Energy Conference (DEWEK), Wilhelmshaven.
- Mittendorf, K.; Kohlmeier, M.; Zielke, W. 2004a. *A Hind-Cast Data Base for the Design of Offshore Wind Energy Structures in the German Bight*. 29th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Lisbon.
- Mittendorf, K.; Nguyen, B.; Zielke, W. 2004b. *Seegang und Seegangsbelastung II*. 3. Gigawind-Symposium, Hannover.
- Poulos, H. G. 1982. *Single pile response to cyclic lateral load*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. GT 3.
- Reese, L. C.; Cox, W. R.; Koop, F. D. 1974. *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*. Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference. Dallas.
- Reese, L.C.; van Impe, W.F. 2001. *Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading*. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- Stewart, H. E. 1986. *Permanent strains from cyclic variable-amplitude loadings*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 6.
- Waveloads 2002. *A computer program to calculate wave loading on vertical and inclined tubes*. User Manual (Authors: K. Mittendorf, B. Nguyen). Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen (ISEB), Universität Hannover.
- Wiemann, J.; Lesny, K. 2004. *Evaluation of the Pile Diameter Effects on Soil-Pile Stiffness*. Proceedings of the 7th German Wind Energy Conference (DEWEK), Wilhelmshaven.

Autoren:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Achmus, Dr.-Ing. K. Abdel-Rahman, M. Sc. P. Peralta
Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover
Appelstraße 9A, 30167 Hannover

Werkzeuge für den Spezialtiefbau seit über 20 Jahren

HBS

Hohlbohrschnecken
Verdrängerschnecken
ABF-Klappkopf
Verlorene Deckel

KELLY

Bohrrohre
Druckrohre
Schneidschuhe
Bohrschnecken HD
Bohreimer
Kernbohrrohre
Pfahlfußweiterer

VDW

Bohrrohre
Druckrohre
Schneidschuhe
Bohrschnecken
Anfänger



SOB

Bohrschnecken
Anfänger
Betonierköpfe
Antriebsteller



BS+HV

Vertikalbohrschnecken
Bohrköpfe
Horizontalbohrschnecken
Bohrköpfe mit/ohne Spülung
Spülköpfe

ABF-Bohrtechnik GmbH & Co. KG
Zur Schwarzen Brücke
D – 54516 Wittlich

Tel. 06571 / 9123-0

Fax 06571 / 9123-45

Mail info@abf-bohrtechnik.de

Web www.abf-bohrtechnik.de

Dynamisch beanspruchte Monopile-Gründungen im Sand

J. Stahlmann, K. Kluge, J. Gattermann

1 EINLEITUNG

In den letzten Jahren gehen die Bestrebungen dahin, die Windenergiegewinnung durch die Errichtung von Offshore-Windenergieanlagen (Offshore-WEA) in der Nord- und Ostsee weiter auszubauen. Bis zum jetzigen Zeitpunkt wurde in der Nord- oder Ostsee im Hoheitsgebiet der Bundesrepublik Deutschland allerdings noch kein Offshore-WEA-Projekt realisiert. Der Großteil der Projekte befindet sich im Genehmigungsverfahren, welches durch das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) durchgeführt wird. Bislang liegen lediglich Genehmigungen für 7 Windparks im Offshore-Bereich vor. Realisiert wurden bisher nur Projekte an Land (Onshore-Windenergieanlagen) und in Küstennähe (Nearshore-Windenergieanlagen). Eine mögliche Gründungsvariante für die WEAen sind Großrammpfähle, genannt Monopiles. Die aus den Onshore- und Nearshore-Projekten gesammelten Erfahrungen lassen sich aber aufgrund der veränderten Randbedingungen nur eingeschränkt auf den Bau von Offshore-WEAen übertragen. So sind die Einwirkungen, insbesondere die horizontalen aus Wind, Wellen und Strömung, im Offshore-Bereich erheblich größer als die Einwirkungen an Land. Durch die größeren Bauhöhen wird außerdem die dynamische Beanspruchung infolge der Rotorunwuchten andere Dimensionen aufweisen und auch die Wassertiefen, in denen die geplanten Anlagen errichtet werden sollen, sind sehr viel größer als im Nearshore-Bereich.

Es ist daher nicht bekannt, wie sich der Boden um den Gründungspfahl verhält, wenn diese Einwirkungen auf die Offshore-WEAen wirken. Vorstellbar ist, dass sich durch die Wellenbelastung und durch den sich bewegenden Pfahl Drücke im Boden aufbauen, die aufgrund der enormen Tiefe nicht sofort wieder abgebaut werden können. Da bekannt ist, dass sich bei dynamischer Belastung eines sandigen Untergrundes Porenwasserüberdrücke aufbauen können, die zu einem Scherfestigkeitsverlust des Bodens bis hin zur Bodenverflüssigung führen, stellt dies ein erhebliches Risiko dar. Daher müssen die Phänomene im Untergrund, insbesondere der Porenwasserdruckaufbau, eingehend untersucht werden.

2 PORENWASSERDRUCKAUFBAU BEI ZYKLISCHER BELASTUNG

Betrachtet man einen sandigen, teilweise oder vollständig wassergesättigten Boden, so setzen sich dessen totale Spannungen σ aus den effektiven Spannungen σ' auf das Korngerüst und den auf das Porenwasser wirkenden neutralen Spannungen u zusammen. Ob Spannungen auf das Korngerüst oder das Porenwasser wirken, hängt von der Wassersättigung und den Drainagemöglichkeiten des Bodens ab. Wird eine äußere Last aufgebracht, liegen zunächst undrainierte Verhältnisse vor, da das Wasser nicht sofort entweichen kann. Die Last wird vom Porenwasser aufgenommen und es bildet sich ein Porenwasserüberdruck. Sind Drainagemöglichkeiten gegeben, baut sich dieser Porenwasserüberdruck mit der Zeit abhängig von der Wasserdurchlässigkeit des Bodens ab und geht auf das Korngerüst über (Konsolidation). Die Summe der totalen Spannungen σ bleibt dabei immer gleich.

Bei zyklischer oder dynamischer Belastung des Bodens entwickelt sich ein mit steigender Zyklenzahl zunehmender Porenwasserüberdruck u_i , der zu einer Abnahme der effektiven Spannungen σ' führt. Gleichzeitig nimmt die Scherfestigkeit des Bodens ab, bis nach einem Porenwasserdruckaufbau von $u_{\max}$ der Bruchzustand erreicht ist. Diese Spannungsumlagerung vom Anfangszustand zu einem Zustand i bzw. zum Bruchzustand ist in dem p' - q -Diagramm in Abbildung 1 dargestellt. p' sind darin die effektiven Spannungen und q ist die Deviatorspannung.

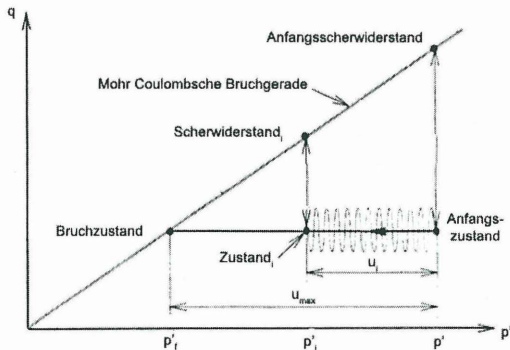


Abbildung 1: Spannungspfad einer wassergesättigten Bodenprobe im undrainierten Triaxialversuch (in Anlehnung an TAIEBAT und CARTER [2000])

Der Aufbau des Porenwasserdruckes u bzw. der Abbau der effektiven Spannungen σ' ist dabei abhängig vom Verhältnis der aufgetragenen Zyklenzahl N zu derjenigen Zyklenzahl N_1 , die zu einem vollständigen Verlust der effektiven Spannungen im Boden und damit zu einer Verflüssigung des Bodens führt. Außerdem geht ein Bodenparameter α mit ein, der die Eigenschaft eines Bodens hinsichtlich seines Porenwasserdruckaufbauverhaltens beschreibt. Ausgedrückt wird dieses Maß des Porenwasserdruckaufbaus mit folgender Formel von Seed und Idriss (vgl. POULOS [1988]):

$$\frac{u}{\sigma'} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\left(\frac{N}{N_1} \right)^{\frac{1}{2\alpha}} \right) \quad \text{Gleichung (1)}$$

In Abbildung 2 ist dieser Zusammenhang graphisch dargestellt. Der Bereich, in den die Ergebnisse aus zyklischen Triaxialversuchen fallen, ist grau hinterlegt.

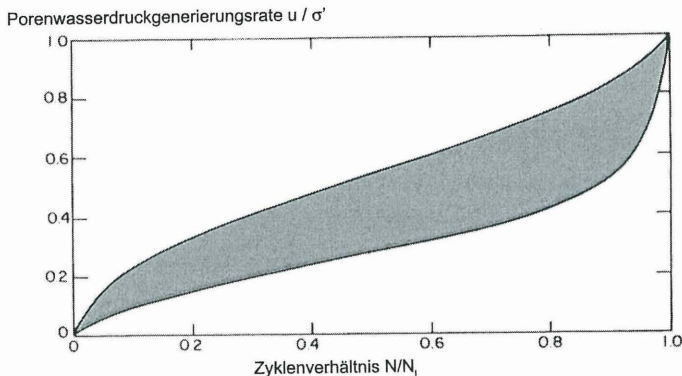


Abbildung 2: Porenwasserdruckaufbau im zyklischen Triaxialversuch (in Anlehnung an SEED et al. [1976])

3 BODENVERFLÜSSIGUNG

Wird locker gelagerter, kohäsionsloser Boden dynamisch belastet, neigt er im Allgemeinen zum Verdichten. Ist dieser Sand wassergesättigt und eine sofortige Drainage nicht gegeben, verhindert das Wasser zwischen den Körnern zunächst eine Verdichtung des Bodens und es baut sich ein Porenwasserüberdruck auf. Die Kräfte zwischen den Körnern

werden dabei verringert, d.h. die effektiven Spannungen sinken und der Boden verliert an Scherfestigkeit. Wenn die Spannungen zwischen den Körnern völlig verschwunden sind, müssen die äußeren Lasten vom Porenwasserdruck aufgenommen werden. Der Boden verhält sich wie eine Flüssigkeit und man spricht von totaler Verflüssigung.

Ob sich ein Boden bei dynamischer Belastung verflüssigt, hängt zunächst von seinen Eigenschaften ab. Verflüssigungsfördernd sind dabei folgende Eigenschaften:

- Gleichförmige Kornverteilung und geringer d_{10} -Wert
- Relativ junger, wenig konsolidierter Boden
- Vollständige Wassersättigung
- Lockere Lagerung
- Runde Kornform
- Geringe Wasserdurchlässigkeit, und damit undrainierte Verhältnisse
- Geringe effektive Spannungen
- Geringe Tiefe

Des Weiteren spielen die Zyklenzahl und die Dauer der Einwirkung eine wichtige Rolle. Nur wenn die Zeiträume zwischen den einzelnen Zyklen nicht ausreichend lang sind und das Wasser keine Möglichkeit zur Drainage hat, kann Verflüssigung eintreten. Wie aus Gleichung (1) folgt, ist auch die Dauer der Einwirkung bestimmend für die Entwicklung des Porenwasserdruckaufbaus.

Das Phänomen der Bodenverflüssigung ist bisher hauptsächlich als Folge von Erdbeben bekannt. Da die Offshore-WEAen in Bereichen errichtet werden sollen, in denen vornehmlich Sande anstehen, liegt die Frage nahe, ob auch die Einwirkungen aus Wind und Wellen oder die Bewegung des Monopiles zu einer Verflüssigung des Bodens um eine Monopile-Gründung führen können und in welchem Umfang dies die Standsicherheit der Anlagen gefährdet.

4 PORENWASSERDRUCKAUSBILDUNG BEI OFFSHORE-PFÄHLEN

In der Literatur ist wenig zur Porenwasserdruckentwicklung bei zylindrischen Bauwerken zu finden. Untersuchungen zu flach gegründeten Bauwerken hingegen wurden beispielsweise von KUDELLA UND OUMERACI [2004] durchgeführt. In ihren Versuchen zum Porenwasserdruckaufbau bei der Wellenbelastung eines Caissons konnten sie feststellen, dass die Porenwasserdruckgenerierung zu einem Teil direkt von der Wellenbewegung, zum anderen Teil von der durch die Wellenbewegung hervorgerufenen Bewegung des Caissons abhängt. So ist auch denkbar, dass im Gründungsbereich von Offshore-Pfahlgründungen eine Porenwasserdruckakkumulation zum einen welleninduziert, zum anderen durch die dynamischen Einwirkungen auf den Pfahl und damit durch dessen Bewegung hervorgerufen wird. Diese Möglichkeiten des Porenwasserdruckaufbaus im Meeresboden sollen im Folgenden erläutert werden.

4.1 WELLENINDUZIERTER VERFLÜSSIGUNG

Eine durch die Nordsee laufende Welle ruft Druckveränderungen im Meeresboden hervor, die unter Annahme einer konstanten Amplitude und Wellenlänge so wie in Abbildung 3 dargestellt werden können. Unter dem Wellenberg kommt es zu einer Druckerhöhung im Boden, unter dem Wellental zu einer Druckreduzierung. Die Größe der Amplitude dieses welleninduzierten Druckes p_0 hängt von der Zeit, der Wellencharakteristik, der Wassertiefe und von den Bodeneigenschaften ab. Um diese Größe zu berechnen, wird vereinfachend die lineare Wellentheorie nach AIRY herangezogen und angenommen, dass die Wellenhöhe im Verhältnis zur Wassertiefe klein und der Meeresboden starr und nahezu undurchlässig ist.

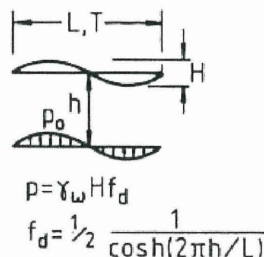

$$p = \gamma_w H f_d$$
$$f_d = \frac{1}{2} \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)}$$

Abbildung 3: Welleninduzierte Druckverteilung im Meeresboden (POULOS [1988])

Die vertikalen Spannungen σ_v sowie die Scherspannungen τ_{vh} , die durch die Wellenbewegung in der Tiefe z des Meeresbodens entstehen, werden von POULOUS [1988] in Abhängigkeit des welleninduzierten Druckes p_0 , der Wellenlänge $\lambda = 2\pi/L$, der Tiefe z , der Zeit t und der Winkelgeschwindigkeit $\omega = 2\pi/T$ mit folgenden Gleichungen angegeben:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= p_0 \cdot (1 + \lambda z) \cdot \exp(-\lambda z) \cdot \cos(\lambda x - \omega t) \\ \tau_{vh} &= p_0 \cdot \lambda z \cdot \exp(-\lambda z) \cdot \sin(\lambda x - \omega t)\end{aligned}\quad \text{Gleichung (2)}$$

Es ist zu beachten, dass sich Porenwasserüber- und -unterdrücke abwechseln und diese Spannungen daher ständigen Schwankungen unterworfen sind. Der Porenwasserüberdruck unter einem Wellenberg hat die Tendenz, sich in die danebenliegenden, unter Unterdruck stehenden Bereiche abzubauen. So strömt so lange Wasser ab, bis das Wellental über diesem Punkt steht und sich der Überdruck in einen Unterdruck umgewandelt hat. Nun strömt wieder Wasser aus dem umliegenden Bereich heran. Porenwasserdruckgenerierung und -dissipation gehen damit einher, wobei dennoch eine längerfristige, mit den Wellenzyklen einhergehende Akkumulation des Porenwasserüberdrucks zu beobachten ist. Dies ist in Abbildung 4 dargestellt.

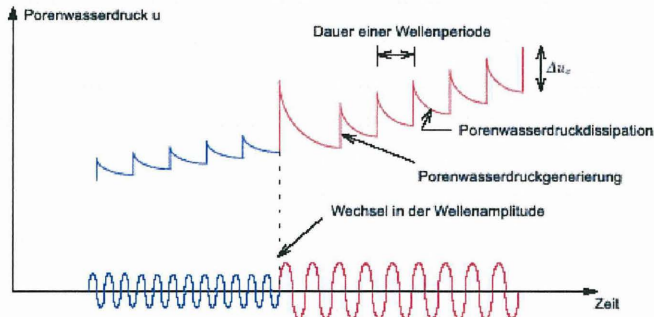


Abbildung 4: Porenwasserdruckgenerierung und -dissipation unter Wellenbelastung (in Anlehnung an TAIEBAT und CARTER [2000])

POULOS [1988] stellt zwei Verfahren vor, mit denen überprüft werden kann, ob eine Verflüssigung des Meeresbodens durch die Wellenbewegung auftritt. Beide Verfahren basieren auf der Gegenüberstellung der durch die Wellenbewegung induzierten Scher-

spannungen im Boden und den maximal vom Boden aufnehmbaren Scherspannungen. Das Verfahren von NATARAJA & GILL benutzt dafür Daten aus Standard Penetration Tests. Es wird zunächst die welleninduzierte Scherspannung τ_{vh} nach Gleichung (2) berechnet und dann den aus SPT-Daten empirisch abgeschätzten Scherspannungen gegenübergestellt, bei denen Verflüssigung eintritt. Das Verfahren von ISHIHARA & YAMAZAKI benutzt die relative Dichte des Bodens, um das vom Boden aufnehmbare Spannungsverhältnis τ/σ_v zu bestimmen. Es definiert einen Grenzwert von 0,23, bei dessen Überschreitung eine Verflüssigung unwahrscheinlich und bei dessen Unterschreitung eine Verflüssigung wahrscheinlich ist. Anhand eines Diagramms wird die Tiefe bestimmt, in welcher eine Verflüssigung des Bodens eintritt.

Für eine über den Meeresboden laufende Welle (Wellenhöhe $H = 14$ m, Wellenlänge $L = 168$ m, Wellenperiode $T = 13$ s, Wassertiefe $h = 20$ m) wurden diese Verfahren angewandt. Bei beiden Verfahren übersteigen die welleninduzierten Spannungen im Bereich bis ca. 20 bzw. 30 m unter dem Meeresboden die vom Boden ohne Verflüssigung aufnehmbaren Spannungen. Es ist also mit einer welleninduzierten Verflüssigung des Bodens zu rechnen, die bei einer Offshore-Pfahlgründung über deren gesamte Einbindelänge reichen kann. Die durchgeführten Berechnungen hängen allerdings stark von den für die Wellen und den Boden angesetzten Werten ab und die Ergebnisse reagieren sehr sensitiv auf die Eingangsparameter. Auf der Grundlage der bisherigen Erkenntnisse können damit keine eindeutig belastbaren Aussagen zu einer Verflüssigungsgefährdung abgeleitet werden. Hierzu sind weitere Messungen in situ vorzunehmen und die im Untergrund ablaufenden Phänomene modelltechnisch eingehend zu untersuchen und zu erfassen.

4.2 VERSCHIEBUNGSINDUZIERTE VERFLÜSSIGUNG

Wird ein Monopile von den Einwirkungen aus Wind und Wellen angeregt, kommt er ins Schwingen und es sind Abläufe im Untergrund denkbar, die in einem kleinmaßstäblichen Modellversuch gezeigt werden konnten: Die Bewegungen des im Sand eingebundenen Pfahls führen zu erheblichen Umlagerungen im Untergrund, welche in Abbildung 5 gut zu erkennen sind. Es ist zum einen eine Auflockerung in Pfahlnähe zu beobachten. Zum

anderen wird der Boden daneben durch die Pfahlbewegung verdichtet. Wegen der langen Drainagewege und zusätzlich verstärkt durch die durch die Pfahlbewegung hervorgerufene Bodenverdichtung, kann das Porenwasser nicht schnell genug drainieren und es wird ein Porenwasserüberdruck aufgebaut. Die Voraussetzungen für eine Verflüssigung des Bodens sind damit gegeben. Dass durch die Bewegungen flächiger Bauwerke eine Porenwasserdruckentwicklung im Untergrund hervorgerufen werden kann, wurde bereits oben erwähnt. Inwieweit vergleichbare Phänomene an zylindrischen Bauwerken zu beobachten sind und welche Auswirkungen diese auf die Standsicherheit solcher Bauwerke haben, wird derzeit an einem Modellversuchsstand unseres Institutes in Kooperation mit der Abteilung Hydromechanik und Küstenwesen des Leichtweiß-Institutes untersucht.



Abbildung 5: Modellversuch zu zyklisch belasteten Pfahlgründungen

5 KONZEPT ZUR UNTERSUCHUNG DER PORENWASSERDRUCKAUSBILDUNG IM GRÜNDUNGSBEREICH VON OFFSHORE-PFÄHLEN

In den folgenden Absätzen wird der Modellversuch dargestellt, mit dem die phänomenologischen Zusammenhänge im Gründungsbereich von Offshore-WEAen erfasst werden sollen. Damit die Ergebnisse auf die in der Natur vorzufindenden Verhältnisse übertragen werden können, werden besondere Anforderungen an einen derartigen Versuch gestellt. Dies sind insbesondere die Wahl eines aussagekräftigen Modellmaßstabes, die Einhal-

tung der Modellgesetze und der hydromechanischen Randbedingungen, eine umfangreiche Messinstrumentierung und die Lastaufbringung in einer ausreichend hohen Zahl von Wechselspielen. Je besser ein Versuch diesen Anforderungen genügt, umso besser und realitätsnäher werden die Ergebnisse.

Nach Durchführung mehrerer Versuchsreihen müssen die Ergebnisse auf Anlagen in situ übertragen werden. Dazu sind numerische Simulationen notwendig. Der Versuch wird zunächst im Modellmaßstab simuliert und das Modell durch Anpassung an die Messergebnisse kalibriert. In einem zweiten Schritt kann die Modellierung einer Monopile-Gründung im Originalmaßstab erfolgen, bei der lediglich die Geometrie und die Einwirkungen geändert und alle anderen Erkenntnisse direkt vom ersten Modell auf dieses übertragen werden.

6 MODELLVERSUCH

Der Modellversuch basiert auf den in Abbildung 6 dargestellten Dimensionen einer Offshore-WEA und bildet diese im Maßstab 1:20 ab. Dafür wurde ein 3m hoher Versuchskasten aus Stahl hergestellt, der eine Grundfläche von 2m x 3m aufweist (zwölfacher Modellpfahldurchmesser mal achtfacher Modellpfahldurchmesser).

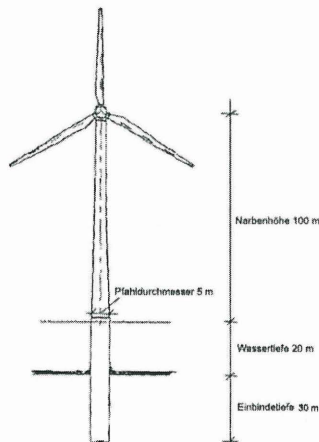


Abbildung 6: Abmessungen eines Monopiles

Bei einem Versuchspfahldurchmesser von 25 cm ist damit in der Hauptbelastungsrichtung auf beiden Seiten des Pfahls ein Abstand zur Modellbegrenzung des fünfeinhalbfachen Pfahldurchmessers vorhanden. Dies ist ausreichend, um im Boden um den Pfahl keine Störungen durch die Stahlwände zu erzeugen. Im Versuchskasten wurde ein nach den Modellgesetzen ausgewählter, speziell feinkörniger Sand eingebaut, in welchen der Versuchspfahl mit einem Außendurchmesser von 25 cm einbindet. Über dem Sand steht 1 m Wasser an, was in der Natur einer Wassertiefe von 20 m entspricht. Über eine am Pfahlkopf angebrachte Belastungseinrichtung wird der Pfahl angeregt. Eine Skizze des Modellversuches ist in Abbildung 7 dargestellt.

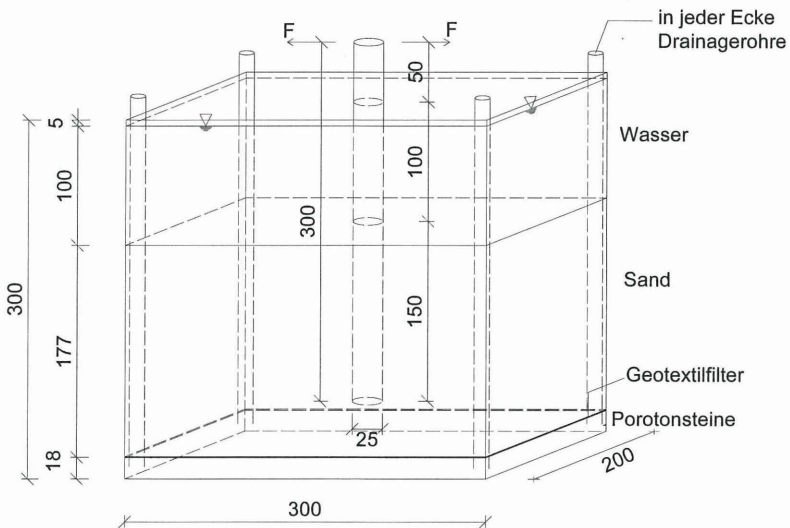


Abbildung 7: Skizze des Modellversuches

6.1 SAND

Die Übertragung der Natur aufs Modell (bzw. nachher der Ergebnisse des Modells auf die Natur) erfordert, dass sich Natur und Modell geometrisch, kinematisch und dynamisch ähnlich sind [OUMERACI 1994]. Bei den meisten in der Literatur vorzufindenden Versuchen, werden zwar die Dimensionen der abzubildenden Bauwerke geometrisch ähnlich von der Natur aufs Modell übertragen, doch bei dem eingebauten Bodenmaterial wird

dieses Ähnlichkeitsprinzip zumeist nicht beachtet. Der in der Nordsee vorzufindende Boden besteht aus Fein- und Mittelsanden mit Korngrößen zwischen ca. 0,06 und 2 mm. Dieser kann im Modell allerdings nicht im Maßstab 1:20 verkleinert werden, da ab einer Korngröße von rd. 0,06 mm Kohäsionskräfte wirksam werden und zu einem bindigen Materialverhalten führen. Um aber möglichst nahe an die Bedingungen in situ heranzukommen, wurde sich hier für einen Feinsand entschieden, der mit Korngrößen zwischen 0,063 mm und 0,2 mm so fein wie möglich ist. In Abbildung 8 ist die Kornverteilungslinie des verwendeten Feinsandes dargestellt.

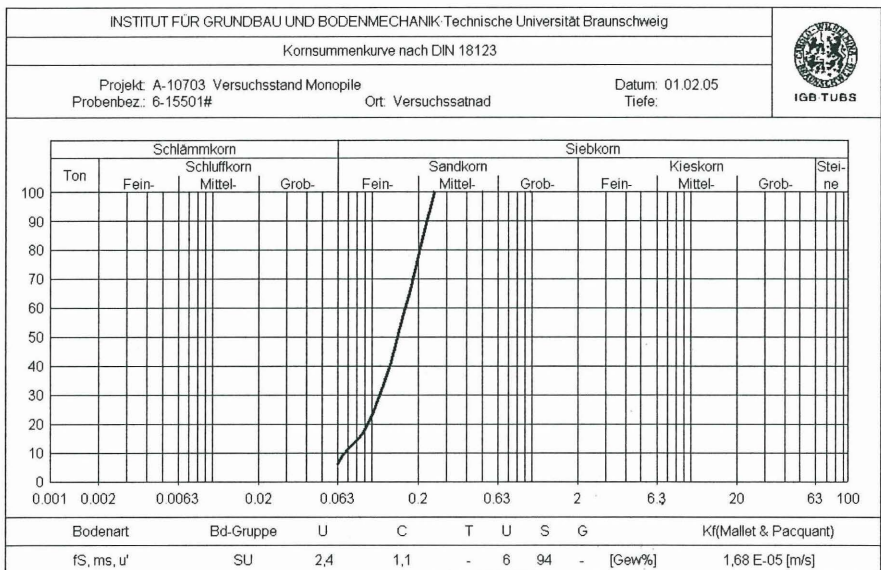


Abbildung 8: Kornverteilungslinie des für den Modellversuch verwendeten Feinsandes

6.2 EIN- UND AUSBAU DES SANDES

Da mehrere Versuchsreihen durchgeführt werden und der Sand, der Pfahl und die Messtechnik immer wieder ausgebaut und neu eingebaut werden müssen, ist es wichtig, diesen Ein- und Ausbau so vorzunehmen, dass bei jeder Versuchsreihe die gleichen Bedingungen vorliegen (Lagerungsdichte, Wassersättigungsgrad, Pfahleinbindung, Anordnung der Messtechnik etc.). In den Versuchskasten ist zunächst eine Schicht

Porotonsteine von einer Höhe von 17,5 cm eingebaut worden. Darauf liegt ein Geotextil, das die Drainageschicht vor dem Eindringen des darüber eingebauten Sandes schützt. In den Ecken des Versuchskastens sind Entwässerungsrohre eingestellt, die in Höhe der Porotonsteine perforiert sind. Nach dem Einbau des Sandes sowie des Pfahles und der Messtechnik wird der Versuchskasten von unten nach oben geflutet. Um eine in allen Versuchen möglichst reproduzierbare Lagerungsdichte zu erhalten, wird der Versuchstand zweimal komplett entwässert und wieder geflutet. Die Porotonsteine erlauben ein einfaches Dränieren des Wassers nach jeder Versuchsreihe. Es sammelt sich in diesem unteren Bereich des Kastens und wird dann über die in den Ecken des Stahlkastens eingestellten Plastikrohre abgepumpt. Über die 4 Entwässerungsrohre wird außerdem der Wasserstand im Sand kontrolliert.

6.3 WASSER

Problematisch ist die Übertragung der Viskosität des Wassers von der Natur ins Modell. Nach OUMERACI [1994] wäre bei dem gewählten Maßstab von 1:20 eine Modell-Flüssigkeit erforderlich, die eine kinematische Viskosität von

$$\nu_{\text{Modell}} = \left(\frac{1}{20} \right)^{3/2} \cdot \nu_{\text{Natur}} \approx \frac{\nu_{\text{Natur}}}{89} \quad \text{Gleichung (3)}$$

hat und damit sehr viel dünnflüssiger als Wasser ist. Die Herstellung einer solchen Flüssigkeit ist mit erheblichem Aufwand und Kosten verbunden. Es wird daher Wasser mit seiner üblichen Viskosität verwendet. Der hierdurch auftretende Fehler bei der Versuchsauswertung wird beachtet.

6.4 LASTAUFBRINGUNG UND MODELLPFAHL

Die Lastaufbringung auf den Modellpfehl soll eine möglichst realitätsnahe Simulation der zyklischen Einwirkungen aus Wind und Wellen gewährleisten. Dabei erfährt der Pfehl zunächst nur aus einer Richtung Einwirkungen. In späteren Versuchsreihen kann eine realitätsnähere Simulation aus mehreren Richtungen erfolgen. Eine wichtige Erkenntnis

der Untersuchungen von KUDELLA UND OUMERACI [2004] war, dass sich eine deutliche Porenwasserdruckakkumulation erst nach ca. 130 Zyklen einstellte. Daher werden auch in diesem Versuch sehr viele Belastungszyklen gefahren, da ansonsten die bei längerer Belastung auftretenden Phänomene nicht beobachtet werden können. Der Dimensionierung des Modellpfahls liegen Berechnungen unter Berücksichtigung der Modellgesetze zugrunde.

6.5 MESSTECHNIK

Um den Modellpfahl sind 8 Totalspannungsgeber zur Messung der gesamten Spannungen und 8 Porenwasserdruckgeber zur Messung der Porenwasserdruckspannungen eingebaut. Davon sind sechs Aufnehmer in Belastungsrichtung und zwei zur Überprüfung des Staudruckes in der obersten Ebene seitlich des Pfahls angeordnet. Die Verschiebungen des Pfahls über dem Wasserspiegel werden durch zwei hochpräzise Laser-Entfernungsmesser registriert. Über ein Seilzug-System wird mit herkömmlichen Wegaufnehmern zusätzlich auch die Auslenkung/Verschiebung des Pfahls unter Wasser gemessen. Am Pfahlschaft sind Dehnungsmessstreifen zur Bestimmung der Biegung/Normalkraft angeordnet.

6.6 VERSUCHSREIHEN

Ziel des Versuchsprogramms ist es, die phänomenologischen Abläufe im Untergrund zu erfassen und Aussagen über die Lastabtragung, die Reaktionen im Untergrund und über das Sicherheitsniveau zu treffen. Es sind mehrere Versuchsreihen geplant, in denen der Einfluss der horizontalen Pfahlauslenkung, der Anregungsfrequenz und der Einbindelänge des Pfahls auf die Porenwasserdruckentwicklung und die Tragfähigkeit des Bodens untersucht werden. Entgegen einem realen Monopile, der natürlichen Einwirkungen ausgesetzt ist, können die Einwirkungen am Modellpfahl variiert und Versagenszustände simuliert werden. Im Weiteren können Maßnahmen getestet werden, mit denen einer möglichen Verflüssigung oder anderen, die Standsicherheit des Pfahles gefährdenden Phänomene im Untergrund, entgegen gewirkt werden kann.

6.7 AUSBLICK

In den ersten Versuchsreihen soll die Belastung aus Wind, Wellen und Strömung durch eine am Pfahlkopf angreifende Belastungseinrichtung simuliert werden. Die Porenwasserdrücke, die dabei im Boden gemessen werden, sind daher verschiebungsinduziert. Ein welleninduzierter Porenwasserdruckaufbau kann nicht beobachtet werden. Um die Belastung einer Offshore-WEA noch realitätsnäher zu simulieren, könnten „echte“ Strömung und Wellen in den Modellversuch eingebracht werden. Die Strömung lässt sich durch Öffnungen im Stahlkasten, die über eine Wasserleitung und eine Pumpe miteinander verbunden sind, recht einfach simulieren. Für die Wellen müsste der Modellversuch erweitert oder der Versuch eventuell in einem Wellenkanal durchgeführt werden.

LITERATUR

Kudella, M.; Oumeraci, H. (2004)

Wave-induced transient and residual pore pressure in the sand bed underneath a caisson breakwater – Processes leading to liquefaction, *Proceedings of the international conference on cyclic behaviour of soils and liquefaction phenomena, Bochum, Germany*, S. 411 - 424

Oumerace, H. (1994)

Wasserbauliches Versuchswesen I – Theoretische Grundlagen, *Vorlesungsumdruck für das Vertiefungsfach „Hydromechanik und Küsteningenieurwesen“, Ausgabe Dezember 1994*

Poulos, H.G. (1988)

Marine Geotechnics, *Unwin Hyman, London*

Seed, H. B.; Martin, P. P.; Lysmer, J. (1976)

Pore-water pressure changes during soil liquefaction, *Journal of the geotechnical division, Band 102, Heft GT 4*, S. 323 - 346

Stahlmann, J.; Schallert, M. (2003)

Geotechnische Aspekte bei der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Pfahlsymposium 2003, Fachseminar: 20./21. Februar 2003*, 71, S. 449 - 468

Taiebat, H. A.; Carter, J. P. (2000)

A semi-empirical method for he liquefaction analysis, *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Band 24, Heft 13*, S. 991 - 1011

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Katharina Kluge
Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig
Telefon: +49 (0)531 391 2324
Fax: +49 (0)531 391 4574
j.stahlmann@tu-bs.de, k.kluge@tu-bs.de, j.gattermann@tu-bs.de,
www.IGB-TUBS.de

Rammpbarkeitsuntersuchung für Offshore-Monopiles von Windenergieanlagen

Frank Rausche und Oswald Klingmüller

Zusammenfassung

Für Offshore-Windenergieanlagen in deutschen Seegebieten werden Monopiles als wirtschaftlichste Möglichkeit einer Gründung vorgesehen. Eine wesentliche Schwierigkeit besteht darin, dass die Monopiles für die horizontale wechselnde Dauerbelastung in einen sehr festen Boden mit hoher seitlicher Bettung eingebracht werden müssen. Es eignen sich somit nur sehr dicht gelagerte Bodenformationen. Das bedeutet aber auch, dass der Boden für das Einrammen einen hohen Widerstand aufweist. Daraus folgt eine hohe Steifigkeit des Rammguts, wobei die Wandstärke wiederum den Rammwiderstand beeinflusst. Eine zuverlässige Ermittlung der Rammspannungen ist also die Grundvoraussetzung für eine optimierte Bemessung. Es muss auch ein Rammgerät bestimmt werden, welches das gefundene Rohrprofil sicher einbringen kann, denn eine Umrüstung ist bei den engen Installationsfenstern in den in Frage kommenden Seegebieten nicht möglich.

Im Beitrag wird die Vorgehensweise der Rammpbarkeitsuntersuchung mit dem Programm GRLWEAP beschrieben, die erforderlichen Daten und die vom Programm gelieferten Ergebnisse. Der Weg von einem ersten Vorentwurf zu einer optimierten Lösung für die Kombination Rammgerät, Monopile Design, Einbindetiefe wird anhand von Daten für die zur Zeit diskutierten Windenergiefelder in der norddeutschen Nordsee dargestellt.

Einleitung

Die Gründung von Windenergieanlagen (WEA) ist im Offshorebereich deshalb aufwändig, weil dort die Windlasten durch die Wassertiefe bedingt zusätzliche Momente verursachen, zusätzliche Lasten durch Wellen entstehen und die für Horizontalkräfte wichtigen oberen Bodenschichten durch Kolk ausgewaschen werden können.

Da die vorherrschende Horizontalbelastung auch als Dauerwechsel- oder Dauerschwellbelastung auftritt und eine Schiefstellung des Turms auf jeden Fall vermieden werden muss, ist eine sehr tiefe Einbindung des Monopiles in Schichten hoher Lagerungsdichte erforderlich, um nicht nur eine ausreichend steife Bettungsziffer zu erreichen sondern auch einen entsprechend hohen Erdwiderstand. Die für eine Windbelastung in Höhe der Gondel von 2 MN im Boden aufzunehmenden Gleichgewichtskräfte sind im Bild 1 zur Veranschaulichung der Größenordnung angegeben. Dazu kommen noch die horizontale Wellenbelastung, die durchaus grösser als die Windlast sein kann. Im Bereich der Einspannung muss der Boden horizontale Druckspannungen im Bereich von mehreren MPa aufnehmen können. Für statische Bemessungen zulässige Werte sollten bei der Bemessung für die Dauerbelastung nicht ausgeschöpft werden.

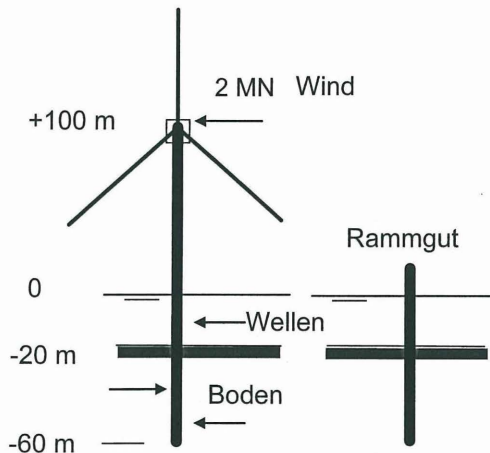


Bild 1: Kräfte an einer Offshore Windenergieanlage

Zu den genannten schwierigen Bemessungsbedingungen erschweren die Umweltbedingungen den Baubetrieb. Auf der anderen Seite gibt es im Offshore Bauwesen größere und schwerere Maschinen und Möglichkeiten zur Bewältigung von Aufgaben mit großen Abmessungen und Gewichten.

Eine gute Zusammenfassung der Probleme und Lösungen bei Offshore WEAs kann man bei Wiemann et al. (2002) oder Stahlmann /Schallert (2003) finden. Allerdings werden dort die Besonderheiten einer Lösung mit Monopiles nur sehr kurz behandelt. Daher soll im folgenden an Hand eines Beispiels gezeigt werden, wie mit Hilfe von dynamischen Messungen und Berechnungen eine erfolgreiche Bemessung unter Berücksichtigung der Einbaubedingungen bei Monopiles vorgenommen werden kann.

Dynamische Simulationen des Pfahlrammvorgangs werden i.a. mit Hilfe der Wellengleichungsberechnung nach Smith (1960) durchgeführt. Während Smith hauptsächlich versuchte, die dynamische Rammformel durch ein genaueres Verfahren zu ersetzen, wurde sein Verfahren im GRLWEAP Programm (PDI, 2003) für die sogenannte Rammpbarkeitsberechnung verwendet. Bei der Rammpbarkeitsuntersuchung wird die gesamte Pfahlrammung, einschließlich Pfahlverlängerungen und Rammunterbrechungen simuliert und die maximalen Spannungen und Schlagzahlen ermittelt. Unter Umständen muss durch eine größere Pfahlwandstärke, einen schwereren Hammer oder beides eine Lösung gefunden werden, bei der die zulässigen Spannungen eingehalten werden und die erforderliche Rammtiefe erreicht wird.

Es ist empfehlenswert die statische Berechnung des Monopiles entsprechend der API Empfehlungen (z.B. RP 2A-LRFD, 1993) durchzuführen. Diese Empfehlungen enthalten die praktischen Erfahrungen die während der letzten 50 Jahre bei der Installation von Offshore Jackets mit großen Pfahldurchmessern unter verschiedenen Bedingungen gemacht wurden.

Dimensionierung des Pfahles

Aus Wirtschaftlichkeitsgründen werden die Offshore Rohrpfähle oft mit veränderlicher Wandstärke ausgebildet. Wegen der Verteilung der Biegespannungen ist daher die Wandstärke im Bereich des Meeresbodens am größten und nimmt von da nach oben und nach unten hin ab. Vom rammtechnischen Standpunkt gesehen ist dies äußerst ungünstig, weil der verstärkte Mittelbereich des Pfahles die Rammenergie und -kräfte reflektiert und

erhöhte Rammspannungen verursacht. Der flexiblere untere Pfahlteil ist dann zwar geringeren Spannungen ausgesetzt, er überträgt aber auch geringere Kräfte und kann daher nicht so viel Bodenwiderstand überwinden wie ein entsprechender Pfahl mit einheitlicher Wandstärke.

Je höher die Wandstärke umso leichter lässt sich der Rohrpfahl rammen. Das erklärt sich dadurch, dass die Pfahlimpedanz linear mit der Wandstärke zunimmt, wodurch bei gleicher Energie die Rammkräfte zunehmen. Diese auf wellenmechanischer Grundlage beruhende Erkenntnis wurde durch Messungen eindeutig bestätigt. Sie steht im genauen Gegensatz zu der auf Rammformeln basierenden allgemeinen Ansicht, dass für höhere Pfahlgewichte höhere Rammenergien aufgebracht werden müssen.

In der Offshore Rammpraxis hat es sich erwiesen, dass die Rammung vereinfacht wird, wenn der Pfahl im Fußbereich, also etwa über die unteren 1.5 m, bei konstantem Außendurchmesser mit einer 12 mm größeren Wandstärke ausgebildet wird als der darüber liegende Rohrpfahl. Dieser verstärkte Rammschuh reduziert die Reibung im Rohrrinnen, wodurch die Gefahr der Pfropfenbildung verringert wird.

Rammhilfen

Es kann durchaus vorkommen, dass der Pfahl bei der Rammung trotz bester Arbeitsvorbereitung nicht mehr eindringt. Der Grund kann entweder eine zu geringe Energie oder Rammkraft oder ein zu hoher Bodenwiderstand sein. In harten Böden und bei kleineren Rohrdurchmessern kann es zum Beispiel zur teilweisen oder völligen Pfropfenbildung kommen. In dem Fall muss dann der Rohrpfahl "ausgewaschen" werden. Dabei muss man aber sehr vorsichtig vorgehen, damit das Auswaschen nicht unterhalb des Pfahles auftritt, wodurch dann auch der den Pfahl umgebende Boden ausgespült werden könnte. Dies wäre bei einem Monopile, der sehr hohe Horizontalkräfte aufzunehmen hat, besonders gefährlich.

In sandigen oder weichen bindigen Böden können Vibrationsbäre sehr wirtschaftlich Rohrpfähle einbringen, hauptsächlich weil der rollige Boden durch die hohen Frequenzen

seinen Scherwiderstand verliert. Ein Betonrohr mit 12 m Durchmesser und 250 mm Wandstärke wurde bereits mit vier simultan arbeitenden Vibrationsbären in China in wenigen Minuten auf die erforderliche Tiefe von 12 m gebracht (Rausche, 2002). Allerdings war dabei der Bodenwiderstand relativ gering. Wie mit GRLWEAP Simulationsrechnungen gezeigt werden kann, ist die Grenze des Vibrationsrammens im rolligen Boden im allgemeinen dann erreicht, wenn der Spitzenwiderstand größer ist als das statische Gewicht von Rammsystem und Pfahl. In bindigen Böden ist es schwieriger allgemein gültige Aussagen zu machen.

Zeit ist im Offshore Baubetrieb kostbar und damit schnelle Entscheidungen getroffen werden können, wenn der Rammfortschritt anders als geplant verläuft, werden häufig Messungen von Kraft und Geschwindigkeit am Pfahlkopf während der Rammung durchgeführt. Ein Pile Driving Analyzer wertet diese Ergebnisse sofort aus und bestimmt dabei für jeden Schlag die in den Pfahl übertragene Energie, die Spannungen im Pfahl und den Bodenwiderstand. Mit Hilfe dieser Ergebnisse kann dann sofort entschieden werden, ob ein ungenügender Rammfortschritt mangelhafter Hammerenergie oder unvorhergesehen hohem Bodenwiderstand zuzuschreiben ist. Die Messungen können auch für zukünftige Bauvorhaben wertvolle Erfahrungswerte liefern.

Ermittlung des Bodenwiderstandes

Zuerst wird der vertikale Bodenwiderstand als die Summe von Mantelreibung und Spitzenwiderstand ermittelt. Diese statische, geotechnische Berechnung der vertikalen Widerstandskräfte basiert meistens auf den Ergebnissen von Drucksondierungen oder Rammsondierungen, die dann mit lokal verschiedenen Ansätzen ausgewertet werden. Die dadurch ermittelten Grenzen der vertikalen Druck- und Zugtragfähigkeiten gelten für die statische Belastung, die von der Bodenart abhängig, wenige Stunden oder einige Wochen nach der Pfahlrammung auftreten wird. Für die horizontale Belastbarkeit ergeben dieselben Aufschlüsse oder In-situ Testmethoden Druck-Verformungskurven, die dann mit einem besonderen Rechenverfahren die Momenten- und Verformungslinie des Pfahles ergeben (z.B. Abdel-Rahman/Achmus 2004).

Die Rammung eines Pfahles kann auf die Eigenschaften des Bodens eine entscheidende Auswirkung haben. Bei lockeren rolligen Böden kann es zu einer Verdichtung kommen, während sehr dichte Böden aufgelockert werden können. Bei bindigen Böden ist diese Dichteänderung weniger ausgeprägt, dafür kann es aber zur permanenten Umlagerung der Bodenstruktur kommen und bei hohem Karbonatgehalt zerbrechen häufig die Bodenteilchen und verlieren dadurch ihren Widerstand. Der nach der Rammung vorhandene Langzeit-Bodenwiderstand wird mit R_u (ultimate resistance oder ultimate capacity) bezeichnet.

Die Rammung verursacht auch eine zeitlich begrenzte Änderung des Bodenwiderstandes. I. a. nimmt bei feinkörnigen Böden die Mantelreibung mehr, bei grobkörnigen Böden weniger stark ab. Beim Spitzenwiderstand sieht man geringere Veränderungen. Die durch die Rammung bedingte, kurzfristige Abnahme der Pfahltragfähigkeit bezieht sich auf den statischen, d.h. den vom Eindringungsweg abhängigen Anteil des Rammwiderstandes (SRD = Static Resistance to Driving). Der dynamische Widerstandsanteil, d.h. der von der Pfahlgeschwindigkeit abhängige Bodenwiderstand, spielt eine untergeordnete Rolle. Für die Dämpfung wird daher i.a. angenommen, dass sie mit den gleichen Ansätzen für Rammung und eine spätere Nachrammung berechnet werden kann. Statischer und Dämpfungswiderstand ergeben zusammen den gesamten dynamischen Widerstand.

Hauptsächlich für die Mantelreibung aber parallel dazu auch für den Spitzenwiderstand, ergibt sich

$$SRD = R_u / f_s .$$

Der sogenannte "Soil Setup Factor", f_s , kann umgekehrt mit den während der Rammung durch dynamische Messungen ermittelten Mantelreibungen multipliziert werden (Rausche et al. 2004-a). Das führt dann auf den Langzeit-Bodenwiderstand. Für normal konsolidierte Offshore-Tone wurden bereits f_s -Werte bis zu 10 ermittelt. Als Grund dafür wird oft eine Umlagerung der Tonteilchen durch die dynamischen Bewegungen in der Pfahl-Bodenschicht gesehen. Bei Sanden sind diese Faktoren kleiner und werden entweder durch kurzfristig erhöhte Porenwasserdrücke oder durch ein vergrößertes Rammloch und

dadurch verringerte horizontale Effektivspannungen in der Umgebung des Rohrpfahles erklärt.

Bei offenen Rohren ergibt sich noch eine weitere Schwierigkeit beim Spitzenwiderstand. Für kleinere Rohrdurchmesser, z.B. 500 mm oder weniger, bildet der Pfahl beim Rammen durch dichte Böden einen Propfen. Dann tritt keine innere Rohrreibung auf und der Spitzendruck wirkt auf der gesamten Querschnittsfläche des Pfahles. Bei sehr großen Pfahldurchmessern ist die Trägheit des Bodens im Pfahl aber so groß (Beschleunigungen können während der Rammung leicht mehrere hundert g-Werte erreichen, $g=9.81 \text{ m/s}^2$), dass der Bodenpfropfen dann relativ zum Pfahl während der Rammung nach oben wandert (Durchstanzen). Es entsteht Reibung im Inneren des Pfahles und Spitzendruck an der Unterkante des Stahlrohres selbst. Allerdings nimmt diese innere Rohrreibung i.a. während einer Rammung mit hohen Beschleunigungen sehr schnell ab, weil sich im Inneren des Rohres keine hohe horizontale Effektivspannung aufbauen kann.

In der Praxis tritt weder eine vollkommene Ppropfenbildung noch ein vollständiges Durchstanzen ein. So werden sich wohl im ersten Augenblick der Pfahlspitzenbewegung unter einem Rammschlag (Beschleunigung und Spitzendruck sind noch gering) Pfahl und Bodenpfropfen zusammen bewegen. Wenn die Pfahlbeschleunigung und der Spitzendruck am Ppropfen zu groß werden, dringt der Ppropfen in das Rohr ein. Am Ende des Schlages, wenn Beschleunigung und Spitzendruck abnehmen werden, bewegen sich Boden und Rohr wieder zusammen. Man spricht dann von einer teilweisen Ppropfenbildung.

Berechnung des Rammvorgangs

Zur Untersuchung der Rammbarkeit des Pfahles, der Auswahl geeigneter Rammgeräte und Berechnung der Grenztragfähigkeit muss eine dynamische Simulierung des Rammvorganges unternommen werden. Bär und Pfahl werden dabei als eine Serie von linearen Federn und Massenpunkten dargestellt. Der Bodenwiderstand wird, wie erwähnt, durch einen statischen, d.h. eindringungsabhängigen, elastisch-plastischen Anteil repräsentiert. Die elastische Grenzeindringung, bei der der Bodenwiderstand vom elastischen in den plastischen Zustand übergeht, wird gewöhnlich mit "Quake" bezeichnet. Zum statischen Widerstandsanteil kommt noch der dynamische, d.h. geschwindigkeitsabhängige Bodenwiderstand.

Seit den 70er Jahren wurde dieses Modell erfolgreich für Berechnungen von Offshore Pfahlrammungen eingesetzt. Der Ansatz wurde von Smith, (1960) entwickelt und später vielfach angewendet und bestätigt (Rausche et al., 2004-b). GRLWEAP ist ein Rechenprogramm, das seit Jahren mit gutem Erfolg weltweit zum Einsatz gekommen ist. Weil sich der Bodenwiderstand durch den dynamischen Einfluss verändert, ist die größte Schwierigkeit bei der Rammbarkeitsberechnung, den statischen Anteil des zur Zeit der Rammung auftretenden Widerstandes realistisch abzuschätzen. Im Vergleich zu dieser Schwierigkeit ist die Abschätzung des zusätzlichen dynamischen Widerstandsanteils relativ unproblematisch.

Wegen der vielen Annahmen und Unbekannten, werden wie oft in der Praxis, im folgenden Beispiel zwei Fälle untersucht, so dass obere und untere Grenzen für bemessungsbestimmende Größen, wie maximale zu erwartende Spannungen oder maximale zu erwartende Schlagzahlen, bestimmt werden können:

- (a) Optimistisch mit reduziertem Bodenwiderstand für eine Rammung die ohne Unterbrechung abläuft und gut arbeitendem Rammsystem und
- (b) Pessimistisch, das heißt mit erhöhtem Bodenwiderstand und geringerer Rammeffizienz.

Wenn Extremwerte von statischen und dynamischen Bodenwiderstandswerten zusammen mit maximalen und minimalen Effizienzen in die Rechnung eingegeben werden, dann können die Ergebnisse leicht unrealistisch werden. Im folgenden Beispiel werden daher nicht extreme, sondern häufig angetroffene Werte als Eingaben gewählt.

Pfahl

Der Pfahl soll einen Durchmesser von 4000 mm und eine Wandstärke von 100 mm haben. Die Wandstärke soll auf 150 mm im Meeresbodenbereich zunehmen, und auf 60 mm in der unteren Pfahlhälfte abnehmen. Wie erwähnt ist das für die Rammung ein recht ungünstiges Pfahlprofil, da die Rammenergie und -kraft praktisch an dem schweren Mittelteil reflektiert wird. Zur Reduzierung der inneren Rohrreibung werden die unteren 1.5 m der 63 m Gesamtpfahllänge mit einem inneren Rammschuh, d.h. mit einer auf 76 mm erhöhten Wandstärke, versehen. Der Pfahl soll mindestens auf eine Tiefe von 40 m gerammt werden, damit die Horizontalkräfte und Momente sicher in den Boden abgetragen werden können. Die vertikalen Lasten eines Monopiles sind i. a. für die Bemessung bei WEA nicht

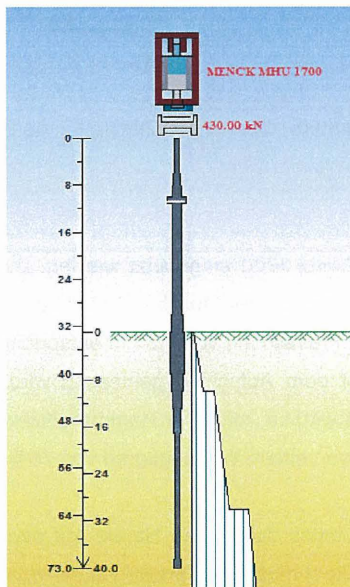


Bild 2: Wellenleitungssystem

kritisch. Bild 2 zeigt die graphische Darstellung des Systems im GRLWEAP Programm. Die Bilder 3a und 3b zeigen die Querschnittsfläche und Wandstärke über die Tiefe.

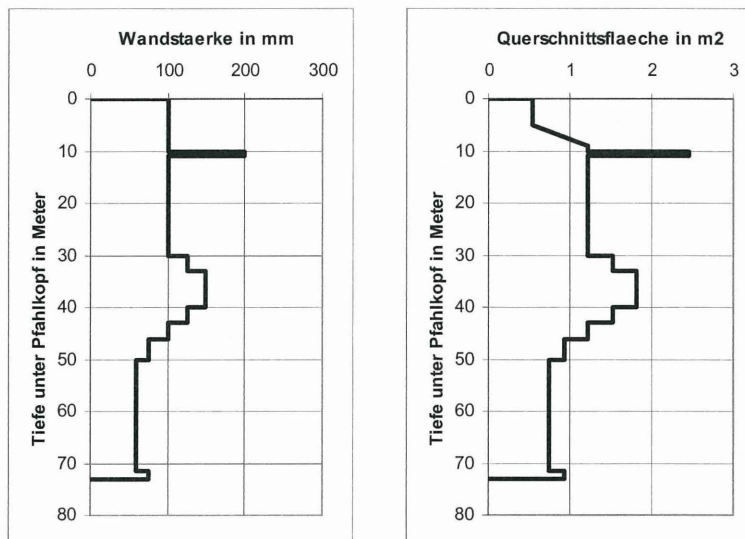


Bild 3: (a) Pfahlwandstärke und (b) Querschnittsfläche für die Beispielsberechnung

Rammsystem

Als Hammer soll ein Menck MHU 1700 eingesetzt werden. Das Gewicht der am Schlag beteiligten Massenteile ist bei diesem Hydraulikbär 922 kN und seine maximale kinetische Energie ist 1667 kJ, was einer Freifallhöhe von 1.81 m entspricht. Da die kinetische Energie bei diesem Hammer kurz vor dem Aufschlag gemessen wird, sind weitere unbekannte Energieverluste gering und es wird i.a. mit einer Hammereffizienz von 95% gerechnet. Für den pessimistischen Fall wird von einem Wirkungsgrad von 75% ausgegangen.

Die Schlagkraft und -energie muss durch eine Haube auf den Pfahl übertragen werden. Eine für einen Pfahl von 4 m Durchmesser gefertigte Haube wäre nicht nur teuer, sie würde wahrscheinlich auch hohe Energieverluste verursachen. Daher wird in diesem Beispiel angenommen, dass eine Haube für einen 1.8 m Durchmesser Pfahl zur Verfügung stünde. Darunter kommt dann ein 10 m langer, konischer Adapter zum Einsatz mit 100 mm

Wandstärke. Er soll oben aus einem Rohr mit Durchmesser 1,8 m bestehen und dann über eine Länge von 4 m auf einen Durchmesser von 4 m zunehmen. Dieser Adapter sitzt frei auf dem Pfahlkopf auf und wird durch ein äußeres, 1 m langes Rohrstück geführt.

Bodeneigenschaften

Nach Wiemann et al.(2002) besteht der Boden in den für die WEA in der Nordsee in Frage kommenden Gebieten aus lockeren Feinsanden, sehr dichten Mittelsanden, manchmal mit Kies, Geschiebemergel und manchmal hartem Ton. Für das Rechenbeispiel wurde ein entsprechendes Bodenprofil angenommen und in der Tabelle 1 zusammengestellt. Um auf der sicheren Seite zu liegen, wurde dabei auch angenommen, dass die während der Rammung auftretenden statischen Bodenwiderstände höher sein können als die für vertikale Lasten zugelassenen Werte (API empfiehlt z.B. für sehr dichten Sand nicht mehr als 125 kPa Mantelreibung anzusetzen).

Tabelle 1: Bodenprofil des Beispiels					
Schicht No.	Tiefe	Beschreibung*	Mantel-reibung	Spitzen-druck	Dämpfung am Mantel
	m		kPa	MPa	s/m
I	0 - 10	Feinsand $\varphi' < 35^\circ$; $q_c < 6 \text{ kN/m}^2$	5 - 30	0.5 – 2.5	0.16
II	10 - 20	Sehr dichter Sand $\varphi' < 40^\circ$; $q_c > 11 \text{ kN/m}^2$	60-100	6.0 – 10	0.16
III	20 - 40	Geschiebelehm $c_u > 50 \text{ kN/m}^2$	150 - 200	1.0	0.60

* φ' ... Effektiver Reibungswinkel; q_c ... Sondenspitzendruck
 c_u ... undräßierte Scherfestigkeit

Statischer Rammwiderstand (SRD)

Die Werte in der Tabelle 1 gelten von der oberen zur unteren Schichtgrenze. Tatsächlich würde man auch hier optimistische und pessimistische Grenzwerte für die Rammung erwarten können. In unserem Beispiel wird aber angenommen, dass die in Tabelle 1 angegebenen Werte Mittelwerte sind; diese Werte werden dann auf die SRD Werte

reduziert für die Berechnung des optimistischen Falls oder vergrößert für die Berechnung des pessimistischen Falls. Stehen bodenmechanische Ergebnisse von mehreren Verfahren zur Verfügung, dann könnten diese ebenfalls als obere und untere Widerstandsgrenzen in die Berechnung eingehen.

Für den optimistischen Fall wird daher in unserem Beispiel angenommen, dass der Sand nur 80% ($f_s = 1.25$), die bindigen Bodenschichten nur 66% ($f_s = 1.5$) ihrer Langzeit-Mantelreibung während der Rammung haben. Für den pessimistischen Fall wird dagegen volle Mantelreibung und ein um 25% ($f_s = 0.8$) erhöhter Spitzendruck angesetzt. Ein f_s -Wert kleiner als 1.0 kommt im Relaxationsfall vor, z.B. wenn durch Dilatation in sehr dichten feinen Sanden bedingt, ein negativer Porenwasserdruck während der Rammung an der Pfahlspitze auftritt. Bild 4 zeigt die untere und obere Grenze des für die Berechnung angenommenen Bodenwiderstandes und seinen Spitzendruckanteil.

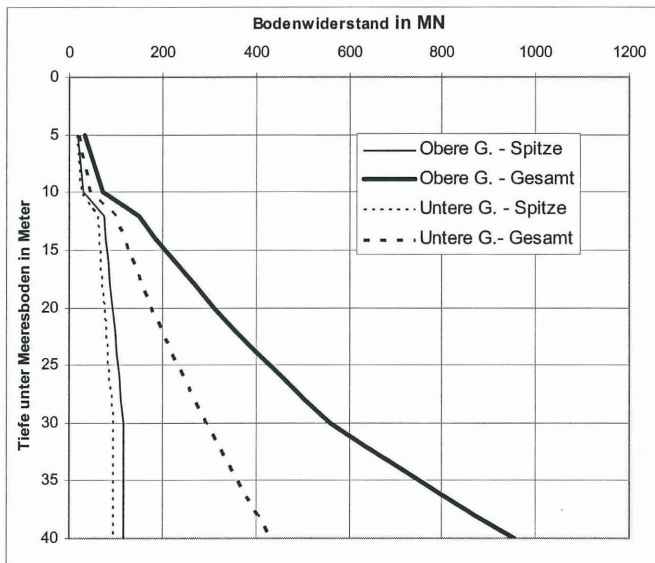


Bild 4: Annahmen für den Bodenwiderstand

Im statischen Fall erwartet man den kleineren Wert von entweder Spitzendruck über den Gesamtquerschnitt oder die innere Reibung im Rohr. Beim kontinuierlichen Rammen von

großen Rohren wird aber Spitzendruck nur unter dem Stahlrohr selbst entstehen, weil die Trägheitskräfte beim großen Pfahldurchmesser viel größer sind als die im Pfahlrohr auftretenden Reibungskräfte. Für den optimistischen Fall kann erwartet werden, dass im Bereich des 1.5 m langen Rammschuhs Reibungskräfte im Rohrrinnern entstehen, die gleich groß wie die an der Außenwand auftretenden Reibungskräfte sind. Im pessimistischen Fall werden zusätzliche innere Reibungskräfte dort angesetzt, wo sich der innere Pfahldurchmesser verringert. Wo sich der innere Durchmesser nach oben hin wieder erweitert, wird es kaum zu inneren Reibungskräften kommen können. Die Berechnung wird also mit verdoppelten Mantelreibungskräften im Bereich des Rammschuhs (optimistisch) und von Pfahlspitze bis zur Oberkante des 150 mm starken Rohrteils (pessimistisch) durchgeführt.

Schließlich müssen noch die dynamischen Bodenwiderstandswerte festgelegt werden. Die Smith-Dämpfungswerte am Pfahlfuß und die Quakewerte am Mantel werden mit ihren Normalwerten von 0.5 s/m und 2.5 mm sowohl für die optimistische wie auch für die pessimistische Berechnung eingesetzt. Je nach Feingehalt der Bodenarten können die Dämpfungswerte am Pfahlmantel aber stark variieren. Aus diesem Grund wird die optimistische Berechnung mit den Standardwerten, die pessimistische mit um 50% erhöhten Dämpfungsfaktoren durchgeführt. Für die Quakewerte am Pfahlfuß wird für offene Rohrpfähle meist ein Wert von 2.5 mm angenommen. Für den pessimistischen Fall wird dieser Wert in unserem Beispiel verdoppelt.

Ergebnisse

Bild 5 zeigt die erwarteten Schlagzahlen für den optimistischen und pessimistischen Fall. Selbst im oberen Grenzfall, der hauptsächlich die Bedingungen nach einer längeren Rammunterbrechung wiedergibt, liegen die höchsten Schlagzahlen bei 180 pro 250 mm Eindringung. Das bedeutet, dass der Hammer in der Lage ist, den Pfahl auch nach längerer Rammunterbrechung weiterzurammen. Würde diese schwierigste Rammbedingung für die gesamte Rammung gelten dann müssten insgesamt 4400 Schläge aufgebracht werden, was einer reinen Rammzeit von etwa 110 Minuten entspricht. Im unteren Grenzfall, der für das ununterbrochene Rammen realistischer ist als die obere Grenze, würden die maximalen Schlagzahlen bei nur 18 Schlägen pro 250 mm liegen und die reine Rammzeit würde ungefähr eine halbe Stunde betragen.

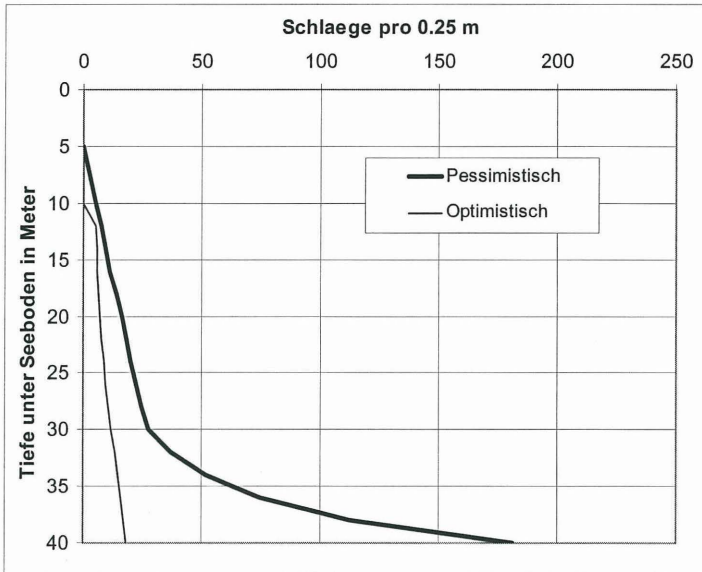


Bild 5: GRLWEAP berechnete Schlagzahlen

Die maximale Druckspannungsverteilung im Pfahl zeigt Bild 6 für den optimistischen Fall (Wirkungsgrad des Hammers 0.95) und für den letzten Rammschlag bei 40 m Tiefe. Die höchsten Spannungen werden im Adapter auftreten und Werte von rund 250 MPa erreichen. Der Grund für diese hohen Spannungen ist die starke Zunahme des Querschnitts und die dadurch bedingten Spannungsreflexionen im oberen Adapterteil, wo der Querschnitt am schwächsten ist. Obwohl diese Spannungen im dynamischen Belastungsfall für Pfähle durchaus annehmbar sind für Stahlgüten mit Fließgrenze über 280 MPa, würde man bei einem Adapter der wiederholt eingesetzt werden soll, doch etwas vorsichtiger sein und seine Querschnittsfläche etwas vergrößern. Günstig ist in diesem Fall, dass die Zugspannungen im Adapter relativ gering sind, wodurch die Ermüdungsgefahr reduziert wird. Wäre der Adapter fest mit dem Pfahl verbunden, dann würden wahrscheinlich höhere Zugspannungen auftreten. Der Spannungsverlauf über die Zeit und die Anzahl der Lastwechsel ist im Bild 7 erkennbar, allerdings zeigen Messungen i.a. ein gedämpfteres Verhalten als die Rechnung, und das bedeutet, dass diese Ergebnisse für eine Ermüdungsuntersuchung auf der sicheren Seite liegen.

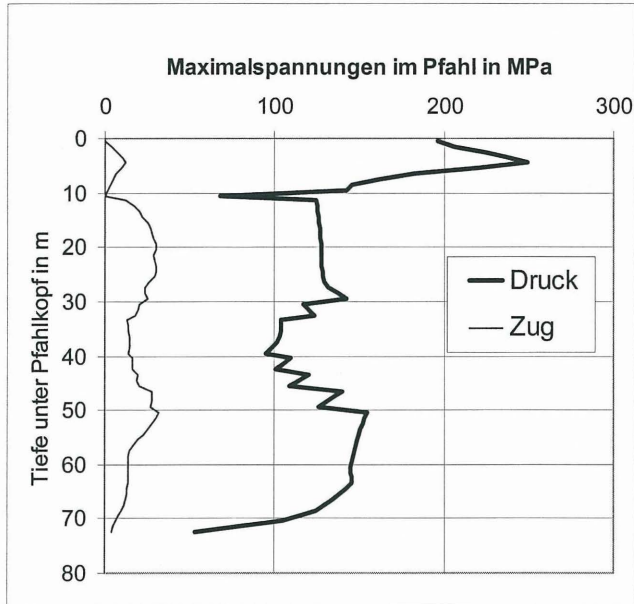


Bild 6: GRLWEAP berechnete Rammspannungen im Pfahl

Zusammenfassung und Ausblick

Mit diesem Beitrag sollte gezeigt werden wie die bei anderen Offshore Installationen gemachten Erfahrungen für die Rammung von Offshore Monopiles für WEA angewendet werden können. Dabei wurde das Wave Equation Verfahren vorgestellt und Empfehlungen für Pfahl-, Rammsystem- und Bodenmodell zur Untersuchung der Rammpbarkeit dieser großen Rohrpfähle gemacht. Es zeigt sich, dass zur Verfügung stehendes Gerät durchaus in der Lage ist einen Monopile sicher und schnell in den Meeresboden zu rammen. Wegen ihrer hohen Steifigkeit (Wandstärke) haben diese Rohre eine große Impedanz und dadurch eine relativ gute Rammpbarkeit.

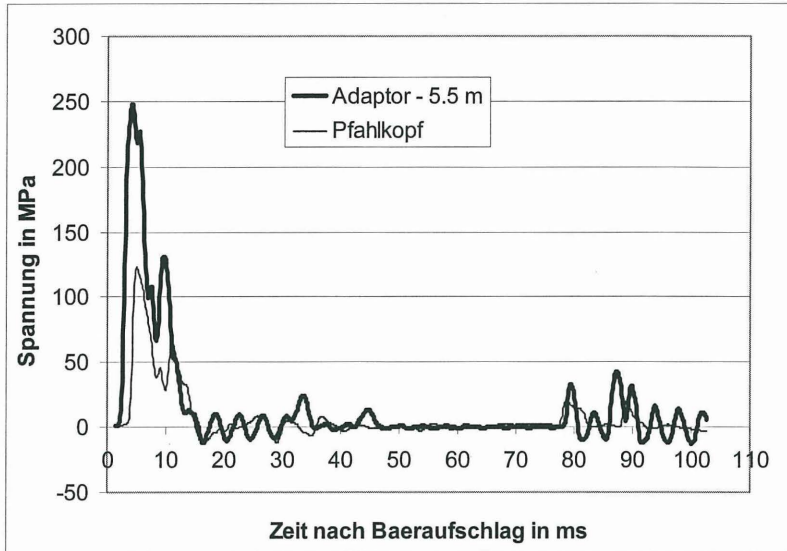


Bild 7: Spannungen im Adaptor und am Pfahlkopf während eines Schlages

Im Hinblick auf die derzeit diskutierten Projekte in der Nordsee und in der Ostsee kann das vorstehende Modell mit den konkreten Planungsvorgaben verwendet werden, um optimale Rammgerät- und Monopileauslegungen zu bestimmen. Durch Überwachung des Rammens mit dem Pile Driving Analyzer können die Eingangswerte der Berechnung mit dem Programm GRLWEAP überprüft werden und die Differenz zwischen oberen und unteren Schranken für die Bemessungsgrößen vermindern.

Quellenangaben

Achmus, M., Abdel-Rahman, K., 2004. Numerische Untersuchung zum Tragverhalten horizontal belasteter Monopile-Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen; 19. Veder Kolloquium; TU Graz.

American Petroleum Institute, 1993. Recommended Practice for Planning, Design and Constructing Fixed Offshore Platforms – LRFD; 1220 L Street, Northwest, Washington, DC 20005

Rausche, F., Robinson, B., and Likins, G., 2004-a, On the prediction of long term capacity from end-of-Driving information. ASCE Special Publication

Rausche, F., Liang, L., Allin, R., and Rancman, D., 2004-b Applications and Correlations of the Wave Equation Analysis Program GRLWEAP; 7th Int. Conf. of the Application of Stress Wave Theory to Piles. Kuala Lumpur.

Rausche, F., 2002. Modeling of Vibratory pile driving. Proceedings of Transvib 2002, the Int. Conf. on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction, Louvain-La-Neuve, S. 21 - 32.

Smith, E. A. L., 1960. Pile-driving analysis by the wave equation, ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 86, no. SM4, pp. 35-61.

Seitz, Jörn M., Schmidt, H.-G., 2000. Bohrpfähle, Verlag Ernst&Sohn, Berlin

Wiemann, J., Lesny, K., und Richwien, W., 2002. Gründung von Offshore-Windenergieanlagen – Gründungskonzepte und geotechnische Grundlagen; Verlag Glückauf GmbH, Essen.

Stahlmann, J., Schallert, M., 2003. Geotechnische Aspekte bei der Gründung von Offshore Windenergieanlagen; Pfahlsymposium 2003; TU Braunschweig

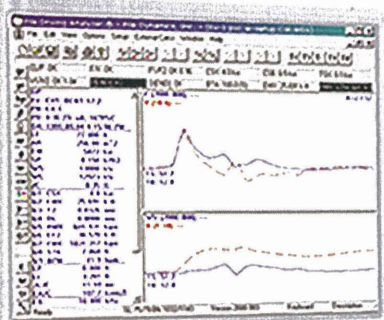
Frank Rausche
GRL Engineers, Inc.
4535 Renaissance Parkway
Cleveland, Ohio 44128
USA
frausche@pile.com

Oswald Klingmüller
GSP, Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode mbH
Käfertalerstrasse 164
D-68167 Mannheim
ok@gsp-mannheim.de

Tragfähigkeitsermittlung ...SOFORT!

**Pile
Driving
Analyzer®**

*Für alle möglichen
Tiefgründungen.*



Pile Driving Analyzer®

**Qualitätssicherung für
Tiefgründungen**



Pile Dynamics Europe

Käfertalerstrasse 164
D-68167, Mannheim Deutschland
Tel: 0621 33 13 61 • Fax: 0621 33 42 52
e-mail: info@gsp-mannheim.de
www.gsp-mannheim.de



Pile Dynamics, Inc.

4535 Renaissance Pkwy
Cleveland, OH 44128 USA
Tel: 1 216 831 6131 • Fax: 1 216 831 0916
e-mail: info@pile.com
www.pile.com

Knicken von Pfählen in breiigen und weichen Böden

N. Vogt, S. Vogt

1 Einführung in die Problemstellung

Micropfähle bieten eine wirtschaftliche Lösung für etliche geotechnische Probleme. Bei einer Vielzahl unterschiedlicher Konstruktionssysteme ist das Prinzip der Lastabtragung immer identisch: Ein Tragglied aus Stahl wird zentrisch mit einer Druck- oder Zugkraft beansprucht. Dieses Tragglied, meistens ein Rohr oder Vollstab, leitet die Kraft über einen Verpresskörper in den Boden weiter. Eine Pfahlgruppe, bestehend aus mehreren Pfählen unterschiedlicher Neigungen, ermöglicht auch das Abtragen von Horizontalkräften oder Momenten vom Bauwerk in den Untergrund.

Einerseits bestimmen Verpresskörper und Boden die äußere Tragfähigkeit eines

Pfahls. Die innere Tragfähigkeit wird durch den Pfahlquerschnitt und die Werkstofffestigkeiten bestimmt. Für druckbeanspruchte Pfähle trägt der Verbund aus Verpresskörper und Stahltragglied. Eine maximal aufnehmbare Druck- oder auch Zugkraft kann aus der vollplastischen Normalkraft errechnet werden, wobei allerdings – z.B. nach der bauaufsichtlichen Zulassung von GEWI-Pfählen oft nur der Stahlquerschnitt berücksichtigt wird. Diese Druckkraft wird aber nur maßgebend, wenn bis zu dieser Last ein Stabilitätsversagen nach Theorie 2. Ordnung ausgeschlossen ist.

Bei Pfählen mit größeren Durchmessern kann erfahrungsgemäß bei üblichen Situationen ein Stabilitätsversagen selbst in breiigen Böden mit sehr geringen Festigkeiten ausgeschlossen werden. Die EN 1997-1 (Abschnitt 7.8) trifft die Aussage, dass in der Regel kein

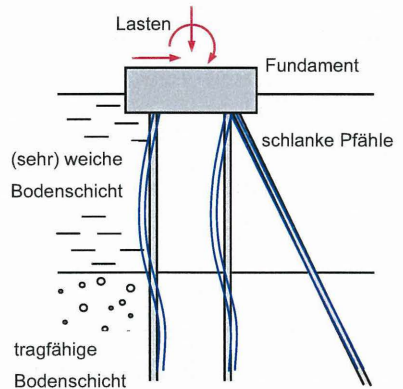


Abbildung 1.1: Gründung eines Bauwerkes mit Micropfählen

Knicknachweis zu fordern ist, wenn Pfähle von Böden mit einer repräsentativen Scherfestigkeit im undrainierten Zustand von $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$ umschlossen sind. Sie fordert jedoch, dass schlanke Pfähle, die teilweise im Wasser oder in sehr weichen Sedimenten größerer Mächtigkeit stehen, auf Knicken untersucht werden müssen. Die DIN 1054 (Abschnitt 8.5.1-2) fordert einen Knicknachweis, wenn Pfähle Böden mit $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$ durchörteren. Für Pfähle mit Durchmessern unter 30 cm geben die DIN 4128 (Abschnitt 9.3) sowie die bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt für verschiedene Pfahlsysteme eine Grenze der undrainierten Scherfestigkeit von 10 kN/m^2 an, ab der ein Stabilitätsnachweis nach DIN 18800 Teil 2 notwendig wird. Die genannten Grenzen wurden in vielen Aufsätzen und mit Hilfe von Vergleichsrechnungen in Frage gestellt. (BRANDTZARG und HARBOE 1957, MASCARDI 1968, WENZ 1972, MEEK 1999). Eine kritische Untersuchung der verwendeten Berechnungsansätze und Methoden ist unumgänglich geworden.

2 Berechnungsansätze

2.1 Der ungestützte Pfahl

Der zentrisch belastete, ungestützte Pfahl bleibt für kleine Lasten perfekt gerade. Um ihn seitlich auszulenken, ist eine zusätzliche Seitenkraft erforderlich. Wird diese weggenommen, kehrt der Pfahl wieder in seine perfekte Lage zurück. Es gibt jedoch genau eine Normalkraft, unter der bei einer zufällig herbeigeführten Auslenkung dieser Stab in der ausgelenkten Lage stabil bleibt. Für die Last gibt es also zwei stabile Verformungszustände: den geraden und den ausgelenkten Stab. Die Last - Verformungskurve verzweigt sich (Verzweigungs- oder Stabilitätsproblem). Betrachtet man das Gleichgewicht eines differentiell kleinen Pfahlelements mit einer Auslenkung $w(z)$, so ergibt sich folgende homogene Differentialgleichung:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 w}{dz^4} - N \cdot \frac{d^2 w}{dz^2} = 0$$

Sie wird bei speziellen Verzweigungslasten (Knicklasten N_k) von sinusförmigen Biegelinien erfüllt. Für die maßgebende Form mit einer Halbwelle ergibt sich die bekannte EULER'sche Knicklast:

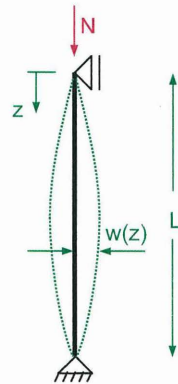


Abbildung 1.2: Ideal gerader Stab

$$N_k = -\frac{\pi^2}{L^2} \cdot E_p \cdot I_p$$

Die Lösung der Differentialgleichung liefert die Größe der kritischen Last N_k unabhängig von der Größe der Auslenkung. Hier gilt, dass der Pfahl unter dieser Last in jeder Auslenkung sein Gleichgewicht findet (siehe Abbildung 2.2).

Die Herstellung von exakt geraden und vertikalen Pfählen ist in der Realität nicht möglich. Imperfektionen ergeben sich bei allen Stabwerken aus:

- der geometrischen Imperfektion
- der Lageänderung des Querschnittsschwerpunkts aus einer zufälligen Veränderung der Querschnittsform
- der Streuung der Materialeigenschaften im Querschnitt
- Temperaturverkrümmungen
- Kriech- und Schwindverformungen bei nicht symmetrischen und nicht homogenen Querschnitten

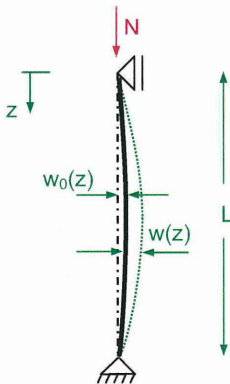


Abbildung 2.1: Der imperfekte Druckstab

Beim imperfekten System nimmt die seitliche Auslenkung unter Drucklast stetig zu. Es gibt kein Verzweigungsproblem. Ein (labiler) Gleichgewichtszustand, der beim perfekt geraden Pfahl auch oberhalb der Knicklast vorstellbar ist, ist beim imperfekten Pfahl nicht möglich. Die zufälligen Auslenkungen, die beim perfekten Pfahl angesetzt werden, sind beim imperfekten Pfahl von vornherein vorhanden.

Es wird ein beiderseits gelenkig gelagerter Pfahl betrachtet, welcher in seiner unbelasteten Ausgangslage eine spannungslose Vorverformung besitzt. Es gilt:

$$M(z) = N \cdot (w_0(z) + w(z))$$

Weiter soll das Elastizitätsgesetz für den Pfahlwerkstoff unverändert gelten:

$$M = -E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^2 w}{dz^2}$$

Durch Einsetzen ergibt sich die nachfolgende inhomogene Differentialgleichung:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^2 w}{dz^2} + N \cdot w = -N \cdot w_0$$

Wird als Vorverformung $w_0(z)$ eine Sinushalbwellen gewählt, welche in der Mitte den Bogenstich $w_{0,M}$ besitzt, und zudem $\lambda^2 = N / E_p \cdot I_p$ eingeführt, ergibt sich mit den zu erfüllenden Randbedingungen $w(0) = 0$ und $w(L) = 0$:

$$w(z) = \frac{w_{0,M}}{\left(\frac{\pi}{\lambda \cdot L}\right)^2 - 1} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z}{L}\right)$$

Der Pfahlwerkstoff kann in der Regel nur für sehr kleine Verformungen mit einer elastischen Modellierung beschrieben werden. Ein Versagen des Druckpfahles ist bereits vor dem Erreichen der Knicklast des perfekten Systems durch die beschränkte Materialfestigkeit möglich. Pfähle mit Verbundquerschnitten aus Beton und Stahl weisen eine ausgeprägt nichtlineare Last – Verformungs – Beziehung auf. Überschreiten die aus Biegemomenten oder Zugkräften herrührenden Zugspannungen die Festigkeit des Betons, verringert sich die Steifigkeit des Systems stark. Die entstehenden

Zugrisse verkleinern die nutzbare Querschnittsfläche und das Flächenträgheitsmoment. Dadurch wandert die Resultierende der Spannungen weiter aus dem Zentrum des Querschnitts und vergrößert dadurch zunehmend das Biegemoment im Stab. Diese Effekte sind bei einer genauen Berechnung nach Theorie 2. Ordnung zu berücksichtigen.

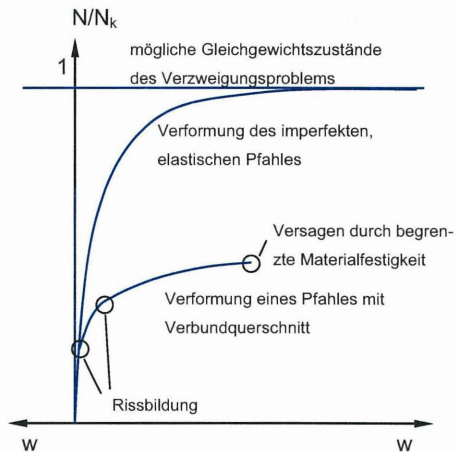


Abbildung 2.2: Verformungen nach Theorie II. Ordnung

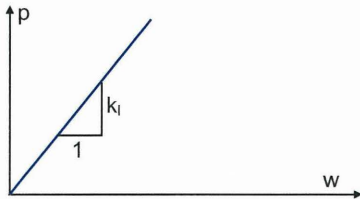
2.2 Der gestützte Pfahl

2.2.1 Beschreibung der stützenden seitlichen Bodenreaktion

Für eine Betrachtung des Knickvorgangs von Pfählen in Böden ist erforderlich zu wissen, welche seitlichen Stützkkräfte in Abhängigkeit von horizontalen Verschiebungen geweckt werden können (Mobilisierungsgesetz). Bei den folgenden Betrachtungen setzen wir voraus, dass der Pfahl im Boden nicht planmäßig, z.B. durch Seitendruck infolge seitlicher Auflasten, horizontal belastet wird.

Es gibt eine Vielzahl von Veröffentlichungen, welche im Themenkomplex der horizontal belasteten und seitlich ausweichenden Pfahlgründung modellhaft die Interaktion zwischen Boden und Pfahl beschreiben. Die häufigsten Beschreibungen können aus folgender Abbildung 2.3 entnommen werden.

elastischer Ansatz:



plastischer und bilinearer Ansatz:

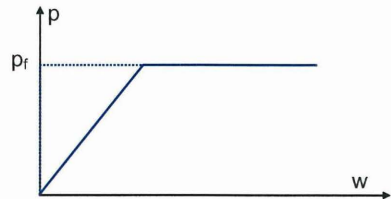


Abbildung 2.3: Seitliche Bodenreaktionskraft p [kN/m] in Abhängigkeit einer horizontalen Verschiebung der Pfahlachse w

In den meisten der neueren Veröffentlichungen (z.B.: WENZ 1972, POULOS 1980, MEEK 1996, CADDEN 2002) werden die Parameter Bettungsmodul (Linienfeder) k_l [kN/m²] und maximaler Bodenwiderstand (pro Pfahlmeter) p_f [kN/m] mit der undrainierten Scherfestigkeit c_u korreliert.

Aus der Literatur lassen sich folgende Werte entnehmen:

$$70 \cdot c_u \leq k_l \leq 100 \cdot c_u \quad \text{Wenz (1972), Winter (1982)}$$

$$7 \cdot c_u \cdot d \leq p_f \leq 10 \cdot c_u \cdot d \quad \text{Wenz (1972), Poulos (1980)}$$

Jedoch sind auch stark abweichende Größen der Korrelation zu finden:

$$k_l = 8 \cdot c_u \quad \text{oder} \quad k_l = 44 \cdot c_u \quad \text{Rinkert (1960), Smoltczyk (1966)}$$

2.2.2 Elastisch gebetteter Pfahl

Nach ENGESSER (1884) erhält man für den gebetteten, beidseits gelenkig gelagerten Pfahl die Knicklast N_k nach der Formel:

$$N_k = n^2 \cdot \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{n^2} \cdot \left(\frac{L}{\pi} \right)^2 \cdot k_l$$

Der erste Summand ist der bekannte Gleichgewichtszustand des Verzweigungsproblems eines ungebetteten Pfahles nach Euler. Die Verzweigungslast (auch Knicklast) N_k für den gebetteten Pfahl erhöht sich um den zweiten Summanden, in den die Linienbettung k_l eingeht. Der Bezeichner n ist ein ganzzahliges Maß für die Welligkeit der Knickfigur. Die maßgebende Knicklast ist das Minimum der für die Welligkeiten $n = 1, 2, 3 \dots n_i$ berechneten Knicklasten. Die maßgebende Welligkeit kann dem folgendem Diagramm nach PFLÜGER (1964) entnommen werden. Auch hier wird die Differentialgleichung der Biegelinie für einen elastischen Stab mit konstantem Querschnitt und bei einem konstanten Bettungsmodul von sinusförmigen Biegelinien erfüllt:

$$\varphi = \frac{N_k \cdot L^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p}$$

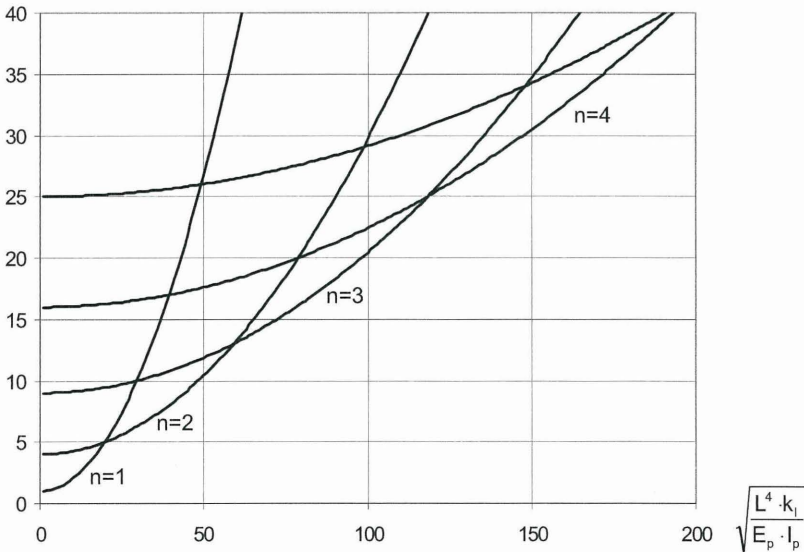


Abbildung 2.4: Knicklasten in Abhängigkeit der Welligkeit

Die maßgebende (niedrigste) Knicklast bestimmt sich hier nach Ablesen des niedrigsten Wertes des Hilfsparameters φ aus Abbildung 2.4 zu:

$$N_k = \varphi \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p}{L^2}$$

Je höher die Bettung des Pfahles ist, desto welliger wird sich bei konstantem $E_p \cdot I_p$ des Pfahls eine Knickfigur einstellen. Bei sehr langen Pfähle kann sich die Knicklänge frei von Auflagerrandbedingungen beliebig ausbilden. Die zugehörige Knicklast berechnet sich dann zu:

$$N_k = 2 \cdot \sqrt{E_p \cdot I_p \cdot k_l}$$

Dabei ergibt sich eine zugehörige Knicklänge (Halbwellenlänge) von:

$$L_k = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{k_l}}$$

Die Knicklänge L_k sowie die Knicklast N_k ist ausschließlich vom Verhältnis der Pfahlsteifigkeit $E_p \cdot I_p$ zum Linien-Bettungsmodul k_l abhängig. Anschaulich lässt sich diese Knicklast als untere Einhüllende der für die einzelnen Welligkeiten berechneten "Lastgirlanden" deuten und liefert für begrenzte Pfahlängen eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der Knicklast.

2.2.3 Pfahl mit einer bilinearen oder plastischen seitlichen Bodenstützung

Plastische seitliche Bodenstützung

WENZ trifft den Ansatz, dass sich ein weicher, breiiger Boden wie ein BINGHAM – Körper verhält und macht verformungsunabhängig einen plastischen Ansatz der seitlichen Bodenreaktion. Unabhängig von der Größe einer seitlichen Auslenkung der Pfahlachse in den Boden erfährt damit der Pfahl die Stützkraft p [kN/m]. In den rechnerischen Ansätzen wird diese Stützkraft p stets als konstant über die Pfahltiefe angenommen (Abbildung 2.5). Dabei setzt WENZ die Höhe der Stützkraft p unabhängig der seitli-

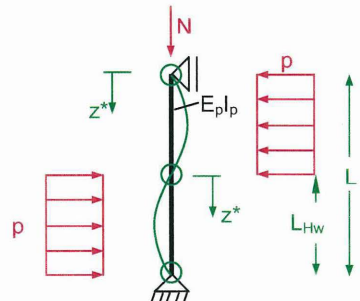


Abbildung 2.5: Ansatz der Stützkraft p auf eine Knickfigur der Welligkeit $n = 2$

chen Verschiebung w dem maximalen Bodenwiderstand p_f gleich (siehe Abschnitt 2.2.1). Für den zentrisch belasteten, in der Ausgangslage mit $w_{0,m}$ spannungslos vorgekrümmten Pfahl gibt WENZ folgenden Zusammenhang zwischen der Normalkraft N und dem Biegestich in Halbwellenmitte w_M ($w_M = w(z^* = L_{HW}/2)$) an:

$$N = \frac{E_P \cdot I_P \cdot \pi^2}{L_{HW}^2} \cdot \left(\frac{1 - \frac{w_{0,M}}{w_M}}{1 + \frac{w_{0,M}}{w_M}} + \frac{8 \cdot p \cdot L_{HW}^4}{E_P \cdot I_P \cdot \pi^5 \cdot (w_M + w_{0,M})} \right)$$

Die Vorverformung wird so angenommen, dass über die Länge der maßgebenden Halbwelle L_{HW} der Knickfigur eine sinusförmige Vorverformung besteht. Dabei hat sie den Maximalwert in der Mitte der Halbwelle $w_{0,M}$ ($w_{0,M} = w_0(z^* = L_{HW}/2)$).

Die Beziehung ist nicht geeignet, eine kritische Last zu ermitteln. Sie ergibt für geringe Auslenkungen sehr hohe mögliche Pfahlnormalkräfte, da bereits geringste seitliche Verschiebungen der Pfahlachse den maximalen Fließdruck mobilisieren. Bei großen Auslenkungen wird das haltende Moment aus der Bodenstützung sehr klein gegenüber dem abtreibenden Moment aus der Normalkraft und der seitlichen Auslenkung des Pfahls. Die Traglast konvergiert für große Verschiebungen gegen die Verzweigungslast des ungestützten Systems.

Pfahl mit einer stützenden Linienfeder und einer bilinearen Federcharakteristik – Numerische Berechnungen

Für die Ermittlung der Grenzlast für das Modell eines hinsichtlich der seitlichen Stützung ideal elastisch – ideal plastischen Bodens wurden im Zusammenhang mit dieser Arbeit FEM – Berechnungen (SOFISTIK) durchgeführt. Die Grenzlast, die durch iterative Berechnungen mit kleinen Lastinkrementen ermittelt wurde, ist bei gegebenem Pfahlquerschnitt und gegebener Pfahllänge abhängig von der Vorverformung des Pfahles (Welligkeit und Amplitude) sowie der Bettung. Das Mi-

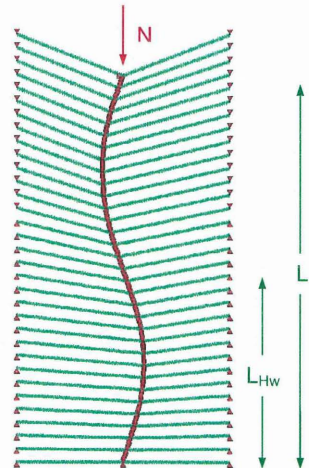


Abbildung 2.6: Pfahl im ausgeknickten Zustand (Welligkeit $n = 2$)

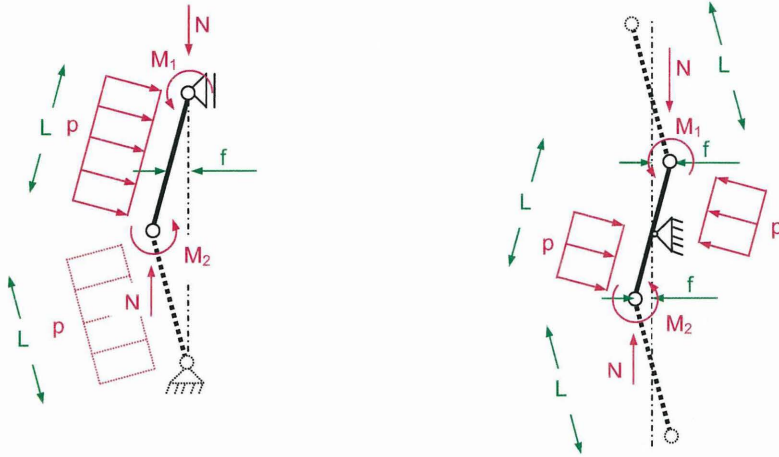
nimum der erhaltenen Werte für verschiedene Biegeformen stellt die charakteristische Knicklast dar. Die Vorverformung wurde zu $l/300$ gewählt. Das Modell besteht aus n Stabelementen mit gleichen Längen und Querschnittswerten.

Die Bettung wird durch senkrecht zur Pfahlachse angeordnete Einzelfedern an den $n + 1$ Pfahlknoten simuliert, denen eine Risslast von $0,0001 \text{ kN}$ und eine Fließlast von $10 \cdot c_u \cdot \text{Elementlänge} \cdot \text{Pfahldurchmesser}$ zugeordnet wurde. Die Federsteifigkeit wurde zu $100 \cdot c_u \cdot \text{Elementlänge}$ gewählt. Pfahlgeometrie, Vorverformung (Welligkeit und Amplitude) sowie Bettung und Fließlast sind in der Eingabedatei als Variablen deklariert, so dass Parameterstudien schnell und einfach durchgeführt werden können.

Pfahl mit einer stützenden Linienfeder und einer bilinearen Federcharakteristik – Berechnungsverfahren nach MEEK

MEEK stellt fest, dass zwar sämtliche Aspekte des Knickproblems nichtlinear sind, jedoch geschlossene Lösungen mittels Differentialgleichungen oder Energiemethoden eine, im Hinblick auf die stark schwankende Scherfestigkeit und damit der Stützwirkung des Bodens auf den Pfahl, unnötige Genauigkeit vorspielen. Er leitet aus dem Versagensmechanismus eine kinematische Beziehung ab, aus welcher sich durch einfaches Gleichgewicht am Pfahl die maximale Traglast iterativ bestimmen lässt.

Die Nichtlinearität der Bodenstützung p berücksichtigt er mit einer bilinearen Mobilisierungsfunktion. Dabei greift er auf den Ansatz der maximalen Bodenreaktion kohäsiver Böden von $p_r = 10 \cdot c_u$, welche mit einer Relativverschiebung Pfahl-Boden bei $0,1 \cdot D$ erreicht ist, zurück. Nichtlinearitäten des Pfahlwerkstoffes (Traggliedes) berücksichtigt er mit einem elasto-plastischen Gesetz, welches die Bestimmung des Biegemomentes und der Normalkraft im maßgebenden Pfahlquerschnitt in Abhängigkeit der jeweiligen Verschiebung f (Abbildung 2.7) und den vollplastischen Schnittgrößen ermöglicht. Dabei gibt zwar die vierfache Differentiation der Biegelinie des Pfahls die Funktion der stützenden Bodenreaktionskraft nicht mehr exakt wieder, dieser Effekt ist jedoch nach MEEK für die Berechnung der Traglasten des Pfahles im Hinblick auf die Genauigkeit der Eingabeparameter unbedeutend. Für die Implementierung in Berechnungsprogrammen nähert er die elasto-plastische Steifigkeit des Pfahltraggliedes mit Hilfe einer trilinearen Beziehung an.



$n = 1$ (nach MEEK: $n = 2$)

$n \geq 2$ (nach MEEK: $n \geq 3$)

Abbildung 2.7: Knickfiguren nach MEEK

Die Stabilitätsbedingung wird nun mit Hilfe des Momentengleichgewichtes berechnet:

$$N \cdot 2 \cdot (f + L / 200) = M_1 + M_2 + M_{\text{Boden}}$$

Die haltenden Momente an den Stabenden M_1 und M_2 werden mit der Annahme eines elastisch-plastischen Verhaltens des Pfahlwerkstoffes bestimmt. Zudem stützt das Moment aus der Bodenstützung M_{Boden} den Pfahlabschnitt. Die Traglast ermittelt sich nun aus einem Minimax-Optimierungsverfahren: Die Länge des Pfahlabschnittes wird zu Beginn den Randbedingungen entsprechend frei gewählt. Für diese Länge wird die seitliche Verschiebung w bzw. f schrittweise erhöht, bis Versagen eintritt. Danach wird die Länge des Pfahlabschnittes L und damit die Länge der Halbwelle der Knickfigur variiert. Für ein ganzes Spektrum an möglichen Halbwellen wird daraus die maßgebende Traglast errechnet werden. Obwohl MEEK (Bautechnik 1996) grundsätzlich einen Bezug zur klassischen Stabilitätstheorie herstellen kann, konvergieren die Traglasten für Pfähle in Böden mit extrem geringer Scherfestigkeit nicht gegen die Verzweigungslast nach EULER.

3 Kleinmaßstäbliche Versuche

3.1 Konstruktion, Instrumentierung und Versuchsdurchführung

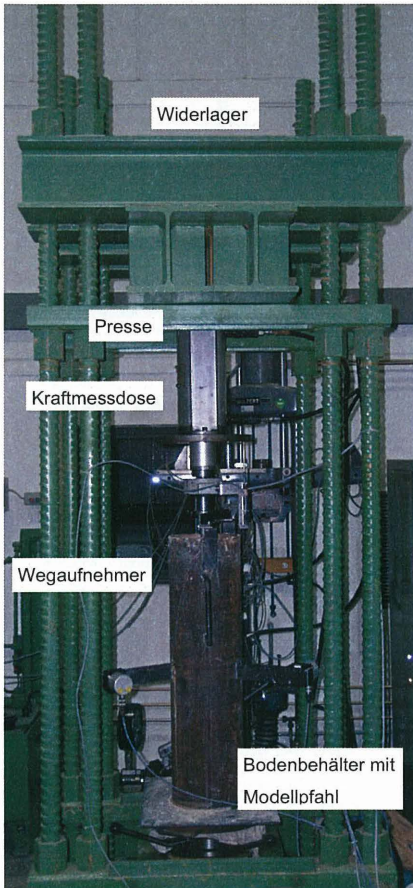


Abbildung 3.1: Ansicht des Versuchsstandes

In zwei Stufen – zunächst mit kleinmaßstäblichen, später mit großmaßstäblichen Versuchen wurde das Knicken von Pfählen in sehr weichen Böden in der Versuchshalle des Münchner Zentrum Geotechnik experimentell untersucht. Die kleine Prüfanlage besteht aus einem 80 cm langen Rohr, welches einen Innendurchmesser von etwa 200 mm besitzt. Darin wird ein modellhafter Pfahl zentrisch angeordnet. Der Ringraum wird mit einem in seinen Eigenschaften präzise eingestellten flüssigen Boden verfüllt. Anschließend wird der Boden mit Hilfe von Auflasten konsolidiert, bis die gewünschte Festigkeit erreicht ist. Abbildung 3.3 zeigt das Anwachsen der undrainierten Scherfestigkeit c_u mit sinkendem Wassergehalt w für den verwendeten Versuchsboden.

Anschließend wird der Pfahl mit einer hydraulischen Presse bis zum Knicken belastet. Dabei werden die Pfahlnormalkräfte am Pfahlkopf mit einer Kraftmessdose erfasst. Die während der stufenweisen Lastaufbringung auftretenden radialen und axialen Verformungen werden mittels

Messeinrichtungen beobachtet: Axial am Pfahlkopf angeordnet registriert ein potentiometrischer Wegaufnehmer die vertikalen Verschiebungen. Kugelgelenke am Pfahlkopf und Fuß ermöglichen bei Rohren oder runden Vollstäben ein Ausknicken in jede Richtung.

Zur Ermittlung dieser seitlichen, horizontalen Verschiebung des Pfahles gegen den Boden sind in Pfahlmitte drei unter 120° versetzte Wegaufnehmer angeordnet. Sie sind über vorgespannte Messdrhte, welche in das innere des Versuchsbehälters führen, montiert. Abbildung 3.2 verdeutlicht die verwendete Instrumentierung. Als Versuchsboden diente Kaolin, welcher fein gemahlen vorliegt und mit Wasser angemischt wird. Die Ausrollgrenze w_p liegt bei 33,5 %, die Fließgrenze w_l bei 55,0 %. Nach DIN 18196 ist der vorliegende Versuchsboden als mittelplastischer Schluff zu klassifizieren.

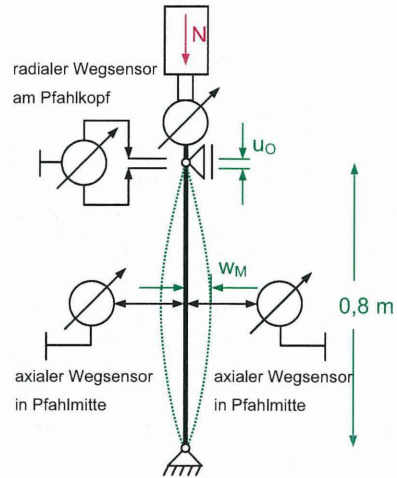


Abbildung 3.2: Instrumentierung des modellmastablichen Versuchssandes

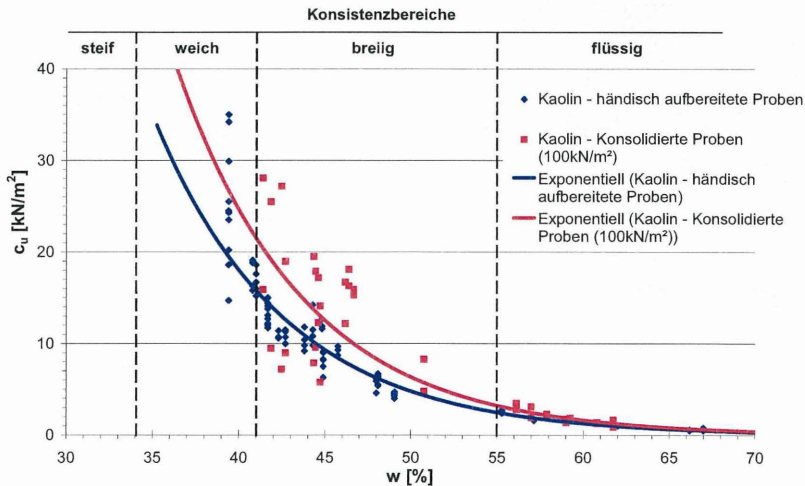


Abbildung 3.3: undrainierte Scherfestigkeit c_u gegenüber dem Wassergehalt bzw. der Konsistenz

3.2 Versuchsergebnisse und Vergleich mit Rechenmodellen

Als Modellpfähle wurden glatte, nahtlos gezogene Stahlrohre mit einer Streckgrenze f_y von etwa 500 N/mm^2 verwendet. Der maximale Biegestich $w_{M,0}$ und damit die geometrische Imperfektion der zum Teil planmäßig vorgebogenen Rohre wurde vorab vermessen.

Modellpfehl		A	B
Außendurchmesser d_a	[mm]	22,0	20,0
Wandstärke t	[mm]	1,5	1,0
Biegesteifigkeit $E_p \cdot I_p$	[kNm ²]	1,071	0,567
vollplastische Normalkraft N_{pl}	[kN]	48,3	29,9
vollplastisches Moment M_{pl}	[kNm]	0,315	0,180
Verzweigungslast des ungestützten	[kN]	16,52	8,74
Pfahles N_k ($L = 0,8 \text{ m}$)			

Die Abbildung 3.4 zeigt eine Erhöhung der erreichten Traglasten, sobald stützendes Bodenmaterial den Pfehl umgibt. Auf der Ordinate ist die gemessene maximale Pfehnormalkraft N_k und auf der Abszisse ein Biegemoment im Pfehl M_M , welches sich aus der Normalkraft N , multipliziert mit der Summe aus der Imperfektion $w_{M,0}$ und der registrierten horizontalen Verschiebung w_M errechnet, angetragen. Das tatsächliche Biegemoment im Pfehl ist geringer, da aus der Bodenstützung ein rückdrehendes Moment entsteht, welches nicht gemessen werden konnte.

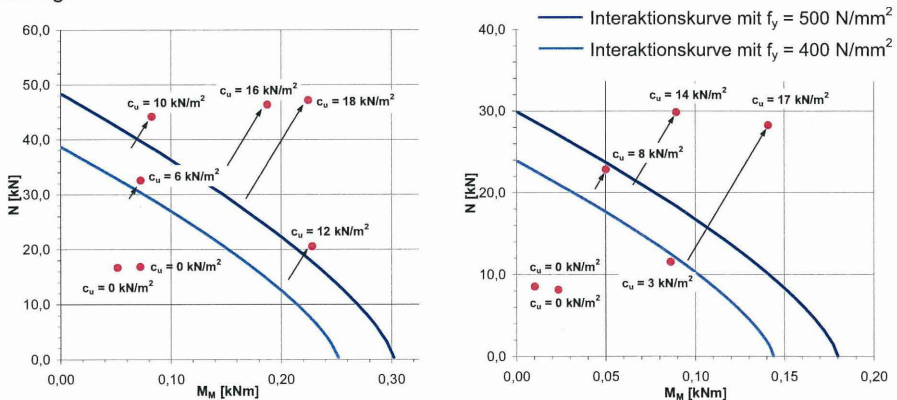


Abbildung 3.4: Gemessene maximale Traglast und zugehöriges Moment aus Theorie 2. Ordnung (ohne Wirkung der Bettung) für die gemessene Pfehlauslenkung (links: Modellpfehl A, rechts: Modellpfehl B)

Die Versuche ohne Bodenstützung ($c_u = 0$) geben recht genau die Verzweigungslast wieder. Die maximalen erreichbaren Traglasten erreichen die Interaktionskurve nicht. Der Pfahl versagt bereits, bevor der Querschnitt an der maßgebenden Stelle plastifiziert. Schon bei geringer Bodenstützung erhöht sich die Traglast. Der stützende Boden bewirkt ein rücktreibendes Moment auf den Pfahl in dem Maße, dass die tatsächliche Pfahlbeanspruchung (bei unverändertem N) die Interaktionskurve maximal erreicht.

Trägt man auf der Abszisse die undrainierte Scherfestigkeit c_u und auf der Ordinate die maximale Traglast N_k der Modellpfähle an, lassen sich die Versuchsdaten mit den Ergebnissen aus den Rechenmodellen vergleichen. Die gepunktete Linie in Abbildung 3.5 zeigt die rechnerischen Knicklasten, die mit dem elastischen Ansatz nach ENGESSER unter Verwendung eines Bettungsmoduls von $k_l = 100 \cdot c_u$ erreicht werden. Die gestrichelte Linie gibt die Grenzlaster wieder, welche durch einen elastisch-plastischen Ansatz mit $k_l = 100 \cdot c_u$ und $p_r = 10 \cdot c_u$ mit Hilfe der numerischen FE – Modellierung berechnet wurden. Dabei ist erkennbar, dass sowohl nach der elastische Berechnung, als auch nach der elastisch-plastischen Berechnung mit steigender Bodenfestigkeit höhere Welligkeiten maßgebend werden sollten. Dies wurde in den ausgeführten kleinmaßstäblichen Versuchsreihen nicht beobachtet.

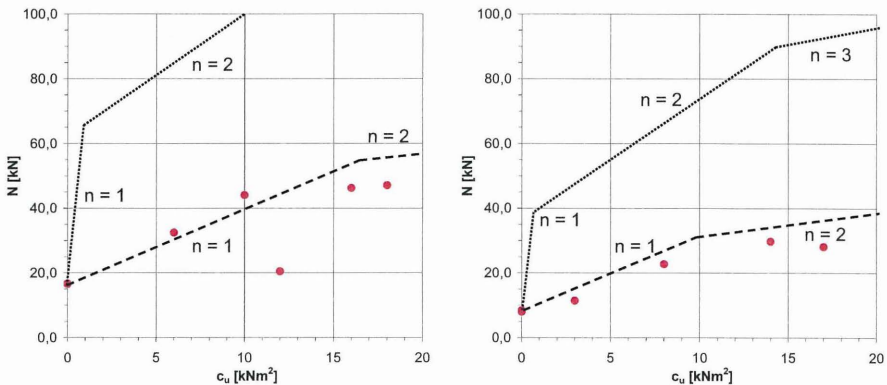


Abbildung 3.5: Gemessene maximale Traglast N_k gegenüber der undrainierten Scherfestigkeit c_u (links Modellpfahl A, rechts Modellpfahl B)

Wie erwartet, hängen die erreichbaren Traglasten stark von der Art der Bodenstützung ab. Allerdings überschätzen die Ergebnisse einer rein elastischen Berechnung die registrierten Maximallasten deutlich. Eine wenigstens grobe Übereinstimmung von Berechnung und Versuchsergebnis konnte mit einer elastisch-plastischen Modellierung der Bodenstützung erzielt werden, wobei ein Bettungsmodul (Linienfeder) von $k_l = 100 \cdot c_u$ und der maximale Bodenwiderstand mit $p_f = 10 \cdot c_u$ angesetzt wurde.

4 Großversuche

4.1 Im Feld

Im April 2004 wurde in Zusammenarbeit mit der Fa. KELLER GRUNDBAU die Probelastung eines GEWI-Pfahles in situ durchgeführt. Auf der Baustelle eines nachzugründenden Anwesens im Nordwesten Münchens wurde ein Verbundpfahl mit GEWI Durchmesser 28 mm als Tragglied und einem Körper aus Zementstein, der einen Durchmesser von 140 mm besaß, hergestellt. Der Pfahl wurde durch eine 3,5 m mächtige organische Weichschicht gebohrt und band anschließend 8 m in mitteldicht bis dicht gelagerten glazialen Kies ein. Der Bohrkopf (Räumer) hatte einen Durchmesser von 140 mm. Die Bohrung erfolgte mit Hilfe einer Innenspülung durch Zementsuspension, wobei das Bohrgut am Bohrkopf zum Teil in die umliegenden Bodenschichten verdrängt wurde. Nach dem Ziehen des Bohrgestänges wurde das Bohrloch durch die Zementsuspension gestützt. Zunächst wurde ein 4 m Stück des GEWI-Traggliedes, durch Abstandshalter zentrisch gesichert, eingehoben; daran wurde mit Muffen ein 8 m langes Stabstück angeschraubt. Sieben Tage nach der Pfahlerstellung wurde der Pfahl bis zum Versagen belastet. Abbildung 4.1 zeigt den geologischen Aufbau.

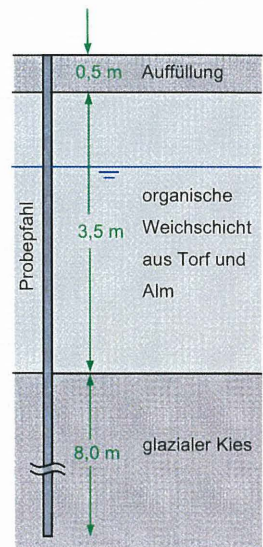


Abbildung 4.1: Untergrund und Probepfahl

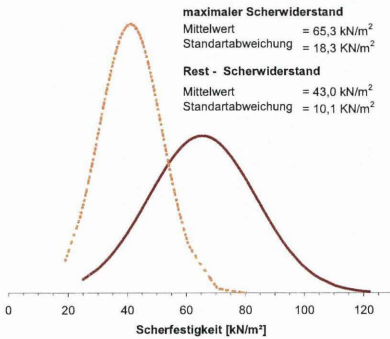


Abbildung 4.2: Ergebnisse der Drehflügelsondierungen in der Weichschicht



Abbildung 4.3: Bodenprobe der Weichschicht; strukturfester Alm (hell) mit Einlagerungen bestehend aus fasrigem Torf (dunkel)

In der organischen Weichschicht, in der Lagen von strukturfestem Alm und fasrigem Torf wechselten, wurden über 200 Scherflügelversuche nach DIN 4094-4 durchgeführt. Die Dichtefunktionen mit den zugehörigen Mittelwerten und Standardabweichungen des maximalen Scherwiderstandes und des Restscherwiderstandes sind in Abbildung 4.2 zu finden. Zudem wurden an drei Bodenproben Ödometerversuche durchgeführt. In einem Spannungsbereich von 10 bis 30 kN/m² wurden Steifemoduln von 0,4 bis 1,1 MN/m² ermittelt.

Die Belastungskraft wurde mit Hilfe einer hydraulischen Presse erzeugt. Als Widerlager wurden zwei im 90 ° Winkel zueinander stehende Querträger genutzt, welche an den Enden die Kräfte über vier Reaktionspfähle in den Boden leiten. Gemessen wurden die Belastungskräfte, die Setzung des Pfahlkopfes und mit Hilfe von Dehnungen am Stahltragglied das seitliche Ausweichen des Pfahls. Eine

schematische Übersicht bietet die Abbildung 4.5. Die Pfahlbelastung wurde mit einer elektrischen Kraftmessdose zwischen dem Pfahlkopf und dem Widerlager gemessen. Die Pfahlkopfverschiebung wurde mit einem, an einer verschiebungsunabhängigen Quertraverse befestigten Wegaufnehmer erfasst.

Die Ermittlung der Verformungen des Pfahls im Boden erfolgte mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen (DMS). Appliziert wurden Vollbrücken mit jeweils vier Messgittern für jeweils eine Ebene der Verformung. Um eine Auslenkung des Pfahls in jede Richtung erfassen zu können, bilden jeweils zwei Vollbrücken, welche in einem 90° Winkel zueinander stehen, eine Messebene (siehe Abbildung 4.4). Über die Pfahlänge wurden drei Messebenen auf den Koten -1,0 m (Messebene A), -2,0 m (Messebene B) und -3,0 m (Messebene C) installiert.

Die innere Tragfähigkeit wird unter Vernachlässigung des Zementsteines aus der vollplastischen Normalkraft des Traggliedes berechnet. Der Bemessungswert der inneren Tragfähigkeit errechnet sich nach der bauaufsichtlichen Zulassung zu:

$$N_d = N_{pl,k} / \beta_s = 402 \text{ kN} / 1,71 = 235 \text{ kN}$$

Der Grenzzustand eines Versinkens des Pfahles in den Boden konnte aufgrund der aus Erfahrungswerten anzusetzenden Mantelreibung in der tragfähigen Kiesschicht ausgeschlossen werden: Setzt man die maximal mobilisierbare Mantelreibung in einer Größenordnung zwischen 200 und 500 kN/m² an, so ergeben sich die charakteristischen Grenzwiderstände bei einer Einbindetiefe von 8 m zu 700 bzw. 1760 kN. Ein Nachweis gegen Pfahlknicken ist nach DIN 4128 aufgrund der gemessenen un-drainierten Scherfestigkeiten von deutlich über $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$ nicht notwendig.

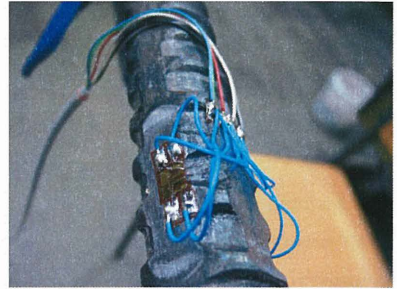


Abbildung 4.4: am Tragglied applizierter DMS

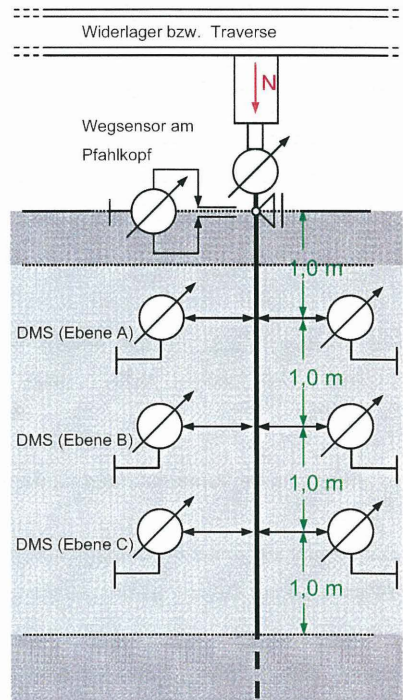


Abbildung 4.5: am Tragglied applizierter DMS

Die Pressenkraft wurde von einem Vorlastniveau von etwa 5 kN zunächst in drei Schritten auf die Gebrauchslast $N_d = 235$ kN erhöht. Um den Trend einer Kriechverformung erkennen zu können, wurde auf jeder Laststufe 15 min lang verweilt. Damit die plastischen Verformungen, welche aus der Gebrauchslast von 235 kN herrühren, zu ermitteln sind, wurde fünf Minuten lang die Pressenkraft auf das Niveau der Vorlast gesenkt. Danach wurde die Kraft erneut auf 235 kN erhöht. Es war geplant, den Pfahl in weiteren Laststufen von je zusätzlich 50 kN bis zum Versagen zu belasten. Bei einer Last von 273 kN trat schlagartig das Versagen des Pfahls ein.

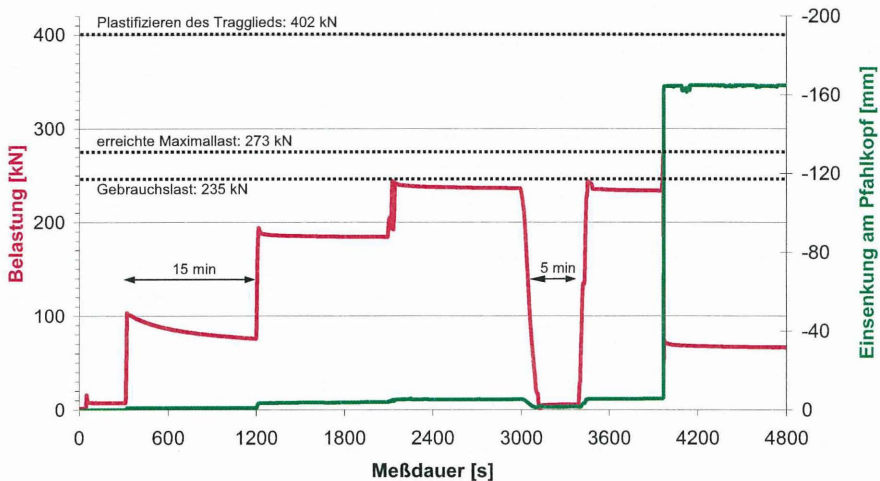


Abbildung 4.6: Versuchsverlauf mit der Pfahlbelastung und der Einsenkung am Pfahlkopf

Die Ermittlung eines kontinuierlichen Krümmungsverlaufes gelingt unter Verwendung der Messdaten der Dehnungsmessstreifen. Da die Krümmungen nur in diskreten Messebenen ermittelbar waren, sind die Krümmungsverläufe nach Abbildung 4.7 zwar plausibel, es ist jedoch nicht möglich, Aussagen über die exakte Größe und Lage der maximalen Krümmung zu treffen. Dennoch ist es naheliegend, dass die maximale horizontale Pfahlauslenkung im Bereich der Messebene A liegen muss. Dort erreichen die Krümmungen nach dem Pfahlversagen Werte um die 0,2 1/m. Damit beträgt der Krümmungsradius gerade

keiten die tatsächliche Bodenreaktion gegenüber einer seitlichen Verschiebung (horizontale Bettung) überschätzt wird.

4.2 Großmaßstäbliche Versuche

In der Versuchsgrube der Halle des Münchner Zentrum Geotechnik wurde für großmaßstäbliche Untersuchungen des Knickens ein weiterer Versuchsstand erstellt. Darin ist es möglich, 4 m lange Pfähle einer Probelastung zu unterziehen. Dazu wurden zwei Behälter, bestehend aus Betonschachtringen (DN 1000) aufgebaut. Die Behälter stehen auf einem bis zur Grubensohle reichenden starren Fundament. Mit einer frei verschiebbaren Belastungsbrücke kann eine hydraulische Presse über den Pfahlkopf positioniert werden.

Ähnlich den kleinmaßstäblichen Versuchen wird der Versuchsboden in flüssiger Konsistenz aufbereitet. Das Mischen und Einpumpen der für die Füllung eines Behälters notwendigen 4 m^3 Bodenmaterials geschieht mit einer leistungsstarken Injektionsanlage. Als Versuchsboden dient wie in den Modellversuchen ein in Sackware vorrätiger Kaolin. Um die gewünschte Scherfestigkeit zu erreichen, ist die Abgabe von Wasser notwendig. Hierfür ist es notwendig, den Behälter so zu füllen, dass eine mit der Konsolidation verbundene Setzung möglich ist. Um, ausgehend von einem flüssigen Boden mit einem Wassergehalt von 80 %, eine undrainierte Scherfestigkeit von etwa 15 kN/m^2 zu erreichen, ist eine Setzung von über 1 m notwendig (siehe Abbildung 4.3 bzw. 4.9). Die Konsolidation des schwach durchlässigen Tonbodens geschieht unter Auflasten mit zusätzlicher Hilfe von elektroosmotischen Effekten. Die Entwässerung erfolgt über an der Innenseite der Schachtringe befestigte geotextile Vertikaldrains. In diesen Dränstreifen und in Behältermitte befinden sich Elektroden aus Stahlstangen (Durchmesser 6 mm). Wird eine elektrische Spannung so angelegt, dass sich ein elektrisches Potential zwischen Schachtmitte und Schachtrand



Abbildung 4.8: Belastungsversuch eines ungestützten Verbundpfahles (GEWI 28)

im Boden ausbildet, so entwässert der Boden zur Kathode hin. Die Anode trocknet aus. Durch entsprechendes mehrmaliges Umpolen kann so dem Boden gezielt Wasser entzogen werden, ohne dabei im Behälter radial wesentliche Änderungen im Wassergehalt und damit der undrainierten Scherfestigkeit zu erzeugen. Die Ansichten eines Behälters während der Phase der Konsolidation und während der Versuchsdurchführung sind in Abbildung 4.9 gezeigt.

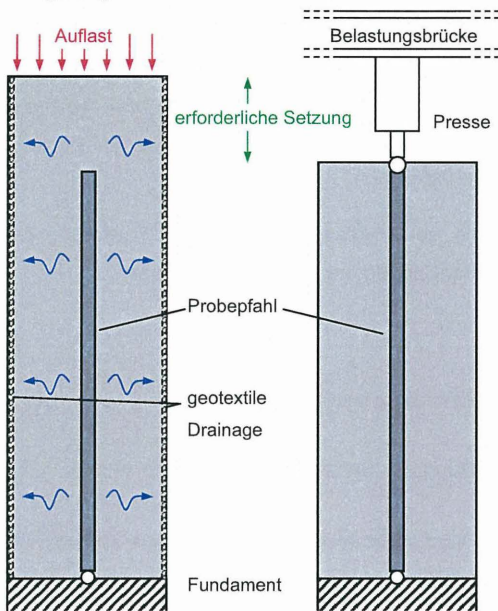


Abbildung 4.9: links Versuchsbehälter während der Konsolidationsphase (Kathode bzw. Reduktion im Drain) und rechts während der Probepbelastung

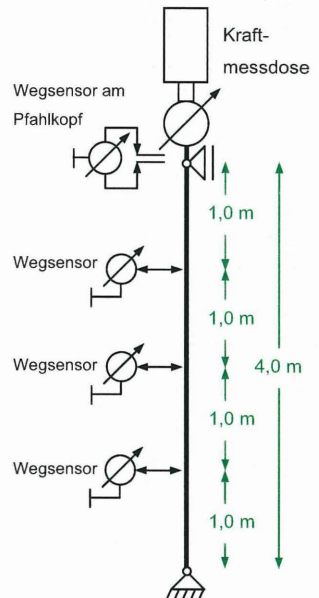


Abbildung 4.10: Instrumentierung während der Probepbelastung

Die messtechnische Erfassung der horizontalen Pfahlverschiebungen erfolgt ähnlich dem kleinmaßstäblichen Versuch mit vorgespannten Messdrähten, welche aus dem Behälter führen und mit Wegaufnehmern verbunden sind. Einen Überblick der verwendeten Messtechnik ist in Abbildung 4.10 ersichtlich. Die Pfahlauger oben und unten wurden so konstruiert, dass eine freie Drehbarkeit in alle Richtungen möglich ist.

Erste Versuche mit Verbundpfählen und Flachprofilen aus Aluminium in Böden mit einer undrainierten Scherfestigkeit zwischen 10 und 15 kN/m² zeigten, dass wiederum ein Knicken der Pfähle weit unterhalb der vollplastischen Normalkraft auftrat. Zudem waren die Knicklasten der Pfähle unabhängig von den Randbedingungen am Pfahlfuß und Kopf, da die erfassten maßgebenden Halbwellen der Knickfigur weit weniger als 4 m betrugen und sich frei und zufällig ausbildeten.

Die Versuchsdurchführung und weitere Auswertung der Versuchsdaten sind zur Zeit noch nicht abgeschlossen. Mit dem Ende der ersten großmaßstäblichen Versuchsreihe werden die Ergebnisse der Probelastungen von jeweils zwei durch breiige bzw. weiche Böden gestützten Pfähle vorliegen. Die Bodenfestigkeit beträgt dabei zwischen $c_u = 10$ und 15 kN/m² sowie zwischen 20 und 25 kN/m².

Dem Deutschen Institut für Bautechnik sei an dieser Stelle für die Förderung der Forschung und die Zustimmung zur Veröffentlichung der Ergebnisse gedankt.

5 Literaturverzeichnis

- BRANDTZARG, HARBOE (1957): Buckling tests of slender steel piles in soft, quick clay. In: Proc 4th ICSMFE, London
- CADDEN GÓMEZ (2002): Buckling of Micropiles. ADSC-IAF Micropile Committee, ADSC Library, Dallas
- MASCARDI (1968): Micropali di elevata capacita portantera. In: Revista Italiana di Geotecnica
- MEEK (1996): Das Knicken von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser in weichem, bindigem Boden; Bautechnik 73, Heft 3.
- MEEK (1999): Sind Kleinverpresspfähle knickgefährdet? Pfahlsymposium 1999
- PFLÜGER (1964): Stabilitätsprobleme der Elastostatik; Dritte Auflage. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York.
- POULOS (1980): Pile Foundation: Analysis and Design. John Wiley & Sons Inc.
- WENZ (1972): Das Knicken von schlanken Pfählen in weichen bindigen Erdstoffen. Institut für Bodenmechanik, Universität Karlsruhe

Zentrum Geotechnik

Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik

Baumbach Straße 7

81245 München

Betonsäulen als pfahlartige Tragglieder

Herstellverfahren, Qualitätssicherung, Tragverhalten und Anwendungsbeispiele

Kurt-M. Borchert, Fabian Kirsch, Jens Mittag

Kurzfassung:

In zunehmendem Maße finden im Spezialtiefbau Gründungssysteme Anwendung, deren Lastabtrag über unbewehrte vertikale Elemente erfolgt. Diese Systeme lassen sich unter dem Oberbegriff "pfahlartige Tragglieder" zusammenfassen. Die Herstellverfahren sind sowohl im Hinblick auf die eingesetzten Geräte, als auch hinsichtlich der während der Herstellung ablaufenden Prozesse sehr unterschiedlich. Im Ergebnis werden vertikale Säulen erstellt, die eine relativ hohe innere Festigkeit besitzen und deren äußere Tragfähigkeit aus der Aktivierung von Mantelreibung und Spitzendruck besteht.

Im Allgemeinen wird der anstehende Boden während der Herstellung zumindest teilweise verdrängt, so daß man auch von Teilverdränger- und Vollverdrängersystemen spricht. Dabei ist es gleichgültig, ob die Ursprünge des Verfahrens in den klassischen Pfahlsystemen wie dem Schraubbohrpfahl oder in Baugrundverbesserungssystemen wie der Rüttelstopfverdichtung liegen. Einen Sonderfall stellen unbewehrte Bohrpfähle oder Systeme dar, bei denen der anstehende Boden mit hydraulisch aktivem Zugabematerial vermengt wird.

In dem Beitrag wird zunächst ein Überblick über aktuelle am Markt befindliche Systeme und ihre herstellungsbedingten Spezifika gegeben und wo dies möglich ist eine Einordnung in die neuen Herstellungsnormen für die Ausführung vorgenommen. Besonders wichtig ist, wie bei den vorgestellten Verfahren die Qualität des Produktes im Hinblick auf die ordnungsgemäße Herstellung, die gewünschte Geometrie und Integrität und die zu erzielende Tragfähigkeit sichergestellt werden kann. Dazu werden die Möglichkeiten der einzelnen Systeme aufgezeigt und einander gegenübergestellt.

Die z.T. doch sehr unterschiedlichen Herstellverfahren bedingen einerseits Abweichungen im Hinblick auf die Einsatzgebiete der vorgestellten Verfahren. Andererseits wird auch die äußere Tragfähigkeit von den bei der Herstellung ablaufenden Prozessen beeinflusst.

Umfangreiche Untersuchungen der äußeren Tragfähigkeit unterschiedlichster Gründungselemente erlauben eine Gegenüberstellung der einzelnen Systeme im Hinblick auf das Last-Verformungsverhalten.

1 Einleitung

Betonsäulen als pfahlartige Tragglieder schließen die Lücke zwischen einer Gründung auf Einzelpfählen, die ggf. im Verbund mit einer Lastverteilungskonstruktion aus Gründungsplatte oder Pfahlkopfbalken als Pfahlgründung vertikale Zug- und Druckbeanspruchungen sowie Horizontallasten und Biegemomente aufnehmen können und einer Flachgründung ggf. unter Einsatz baugrundverbessernder Maßnahmen. Derartige Betonsäulen werden meist in einem regelmäßigen Raster zum Abtrag flächenhafter Lasten oder bei Linienbauwerken des Verkehrswegebbaus eingesetzt, so daß sie zwar wie ein Einzelpfahl bemessen werden, indem ihre Grenztragfähigkeit beispielsweise über Probelastungen ermittelt wird, aber im Allgemeinen in der Gruppe mit benachbarten Säulen zusammen wirken.

Einige der im Weiteren vorgestellten Verfahren zur Herstellung pfahlartiger Tragglieder lassen sich problemlos auch mit Bewehrung herstellen, indem entweder vor der Betonage ein Bewehrungskorb im Schutze der Verrohrung eingestellt oder dieser in den Frischbeton eingerüttelt wird. In diesem Beitrag soll jedoch vor allem der Einsatz als Betonsäulen vorgestellt werden, die häufig geringeren Beanspruchungen ausgesetzt sind und planmäßig nur axiale Druckbelastungen erfahren. Aus diesem Grund werden sie in den allermeisten Fällen unbewehrt ausgeführt.

2 Herstellungsverfahren

2.1 Allgemeines

Im Weiteren werden hauptsächlich die Herstellverfahren behandelt, die sich nicht eindeutig in das neue europäische Normenwerk zur Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten einordnen lassen, wobei zusätzlich noch die Einschränkungen in den Normen in bezug auf unbewehrte Pfähle zu beachten sind.

So werden alle System, die auf dem Einrammen eines Stahlrohres mit anschließender Betonage beruhen, nicht näher behandelt, da sie sich in die DIN EN 12699

(Verdrängungspfähle) einordnen lassen. Ebenso müssen Systeme mit Bodenförderung, also Bohrpfähle nicht ausführlich behandelt werden, da ihre Herstellung in DIN EN 1536 geregelt ist. Zu solchen Verfahren gehören sowohl verrohrte als auch unverrohrte Bohrungen mit Stützflüssigkeit, aber auch die Schneckenbohrpfähle, die häufig auch als Teilverdränger bezeichnet werden. Nicht behandelt werden Methoden, bei denen Bindemittelgemische entweder trocken oder als Suspension zur Herstellung sogenannter Stabilisierungssäulen in den Boden eingebracht werden. Diese Verfahren sind in dem Merkblatt für die Herstellung, Bemessung und Qualitätssicherung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung der DGGT geregelt. Ebenfalls wird das Verfahren der Verdichtungsinjektion nicht näher untersucht, da die Wirkungsweise der entstehenden Elemente aufgrund der sehr unregelmäßigen Geometrie nicht ohne weiteres als pfahlartig angenommen werden kann.

In der folgenden Abbildung ist die in diesem Beitrag verwendete Systematik bei der Einordnung der Herstellverfahren von pfahlartigen Traggliedern gezeigt. Falls eine eindeutige Zuordnung zu den aktuellen Herstellungsnormen möglich ist, wird diese angegeben. Die im Weiteren intensiver behandelten Verfahren sind fett gedruckt.

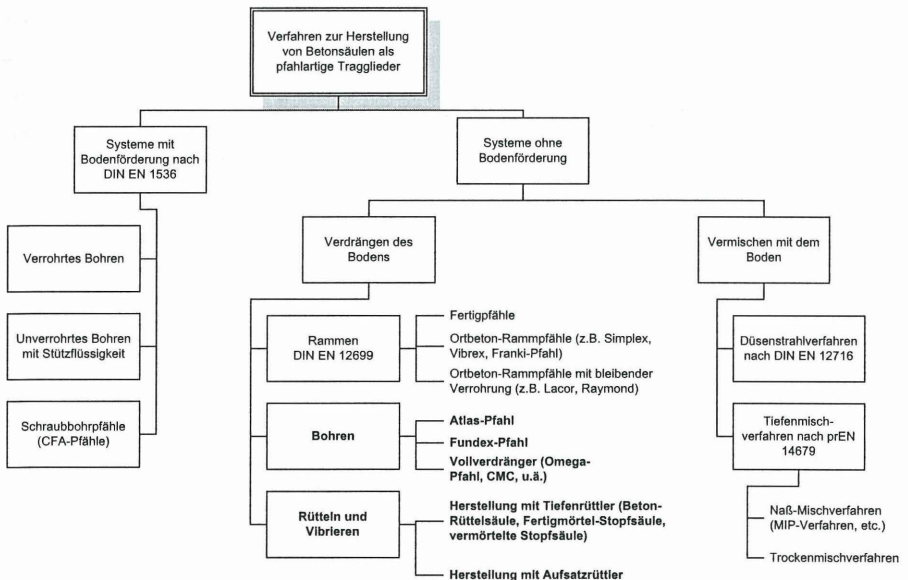


Bild 1: Verfahren zur Herstellung pfahlartiger Tragglieder.

2.2 Systeme mit Bodenförderung

2.2.1 Verrohrtes Bohren

Das verrohrte Bohren ist das Standardverfahren zur Herstellung von Bohrpfählen. Ausführliche Beschreibungen des Standes der Technik inkl. der unterschiedlichen Bohrwerkzeuge finden sich in z.B. in SEITZ und SCHMIDT (2000). Im Hinblick auf die hier vorzustellenden pfahlartigen Tragglieder hat dieses Verfahren aufgrund vergleichsweise höherer Herstellungskosten nur geringe Bedeutung.

2.2.2 Unverrohrtes Bohren mit Stützflüssigkeit

Insbesondere für Pfähle mit großem Durchmesser findet das unverrohrte Bohren mit Stützflüssigkeit Verwendung. Bezüglich der hier betrachteten pfahlartigen Tragglieder spielt das Verfahren ebenfalls aufgrund vergleichsweise höherer Herstellungskosten nur eine untergeordnete Rolle. Nähere Hinweise zu dem Verfahren und zum aktuellen Stand der Technik sind auch in VOIGT et al. (2003) zu finden.

2.2.3 Teilverdränger-Bohrpfähle

Zu den Teilverdrängersystemen gehören beispielsweise die sog. Schnecken-Ortbetonpfähle (SOB), die Verdränger-Schraubbohrpfähle (VSB) oder die Schnecken-Verdrängungsbohrpfähle (SVB). Den Systemen ist gemein, daß sie mit einer durchgehenden Bohrschnecke mit kleinem oder großem Seelenrohr in den Untergrund gebohrt werden. Während des Bohrvorganges ist die Bohrlochwandung durch den in den Wendeln der Bohrschnecke verbliebenen Boden permanent seitlich gestützt. Die Verfahrensrisiken sind daher vergleichsweise gering. Durch das Ziehen der Bohrschnecke ohne Rotation entsteht ein relativ glatter Pfahlschaft. Bild 2 zeigt schematisch die Herstellung eines Teilverdränger-Bohrpfahles mit großem Seelenrohr.

Aufgrund der teilweisen seitlichen Verdrängung ist in verdichtungsfähigen Böden eine Erhöhung der Lagerungsdichte im Lasteinleitungsbereich möglich. Falls diese in der Bemessung zum Ansatz kommt, beispielsweise indem die Anhaltswerte für Mantelreibung und Spitzendruck gem. DIN 1054 erhöht werden, so ist dies einerseits durch Probelastungen abzusichern. Andererseits ist durch Abstimmung zwischen Dreh- und Eindringgeschwindigkeit beim Abteufen der Bohrung (Phase 1 in Bild 2) sicherzustellen, daß nur der auf der Wendel befindliche Boden beim Ziehen der Verrohrung (Phase 3 in Bild 2) gefördert wird, was häufig schwer zu kontrollieren ist. Weiterhin ist dafür zu sorgen,

daß ein ausreichender Betonüberdruck während des Ziehens vorhanden ist, damit sich die zuvor verdichteten Bereiche der Bohrlochwandung nicht entspannen.

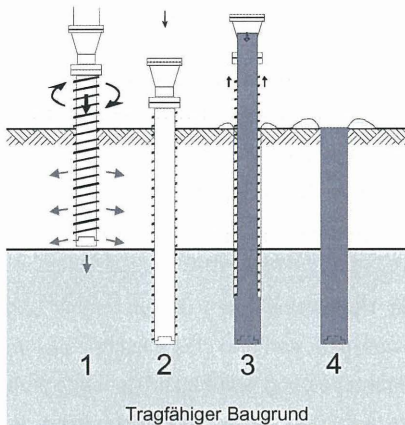


Bild 2: Herstellung Teilverdränger und Gerät (Quelle: BAUER Spezialtiefbau).

2.3 Systeme ohne Bodenförderung - Herstellung durch Verdrängen des anstehenden Bodens

2.3.1 Vollverdränger-Bohrpfähle

Es existiert auch eine Reihe von Bohrverfahren zur Herstellung von Betonsäulen ohne Bodenförderung. Deren wesentliches Element ist die vollständige Verdrängung und - falls es sich um verdichtungsfähiges Material handelt - die Erhöhung der Lagerungsdichte des anstehenden Materials. Aufgrund der Beeinflussung ggf. auch Verbesserung des anstehenden Bodens ist es bisher nicht ohne weiteres möglich, aus den Ergebnissen einer Baugrunderkundung eine Abschätzung der Tragfähigkeit vorzunehmen. Wichtige Aspekte dieser Verfahren sind daher einerseits die Aufzeichnung der maßgeblichen Herstellparameter und andererseits die Festlegung individueller Herstellkriterien, die in der Regel an Probelastungsergebnissen zu kalibrieren sind. Für die Vordimensionierung werden häufig die Anhaltswerte für Bohrpfähle nach DIN 4014 bzw. DIN 1054:01-2005 verwendet und aufgrund der herstellungsbedingten Bodenverbesserung mit einem individuellen Faktor (z.B. 1,5) erhöht.

Alle Vollverdränger-Bohrpfähle werden mit Hilfe von Rotationsenergie und Vertikalkraft in den Baugrund eingebracht. Man bezeichnet sie daher oft auch als Schraub-Pfähle. Für die

Qualitätskontrolle spielt die über die Eindringtiefe kontinuierliche Aufzeichnung des Drehmomentes, meist in Form eines Hydraulik-Druckes, und ggf. der zusätzlich aufgebrachten Vertikalkraft eine entscheidende Rolle.

Fundex-Pfahl

Beim Fundex-Pfahl wird ein glattes Stahlrohr üblicherweise mit Durchmessern zwischen 38 cm und 52 cm, welches am unteren Ende mit einem kegelförmigen Pfahlschuh versehen ist, der treppenförmige Schraubengänge aufweist, in den Untergrund gedreht und gedrückt. Der Durchmesser der kegelförmigen Spitze ist dabei um einige Zentimeter größer als der des Rohres, so daß sich der Querschnitt zur Ermittlung des Spitzendruckes vom Pfahlschaftdurchmesser unterscheidet.

Bei der anschließenden Betonage wird die Verrohrung ohne die verlorene Spitze mit oszillierenden Drehbewegungen gezogen, was den Verbund des Frischbetons mit dem anstehenden Boden zur Sicherstellung der Mantelreibung erhöht. Die gesamte Bohrspitze verbleibt als verlorene Spitze im Untergrund. Aufgrund seiner Herstellung kann der Pfahl als Ort beton-Verdrängungspfahl nach DIN EN 12699 bezeichnet werden. Bild 3 zeigt schematisch den Ablauf bei der Herstellung eines Fundex-Pfahls und ein Bild der typischen Fundex-Pfahls Spitze.

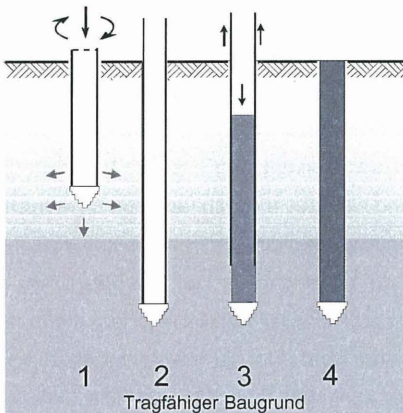


Bild 3: Herstellung eines Fundex-Pfahls und Pfahls Spitze.

Atlas-Pfahl

Beim Atlas-Pfahl wird ein Stahlrohr, welches am unteren Ende mit einem speziellen Bohrkopf mit einer Wendel aus einem Schraubengang versehen und mit einer verlorenen Spitze verschlossen ist, in den Boden gedreht und gedrückt. Dabei entsteht ein schraubenförmiger Hohlraum, der jedoch nicht über den gesamten Zeitraum der Pfahlherstellung gestützt ist. Anders als beim Fundex-Pfahl wird das Rohr nach Erreichen der Endtiefe nicht wieder gezogen, sondern aus dem Boden gedreht. Dabei wird die Rotationsrichtung des Eindrehvorganges umgekehrt und der Schneidkopf bewegt sich in der bereits gezogenen Spur, sofern diese standfest geblieben ist. Es entsteht ein schraubenförmiger Pfahl (vgl. Bild 4).

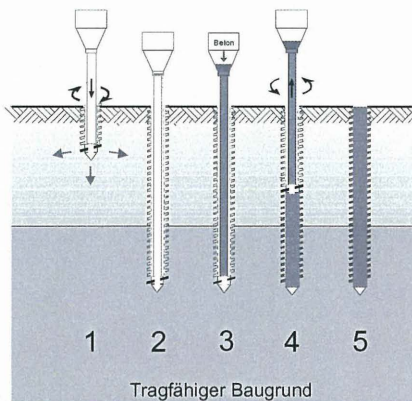


Bild 4: Herstellung eines Atlas-Pfahls und Pfahlschaft (Quelle: FRANKIPILE Australia).

Weitere Vollverdränger-Systeme

In diesem Abschnitt wird eine Gruppe von Pfahlsystemen zusammengefaßt, denen ein speziell ausgeformter Bohrkopf gemein ist. Zu diesen Systemen gehören beispielsweise der Omega-Pfahl, der DeWaal-Pfahl und eine Reihe weiterer firmenspezifischer Pfahlsysteme (z.B. der STRABAG-Vollverdrängerbohr (SVV) Pfahl, der Vollverdrängerpfahl - System HARTUNG/BAUER oder die CMC-Säulen System MENARD). Der Verdrängerkopf befindet sich am unteren Ende eines Hohlgestänges. Unter Zuhilfenahme von Vertikalkraft und Drehmoment wird der Verdrängerkopf in den Untergrund gedreht und gedrückt. Dabei ist er am unteren Ende durch eine Fußplatte oder eine Klappe verschlossen. Aufgrund der speziellen Geometrie des Verdrängerkopfes wird der Boden

dabei vollständig seitlich verdrängt und ggf. verdichtet. Ist die Endtiefe erreicht, wird Beton durch die Seele des Bohrgestänges gepumpt und verläßt diesen durch die Klappe am unteren Ende des Verdrängerkopfes. Dieser wird nun in gleicher Richtung wie beim Eindrehvorgang wieder herausgedreht. Dabei wird die ggf. entspannte Bohrlochwandung wieder auf den Außendurchmesser des Bohrkopfes verdrängt und eventuell nachgefallene Bodenbereiche werden in den umgebenden Untergrund gedrückt. Beton wird unter Druck eingefüllt. Der Verdrängerkopf läßt sich in die Bereiche zum Lösen des Bodens, zum seitlichen Verdrängen und Verdichten, zur Stabilisierung der Bohrlochwandung und zur neuerlichen Verdrängung beim Herausdrehen des Bohrwerkzeuges einteilen (vgl. Bild 5). Das System ist zusammen mit weiteren Vollverdrängern auch in STÖTZER und SCHÖPF (2003) vorgestellt.

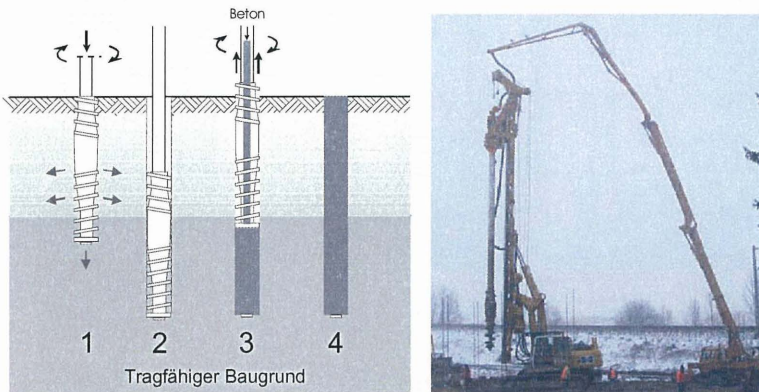


Bild 5: Herstellung eines Vollverdrängerpfales System HARTUNG.

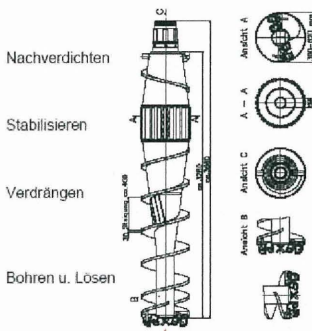


Bild 6: Verdrängerkopf System HARTUNG (Quelle: BAUER Maschinen GmbH).

Das Entspannen der Bohrlochwandung wird verhindert, wenn wie bei den Controlled Modulus Columns (CMC) System MENARD das Bohrrohr den Außendurchmesser des Verdrängerkopfes aufweist (vgl. Bild 7).

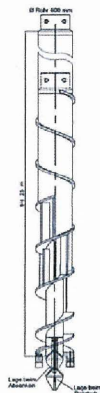


Bild 7: Verdrängerkopf CMC-Säulen System MENARD (Quelle: BVT DYNIV GmbH).

2.3.2 Herstellung durch Rütteln oder Vibrieren

Herstellung mit Tiefenrüttler

Anders als bei den bisher beschriebenen Systemen werden Betonrüttelsäulen und Fertigmörtelstopfsäulen mit einem Tiefenrüttler hergestellt. Im Rahmen der Herstellung von Betonrüttelsäulen wird der Schleusenrüttler auf die erforderliche Absetztiefe niedergebracht (vgl. Bild 8). Der Rüttler dringt dabei aufgrund der Schwingungen, die durch im Inneren des Rüttlers rotierende Unwuchten erzeugt werden, unter Eigengewicht ggf. mit Zuhilfenahme einer zusätzlichen Vertikalkraft in den Boden ein. Nach Erreichen der Endtiefe wird der Rüttler wieder gezogen, während über eine Pumpe Beton in den entstehenden Hohlraum gepumpt wird. Alternierendes Heben und Senken sorgt für eine zusätzliche Verdichtung des Betons. Das Verfahren ist auch in SONDERMANN (1995) beschrieben. Im Unterschied zu Betonrüttelsäulen wird bei Fertigmörtelstopfsäulen der Beton nicht durch den Rüttler gepumpt. Statt dessen wird die Materialschleuse des Rüttlers chargenweise mit Fertigmörtel, der entweder auf der Baustelle angemischt oder geliefert wird, befüllt. Beim Ziehen des Rüttlers tritt dieser an der Rüttlerspitze und wird durch alternierendes Anheben und Absenken des Rüttlers gegen den anstehenden Baugrund

verstopft, was dadurch ermöglicht wird, daß der Beton im Vergleich zu Betonrüttelsäulen wesentlich weniger fließfähig ist. Derartige Verfahren sind explizit in DIN EN 12699 ausgeschlossen, so daß die ausführenden Firmen über allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen der Verfahren verfügen.

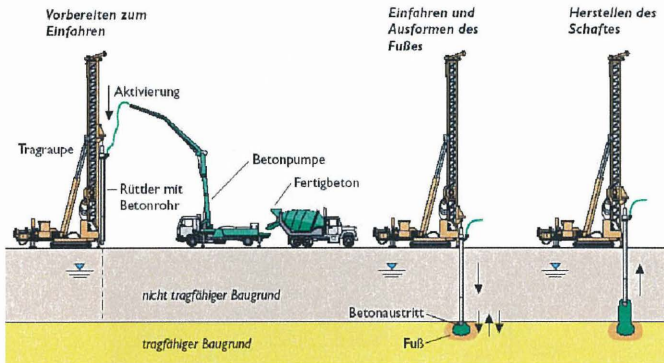


Bild 8: Herstellung von Betonrüttelsäule (Quelle: KELLER Grundbau GmbH).

Zur Erhöhung der Tragfähigkeit im Fußbereich kann vor der Herstellung der Fertigmörtelstopfsäule ein verdichteter Kiesfuß hergestellt werden, indem nach Erreichen der Absetztiefe zunächst Schottermaterial in den anstehenden Baugrund gestopft wird. Ebenso ist es möglich, in Bodenbereichen sehr geringer Festigkeit entlang des Säulenschaftes zunächst eine klassische Kiesstopfsäule herzustellen. Durch erneutes Abteufen des Rüttlers wird die Fertigmörtelstopfsäule dann im Schutze dieses Kiesmantels errichtet und hat während des Abbindevorganges so eine ausreichende seitliche Stützung.

Herstellung mit Aufsatzrüttler

Zur Herstellung von Betonsäulen besteht auch die Möglichkeit, ein unten mit einer Klappe verschlossenes Stahlrohr unter Zuhilfenahme eines Aufsatzrüttlers in den Untergrund einzubringen. Dies kann entweder freireitend mit einem Kran oder mäklergeführt an einem Trägergerät erfolgen. Die Systeme unterscheiden sich - abgesehen von der Leistung der Aufsatzrüttler - im Wesentlichen durch die Art der Verschlussvorrichtung. Nach Erreichen der Endtiefe werden die Vortreibbrohre mit Beton gefüllt und ggf. erneut unter Zuhilfenahme von Vibration aus dem Boden gezogen. Im Hinblick auf eine Einordnung in die Normung können diese Verfahren als Ortbeton-Verdrängungspfehl in DIN EN 12699 eingeordnet werden. In Abhängigkeit von der Verschlusskonstruktion kann auch eine Stopfung des

eingebrauchten Materials erreicht werden, indem bei alternierenden Heb- und Absenk-
vorgängen die Klappe während des Absenkvorganges wieder verschlossen wird. In Bild 9
und Bild 10 sind beispielhaft zwei Systeme gezeigt, die sich durch die unterschiedliche
Konstruktionsform der Verschlussklappe unterscheiden. Das System FRANKI erlaubt dabei
durch Anheben bei geöffneter und Absenken bei geschlossener Klappe das Ausstopfen
der Säulen.



Bild 9: Ort beton-Rüttelsäulen mit Aufsatzrüttler - Verschlussystem (SELCO Costruzioni).

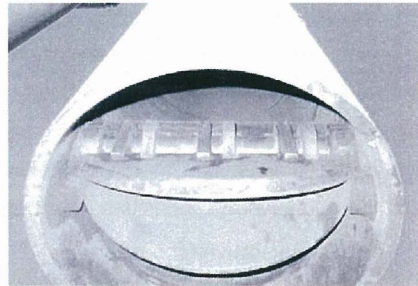


Bild 10: Ort beton-Rüttelsäulen mit Aufsatzrüttler - Verschlussystem (FRANKI Grundbau).

2.3.3 Zusammenfassung

Die vorgestellten Vollverdrängersysteme unterscheiden sich zum Teil erheblich
voneinander. Während sich einige in die DIN EN 12699 einordnen lassen, ist dies bei
anderen nicht möglich. Die Tabelle 1 zeigt eine Gegenüberstellung der Vollverdränger-
systeme im Hinblick auf Anwendungsgebiete und Herstellungsparameter.

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Vollverdrängersysteme.

System:	Fundex	Atlas	VVP (Omega, Hartung/Bauer, CMC)	Betonrüttelsäule	Fertigmörtelstopf- säule	Systeme mit Aufsatzrüttler
Herstellungsart	Bohren	Bohren	Bohren	Rütteln	Rütteln	Vibrieren
Durchmesser Schaft [cm]	38 - 52	41 – 56	30 – ca. 60	40 - ca. 80	40 - ca. 80	40 - ca. 80
Durchmesser Spitze [cm]	45 - 67	51 – 66	30 – ca. 60	40 - ca. 80	40 - ca. 80	40 - ca. 80
Oberflächen- beschaffenheit	glatt	schrauben- förmig	relativ glatt	unregelmäs- sig, rau	unregelmäs- sig, rau	i.d.R. rel. glatt
Bohrlochstützung	ja, durch Verrohrung	nein	i.A. nein, (CMC ja)	ja, durch Rüttler	ja, durch Rüttler	ja, durch Verrohrung
Bewehrung möglich?	ja	ja	ja	ja	nein	ja
Zusätzliches Ausstopfen im Fußbereich möglich?	nein	nein	nein	bedingt	ja	bedingt
Max. Längen [m]	ca. 30	ca. 25	ca. 30	ca. 15	ca. 15	ca. 30
Anwendung nicht gesichert in:	-	-	F,HN,HZ bzw. $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$ je mit $d > 1\text{m}$ bzw. $8 \text{ kN/m}^2 < c_u < 15 \text{ kN/m}^2$ mit $d < 1\text{m}$			

2.4 Systeme ohne Bodenförderung – Vermischen

Eine grundsätzlich andere Herstellungsart für pfahlartige Tragglieder stellt das Vermischen des anstehenden Bodens mit hydraulisch aktivem Material dar. Das Vermischen kann dabei entweder mit Mischwerkzeugen (Tiefenmischverfahren) oder durch das Erodieren des Bodens mit einem Flüssigkeitsstrahl (Düsenstrahlverfahren) erfolgen. Bei den Tiefenmischverfahren unterscheidet man das Einmischen von granularem Material (Trockenmischverfahren) und von Suspensionen (Naßmischverfahren).

2.4.1 Tiefenmischverfahren

Die Tiefenmischverfahren erfordern das Abteufen eines Mischwerkzeuges in die erforderliche Tiefe. Je nach Durchmesser und Gestalt des Werkzeuges sind dem Einbringen dadurch Grenzen gesetzt. Eine sehr umfassende Darstellung des Verfahrens ist beispielsweise in TOPOLNICKI (2004) gegeben, so daß hier auf weitere Details verzichtet wird, zumal die Anwendung des Tiefenmischverfahrens für pfahlartige Tragglieder eher die Ausnahme ist. Im Rahmen der neuen europäischen Spezialtieftbaunormen existiert ein Norm-Entwurf prEN 14679, in dem die tiefreichende Bodenstabilisierung geregelt wird.

2.4.2 Düsenstrahlverfahren

Die Verwendung von Düsenstrahlkörpern als pfahlartige Tragglieder ist zwar prinzipiell möglich, stellt jedoch auch aufgrund der höheren Kosten und einiger Verfahrenseigenheiten eher die Ausnahme dar. Insbesondere für Nachgründungen ist das Verfahren jedoch gut geeignet, da nur ein geringer Bohrdurchmesser genügt, um im Untergrund Säulen mit Durchmessern von einem Meter oder mehr herzustellen. Auf eine genauere Beschreibung des Verfahrens wird hier verzichtet und auf die entsprechende Literatur z.B. ESSLER und YOSHIDA (2004) und die Normung DIN EN 12716 verwiesen. Dabei ist anzumerken, daß die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der einzelnen Hersteller für das Düsenstrahlverfahren einzelstehende Säulen als vertikale Tragglieder explizit ausschließen, während dies in DIN EN 12716 nicht der Fall ist.

3 Meßtechnische Überwachung von Betonsäulen

Bei einigen der vorgestellten Verfahren ist das Bohrloch nicht durch eine Verrohrung gesichert. In manchen Fällen ist es auch nicht über den gesamten Herstellungszeitraum anderweitig gestützt. Damit die Betonsäule dennoch den Anforderungen genügt, sind im Allgemeinen qualitätssichernde Maßnahmen erforderlich, die sich von der herstellungsbegleitenden Erfassung der Produktionsparameter bis hin zu Überprüfungen der Pfahlintegrität und der Tragfähigkeit erstrecken.

3.1 Protokollierung der Herstellparameter bei Vollverdrängersystemen

Während der Herstellung von Fertigmörtelstopfsäulen werden üblicherweise die Parameter Eindringtiefe des Rüttlers, Frequenz (wenn variabel), der Vorschub, ggf. eine zusätzlich aufgebrachte Vertikalkraft und die eingebrachte Energie (über die Stromaufnahme oder den Hydraulikdruck) kontinuierlich über die Zeit erfaßt. Zusätzlich werden die Säulendaten und das eingebrachte Betonvolumen je Säule erfaßt.

Bei den Systemen mit Aufsatzrüttler wird meist neben der Eindringtiefe auch die Frequenz und die Leistung des Vibrators, z.B. über den Hydraulikdruck, aufgezeichnet. Zusätzlich erfolgt die Kontrolle des Betonvolumens, bei Einsatz von Betonpumpen auch des Betondruckes.

Die herstellungsbegleitende Aufzeichnung der Produktionsparametern von Vollverdränger-Bohrpfählen umfaßt neben den Pfahldaten im Allgemeinen die kontinuierliche Erfassung

von Eindringtiefe, Vorschubdruck, Drehmoment über den Druck am Kraftdrehkopf, Drehzahl, Betondruck und Betonverbrauch.

Bei verrohrten Vollverdrängersystemen wie dem Fundex-Pfahl wird neben den Pfahldaten und dem eingebrachten Betonvolumen in der Regel nur das Drehmoment über den Hydraulikdruck am Kraftdrehkopf und die Eindringtiefe erfaßt.

Eine Übersicht über die kontinuierlich über die Zeit erfaßten Parameter ist Tabelle 2 gegeben. Wenn die Parameter nur eingeschränkt bzw. nur bei einzelnen Untersystemen aufgezeichnet werden, sind sie durch einen Klammerausdruck markiert.

Tabelle 2: Aufzeichnung der Herstellparameter.

System	Fundex	Atlas	VVP (Omega, CMC, etc.)	Betonrüttel-säule	Fertigmörtel-stopfsäule	Betonsäule mit Aufsatzrüttler
Eindringtiefe [m]	X	X	X	X	X	X
Vorschubdruck / Vertikalkraft [kN]	X	X	X	X	X	(X)
Drehzahl [U/min]	X	X	X			
Frequenz [Hz]				(X)	(X)	X
Drehmoment [kNm] bzw. entspr. Hydraulikdruck [bar]	X	X	X			
Leistung (Stromaufnahme [A] oder Hydraulikdruck [bar])				X	X	X
Betondruck [bar]	X	X	X	X		(X)
Betonvolumen [m³]	X	X	X	X	X	X
Rotationen je m Eindringung [U/m]		X				

3.2 Messungen am fertiggestellten Pfahl

3.2.1 Druckfestigkeit

Eine wichtige Maßnahme der Qualitätssicherung ist die Anfertigung von Rückstellproben zur regelmäßigen Überwachung der Betonqualität, die allerdings nur indirekt Rückschlüsse auf die Produktionspfähle erlauben.

Üblicherweise werden etwa drei bis fünf Rückstellproben alle 100 Säulen bzw. 1000 Säulenmeter genommen. Tabelle 3 zeigt beispielhaft eine Gegenüberstellung der Ergebnisse von Druckfestigkeitsuntersuchungen an Rückstellproben mit den Druckfestigkeiten und Elastizitätsmoduln, die an Proben aus Kernbohrungen der entsprechenden Fertigmörtelstopfsäulen gewonnen wurden. Es zeigt sich, daß die Festigkeiten am Pfahl die der Rückstellproben teilweise um mehr als das 1,5fache übersteigen – was der Erfahrung auf einer Vielzahl von Baustellen entspricht.

Tabelle 3: Beispiele für Festigkeiten und E-Moduln von Fertigmörtelstopfsäulen.

Tiefe	Druckfestigkeit β_c [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Druckfestigkeit β_c [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Druckfestigkeit β_c [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Druckfestigkeit β_c [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
	Säule A		Säule B		Säule C		Säule D	
Zylinderdruckfestigkeit β_c bzw. E-Modul 0m-3m	33	47400	44	35100	18	19200	17	18700
Zylinderdruckfestigkeit β_c bzw. E-Modul 3m-5m	42	45300	37	31300	43	33400	30	34500
Zylinderdruckfestigkeit β_c bzw. E-Modul 5m-7m	40	39900	29	32900	38	31300	37	40700
Mittelwert	38	44200	37	33100	33	27967	28	31300
Würfeldruckfestigkeit der Rückstellproben β_{W20}	26		22		24		20	
Quotient $(\beta_c \cdot 1,18) / \beta_{W20}$	1,77		1,93		1,61		1,64	

3.2.2 Säulengeometrie

Eine Möglichkeit, um die tatsächlich ausgeführte Geometrie der Säulen zu bewerten besteht darin, die Tragglieder auszugraben, was jedoch mit einigem Aufwand verbunden und nur an Probesäulen möglich ist. Mit der Pfahlintegritätsprüfung nach der Low-Strain Methode kann die Unversehrtheit der Pfähle zerstörungsfrei bewertet werden. Näheres zu Integritätsprüfungen ist beispielsweise in KIRSCH und KLINGMÜLLER (2004) zu finden. Dort ist auch ein Vergleich zwischen einer ausgegrabenen Betonsäule und dem zugehörigen Integritätssignal gezeigt. Bild 11 zeigt Fotos von ausgegrabenen Vollverdrängerpfählen System HARTUNG.



Bild 11: Freigelegte Vollverdrängerpfähle System HARTUNG.

Die hergestellte Säulengeometrie ist abhängig vom Herstellverfahren. So weisen Fertigmortelstopfsäulen systembedingt aufgrund des Ausstopfens einen weniger gleichmäßigen Querschnittsverlauf über die Tiefe auf. Auch die Bodenschichtung ist von großer Bedeutung für die Säulengeometrie. So besteht beispielsweise bei Vollverdränger-Bohrpfählen die Möglichkeit, daß ausgeprägt elastische Weichschichten (Organische Böden und Torfe) auf die seitliche Verdrängung mit einer anschließenden Rückverformung reagieren und die Frischbetonsäule einschnüren können. Generell ist bei derartigen Böden die Herstellung und Freilegung von Probesäulen im Rahmen einer Versuchsherstellung zu empfehlen.

3.3 Äußere Tragfähigkeit

Im folgenden wird anhand einiger Beispiele der Einsatz der hier behandelten Verfahren zur Herstellung von pfahlartigen Traggliedern gezeigt und Ergebnisse von Probelastungen in Abhängigkeit von den anstehenden Bodenverhältnissen vorgestellt.

3.3.1 Fertigmortelstopfsäulen

Bei einem Bauvorhaben zur Gründung eines Bahndammes auf nicht-tragfähigen organischen Weichschichten im norddeutschen Raum wurden Fertigmortel-Stopfsäulen System KELLER Grundbau eingesetzt, um die organischen Schichten zu überbrücken und die Lasten aus dem Dammaufbau und dem Verkehr in die darunter anstehenden Sande zu übertragen.

In den Abschnitten, in denen aufgrund geringer Scherfestigkeiten von $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$ oder organischer Schichten die Stabilität der Wandung nicht gewährleistet war, wurden die Fertigmortelstopfsäulen mit einer Kiesummantelung hergestellt. Weiterhin erfolgte das Ausstopfen eines Kiesfußes von ca. 50 cm Länge vor der Herstellung der eigentlichen Fertigmortelstopfsäule mit einem Durchmesser von 60 cm. Die Probelastungen erfolgten mit Hilfe einer Belastungseinrichtung aus Lasttraverse und Gegengewicht (vgl. Bild 12).

Generell stehen im Bereich des Baufeldes organisch durchzogene sandige Schichten in Wechsellagerung mit Torfschichten geringer Festigkeit von bis zu 2 m an. Anhand der Probelastungen wurde deutlich, daß die ursprünglich vorgesehene Absetztiefe bereichsweise zu gering war. Die Probesäule S1 wies unter Gebrauchslast große Verschiebungen auf und versagte etwa beim 1,3-fachen der Gebrauchslast (vgl. Bild 13). Seitens der Baufirma zusätzlich ausgeführte Drucksondierungen zeigten, daß die

ursprünglich geplante Absetztiefe etwa zwei Meter zu hoch lag. Die Ergebnisse weiterer Probelastungen z.B. an Säule S2 bestätigten dies. In Bild 13 sind die Ergebnisse des Baugrundaufschlusses, der zusätzlichen Drucksondierungen und der Probelastung zusammenfassend dargestellt.



Bild 12: Belastungseinrichtung zur Probelastung von Fertigmortelstopfsäulen.

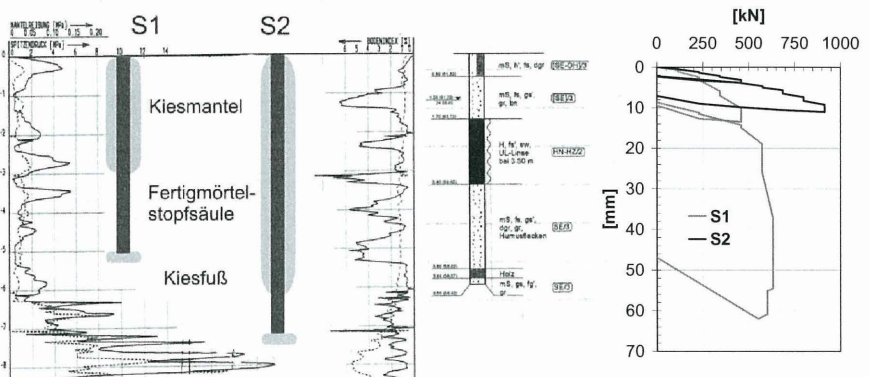


Bild 13: Baugrund und Probelastungsergebnis.

3.3.2 Vollverdränger-Bohrpfahl

Im Zuge der Errichtung eines Verkehrswegedammes auf weichen schluffigen Böden bzw. Torfen sollen Vollverdrängerpfähle System HARTUNG zur Abtragung der Vertikallasten in den tragfähigen Untergrund eingesetzt werden. Im Rahmen einer Reihe von Probelastungen wurde die Tragfähigkeit in Abhängigkeit von unterschiedlichen Untergrundverhältnissen in mehreren Probefeldern untersucht.

In einem ersten Probefeld wurde die Tragfähigkeit in Weichschichten mit relativ geringen undrainierten Scherfestigkeiten untersucht. Bei einer im Bereich des Testfeldes gelegenen Bohrung steht unter einer 0,7 m dicken Sandaufschüttung bis 2,0 m ein schluffiger Feinsand an. Darunter wurde bis zu einer Tiefe von 11,5 m Schluff mit unterschiedlichen Feinsandanteilen erbohrt. Die Konsistenz dieser 9,5 m dicken Schluffschicht wurde bis 4,5 m Tiefe als weich bis steif und darunter als tertiärer Schluff mit halbfester bis fester Konsistenz beschrieben. Unter dem Schluff steht bis zur Aufschlußtiefe von 15 m ein schwach schluffiger Feinsand an. Die folgenden Abbildungen zeigen die Ergebnisse der relevanten Drucksondierungen und das Ergebnis der Probebelastungen. Weitere Aufschlüsse bestätigen den oberen Weichschichten schwach organische bis organische Anteile und undrainierte Scherfestigkeiten von im Minimum $c_u = 15 \text{ kN/m}^2$. In Bändern von ca. 25 cm wurden auch Torfe (HZ) erkundet. Die Einteilung nach DIN 18196 ergibt für diese Schichten Bodenklassen von TL/TM/TA/UL/UM/GU*/SU*. Die Säulenlänge wurde mit 6,8 m so festgelegt, daß eine Einbindelänge von 1,8 m in die tertiären Schluffe vorhanden ist.

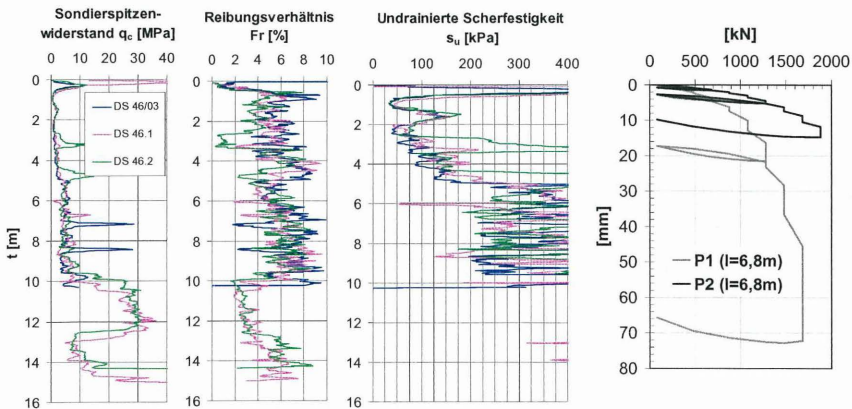


Bild 14: Drucksondierung, undrainierte Scherfestigkeit und Probebelastungsergebnis.

Zur weiteren Untersuchung der Tragfähigkeit in Böden, die durch relativ mächtige organische Schichten und geringe undrainierte Scherfestigkeiten gekennzeichnet ist, wurde ein weiteres Probefeld angelegt. Dort steht unter einer 0,2 m mächtigen Mutterbodenschicht bis 0,7 m Schluff und Ton an, der dann von einer ca. 3 m mächtigen Torfschicht (HZ/OU) unterlagert wird. Darunter folgt bis 6,1 m ein schluffiger bis stark

schluffiger Feinsand. Die organischen Schichten weisen c_u -Werte von ca. 8 kN/m^2 bis 12 kN/m^2 auf.

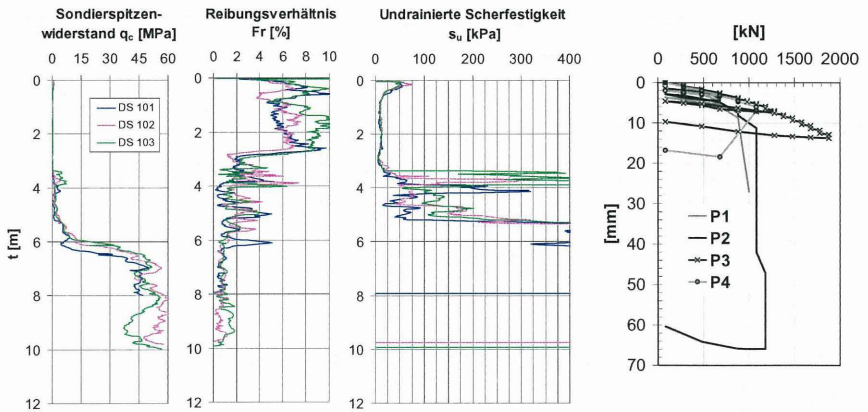


Bild 15: Drucksondierung, undrainierte Scherfestigkeit und Probebelastungsergebnis.

Nur einer von vier Pfählen konnte bis zur geforderten Prüflast (hier das Dreifache der Gebrauchslast) belastet werden. Die anderen versagten vor Erreichen des Doppelten der Gebrauchslast auf eine Weise, die auf einen Bruch im Pfahlschaftbereich hindeutet. Eine Anwendung des Vollverdrängersystems wurde daraufhin in Böden mit einer Mächtigkeit $d > 1 \text{ m}$ der organischen Schichten bzw. der undrainierten Scherfestigkeiten $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$ ausgeschlossen.

4 Zusammenfassung

Die einzelnen Verfahren zur Herstellung von Betonsäulen als pfahlartige Tragglieder weisen sehr individuelle Herstellungsrisiken auf, die vor der Entscheidung gegeneinander abgewogen werden müssen. Dabei sind so unterschiedliche Aspekte wie die Lärm und Erschütterungsempfindlichkeit der Umgebung, die Festigkeit zu durchörternder Weichschichten sowie geplante Längen und Lasten zu berücksichtigen.

Der Baugrunderkundung kommt eine zentrale Bedeutung bei der Planung von Ortbetonsäulen zu. Je nach Verfahren müssen neben den Schichtmächtigkeiten insbesondere die Festigkeitseigenschaften und ggf. die Verdichtungsfähigkeit bekannt sein.

Einige der Systeme sind nicht in Normen einzuordnen, so daß Art und Umfang von Kontrollprüfungen, falls diese nicht in den einzelnen Zulassungen vorgeschrieben sind, vor Baubeginn vereinbart werden sollten. Die Möglichkeiten der Qualitätssicherung sind je nach Herstellungsart sehr unterschiedlich. Es ist jedoch zu empfehlen, daß die Tragfähigkeit durch Probelastungen nachgewiesen wird. Anhand der Probelastungen können dann die baustellenspezifischen Herstellungsparameter festgelegt werden. Die Qualität der Betonsäule im Hinblick auf ihre Geometrie und ihre Materialeigenschaften kann entweder durch Ausgrabungen oder durch Kernbohrungen und Low-Strain-Integritätsprüfungen nachgewiesen werden.

Literatur

- Essler, R. und Yoshida, H. (2004) Jet Grouting. In: Ground Improvement 2nd ed. Spon Press, S.160-196.
- Kirsch, F. und Klingmüller, O. (2003) Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahl-Integritätsprüfung in Deutschland. Bautechnik 80, Heft 9, S.640-650.
- Seitz, J. und Schmidt, H.G. (2000) Bohrpfähle. Wiley-VCH.
- Sondermann, W. (1995) Herstellung und Prüfung mittels Schleusenrüttler ausgeführter pfahlartiger Gründungselemente. Pfahlsymposium 1995. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft-Nr. 48.
- Stötzer, E. und Schöpf, M. (2003) Drehbohren zur Bodenverdichtung. Workshop Bodenverdichtung TUHH, S.185-198.
- Topolnicki, M. (2003) In situ soil mixing. In: Ground Improvement, 2nd ed. Spon Press, S.331-428.
- Voigt, Th., Katzenbach, R. und Adamietz, U. (2003) Suspensionsgestützte Pfähle in bindigem Boden, dargestellt an Pfählen in der Hamburger Allee im Frankfurter Ton. Pfahlsymposium 2003. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft-Nr. 71.

Kontakt:

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH
Dudenstr. 78, 10965 Berlin
Tel.: +49 (0)30 789 089 0
www.gudconsult.de · geo@gudconsult.de

Gründung des Mercedes-Benz Museums in der Kernzone des Heilquellenschutzgebietes in Stuttgart

Michael Kotthaus

1 Einleitung

Im Frühjahr 2006, rechtzeitig zur Fußball Weltmeisterschaft in Deutschland, plant die DaimlerChrysler AG die Eröffnung der neuen 'Mercedes-Benz Welt' (Bild 1) auf einem ca. 60.000 m² großen Areal direkt vor den Toren des DaimlerChrysler Werkes in Stuttgart-Untertürkheim. Die Mercedes-Benz Welt besteht aus dem Mercedes-Benz Museum mit Nebengebäuden und dem Mercedes-Benz Center. Der Gebäudekomplex des Mercedes-Benz Museum umfasst eine Gesamtfläche von ca. 30.000 m². Neben dem eigentlichen Museumsgebäude werden ein zweigeschossiges Parkhaus, ein Technikgebäude, eine Open Air Arena sowie unterirdische Verbindungsgebäude zum benachbarten Mercedes-Benz Center errichtet. Da das gesamte Bauvorhaben innerhalb der Kernzone des Heilquellenschutzgebietes der Mineralheilquellen von Stuttgart liegt, ergeben sich hieraus besondere Auflagen für alle Eingriffe in den tieferen Untergrund, mit maßgeblichen Auswirkungen für die Gründungsmaßnahmen.

2 Bauaufgabe

Das Mercedes-Benz Museum (Bild 2), mit einer Grundfläche von ca. 5.000 m², erhebt sich über seinem charakteristischen Grundriss in Form eines gleichseitigen Dreiecks mit abgerundeten Ecken, mit insgesamt 10 Ebenen bis 48 m über das vorhandene Gelände. Das sehr anspruchsvolle architektonische Konzept des Gebäudes ist einer Spirale nachempfunden und verzichtet daher auf Ecken und Kanten. Die oberhalb der beiden Untergeschossebenen folgenden 8 Ebenen werden über eine spiralförmig aufwärts führende Rampenkonstruktion erschlossen.



Bild 1: Mercedes-Benz Welt



Bild 2: Mercedes-Benz Museum

Das Gebäude wird bezogen auf das vorhandene Gelände zunächst ebenerdig errichtet und bindet lediglich mit den Fundamenten in den vorhandenen Untergrund ein. Später wird das umgebende Gelände um 5–6 m auf das Niveau der benachbarten Bundesstraße B 14 angehoben. Bezogen auf die endgültige Geländehöhe werden die beiden untersten Ebenen dann zu Untergeschossen.

Die Lastabtragung der Geschossdecken erfolgt weitestgehend über drei innen liegende Gebäudekerne sowie in der Umhüllenden des Gebäudegrundrisses (Bild 3). Aufgrund der Gebäudehöhe und der großen Spannweiten ergibt sich eine abzutragende Vertikallast von ca. 120 MN pro Gebäudekern. Über das parallel zur Umhüllenden verlaufende, ca. 265 m lange Ringfundament ist eine vertikale Linienlast von etwa 3 MN/m abzutragen. Das Gesamtgewicht des Gebäudes beträgt 1.500 MN. Aufgrund der hohen Gründungslasten und der Setzungsempfindlichkeit ergeben sich hohe Anforderungen an die Gründung des Gebäudes.

Das Baufeld des Museums liegt 200–300 m nordöstlich des Neckars innerhalb der Neckartalaue, unmittelbar an der Brücke der Bundesstraße B 14. Es liegt somit in der Kernzone des Heilquellenschutzgebietes der Mineralheilquellen von Stuttgart. Bereits in den 30er Jahren des letzten Jahrhunderts wurden hier im Rahmen der Kiesgewinnung großflächig die anstehenden quartären Neckarkiese mit den überlagernden Auelehmen bis auf den unterlagernden Gipskeuper ausgebaggert. Ab den 40er Jahren wurden die so entstandenen Baggerseen mit Bauschutt und Erdaushub verfüllt.

Im Bereich des Museumsgebäudes stellt sich die Baugrundsituation heute wie folgt dar (Bild 4): Die sehr heterogene Auffüllung, im Wesentlichen bestehend aus Bauschutt und Erdstoffen, steht mit einer Mächtigkeit von 5–6 m an. Zur Basis hin weisen die Auffüllungen zumeist eine nur breiige, zum Teil weiche bis breiige Konsistenz auf. Unterlagert werden die Auffüllungen von den Schichten des Gipskeupers. Beim Gipskeuper handelt es sich um Schlufftonsteine der Dunkelroten Mergel. Oberflächennah sind diese zu einem tonigen Schluff mit halbfester und fester Konsistenz verwittert.

Der Gipskeuper mit einer Mächtigkeit von ca. 28 m bildet eine natürliche Sperrschicht für das in den unterlagernden Schichten des Oberen Muschelkalks, artesisch mit bis 9 m über

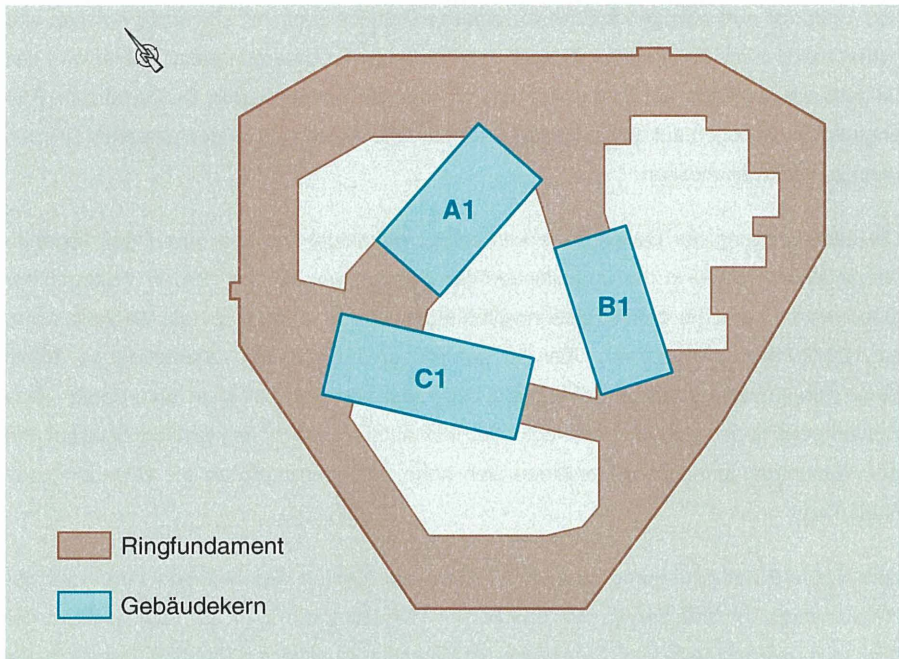


Bild 3: Schematischer Grundriss des Museumsgebäudes

GOK gespannte Mineralwasser. Der GW-Spiegel innerhalb der quartären Talkiese bzw. Auffüllung liegt bei ca. 3 m unter GOK.

Aufgrund der Lage des Bauvorhabens innerhalb der Kernzone des Heilquellenschutzgebietes ergeben sich maßgebliche Einschränkungen und Auflagen für alle Eingriffe in den Baugrund mit dem Ziel, eine Entspannung des artesisch gespannten Mineralwassers zu verhindern. Unter anderem werden durch die Schutzverordnung folgende Maßnahmen und Eingriffe untersagt:

- Flächenhafte Eingriffe unter die Basis der quartären Ablagerungen
- Das Entnehmen, Fördern und Ableiten von Grundwasser mit Ausnahme von Grundwassersanierungen
- Das Freilegen des Grundwasserspiegels auf Flächen größer 500 m²

B 23 Ansatzpunkt [m]: 221.33
GOK m über NN

SRS 11 Ansatzpunkt [m]: 221.62
GOK m über NN

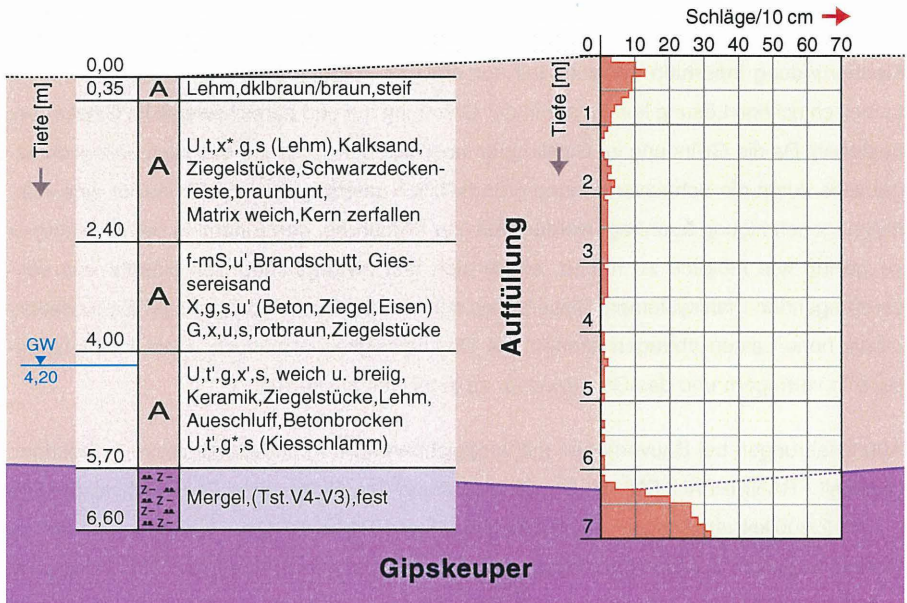


Bild 4: Baugrundschnitt im Bereich des Museums

Darüber hinaus wurden basierend auf Erfahrungen bei benachbarten Bauvorhaben und den hierbei mit dem Amt für Umweltschutz getroffenen Abstimmungen folgende Vorgaben erwartet:

- In Bereichen, in denen noch quartäre Ablagerungen (Auelehm, Kies) oberhalb des Gipskeupers vorhanden sind, müssen diese zur Gründung genutzt werden. Die Gründungkörper müssen einen Sicherheitsabstand zur Oberkante des Gipskeupers im Regelfall von 1,0 m, mindestens jedoch 0,5 m aufweisen.
- In Bereichen, in denen das Quartär, wie im Bereich des Museumsgebäudes, bis zum Gipskeuper ausgeräumt und durch unzureichend tragfähige Auffüllungen ersetzt wurde, dürfen Gründungkörper auf dem Gipskeuper aufgesetzt werden, wenn durch entsprechende Überwachung eine Einbindung in den Gipskeuper vermieden wird.

3 Wahl des Gründungssystems

Aufgrund der hohen Lasten sowie der Setzungsempfindlichkeit des Gebäudes schied eine Flachgründung innerhalb der zum Teil nur breiigen Auffüllung von vornherein aus. Eine technisch richtige Lösung konnte nur in der Gründung auf und bereichsweise im Gipskeuper bestehen. Da die Gründung im Gipskeuper innerhalb der Kernzone des Heilquellenschutzgebietes durch die Schutzverordnung grundsätzlich untersagt ist, musste hierfür eine Ausnahmegenehmigung beantragt werden. Aus der Forderung, den Eingriff in den Gipskeuper so gering wie möglich zu halten, ergab sich fast zwangsläufig der Einsatz von vollverdrängenden Pfahlsystemen. Diese bieten den Vorteil, dass sie bei geringer Einbindetiefe relativ hohe Lasten abtragen können, die Durchlässigkeit des Gipskeupers im Einbindebereich verringern und das Grundwasser zu jeder Zeit absperren.

Aus Erfahrungen bei Bauvorhaben mit vergleichbaren Baugrundverhältnissen ist bekannt, dass mit FRANKIPFÄHLEN, mit 3 m Einbindung in den Gipskeuper, Gebrauchslasten von bis zu 2.800 kN abgetragen werden können. Der FRANKIPFAHL (Bild 6 und 7) ist ein Ortbetonrammpfahl mit Innenrammung und Fußausbildung nach DIN EN 12699. Infolge der variablen Fußausbildung sowie der Möglichkeit der Kiesvorverdichtung (KVV), zeigt der Pfahl eine optimale Anpassungsfähigkeit an veränderliche Baugrundverhältnisse sowie eine sehr hohe Tragfähigkeit bei einem ausgezeichneten Last-Setzungsverhalten.

Da eine technisch einwandfreie Gründung des Gebäudes, speziell unter den hoch belasteten Gebäudekernen, ohne Einbindung in den Gipskeuper nicht möglich war, genehmigte das Amt für Umweltschutz, unter Auflage eines umfangreichen Überwachungsprogramms, zunächst die Herstellung von insgesamt 4 Probepfählen. Davon sollten zwei Pfähle auf dem Gipskeuper aufgesetzt und zwei bis zu maximal 3 m in den Gipskeuper eingebunden werden. Ziel der Proberammung/Probebelastungen war es nachzuweisen, dass

- durch die in den Gipskeuper einbindenden Pfähle keine Beeinträchtigung der Schutzwirkung des Gipskeupers für das Mineralwassersystem zu erwarten ist,
- das Aufsetzen der Pfähle auf dem Gipskeuper technisch sicher beherrschbar ist
- eine ausreichende Tragfähigkeit des gewählten Pfahlsystems gegeben ist.

Der Bauherr, DaimlerChrysler Immobilien (DCI), beauftragte daraufhin FRANKI Grundbau mit der Herstellung der Probepfähle als FRANKIPFÄHLE sowie der Durchführung von dynamischen Pfahlprobebelastungen. Die Pfahlherstellung sowie die Durchführung und Auswertung der Probebelastungen wurden durch Smoltczyk & Partner gutachterlich betreut und begleitet.

4 Durchführung von Pfahlprobebelastungen

4.1 Herstellung der Probepfähle

Speziell im Hinblick auf die in den Gipskeuper einbindenden Pfähle forderte das Amt für Umweltschutz ein umfangreiches Überwachungsprogramm. So wurden vor, während und nach der Herstellung eines jeden Pfahles Analysen des quartären Grundwassers vorgenommen, um eventuelle Mineralwasseraustritte und CO₂-Ausgasungen festzustellen. Hierzu wurden vorab im Nahbereich der Probepfähle 2“ Pegelrohre sowie im Umfeld 5“ Messstellen eingerichtet. Darüber hinaus wurden zur Ermittlung der mechanischen Beanspruchung des Gipskeupers infolge der Rammerschütterung Schwingungsmessungen auf dessen Oberfläche durchgeführt.

In der Versuchserie wurden vier Probepfähle mit einem Durchmesser von $D = 61 \text{ cm}$ hergestellt, wobei die Pfähle mit unterschiedlichen Absetzkriterien ausgeführt wurden (Bild 5). Im Hinblick auf die geringer belasteten Gebäudeteile sollte mit den Pfählen P1 und P2 die Tragfähigkeit von auf dem Gipskeuper abgesetzten Pfählen untersucht werden. Zur Erlangung möglichst großer Tragfähigkeiten, für die Gründung der hoch belasteten Gebäudekerne, wurden die Pfähle P3 und P4 im Gipskeuper abgesetzt.

Die Absetzsituation der Pfähle P1 bis P4 sowie die für den jeweiligen Pfahl aufgebrachte Rammenergie, ist im Bild 5 dargestellt. Die Zusammenstellung der wichtigsten Kennwerte zeigt Tabelle 1.

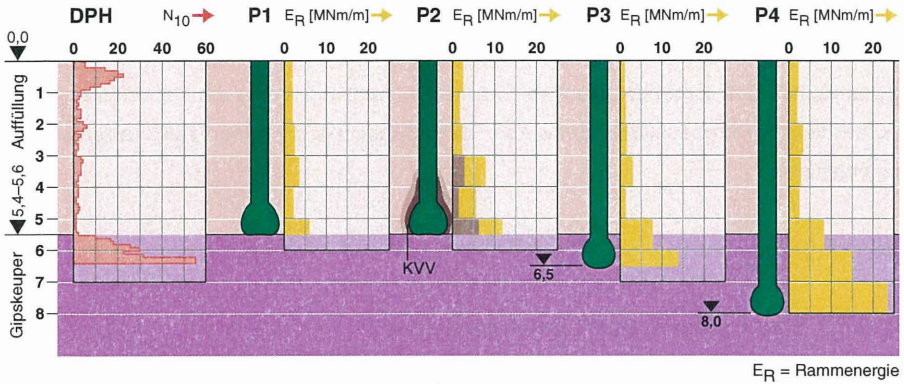


Bild 5: Absetzvarianten der Probepfähle P1 – P4

Tabelle 1: Kennwerte der Probepfähle

Pfahl	D [cm]	Länge [m]	t _{GK} ¹⁾ [m]	KVV ²⁾	V _{Fuß} [m³]	ΣE _R ³⁾ [MNm]
P1	61	5,6	0	–	1,00	15,75
P2		5,4	0	×	0,85	22,38
P3		6,5	1,0	–	0,75	23,21
P4		8,0	2,5	–	0,80	56,09

¹⁾ Einbindung in Gipskeuper
²⁾ Kiesvorverdichtung
³⁾ Summe aufgebrauchte Rammenergie ΣE_R = Fallhöhe (6,5 m) • Bärgegewicht (0,045 MN) • ΣSchlagzahl (N)

a) Auf dem Gipskeuper abgesetzte Pfähle

Eine Hauptforderung des Amtes für Umweltschutz bestand darin, dass die aufgesetzten Pfähle keinesfalls in den Gipskeuper einbinden durften. Um dies sicherzustellen, wurde die Schlagzahl ab 1,0 m oberhalb der theoretischen Gipskeuperoberfläche nicht wie sonst bei der Pfahlherstellung üblich pro 1,0 m, sondern pro 0,1 m Rammfortschritt ermittelt und protokolliert. Da der Übergang zwischen der breiig/weichen Auffüllung und dem Gipskeuper eine markante Veränderung der Festigkeit darstellt, konnte so die Oberkante des Gips-

keupers anhand des Rammwiderstands eindeutig festgestellt werden. Infolge des Festigkeitsunterschieds wird auch bei der Fußherstellung sichergestellt, dass das Fußmaterial nicht in den Gipskeuper eindringt. Dem Weg des geringsten Widerstandes folgend wird der Pfahlfuß komplett innerhalb der Auffüllung ausgebildet.

Die Herstellung des Pfahles P1 erfolgte analog der Beschreibung in Bild 7, mit der Besonderheit, dass der Pfahl auf dem gewachsenen Boden (Gipskeuper) aufsteht und nicht einbindet. Nach Erreichen des Gipskeupers wurde der Fuß mit $1,0 \text{ m}^3$ Trockenbeton hergestellt. Bei Pfahl P2 wurde die Pfahltragfähigkeit durch eine vorausgehende Verbesserung der anstehenden Auffüllung mittels einer Kiesvorverdichtung (KVV) vergrößert. Hierzu wurde nach Erreichen des Gipskeupers das Rammrohr auf einer Höhe von 2 m unter kontinuierlichem Ausstampfen von Kies gezogen (Bild 6) und anschließend wieder auf die ursprüngliche Tiefe zurückgerammt, wobei erwartungsgemäß ein deutlich vergrößerter Rammwiderstand festgestellt wurde (siehe hierzu Bild 5, Darstellung der aufgebrachten Rammenergie E_R). Aufgrund des höheren Rammwiderstandes erfolgte die Ausbildung des Pfahlfußes mit einer Größe von $0,85 \text{ m}^3$.

b) Im Gipskeuper abgesetzte Pfähle

Durch das Amt für Umweltschutz wurde, wie oben bereits erwähnt, für die im Gipskeuper abgesetzten Pfähle eine maximale Einbindung von 3,0 m zugelassen. Mit Pfahl P3 wurde zunächst versucht, mit einer minimalen Einbindung von 1,0 m eine möglichst hohe Last abzutragen. Bei Pfahl P4 sollte die maximal zugelassene Einbindung ausgenutzt werden. Nach 2,5 m Einbindung waren die Rammwiderstände bereits so hoch, dass ein Tieferrammen nicht sinnvoll gewesen wäre, so dass der entsprechende Pfahlfuß mit $0,8 \text{ m}^3$ auf dieser Tiefe ausgebildet wurde. Die prinzipielle Herstellung der Pfähle P3 und P4 ist in Bild 7 dargestellt.

Die im Rahmen der Überwachung durchgeführten Wasseranalysen zeigten keine, durch etwaige Mineralwasseraustritte oder CO_2 -Ausgasungen verursachten Veränderungen. Auch das Ergebnis der Erschütterungsmessungen ergab eindeutig unkritische Werte. Bei der Herstellung der Probepfähle konnte somit keine Beeinflussung des Schutzsystems des Mineralwassers beobachtet werden. Das Amt für Umweltschutz stellte daraufhin für die hochbelasteten Bereiche die Genehmigungsfähigkeit für in den Gipskeuper einbindende Pfähle in Aussicht.

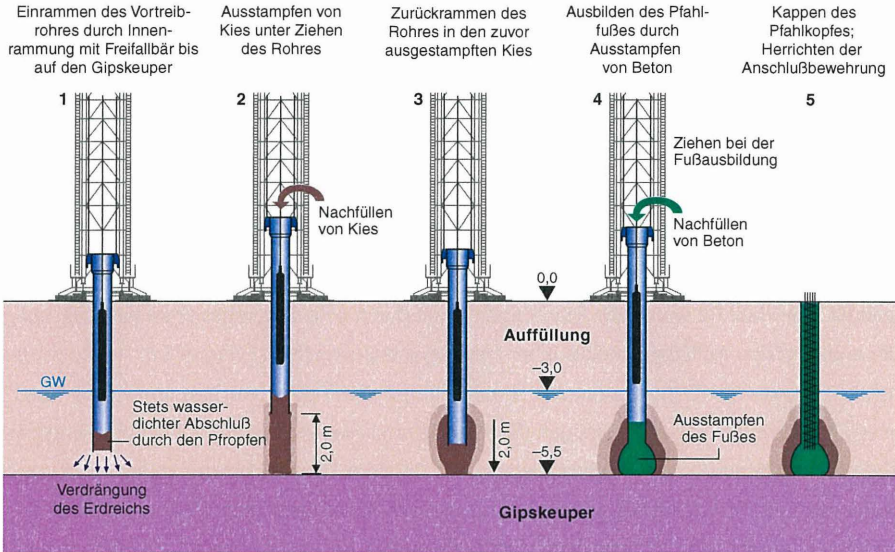


Bild 6: Kiesvorverdichtung (KVV) bei der Herstellung des Pfahles P2

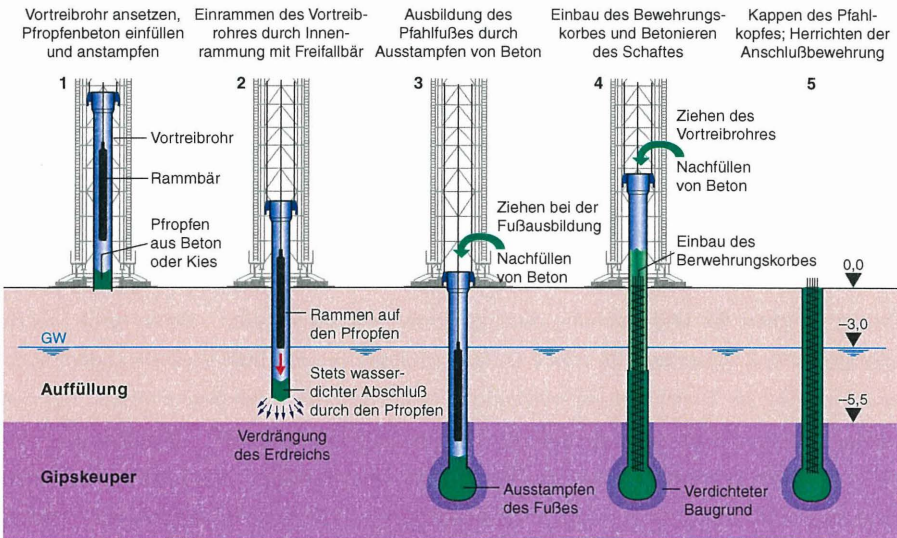


Bild 7: Prinzipielle Herstellung der Probepfähle P3 und P4

4.2 Durchführung und Ergebnis der Probelastungen

Die Pfähle wurden 3 Wochen nach der Herstellung dynamischen Probelastungen unterzogen. Zur Lastaufbringung wurde ein Fallgewicht mit einer Masse von 9,7 t und variablen Fallhöhen von 0,8 bis 2,0 m eingesetzt. In allen Versuchen wurde die Grenztragfähigkeit der Pfähle erreicht. Die mit der CAPWAP-Analyse ermittelten Grenzlaster sowie die zugehörigen Widerstand-Setzungs-Linien sind in Tabelle 2 bzw. Bild 8 zusammengestellt.

Die auf dem Gipskeuper abgesetzten Pfähle zeigen unter den vorliegenden Randbedingungen eine hohe Tragfähigkeit. Erwartungsgemäß führt die KVV beim Pfahl P2 zu einer deutlichen Steigerung der Tragfähigkeit verglichen mit der des Pfahles P1. Die Begründung hierfür liegt in der Verbesserung der anstehenden Auffüllung im Fußbereich der Pfähle, wodurch das Fußmaterial konzentrierter und mit höherem Anpressdruck auf dem Gipskeuper aufgebracht wird.

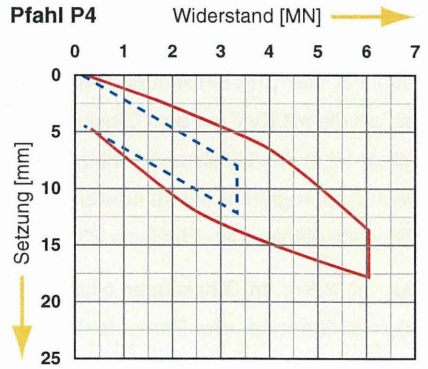
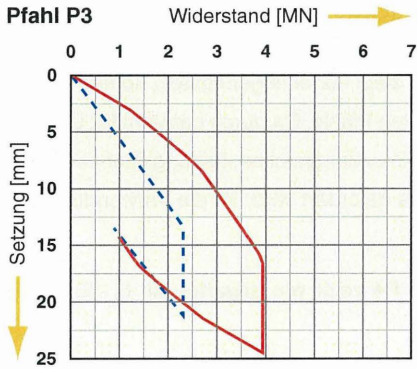
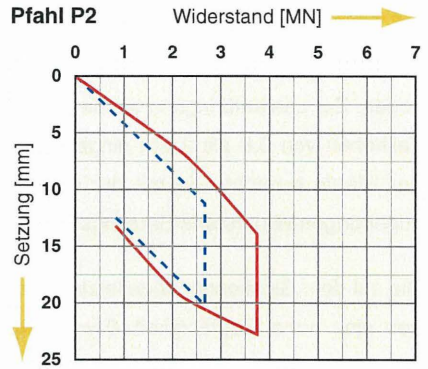
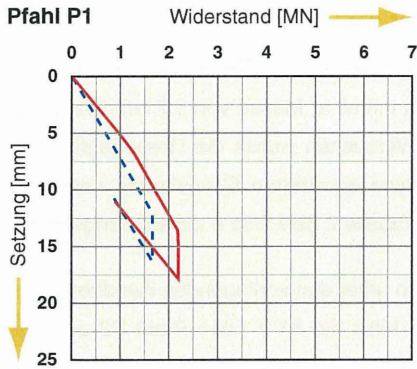
Pfahl P3, mit 1,0 m Einbindung in den Gipskeuper, zeigt nur eine geringfügig höhere Grenzlaster als die mit KVV auf dem Gipskeuper abgesetzten Pfähle. Da durch das Amt für Umweltschutz für in den Gipskeuper einbindende Pfähle ein umfangreiches, baubegleitendes Überwachungsprogramm des quartären Grundwassers gefordert wird, ist die Verwendung von Bauwerkspfählen des Pfahltyps P3 nicht sinnvoll.

Der mit 2,5 m im Gipskeuper einbindende Pfahl P4 zeigt wie erwartet mit 6.100 kN die höchste Grenzlaster aller Probepfähle.

Tabelle 2: Ergebnis der Probelastungen

Pfahl	CAPWAP-Analyse			η^1 [-]	$s_{\max}$ [mm]	$Q_{zul.}$ [kN]
	$Q_{Fu\beta}$ [kN]	Q_{Mantel} [kN]	Q_{Grenz} [kN]			
P1	1.670	530	2.200	2,0	17,7	1.100
P2	2.680	1.070	3.750	1,75 ²⁾	22,6	2.142
P3	2.340	1.610	3.950	2,0	24,8	1.975
P4	3.340	2.760	6.100	2,0	17,6	3.050

¹⁾ Sicherheitsbeiwert nach DIN 1054
²⁾ Verringerung des Sicherheitsbeiwertes durch Ausführung von 3 weiteren Probelastungen an entsprechend Pfahltyp P2 hergestellten Pfählen parallel zur Bauausführung.



— Gesamtwiderstand

- - - Fußwiderstand

Bild 8: Mit CAPWAP-Analyse ermittelte Widerstand-Setzungs-Linien für die Probepfähle P1 – P4

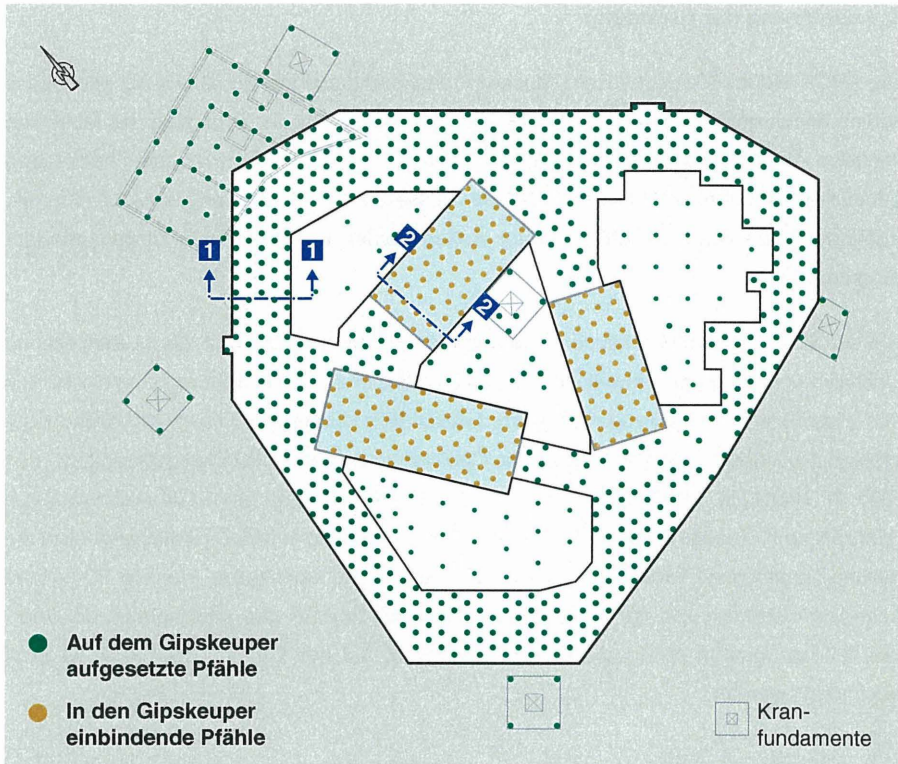
5 Ausführung der Gründung

Die ARGE 'Neues Mercedes-Benz Museum', bestehend aus der Ed. Züblin AG und Wolf & Müller, beauftragte im November 2003 FRANKI Grundbau mit der Gründung des Museums inklusive der Nebengebäude. Auf Grundlage der Ergebnisse der Probepfahlherstellung genehmigte das Amt für Umweltschutz eine Gipskeupereinbindung von bis zu 2,5 m für die hochbelasteten Bauwerkspfähle, unter Auflage eines umfangreichen Überwachungsprogramms.

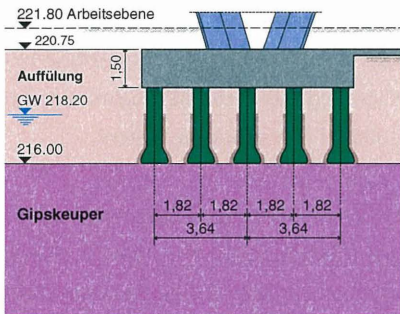
Um den Eingriff in den Gipskeuper so gering wie möglich zu halten und das baubegleitende Überwachungsprogramm soweit wie möglich zu reduzieren, wurde die Gründung hinsichtlich des Eingriffs in den Gipskeuper optimiert. Letztendlich konnte der Einsatz von Gründungspfählen mit Gipskeupereinbindung auf die Gebäudekerne des Museums beschränkt werden (Bild 9). Hier kam der Pfahltyp P4, mit 2,5 m Einbindung und einer Gebrauchslast von 3.000 kN zum Einsatz. Da Pfahltyp P3 mit 1,0 m Einbindung in den Gipskeuper in etwa die gleiche Tragfähigkeit zeigte wie der auf dem Gipskeuper abgesetzte Pfahltyp P2, schied seine Verwendung von vornherein aus. Hierdurch konnte das baubegleitende Überwachungsprogramm des quartären Grundwassers auf den Bereich der Gebäudekerne beschränkt werden.

Abgesehen von den Pfählen zur Gründung der Gebäudekerne und der Bodenplatten wurden alle Pfähle mit KVV analog Pfahltyp P2 ausgeführt. Für die Pfähle unter dem Ringfundament (Bild 9) ergab sich bei deren Anordnung im Mindestachsabstand von $3,5 \times D$ eine erforderliche Gebrauchslast von 2.000 kN. Da diese durch die Probelastungen der 1. Versuchserie nicht abgesichert war, wurden in einer 2. Probelastungsserie drei weitere dynamische Probelastungen an Pfählen, entsprechend Pfahltyp P2 durchgeführt. Die Ergebnisse bestätigten das des Probepfahles P2. Durch die Verringerung des Sicherheitsbeiwertes von $\eta = 2,0$ auf $\eta = 1,75$ konnte die Gebrauchslast von 2.000 kN nachgewiesen werden.

Die mit bis zu 550 kN belasteten Pfähle unterhalb der Bodenplatten des Museumsgebäudes und der Nebengebäude konnten aufgrund der geringen Gebrauchslasten ohne KVV, analog Pfahltyp P1 sowie mit einem reduzierten Pfahldurchmesser von $D = 42$ cm ausgeführt werden.



Schnitt 1



Schnitt 2

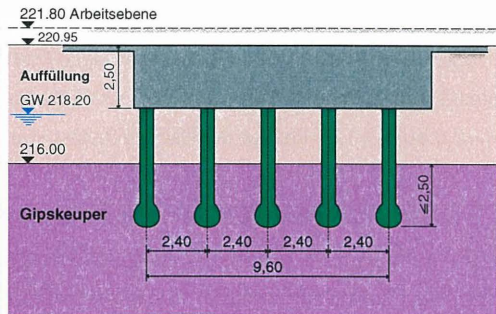


Bild 9: Pfahlplan des Museumsgebäudes mit Schnitten

Bei den Nebengebäuden kamen aufgrund der geringeren Belastung ausschließlich auf dem Gipskeuper aufgesetzte Pfähle zur Ausführung, so dass in diesen Bereichen gleichfalls auf ein baubegleitendes Überwachungsprogramm für das Grundwassers verzichtet werden konnte.

Die Gründungsarbeiten wurden in zwei Bauabschnitten ausgeführt. Von November 2003 bis Januar 2004 wurden im 1. BA die Pfähle für das eigentliche Museumsgebäude und das Technikgebäude mit 3 Rammen hergestellt. Im 2. BA von Juni bis August 2004 wurde die restliche Gründung (Parkhaus und Verbindungsbau) mit 2 Rammen erstellt. Insgesamt wurden für das Museum mit Nebengebäuden 1.397 Pfähle mit Längen zwischen 3,5 und 5,5 m ausgeführt. Die Zusammenstellung der ausgeführten Pfähle im Einzelnen zeigt Tabelle 3.

Tabelle 3: Ausgeführte FRANKIPFÄHLE

Bauteil	D [m]	Q _{zul.} [kN]	Gipskeuper- einbindung	Pfahl- anzahl [-]
Museum	0,42	550	–	35
	0,61	2.000	–	567
	0,61	3.000	×	172
Nebengebäude	0,42	550	–	219
	0,61	2.000	–	404
Insgesamt				1.397

Das vom Amt für Umweltschutz geforderte Überwachungsprogramm für das quartäre Grundwasser im Bereich der Bauwerkspfähle mit Gipskeupereinbindung zeigte erwartungsgemäß keine Beeinflussung des geschützten Mineralwassersystems. Durch den Einsatz des FRANKIPFAHLES mit seinen optimalen Anpassungsmöglichkeiten an die Rahmenbedingungen konnte die anspruchsvolle Gründungsaufgabe technisch einwandfrei gelöst werden. Infolge der hohen Tragfähigkeit der auf dem Gipskeuper abgesetzten Pfähle konnte der Eingriff in den Gipskeuper und somit in das Schutzsystem des Mineralwassers, minimiert und auf lediglich 12% der Pfähle begrenzt werden.



Bild 8: Pfahlherstellung für das Museumsgebäude

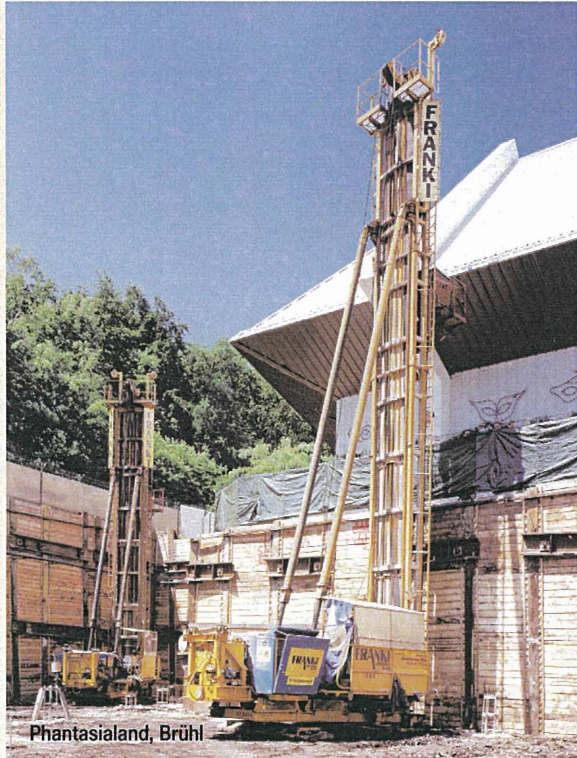
6 Zusammenfassung

Direkt vor den Toren des DaimlerChrysler Werkes in Stuttgart-Untertürkheim baut die DaimlerChrysler AG das Mercedes-Benz Museum. Infolge der großen Stützweiten sowie der Gebäudehöhe ergeben sich für das setzungsempfindliche Gebäude sehr hohe Gründungslasten. Im Bereich des Baufeldes stehen oberhalb des Gipskeupers Auffüllungen mit einer unzureichenden Tragfähigkeit für die Gründung eines hochwertigen Gebäudes an. Da das Baufeld innerhalb der Kernzone des Heilquellenschutzgebietes der Mineralheilquellen von Stuttgart liegt, ergeben sich hieraus maßgebliche Einschränkungen und Auflagen für alle Eingriffe in den Baugrund mit dem Ziel, eine Entspannung des artesisch gespannten Mineralwassers unterhalb des Gipskeupers zu verhindern. Zur Optimierung der Pfahltragfähigkeit sowie unter dem Aspekt, den Eingriff in den Gipskeuper zu minimieren, wurden dynamische Pfahlprobelastungen, sowohl an, auf dem Gipskeuper, als auch im Gipskeuper abgesetzten FRANKIPFÄHLEN durchgeführt.

Mit einem die Herstellung der Probepfähle begleitenden Untersuchungsprogramm konnten keine negativen Auswirkungen der Pfahlherstellung auf das Schutzsystem des Mineralwassers festgestellt werden, worauf das Amt für Umweltschutz der Gründung des Gebäudes mit FRANKIPFÄHLEN auch im Gipskeuper zustimmte. Durch die Ausführung von Kiesvererdichtungen im Pfahlfußbereich konnte die Tragfähigkeit der auf dem Gipskeuper aufgesetzten Pfähle so gesteigert werden, dass die Bauwerkspfähle mit Gipskeupereinbindung auf die hoch belasteten Gebäudekerne beschränkt werden konnten.

Dr.-Ing. Michael Kotthaus
Franki Grundbau GmbH & Co. KG
Benrather Schlossallee 49–53
40597 Düsseldorf

**Ihr Partner
für eine sichere Gründung**



Phantasialand, Brühl

FRANKI

GRUNDBAU

FRANKI GRUNDBAU GmbH & Co. KG

Hittfelder Kirchweg 24-28 · 21220 Seevetal

Tel: 04105-869-0 · Fax: 04105-869-299

E-Mail: info@franki.de · www.franki.de

- **Pfahlgründungen**
- **Baugruben**
- **Schlitzwände**
- **Dichtwände**
- **Gebäudesicherung**
- **Bodenverbesserungs-
techniken**

Ausführung von Rüttelstopfsäulen bis in große Tiefen mit dem S- α -Schleusenrüttlersystem für Kräne

Dr.-Ing. M.Sc. Wolfgang Jimmy Wehr, Keller Grundbau GmbH, Offenbach

Dipl.-Ing. Bernd Bergmann, Keller Grundbau GmbH, Leipzig

Dipl.-Ing. Julius Turanyik, Keller Foundations (SE Asia) Pte. Ltd., Singapur

Zusammenfassung

Für die Herstellung von Rüttelstopfsäulen zur Baugrundverbesserung mit Materialzugabe an der Rüttlerspitze wurde in den 70er Jahren des zurückliegenden Jahrhunderts von Keller Grundbau der sogenannte Schleusenrüttler entwickelt. Dieser wird seither im In- und Ausland im Spezialtiefbau erfolgreich eingesetzt. Um die für das Verfahren notwendige Aktivierungskraft aufbringen zu können, wird der Schleusenrüttler an der Trageraupe mäklergeführt. Die maximale Einfahrtiefe des Rüttlers beträgt ca. 20 m.

Sind größere Verdichtungstiefen erforderlich, können diese mit einem weiterentwickelten und ebenfalls mit einem Schleusensystem ausgestatteten sogenannten S-alpha-System ausgeführt werden. Der Rüttler wird hierbei am Kran hängend abgeteuft. Die Aktivierung erfolgt durch das Eigengewicht des S-alpha-Systems. Die Stopfsäulen werden wie bewährt von unten nach oben aufgebaut, wobei die Materialzufuhr zur Schleuse über einen seilgeführten Kübel erfolgt.

Mit dem System lassen sich nun auch Rüttelstopfsäulen mit hoher Produktivität bis zu ca. 50 m Länge mit der bewährten Materialzugabe an der Rüttlerspitze herstellen. Hiermit eröffnen sich erweiterte Einsatzmöglichkeiten, z.B. bei Offshore-Anwendungen.

1. Einleitung

Schottersäulen werden standardmäßig mit Tragrapen und Längen bis zu 20m ausgeführt. Es ist nun durch Weiterentwicklung möglich auch größere Längen herzustellen. Als Grundgerät wird dann anstatt der Tragraupe ein Kran verwendet, an dem

ein spezieller Schleusenrüttler (S-alpha-System) hängt. Die von der Firma Keller weltweit größten Längen von Rüttelstopfverdichtungen waren bisher:

- Annacis island, Vancouver, British Columbia (32m)
- Ketchikan, Alaska (37m)
- Jebba Damm in Nigeria (38m)

2. Vorstellung des neuen S-alpha-Systems

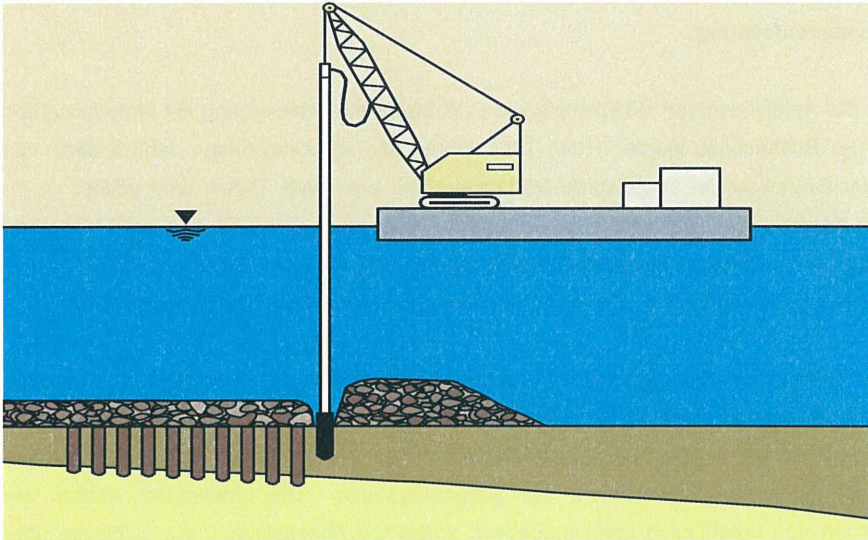


Abb 1.: Herstellung von Schotterssäulen unter Wasser

Um Schotterssäulen unter Wasser herstellen zu können, war es bisher nötig, zuerst eine Schicht Schotter auf dem Meeresboden zu verteilen. Anschließend wurde dieser Schotter mit dem Standard-Tiefenrüttler in den Boden einvibriert (Abb 1). Um an jeder Stelle genug Schotter zur Verfügung zu haben, mußte ca. 15% mehr Schotter vorgeschüttet werden, als für die Säulen gebraucht wurde.

Mit dem neuen S-alpha System der Firma Keller Grundbau GmbH entfällt die Schotterverteilung auf dem Meeresboden und damit auch der o.g. Schottermehrverbrauch. Es gibt 2 verschiedene Systeme:

- A) Entweder wird der Schotter mit einem Langarmbagger in einen über der Materialschleuse befindlichen Trichter eingefüllt (siehe Beispiel in Kapitel 4)
- B) Oder der Schotter wird mit einem Standardbagger in einen Kiessender gefüllt, der die Materialschleuse durch hydraulisches Pumpen des Kiesel versorgt, (siehe Abb. 2 und Beispiel in Kapitel 5)

In beiden Fällen gelangt der Kies von der Materialschleuse direkt an die Rüttlerspitze, wo er aus dem Materialrohr austritt. Die Schottersäulen können dann im Pilgerschritt-Verfahren von unten nach oben hergestellt werden.

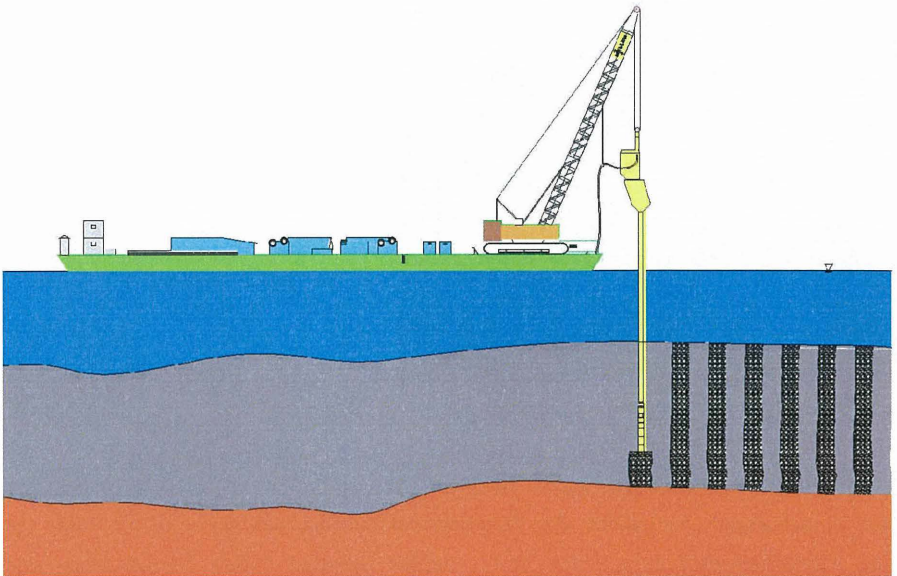


Abb. 2: Neues S-alpha System zur Herstellung von Schottersäulen unter Wasser

Im folgenden wird ein Projekt mit dem neuen S-alpha-System an Land und daran anschließend zwei Projekte mit für offshore Anwendungen modifizierten S-alpha Geräten vorgestellt.

3. Umgehungsstraße in Deutschland



Abb. 3: Kran mit 43m langem Vibratorstrang

In den neuen Bundesländern wurde auf einer überwiegend sandigen Mischbodenkippe eine Umgehungsstraße gebaut. Das Grundwasser befindet sich in ca. 8-10m Tiefe. Da eine Rütteldruckverdichtung durch den variablen teilweise hohen Feinkornanteil des Bodens nicht möglich war, wurden Schottersäulen bis zum Liegenden in 43m Tiefe hergestellt (Abb. 3).

In einem Raster von 2,5m x 3m wurden 1,6 Tonnen gebrochenes Material pro Meter Säule eingebaut. Der Split besaß die Körnung 5mm-32mm.

Wegen der großen Länge von Rüttler und Aufsatzstrecke musste ein großer Kran mit einem Gewicht von 280 Tonnen gewählt werden.



Abb. 4: Schleuse mit Einfülltrichter und seilgeführter Kübel

Die Abb. 4 zeigt den oberen Teil des Vibratorstranges mit der Schleuse unten und dem darüber liegenden Einfülltrichter. Da kein Bagger das Material bis in über 45m Höhe heraufreichen kann, wird der Kies unten in einen Kübel (rechts in Abb.4) eingefüllt. Dieser wird dann über ein separates Seil zum Einfülltrichter hinaufgezogen und über einen Klappmechanismus in den Trichter entleert.

4. Brücke zwischen Singapur und Malaysia



Abb. 5.: Fotomontage der neuen Brücke

Zwischen den Staaten Singapur und Malaysia soll eine S-förmige Brücke über die dort vorhandene Wasserstraße gebaut werden (Abb 5). Die Stadt auf der Seite Malaysias heißt Johor Bahru.

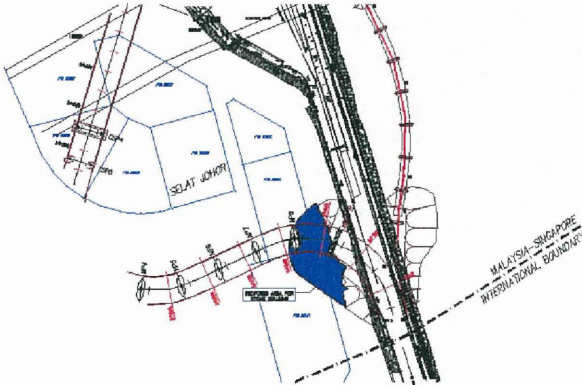


Abb. 6: Grundriss mit Brückenwiderlager auf Schottersäulen (blau)

Zur Gründung eines Brückenwiderlagers im Wasser wurden 11000m Schottersäulen geplant, Abb.6.



Abb. 7: Ausführung mit zwei Pontons und Langarmbagger

Zur Ausführung der Schottersäulen im Jahre 2003 wurden zwei Pontons gewählt (Abb.7), ein Arbeitsponton mit dem Kran und der Ausrüstung (links) sowie ein Ponton für den Schotter (rechts). Zum Einfüllen des Schotters in den auf der Schleuse befindlichen Trichter wurde ein Langarmbagger eingesetzt. Nachteilig bei dieser Variante ist, dass der Schottersäulenpunkt wegen der begrenzten Baggerarmlänge immer in der Nähe des Schotterpontons liegen muss. Außerdem ist gleichermaßen die Einfüllhöhe und damit auch die Säulenlänge begrenzt.

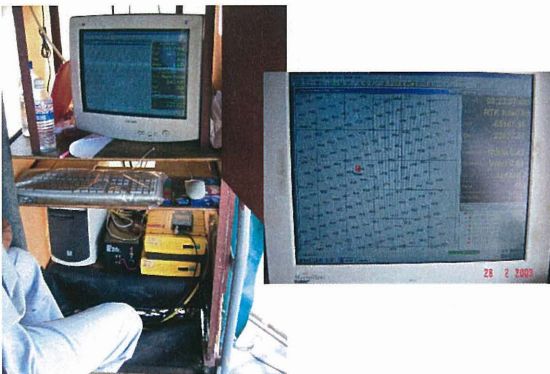


Abb. 8: GPS-System für den Kranfahrer

Um die Punkte auch unter Wasser zuverlässig finden zu können, wurde ein GPS-System verwendet (Abb.8). Auf dem Bildschirm waren alle Punkte hinterlegt. Bereits fertiggestellte Punkte wurden farblich markiert, so dass die Arbeit für den Kranfahrer wesentlich erleichtert wurde.

5. Landgewinnung bei Pulau Tekong in Singapur

Im Anschluß an die Sandverdichtung auf der Insel Tekong, die von der Firma Keller mit einer Tiefe von 53m ausgeführt wurde, sollten im Jahr 2004 und 2005 vom Wasser aus Schottersäulen hergestellt werden.

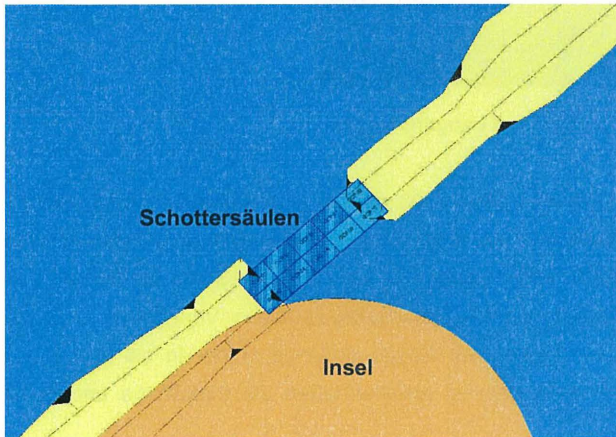


Abb 9. Schottersäulen im Wasser in den zehn rechteckigen Flächen

Zuerst wurde die Insel durch eine Sandanschüttung links daneben vergrößert (Abb.9). Die Böschungen hatten eine Neigung von 1:3. Um den Damm weiter bauen zu können, mussten zuerst die oberen Meter des weichen Seebodens entfernt werden. Man befürchtete, dass es durch die Arbeiten des Dredgers zu einem Böschungsversagen an der Sandaufschüttung und der Insel kommen könnte. Um dieses zu vermeiden, wurden auf einer in zehn Rechtecke geteilten Fläche von insgesamt 57m x 200m Schottersäulen geplant. Nach der Säulenherstellung wird dann zunächst der neue Dammschnitt rechts oben in Abb.9. 5m-15m tief ausgebaggert. Am Ende erfolgt der Bau des Dammes sowohl über den Schottersäulen als auch über dem tieferliegenden ausgebaggerten Abschnitt.

Insgesamt wurden 45.000 Meter Säulen mit einem vertraglich spezifizierten unüblich großen Mindestdurchmesser von 1,1m eingebaut. Dieser war möglich, da der Seeboden sehr weich war. Es wurde ein quadratisches Raster mit 1,8m Kantenlänge verwendet.



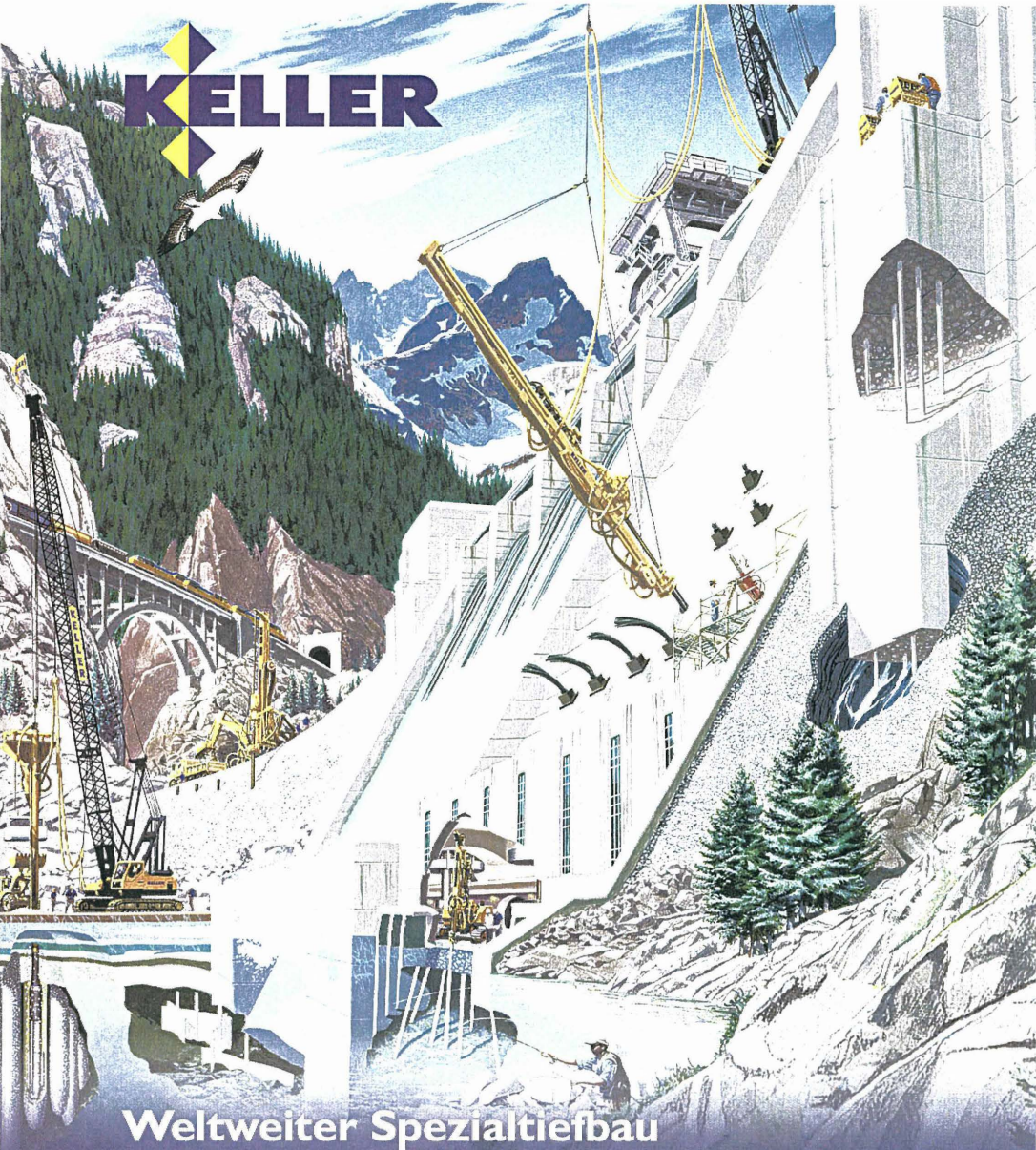
Abb.10: Arbeitsponton links und Schotterponton rechts

Zur Ausführung der Schottersäulen wurden wiederum ein Arbeitsponton (links in Abb.10) und ein Ponton für den Schotter rechts gewählt.



Abb. 11: Einfüllen des Schotters und Schleuse

Im Unterschied zum voran beschriebenen Projekt wird der Zuschlagstoff nicht mit einem Langarmbagger in den Trichter über der Schleuse gegeben, sondern hydraulisch gefördert. Hierzu wird der Schotter in einen auf dem Ponton stehenden Trichter gefüllt und über Leitungen durch die Schleuse an der Mastspitze zur Austrittsöffnung des Tiefenrüttlers gepumpt (Abb.11).



Weltweiter Spezialtiefbau

Keller Grundbau als international führendes Spezialtiefbau-Unternehmen verwirklicht Lösungen von Baugrund- und Grundwasserproblemen in aller Welt. Die Abwicklung komplexer Grundbauaufgaben unter Verwendung selbstentwickelter Verfahren und Ideen ist unsere Herausforderung, wobei Baugrundverbesserungen und Injektionstechniken die Schwerpunkte sind.

Fragen Sie danach:

Keller Grundbau GmbH

Kaiserleistraße 44 • Postfach 10 06 64

D-63006 Offenbach

Telefon (069) 80 51 - 0 • Telefax (069) 80 51 - 244

www.KellerGrundbau.com

E-mail: Info@KellerGrundbau.com

Vergleichende Darstellung der Pfahlbemessung in DIN 1054 neu und DIN EN 1997-1 (EC 7) sowie Entwicklung der nationalen Anwendung

H.-G. Kempfert

M. Rudolf

1 Einleitung

Zur Zeit liegt die deutsche Fassung der DIN EN 1997-1:2004-11 (EC 7) sowie die DIN 1054:2005-01 vor. In dieser neuen Ausgabe sind die bisherige DIN 1054:2003-01 und die dazu ergänzenden Regelungen nach DIN 1054/A1:2004-08 zusammengeführt.

Die bauaufsichtliche Einführung der DIN 1054 ist für das Jahr 2005 vorgesehen, nachdem die Fachkommission Bautechnik beschlossen hat, die DIN 1054 ebenso wie die DIN EN1536 (Ausführungsnorm Bohrpfähle) im Jahr 2004 in die Musterliste der technischen Baubestimmungen aufzunehmen. Die DIN EN 1997-1 wird voraussichtlich 2007 bauaufsichtlich eingeführt. Für diese Norm wird derzeit ein nationaler Anhang erarbeitet, der eine Verbindung zur DIN 1054 und damit zu den deutschen Vorstellungen herstellt.

Da zwischen der derzeitigen Fassung der beiden Bemessungsnormen u.a. auch im Pfahlbereich einige unterschiedliche Regelungen vorliegen, werden diese Unterschiede im nachfolgenden Beitrag vorgestellt und mit Beispielen hinterlegt.

Der Beitrag soll auch als Grundlage für weitere Diskussionen zum Thema Pfahlgründungen bei der Zusammenführung von EC 7 und DIN 1054 im Zusammenhang mit der Erarbeitung des nationalen Anhangs und einer möglichen nationalen Ergänzungsnorm dienen.

2 Überblick zum Vergleich von DIN 1054 und DIN EN 1997-1

Mit der DIN EN 1997-1 gilt für die Mitgliedsländer der EU und EFTA ein einheitliches Regelwerk für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung im geotechnischen Aufgabenbereich. Aufgrund der unterschiedlichen Vorgehensweisen, mit denen die einzelnen Länder langjährige Praxiserfahrung vorweisen können, war es in letzter Konsequenz nicht möglich, eine tatsächlich einheitliche Vorgehensweise in der DIN EN 1997-1 umzusetzen.

Vielmehr wurde sich mit dem Teilsicherheitskonzept zwar auf eine Bemessungsphilosophie verständigt, für die Anwendung wurden dann allerdings drei parallel geltende Nachweisverfahren aufgestellt, die zurückzuführen sind auf die britisch, die deutsche und die französische Vorgehensweise. Diese drei Nachweisverfahren werden in Abschnitt 3.1 näher erläutert.

Den drei Nachweisverfahren liegen unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte zugrunde. Auf die Werte und die Kombination der einzelnen Teilsicherheitsbeiwerte wird in Abschnitt 3.2 eingegangen.

Ein wesentlicher Unterschied zwischen DIN EN 1997-1 und DIN 1054 liegt in der Bewertung von Pfahlprobelastungsergebnissen. Die Messwerte werden über den Streuungsfaktor ξ in charakteristische Werte umgewandelt. Dabei zeigen sich deutliche Unterschiede in den Werten des Streuungsfaktors, siehe auch Abschnitt 3.3. Für zwei Pfahlprobelastungen wird in Abschnitt 4.1 vergleichend die charakteristische Widerstands-Setzungslinie nach beiden Normen bestimmt.

Die globale Sicherheit ergibt sich aus der Kombination der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände sowie dem Streuungsfaktor ξ . In Abschnitt 4.2 wird ein Vergleich der globalen Sicherheitsniveaus der drei Nachweisverfahren nach DIN EN 1997-1 sowie nach DIN 1054 vorgenommen.

Der Nachweis von Zugpfahlgruppen oder verankerten Gründungssohlen wird nach DIN 1054 für den Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit GZ 1A geführt, welches sich in der Vorgehensweise vom Nachweis nach DIN EN 1997-1 unterscheidet, siehe Abschnitt 3.4. In beiden Normen werden unterschiedliche Geometrien für einen widerstehenden Bodenblock definiert. Zahlenbeispiele sind in Abschnitt 4 aufgeführt.

Zwischen DIN EN 1997-1 und DIN 1054 gibt es weitere geringfügige Unterschiede, die für die Praxis aber weniger relevant sind und auf die deshalb hier nicht weiter eingegangen wird.

3 Wesentliche Unterschiede zwischen der DIN 1054 und DIN EN 1997-1

3.1 Nachweisverfahren

In vielen Ländern wurde bisher die Pfahltragfähigkeit auf der Grundlage des Globalsicherheitskonzeptes bestimmt. Das bedeutet beispielsweise, dass sich die zulässige Tragfähigkeit eines Pfahles durch Bezug auf den Bruchzustand dividiert durch einen globalen Sicherheitsbeiwert ergibt, z.B. $\eta = 2,0$.

Das nach DIN 1054 und DIN EN 1997-1 gültige Teilsicherheitskonzept definiert partielle Sicherheitsbeiwerte getrennt für Einwirkungen, Widerstände und Bodenkenngößen. Die Gesamtsicherheit ergibt sich dann aus dem Produkt der einzelnen Teilsicherheitsbeiwerte, wobei diese automatisch über den Anteil ihrer Bezugsgröße (Einwirkungen, Widerstände oder Bodenkenngößen) gewichtet werden.

Gegenüber DIN 1054 stellt die DIN EN 1997-1 mehrere Sätze an Teilsicherheitsbeiwerten, siehe Tabelle 1 bis Tabelle 3, zur Verfügung. Im Einzelnen sind dies die Sätze A1 und A2 für Einwirkungen bzw. Beanspruchungen, die Sätze M1 und M2 für Baugrund-Kenngößen und die Sätze R1 bis R4 für Widerstände.

Im Folgenden werden die nach DIN EN 1997-1 anzuwendenden Nachweisformen skizziert. Diese unterscheiden sich zunächst darin, dass aus den drei Sätzen (A, M, R) jeweils unterschiedliche Werte miteinander kombiniert werden.

Im Nachweisverfahren 1 muss für Pfähle nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruchversagen oder zu große Verformungen mit jeder der beiden folgenden Kombinationen von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

Kombination 1: A1 "+" M1 "+" R1

Kombination 2: A2 "+" (M1 oder M2) "+" R4

Ist es offensichtlich, dass eine dieser Kombinationen die Bemessung bestimmt, so ist es nicht notwendig, die andere Kombination nachzuweisen. Bei der zweiten Kombination werden in Abhängigkeit von der Art der Belastung die Sicherheitsbeiwerte für die Bodenkenngößen gewählt. Dabei ist der Satz M2 im Falle von ungünstig wirkenden Beanspru-

chungen anzuwenden, wie sie z.B. infolge negativer Mantelreibung oder quer zur Achse wirkender Einwirkungen auftreten.

Das Nachweisverfahren 2 mit einer Nachweiskombination entspricht den in Deutschland definierten Festlegungen für den Grenzzustand GZ 1 (für Pfähle GZ 1B) nach DIN 1054, wobei in DIN EN 1997-1 unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte und ξ -Werte gegenüber DIN 1054 angesetzt werden.

Kombination: A1 "+" M1 "+" R2

Alle Teilsicherheitsbeiwerte des Satzes M1 für die Baugrund-Kenngrößen betragen 1.0, so dass bei diesem Nachweisverfahren die Teilsicherheiten lediglich bei den Einwirkungen und Widerständen einfließen. Weiterhin sind in DIN 1054 noch weitere Modifizierungen vorgenommen worden, wobei 3 Lastfälle (LF 1-3) Berücksichtigung finden.

Das Nachweisverfahren 3 beschreibt Nachweiskombination.

Kombination: (A1 oder A2) "+" M2 "+" R3

Bei dieser Vorgehensweise werden die Beanspruchungen nach zwei Arten unterschieden. Der Satz A1 ist für Beanspruchungen anzusetzen, die aus dem Bauwerk herrühren. Beanspruchungen, die aus dem Boden selber stammen oder über den Boden angreifen, werden mit dem Satz A2 berücksichtigt.

3.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Den drei Nachweisverfahren nach DIN EN 1997-1 aus Abschnitt 3.1 liegen zunächst die Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 1 bis Tabelle 3 zugrunde, wobei diese allerdings national verändert werden dürfen.

Dabei entsprechen sich die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nach dem Nachweisverfahren 2 (A1) mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 Lastfall 1, siehe Tabelle 1. Gleiches gilt für die Teilsicherheitsbeiwerte für die effektiven Baugrund-Kenngrößen, siehe Tabelle 2. Für die Scherfestigkeit im undränierten Zustand sind Unterschiede vorhanden.

Tabelle 1 Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für den Grenzzustand GZ 1B nach DIN 1054 und DIN EN 1997-1 angewendet auf Pfahlgründungen

Einwirkung		Symbol	DIN 1054			DIN EN 1997-1	
			Lastfall			Satz	
Dauer	Bedingung		LF 1	LF 2	LF 3	A1	A2
ständig	ungünstig	γ_G	1,35	1,20	1,00	1,35	1,00
	günstig	γ_G	*)	*)	*)	1,00	1,00
veränderlich	ungünstig	γ_Q	1,50	1,30	1,00	1,50	1,30
	günstig	γ_Q	-	-	-	0	0

*) Eine Unterscheidung von ständigen Einwirkungen günstig oder ungünstig im Grenzzustand GZ 1B ist in DIN 1054 nicht vorgesehen. Ausgenommen bei Pfählen, die sowohl Druck- als auch Zugbeanspruchungen ausgesetzt sind. Bei der Ermittlung der Zugbeanspruchung ist eine gleichzeitig wirkende Druckbeanspruchung aus günstigen ständigen Einwirkungen mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,inf} = 1,00$ zu berücksichtigen.

Tabelle 2 Teilsicherheitsbeiwerte für Baugrund-Kenngrößen nach DIN EN 1997-1

Baugrund-Kenngrößen	Symbol	Satz	
		M1	M2
effektiver Scherwinkel	γ_φ^1	1,00	1,25
effektive Kohäsion	γ_c	1,00	1,25
Scherfestigkeit im undränierten Zustand	γ_{cu}	1,00	1,40
einaxiale Druckfestigkeit	γ_{qu}	1,00	1,40
Wichte	γ_s	1,00	1,00

¹ Diese Bezeichnung bezieht sich auf $\tan \varphi$

Bei den Teilsicherheitsbeiwerten für die Pfahlwiderstände treten erhebliche Unterschiede bei dem Nachweisverfahren 2 (R2) und den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 auf. Ein direkter Vergleich ist schwierig, da nach DIN 1054 die Pfahlwiderstände unterschieden werden nach der Ermittlungsmethode der Pfahlwiderstände (Pfahlprobelastung, Erfahrungswerte) während in DIN EN 1997-1 zunächst nach Widerstandsanteilen (Spitzen- druck, Mantelreibung) und nach Druck- und Zugpfählen unterschieden wird. Es wird anschließend definiert, welcher Teilsicherheitsbeiwert bei welcher Methode zur Bestimmung des Pfahlwiderstandes angesetzt werden darf.

Insgesamt sind die Teilsicherheitsbeiwerte R_2 nach DIN EN 1977-1 aber geringer als die Werte nach DIN 1054. Zusätzlich gibt DIN EN 1977-1 auch noch Teilsicherheitsbeiwerte für unterschiedliche Pfahlarten an. Diese unterscheiden sich allerdings bei den Teilsicherheitsbeiwerten R_2 nicht.

Tabelle 3 Teilsicherheitsbeiwerte γ_R der Pfahlwiderstände für den Grenzzustand GZ 1B nach DIN 1054 und DIN EN 1997-1 angewendet auf Pfahlgründungen

DIN 1054			DIN EN 1997-1					
Pfahlwiderstand	Symbol	LF 1 – LF 3	Pfahlwiderstand	Symbol	Satz	Verdrängungspfehl	Bohrpfahl	Schneckenbohrpfahl
Gesamtwiderstand Erfahrungswerte	γ_P	1,40	Spitzendruck Pfahlprobebelastung oder Erfahrungswerte	γ_b	R1	1,00	1,25	1,10
					R2	1,10	1,10	1,10
					R3	1,00	1,00	1,00
					R4	1,30	1,60	1,45
			Mantelreibung (Druck) Pfahlprobebelastung oder Erfahrungswerte	γ_s	R1	1,00	1,00	1,00
					R2	1,10	1,10	1,10
					R3	1,00	1,00	1,00
					R4	1,30	1,30	1,30
Gesamtwiderstand (Druck) Pfahlprobebelastung	γ_{Pc}	1,20	Gesamtwiderstand (Druck) Pfahlprobebelastung oder dyn. Schlagversuch	γ_t	R1	1,00	1,15	1,10
					R2	1,10	1,10	1,10
					R3	1,00	1,00	1,00
					R4	1,30	1,50	1,40
Gesamtwiderstand (Zug) Pfahlprobebelastung	γ_{Pt}	1,30	Mantelreibung (Zug)	$\gamma_{s,t}$	R1	1,25	1,25	1,25
					R2	1,15	1,15	1,15
					R3	1,10	1,10	1,10
					R4	1,60	1,60	1,60

Im Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte zeigt DIN EN 1997-1 zunächst ein insgesamt geringeres Sicherheitsniveau als DIN 1054, da sich die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Baugrund-Kenngrößen entsprechen, die Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände nach DIN EN 1997-1 aber deutlich geringer sind.

Zusätzlich muss allerdings das unterschiedliche Vorgehen in der Festlegung der charakteristischen Pfahlwiderstände beider Normen berücksichtigt werden. Bei Pfahlprobekbelastungen werden nach Vorgaben von DIN EN 1997-1 die Messwerte über den Streuungsfaktor ξ in charakteristische Werte umgerechnet. Nach DIN EN 1997-1 wird der Streuungsfaktor ebenfalls bei der Anwendung von Erfahrungswerten angewandt. Der bisher in Deutschland nicht übliche Streuungsfaktor ξ wurde aus Gründen der Kompatibilität mit DIN EN 1997-1 eingeführt. Dabei wurde der ξ -Wert in DIN 1054 wesentlich niedriger als in DIN EN 1997-1 gewählt und dieser kompensiert somit weitestgehend die Unterschiede der Teilsicherheitsbeiwerte beider Normen, siehe Abschnitt 3.3.

Anmerkung: Bei der Entscheidung für die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren für Pfahlgründungen wurde in DIN 1054 der bisherigen Vorgehensweise der Vorzug gegeben, nämlich dass bei Flach- und Pfahlgründungen etwa die gleichen Sicherheitsbeiwerte (früher $\eta = 2.0$, jetzt $\gamma = 1.4$) anzusetzen sind. Außerdem wurden die ξ -Werte bei wenigen Probelastungen als zu hoch angesehen, da dadurch möglicherweise in der Praxis Pfahlprobekbelastungen verhindert würden.

3.3 Werte und Anwendung des Streuungsfaktors ξ

Grundlage für die Bemessung von Pfahlgründungen ist der charakteristische Pfahlwiderstand. Im Falle von Pfahlprobekbelastungen werden die Messwerte des Pfahlwiderstandes $R_{1m,i}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ 1 über den Streuungsfaktor ξ , der Pfahlherstellungseinflüsse und Baugrundunregelmäßigkeiten berücksichtigen soll, in charakteristische Pfahlwiderstände $R_{1,k}$ umgewandelt, indem der Messwert des Widerstandes durch den Streuungsfaktor geteilt wird. Dabei werden grundsätzlich zwei Fälle unterschieden. Zum einen das System mit starrer Pfahlkopfplatte, bei dem davon ausgegangen werden kann, dass Lasten auf die Nachbarpfähle übertragen werden können und das weiche System, bei dem von voneinander unabhängig wirkenden Einzelpfählen ausgegangen wird.

Nach DIN 1054 ergibt sich der charakteristische Pfahlwiderstand $R_{1,k}$ bei weichen Systemen aus dem Kleinstwert der Probekbelastungsergebnisse nach Gleichung (1a). Kommt es im vorgesehenen Bauwerk zu einer Lastverteilung auf mehrere Pfähle, z. B. durch eine

weitgehend starre Kopfplatte, und ist der Variationskoeffizient $s_N/\bar{R}_m \leq 0,25$, darf der Streuungsfaktor ξ auf den Mittelwert $\bar{R}_{1m}$ der Probebelastungsergebnisse bezogen werden, siehe Gleichung (1b).

$$R_{1k} = R_{1m,min}/\xi \quad (1a)$$

$$R_{1k} = \bar{R}_{1m}/\xi \quad (1b)$$

Tabelle 4 Streuungsfaktor ξ zur Berücksichtigung von Anzahl und Streuung der Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen nach DIN 1054

Zahl der Probebelastungen N	Streuungsfaktor ξ		
	Mittelwert $\bar{R}_{1m}$		Kleinstwert $R_{1m,min}$
	$s_N/\bar{R}_{1m} = 0$	$s_N/\bar{R}_m \leq 0,25$	
1	-	-	1,15
2	1,05	1,10	1,05
>2	1,00	1,05	1,00

Tabelle 5 Erhöhung des Streuungsfaktors ξ nach Tabelle 2 bei der Auswertung von dynamischen Probebelastungen

1) Kalibrierung an statischer Probebelastung		
Ort der Probebelastung	Auswerteverfahren	Erhöhung
gleiches Baufeld	erweitertes Verfahren (z.B. CAPWAP)	keine
	direktes Verfahren (z.B. CASE-Formel)	$\Delta\xi = 0,10$
andere Baumaßnahme	erweitertes Verfahren	$\Delta\xi = 0,05$
	direktes Verfahren	$\Delta\xi = 0,15$
2) Ableitung aus allgemeinen Erfahrungswerten (nur erweitertes Verfahren zulässig)		$\Delta\xi = 0,15$

Anmerkung: Bei der Anwendung der Streuungsfaktoren ξ der Tabelle 4 auf dynamische Probebelastungen muss jeweils in der ersten Spalte von Tabelle 4 die doppelte Anzahl an Probebelastungen N vorliegen (z.B. statisch N=1, dynamisch N=2).

Der Wert des Streuungsfaktors ergibt sich nach Tabelle 4. Zwischenwerte dürfen interpoliert werden. Dabei ist

$$s_N = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\bar{R}_{1m} - R_{1m,i})^2 / (N-1)} \quad (2)$$

Unter bestimmten Voraussetzungen dürfen nach DIN 1054 auch die Pfahlwiderstände aus dynamischen Pfahlprobebelastungen abgeleitet werden. Dabei sind ebenfalls die Streuungsfaktoren ξ nach Tabelle 4 zu berücksichtigen, wobei je nach Vorinformationen aus vergleichbaren statischen Probebelastungen und gewählten Verfahren die Anzahl der dynamischen Pfahlprobebelastungen bzw. auch die ξ -Faktoren zu erhöhen sind. Die wesentlichen Regelungen der DIN 1054 sind in Tabelle 5 zusammengefasst.

Nach DIN EN 1997-1 ist der charakteristische Pfahlwiderstand als das Minimum aus den folgenden Gleichungen definiert:

$$R_{1,k} = \bar{R}_m / \xi_1 \quad (3a)$$

$$R_{1,k} = R_{m,min} / \xi_2 \quad (4b)$$

Der Streuungsfaktor ist nach Tabelle 6 anzusetzen. Dabei dürfen beim Vorhandensein einer ausreichend starren Pfahlkopfplatte die Zahlenwerte von ξ_1 und ξ_2 durch 1,1 dividiert werden, vorausgesetzt, dass ξ_1 niemals kleiner als 1,0 ist.

Tabelle 6 Streuungsfaktor ξ zur Berücksichtigung von Anzahl und Streuung der Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen nach DIN EN 1997-1

Zahl der Probebelastungen	Streuungsfaktor ξ_1 für den Mittelwert, ξ_2 für den kleinsten Wert	
	ξ_1 für $\bar{R}_m$	ξ_2 für $R_{m,min}$
N		
1	1,40	1,40
2	1,30	1,20
3	1,20	1,05
4	1,10	1,00
≥ 5	1,00	1,00

DIN EN 1997-1 gibt weitere Streuungsfaktoren an und zwar bei der Festlegung der charakteristischen Pfahlwiderstände aufgrund von Baugrunduntersuchungen, siehe Tabelle 7, und zur Ableitung des Pfahlwiderstandes aus Schlagversuchen, siehe Tabelle 8.

Tabelle 7 Streuungsfaktor ξ zur Ableitung des charakteristischen Pfahlwiderstandes aus Ergebnissen von Baugrunduntersuchungen nach DIN EN 1997-1

Zahl der Versuchsprofile N	Streuungsfaktor ξ_3 für den Mittelwert, ξ_4 für den kleinsten Wert	
	ξ_3 für $\bar{R}_m$	ξ_4 für $R_{m,min}$
1	1,40	1,40
2	1,35	1,27
3	1,33	1,23
4	1,31	1,20
5	1,29	1,15
7	1,27	1,12
10	1,25	1,08

Die Pfahlwiderstände können rechnerisch auch durch

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k} \quad \text{und} \quad R_{s,k} = \sum A_{s,j} \cdot q_{s,i,k} \quad (5)$$

ermittelt werden. Dabei brauchen dann die Streuungsfaktoren nach Tabelle 7 nicht zugrunde gelegt werden. Wenn diese Alternative angewendet wird, kann es aber erforderlich sein, die Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 3 durch Modellfaktoren $> 1,0$ zu korrigieren.

Verfahren nach DIN EN 1997-1, bei denen der Druckwiderstand einer Pfahlgründung anhand von Ergebnissen von Baugrunduntersuchungen festgelegt wird, müssen auf Grundlage von Pfahlprobelastungen und vergleichbaren Erfahrungen bei gleichen Boden- oder Felsarten sowie vergleichbaren geotechnischen Verhalten und bei vergleichbaren Bauwerken entwickelt worden sein. Diese Verfahren sind vergleichbar mit der Ableitung von Pfahlwiderständen anhand von Erfahrungswerten nach DIN 1054.

Für die Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen nach Tabelle 8 der DIN EN 1997-1 ist die Anwendung unterschiedlicher dynamischer Verfahren oder Rammformeln möglich.

Tabelle 8 Streuungsfaktor ξ zur Ableitung des charakteristischen Pfahlwiderstandes aus Schlagversuchen^{a,b,c,d,e} nach DIN EN 1997-1

Zahl der untersuchten Pfähle	Streuungsfaktor ξ_5 für den Mittelwert, ξ_6 für den kleinsten Wert	
N	ξ_5 für $\bar{R}_m$	ξ_6 für $R_{m,min}$
≥ 2	1,60	1,50
≥ 5	1,50	1,35
≥ 10	1,45	1,30
≥ 15	1,42	1,25
≥ 20	1,40	1,25
^a Die ξ-Werte in der Tabelle gelten für Schlagversuche. ^b Die ξ-Werte dürfen mit einem Modellfaktor = 0,85 reduziert werden, wenn bei den Versuchen die Wellenausbreitung gemessen wird. ^c Die ξ-Werte sollen mit einem Modellfaktor = 1,10 erhöht werden, wenn eine Rammformel mit Messung der quasi-elastischen Pfahlkopfbewegung beim Schlag angewendet wird. ^d Die ξ-Werte sollen mit einem Modellfaktor = 1,20 erhöht werden, wenn die Rammformel ohne Messung der quasi-elastischen Pfahlkopfbewegung angewendet wird. ^e Wenn unterschiedliche Pfähle in der Gründung vorhanden sind, sollen bei der Wahl der Anzahl n von Versuchspfählen Gruppen gleichartiger Pfähle getrennt berücksichtigt werden.		

Im Abschnitt 4.2 sind Zahlenbeispiele für die Entwicklung der globalen Sicherheit in Abhängigkeit der Anzahl der Pfahlprobelastungen und dem damit verbundenen Streuungsfaktor für die drei Nachweisverfahren nach DIN EN 1997-1 im Vergleich zur DIN 1054 zusammengestellt.

3.4 Zugpfahlgruppen und verankerte Auftriebssohlen

Erhebliche Unterschiede gibt es zwischen den Regelungen der DIN 1054:2003-01 und der DIN EN 1997-1 bzgl. den Nachweisen von Zugpfahlgruppen und verankerten Auftriebssohlen. Die Regelungen der DIN 1054:2003-01 sind aber im vergangenen Jahr nochmals grundsätzlich überarbeitet worden. Die im folgenden angesprochenen Punkte beziehen sich nur auf die nun gültigen Regelungen, wie sie in der neuesten Ausgabe der DIN 1054 (Januar 2005) enthalten sind.

Beim Nachweis von Zugpfahlgruppen sind grundsätzlich zwei Grenzfälle zu unterscheiden. Zum einen muss das Versagen des Einzelpfahles durch Herausziehen aus dem Boden ausgeschlossen werden, zum anderen muss die Tragfähigkeit der gesamten Pfahlgruppe nachgewiesen werden, wobei das Anheben des Bodenblockes mit den Pfählen betrachtet wird. Dabei unterscheidet sich in den beiden Normen die geometrische Definition dieses Bodenblockes.

Nach DIN 1054 ist der Bodenblock als eine vom Pfahlfuß ausgehende Pyramide festgelegt, die in einem Quader mit den Pfahlabständen als Seitenlängen übergeht, siehe Bild 1a. Die Höhe der Pyramide ist vom Reibungswinkel φ' des Bodens abhängig. Für die gesamte Pfahlgruppe ergibt sich der angehängte Bodenblock als die Summe der Einzelpfahlbodenkörper.

Nach DIN EN 1997-1 wird entlang der Außenkante der Gründungskörper eine umhüllende Linie angesetzt. Der angehängte Bodenblock besteht aus dem Boden und Gründungselementen, die sich innerhalb dieser Umhüllenden befinden. Den Gründungskörper überlagernde Bodenschichten werden dabei mit zum Bodenblock gerechnet, siehe Bild 1b.

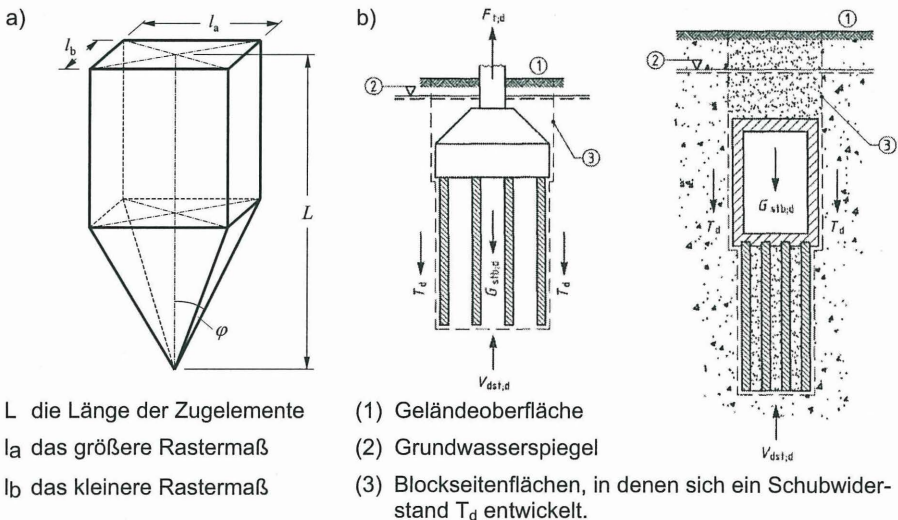


Bild 1 Definition des angehängten Bodenkörpers beim Nachweis von Zugpfahlgruppen nach a) DIN 1054 und b) DIN EN 1997-1

Die anzusetzende Gewichtskraft des Bodenblockes hängt von den geometrischen Abmessungen der Gründung ab (Pfahllänge, -abstand und -anzahl). Diese drei Größen beeinflussen die Gewichtskraft des Bodenblockes derart, dass die Änderung eines Parameters sich nicht grundsätzlich bei dem Ansatz einer der beiden Normen günstiger auswirkt. Hin- gegen wirken sich größere Pfahldurchmesser günstig nach DIN EN 1997-1 aus, größere Reibungswinkel begünstigen dagegen die Gewichtskraft nach DIN 1054.

Der Nachweis gegen Abheben des angehängten Bodenblockes wird nach DIN 1054 im Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit GZ 1A mit zu Tabelle 1 und Tabelle 3 abweichenden Teilsicherheitsbeiwerten durchgeführt. Entsprechend den Werten nach Tabelle 9 werden günstige ständige Einwirkungen abgemindert, ungünstige ständige und veränderliche Einwirkungen werden einfach angesetzt. In der Grenzzustandsgleichung werden die stabilisierenden Einwirkungen den destabilisierenden Einwirkungen gegenübergestellt, siehe Gleichung (6). Widerstände treten hierbei definitionsgemäß nicht auf und werden als stabilisierende Einwirkungen betrachtet.

$$G_{k,dst} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + G_{E,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (6)$$

Nach DIN EN 1997-1 werden für den Nachweis des Abhebens des Bodenblockes die mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 1 und Tabelle 3 gewichteten Einwirkungen und Widerstände gegenübergestellt.

$$F_{t,d} \leq R_{t,d} \quad (7)$$

Im Abschnitt 4 werden diese beiden Vorgehensweisen anhand von Zahlenbeispielen miteinander verglichen. Beim Nachweis des Einzelpfahles gegen Herausziehen ergeben sich die bereits diskutierten Unterschiede zwischen den beiden Normen bzgl. der Kombination unterschiedlicher Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren, siehe Abschnitte 3.1 bis 3.3.

Tabelle 9 Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für den Grenzzustand GZ 1A nach DIN 1054

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
Günstige ständige Einwirkung	$\gamma_{G,stb}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,00	1,00	1,00

4 Beispiele

4.1 Beispiel zur Ermittlung von charakteristischen Widerstands-Setzungslinien aus Probelbelastungen

Bild 2a zeigt eine Gründungssituation mit einem Bohrfahldurchmesser $D = 0,90 \text{ m}$ und einer ständigen Last $F_{G,k} = 1,0 \text{ MN}$ sowie der veränderlichen Last $F_{Q,k} = 0,5 \text{ MN}$. Ausgeführt werden zwei Pfahlprobelbelastungen, deren Ergebnisse als Messwerte $R_{m,min}$ und $R_{m,max}$ in Bild 2 und Tabelle 10 enthalten sind. Die Grenzsetzung wird mit Gleichung (8) zu $s_1 = 0,1 \cdot 90 \text{ cm} = 9 \text{ cm}$ festgelegt. Die Beispiele wurden aus Kempfert (2005) entnommen.

$$s_1 = 0,10 \cdot D_b \quad (8)$$

(a) Ableitung der charakteristischen Widerstands-Setzungslinie (WSL) nach DIN 1054

Werden die Lasten des Tragsystems in Bild 2a nicht gleichmäßig auf mehrere Pfähle verteilt, wird von einer „weichen“ Kopfplatte ausgegangen, d.h. die charakteristischen Werte der WSL werden auf den Kleinstwert der Messung $R_{m,min}$ bezogen. Der Streuungsfaktor ist $\xi = 1,05$ nach Tabelle 4. Bild 2b zeigt die damit abgeleitete charakteristische WSL.

Bei weitgehend starrer Kopfplatte und Lastverteilung auf mehrere Pfähle, darf der charakteristische Pfahlwiderstand aus den Mittelwerten der Probelbelastungen abgeleitet und ξ durch Interpolation berechnet werden, wenn wie im vorliegenden Fall die bezogenen Streuungen von $s_N / \bar{R}_m \leq 0,25$ sind, so dass die ξ -Werte nach Abschnitt 3.3 hier auf die gesamte Widerstands-Setzungslinie angewendet werden können, ohne dass Sprünge zu erwarten sind. Die sich ergebende charakteristische Widerstands-Setzungslinie zeigt Bild 2c.

Tabelle 10 Ergebnisse von zwei Probelbelastungen und Ableitung der charakteristischen WSL für ein weiches bzw. starres System nach DIN 1054

Setzung s [cm]	$R_{m,min}$ [MN]	$R_{m,max}$ [MN]	$\bar{R}_m$ [MN]	ξ_{weich}	$R_{k, \text{weich}} =$ $R_{m,min} / \xi_{\text{weich}}$ [MN]	$s_N / \bar{R}_{1m}$ [-]	ξ_{starr}	$R_{k, \text{starr}} =$ $R_{m,mittel} / \xi_{\text{starr}}$ [MN]
0	0	0	0	1,05	0	0	0	0
1	1,32	1,50	1,410	1,05	1,257	0,090	1,0681	1,320
2	1,85	2,20	2,025	1,05	1,762	0,122	1,0744	1,885
4	2,60	2,95	2,775	1,05	2,476	0,089	1,0678	2,598
6	3,00	3,35	3,175	1,05	2,857	0,077	1,0656	2,980
9	3,30	3,65	3,475	1,05	3,143	0,071	1,0642	3,265

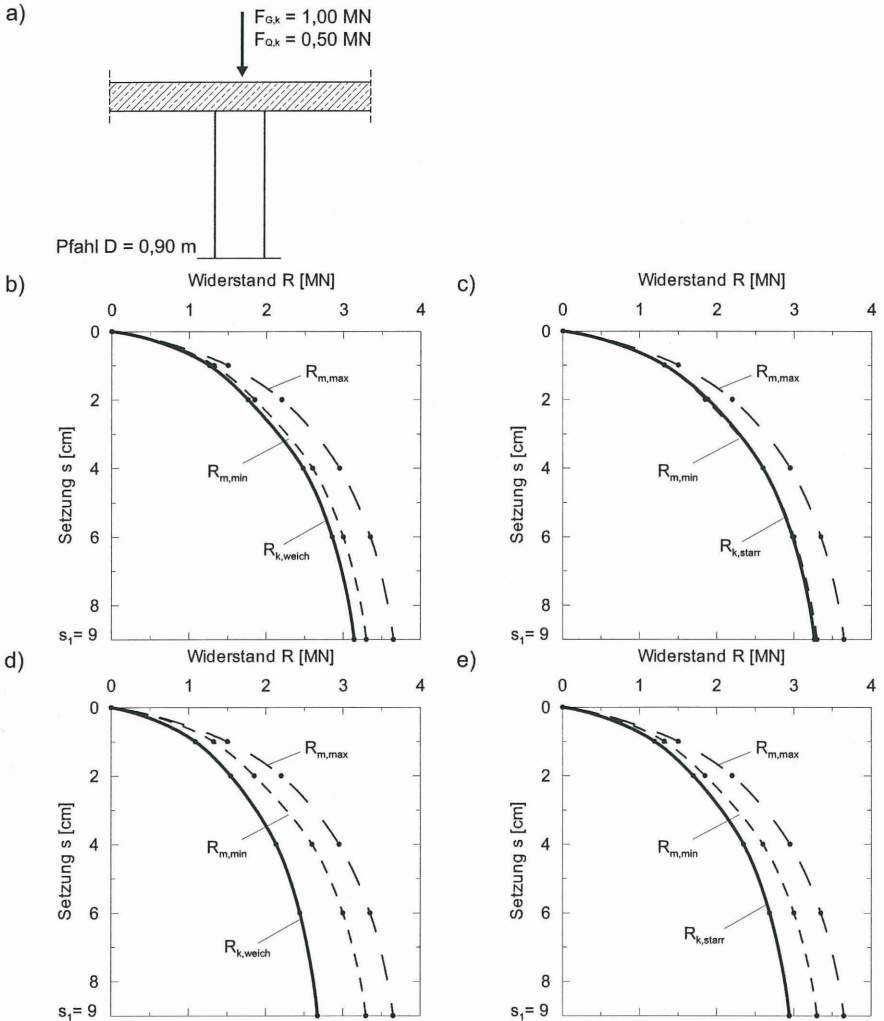


Bild 2 Vergleichendes Beispiel zur Ableitung der charakteristischen WSL aus Pfahlprobelastungen a) System und Beanspruchung, b) Ableitung nach DIN 1054 ohne Lastverteilung (weiches System), c) Ableitung nach DIN 1054 mit Lastverteilung (starrs System), d) Ableitung nach DIN EN 1997-1 ohne Lastverteilung (weiches System), e) Ableitung nach DIN EN 1997-1 mit Lastverteilung (starrs System)

(b) Ableitung der charakteristischen Widerstands-Setzungslinie nach DIN EN 1997-1

Die Ergebnisse gemäß dem Vorgehen nach DIN EN 1997-1, siehe Abschnitt 3.3, sind in Tabelle 11 und Bild 2d und e) zusammengestellt.

Tabelle 11 Ergebnisse von zwei Probelastungen und Ableitung der charakteristischen WSL für ein weiches bzw. starres System nach DIN EN 1997-1

Setzung s [cm]	$R_{m,min}$ [MN]	$R_{m,max}$ [MN]	$\bar{R}_m$ [MN]	ξ_2	$R_k =$ $R_{m,min}/\xi_2$ [MN]	ξ_1	$R_k =$ $\bar{R}_m/\xi_1$ [MN]	$R_{k,weich}$ [MN]	$R_{k,starr} =$ $R_{k,weich} \cdot 1,1$ [MN]
0	0	0	0	1,2	0	1,3	0	0	0
1	1,32	1,50	1,41	1,2	1,100	1,3	1,085	1,085	1,194
2	1,85	2,20	2,025	1,2	1,542	1,3	1,558	1,542	1,696
4	2,60	2,95	2,775	1,2	2,167	1,3	2,135	2,135	2,349
6	3,00	3,35	3,175	1,2	2,500	1,3	2,442	2,442	2,686
9	3,30	3,65	3,475	1,2	2,750	1,3	2,673	2,673	2,940

4.2 Vergleich der verschiedenen Nachweisverfahren auf der Grundlage des globalen Sicherheitsniveaus

Für das Beispiel nach Abschnitt 4.1, Bild 2, siehe auch Kempfert et al. (2003), wird angenommen, dass die Einwirkungen auf die Pfähle aus einem aufgehenden Bauwerk resultieren. Die Nachweise der Tragfähigkeit ergeben sich damit wie folgt:

(a) Bei unabhängig voneinander wirkenden Einzelpfählen (weiches System)

- Nachweis nach DIN EN 1997-1

Nachweisverfahren 1

Kombination 1:

$$F_{1,d} = F_{k,G} \cdot \gamma_G + F_{k,Q} \cdot \gamma_Q = 1,00 \text{ MN} \cdot 1,35 + 0,50 \text{ MN} \cdot 1,50 = 2,10 \text{ MN}$$

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_t = 2,673 \text{ MN} / 1,15 = 2,324 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 2,10 \text{ MN} < R_{1,d} = 2,324 \text{ MN}$$

Kombination 2:

$$F_{1,d} = F_{k,G} \cdot \gamma_G + F_{k,Q} \cdot \gamma_Q = 1,00 \text{ MN} \cdot 1,00 + 0,50 \text{ MN} \cdot 1,30 = 1,65 \text{ MN}$$

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_t = 2,673 \text{ MN} / 1,50 = 1,782 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 1,65 \text{ MN} < R_{1,d} = 1,782 \text{ MN}$$

Nachweisverfahren 2

$$F_{1,d} = F_{k,G} \cdot \gamma_G + F_{k,Q} \cdot \gamma_Q = 1,00 \text{ MN} \cdot 1,35 + 0,50 \text{ MN} \cdot 1,50 = 2,10 \text{ MN}$$

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_t = 2,673 \text{ MN} / 1,10 = 2,430 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 2,10 \text{ MN} < R_{1,d} = 2,430 \text{ MN}$$

Nachweisverfahren 3

$$F_{1,d} = F_{k,G} \cdot \gamma_G + F_{k,Q} \cdot \gamma_Q = 1,00 \text{ MN} \cdot 1,35 + 0,50 \text{ MN} \cdot 1,50 = 2,10 \text{ MN}$$

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_t = 2,673 \text{ MN} / 1,00 = 2,673 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 2,10 \text{ MN} < R_{1,d} = 2,673 \text{ MN}$$

- Nachweis nach DIN 1054

$$F_{1,d} = F_{k,G} \cdot \gamma_G + F_{k,Q} \cdot \gamma_Q = 1,00 \text{ MN} \cdot 1,35 + 0,50 \text{ MN} \cdot 1,50 = 2,10 \text{ MN}$$

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_{PC} = 3,143 \text{ MN} / 1,20 = 2,619 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 2,10 \text{ MN} < R_{1,d} = 2,619 \text{ MN}$$

- (b) Bei Lastverteilung z.B. durch starre Kopfplatte (starres System)

Die Einwirkungen ergeben sich wie unter (a).

- Nachweis nach DIN EN 1997-1

Nachweisverfahren 1

Kombination 1:

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_t = 2,940 \text{ MN} / 1,15 = 2,557 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 2,10 \text{ MN} < R_{1,d} = 2,557 \text{ MN}$$

Kombination 2:

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_t = 2,940 \text{ MN} / 1,50 = 1,960 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 1,65 \text{ MN} < R_{1,d} = 1,960 \text{ MN}$$

Nachweisverfahren 2

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_t = 2,940 \text{ MN} / 1,10 = 2,673 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 2,10 \text{ MN} < R_{1,d} = 2,673 \text{ MN}$$

Nachweisverfahren 3

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_t = 2,940 \text{ MN} / 1,00 = 2,940 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 2,10 \text{ MN} < R_{1,d} = 2,673 \text{ MN}$$

- Nachweis nach DIN 1054

$$R_{1,d} = R_{1,k} / \gamma_{Pc} = 3,265 \text{ MN} / 1,20 = 2,721 \text{ MN}$$

$$F_{1,d} = 2,10 \text{ MN} < R_{1,d} = 2,721 \text{ MN}$$

In einem weiteren Beispiel sind als Grundlage für den Vergleich der bekannten Pfahlnachweise nach dem bisher häufig angewendeten Globalsicherheitskonzept und dem in Zukunft anzuwendenden Teilsicherheitskonzept in Tabelle 12 bis Tabelle 14 für Druckpfähle im Lastfall 1 die Globalsicherheitsbeiwerte η für unterschiedliche Randbedingungen gegenübergestellt. Damit können die Tendenzen der zahlenmäßigen Änderungen der Sicherheit nach der neuen, bezogen auf das bisher übliche Vorgehen, dargestellt werden. Für die Beispiele nach DIN EN 1997-1 sind nur Nachweiskombinationen mit dem Satz für Einwirkungen A1 aufgeführt. Folgende Annahmen werden für das Beispiel getroffen:

- Variation der Anteile aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen; daraus ergibt sich ein zusammengefasster Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen zu

$$\gamma_F = \text{Anteil aus } \gamma_G + \text{Anteil aus } \gamma_Q$$

- Die Grundgleichung für den Globalsicherheitsbeiwert lautet

$$\eta = \xi \cdot \gamma_R \cdot \gamma_F \quad (9)$$

- Bei keiner lastverteilenden Wirkung (weiches System) wurde für ξ vorausgesetzt, dass der Wert bezogen auf den Kleinstwert $R_{m,min}$ maßgebend ist.
- Bei einer lastverteilenden Wirkung (starres System) wurde ξ nach DIN EN 1997-1 auf $R_{m,min}$ mit $\xi/1,1$ bezogen und für DIN 1054 $s_N / \bar{R}_m = 0,125$ vorausgesetzt.

Tabelle 12 Beispiel zu den Globalsicherheitsbeiwerten η für $\gamma_F = 1,35$

weiches System

N	DIN 1054		DIN EN 1997-1			
				Verfahren		
				1	2	3
	ξ	η	ξ	η	η	η
1	1,15	1,86	1,40	2,17	2,08	1,89
2	1,05	1,70	1,20	1,86	1,78	1,62
3	1,00	1,62	1,05	1,63	1,56	1,42
4	1,00	1,62	1,00	1,55	1,49	1,35
5	1,00	1,62	1,00	1,55	1,49	1,35

starres System

N	DIN 1054		DIN EN 1997-1			
			$\xi / 1,1 \geq 1,0$	Verfahren		
				1	2	3
	ξ	η		η	η	η
1	1,150	1,86	1,27	1,98	1,89	1,72
2	1,075	1,74	1,09	1,69	1,62	1,47
3	1,025	1,66	1,00	1,55	1,49	1,35
4	1,025	1,66	1,00	1,55	1,49	1,35
5	1,025	1,66	1,00	1,55	1,49	1,35

Tabelle 13 Beispiel zu den Globalsicherheitsbeiwerten η für $\gamma_F = 1,425$

weiches System

N	DIN 1054		DIN EN 1997-1			
				Verfahren		
				1	2	3
	ξ	η	ξ	η	η	η
1	1,15	1,97	1,40	2,29	2,19	2,00
2	1,05	1,80	1,20	1,97	1,88	1,71
3	1,00	1,71	1,05	1,72	1,65	1,50
4	1,00	1,71	1,00	1,64	1,57	1,43
5	1,00	1,71	1,00	1,64	1,57	1,43

starres System

N	DIN 1054		DIN EN 1997-1			
			$\xi / 1,1 \geq 1,0$	Verfahren		
				1	2	3
	ξ	η		η	η	η
1	1,150	1,97	1,27	2,09	2,00	1,81
2	1,075	1,84	1,09	1,79	1,71	1,55
3	1,025	1,75	1,00	1,64	1,57	1,43
4	1,025	1,75	1,00	1,64	1,57	1,43
5	1,025	1,75	1,00	1,64	1,57	1,43

Tabelle 14 Beispiel zu den Globalsicherheitsbeiwerten η für $\gamma_F = 1,5$

weiches System

N	DIN 1054		DIN EN 1997-1			
				Verfahren		
				1	2	3
	ξ	η	ξ	η	η	η
1	1,15	2,07	1,40	2,42	2,31	2,10
2	1,05	1,89	1,20	2,07	1,98	1,80
3	1,00	1,80	1,05	1,81	1,73	1,58
4	1,00	1,80	1,00	1,73	1,65	1,50
5	1,00	1,80	1,00	1,73	1,65	1,50

starres System

N	DIN 1054		DIN EN 1997-1			
			$\xi / 1,1 \geq 1,0$	Verfahren		
				1	2	3
	ξ	η		η	η	η
1	1,150	2,07	1,27	2,20	2,10	1,91
2	1,075	1,94	1,09	1,88	1,80	1,64
3	1,025	1,85	1,00	1,73	1,65	1,50
4	1,025	1,85	1,00	1,73	1,65	1,50
5	1,025	1,85	1,00	1,73	1,65	1,50

4.3 Zahlenbeispiel zum Nachweis gegen Abheben einer Zugpfahlgruppe

In Abschnitt 3.4 sind die beiden Definitionen für den angehängten Bodenkörper nach DIN 1054 und DIN EN 1997-1 für den Nachweis gegen Abheben einer Pfahlgründung beschrieben. Es zeigt sich jedoch, dass beide Definitionen unabhängig von der Pfahlgruppengeometrie und der Bodenart vergleichbare Ergebnisse liefern, siehe Bild 3.

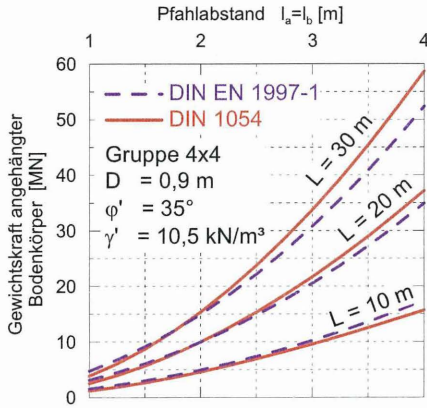


Bild 3

Beispiel zur Entwicklung der Gewichtskraft des angehängten Bodenkörpers mit dem Pfahlabstand für unterschiedliche Pfahllängen

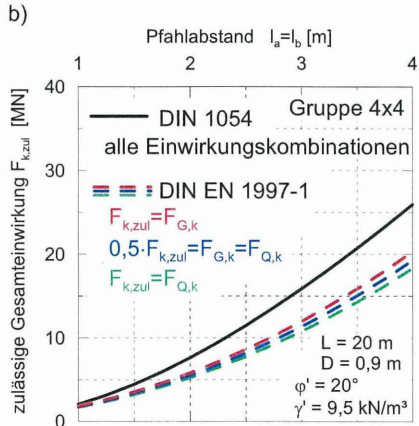
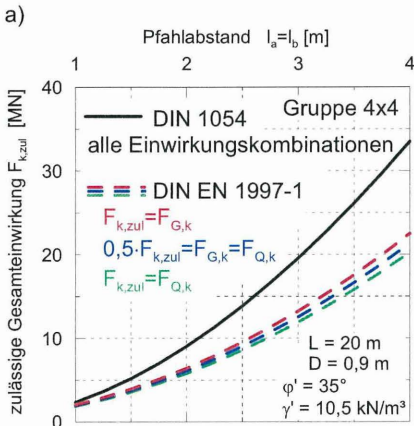


Bild 4 Beispiel zur Entwicklung der zulässigen Gesamteinwirkung mit dem Pfahlabstand beim Nachweis gegen Abheben des Bodenkörpers bei a) nichtbindigen und b) bindigen Böden für unterschiedliche Verhältnisse von ständigen und veränderlichen Einwirkungen

Weiterhin soll das Sicherheitsniveau beider Normen bei diesem Nachweis verglichen werden. Dazu wird die jeweilige Grenzzustandsbedingung nach der günstig wirkenden Gewichtskraft des angehängten Bodenkörpers $G_{E,k}$ bzw. dem entsprechenden Widerstand $R_{t,k}$ umgestellt:

$$F_{k,zul} = \frac{G_{E,k} \cdot \gamma_{stb}}{\gamma_{dst}} \quad (\text{nach DIN 1054, Gleichung 34}) \quad (10)$$

$$F_{k,zul} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{s,t} \cdot \gamma_F} \quad (\text{nach DIN EN 1997-1, Gleichung 7.12}) \quad (11)$$

In diesem Beispiel wird nur das Gewicht des Bodenkörpers als widerstehende Größe angesetzt, weitere günstige, lotrecht nach unten wirkende Größen werden nicht angenommen. Für die ungünstig wirkenden Einwirkungen werden drei Fälle betrachtet, die Gesamteinwirkung besteht lediglich aus ständigen oder veränderlichen Einwirkungen oder beide Anteile kommen in selber Höhe vor. Entsprechend wird nach Tabelle 1 für $\gamma_F = 1,35$, 1,425 oder 1,50 angesetzt. Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{dst} = 1,00$ nach Tabelle 9 bleibt bei allen betrachteten Lastkombinationen gleich. Die weiteren Teilsicherheitsbeiwerte betragen nach Tabelle 9 $\gamma_{stb} = 0,90$ sowie $\gamma_{s,t} = 1,15$ nach Tabelle 3.

Es zeigt sich, dass sich nach DIN EN 1997-1 geringere zulässige Einwirkungen ergeben, siehe Bild 4. Dies ist in den Teilsicherheitsbeiwerten für ungünstige Einwirkungen von $\gamma_{G,dst} = \gamma_{Q,dst} = 1,00$ nach DIN 1054 begründet, die deutlich geringer sind als die Beiwerte nach DIN EN 1997-1 mit $\gamma_F = 1,35$ bzw. 1,50. Da sich die Sicherheiten auf der widerstehenden Seite etwa entsprechen, ergibt sich beim Nachweis des Abhebens von Zugpfahlgruppen nach DIN 1054 ein insgesamt geringeres Sicherheitsniveau als nach DIN EN 1997-1.

5 Zusammenfassende Bewertung

Mit der Umstellung der DIN 1054 auf das Teilsicherheitskonzept wurde für den Pfahlabschnitt eine zur DIN EN 1997-1 weitestgehend formal übereinstimmende Norm erstellt. Die wesentlichen Unterschiede liegen in den Werten und der Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte und der Streuungsfaktoren, wobei auch in DIN EN 1997-1 explizit darauf hingewiesen wird, dass die Teilsicherheitsbeiwerte und die Streuungsfaktoren bei der nationalen An-

wendung der DIN EN 1997-1 auch aus den zu dieser Norm gehörenden und noch zu entwickelnden Nationalen Anhängen der jeweiligen Länder entnommen werden dürfen.

Ein Vergleich der globalen Sicherheiten zwischen DIN 1054 und DIN EN 1997-1 zeigt, dass beide Normen ein vergleichbares Sicherheitsniveau erreichen, siehe Abschnitt 4.2. Dabei ist DIN 1054 bei wenigen Pfahlprobelastungen etwas wirtschaftlicher als das dem deutschen Vorgehen entsprechende Nachweisverfahren 2 nach DIN EN 1997-1. Mit steigender Anzahl an Pfahlprobelastungen wird DIN 1054 leicht unwirtschaftlicher.

Beim Nachweis von Zugpfahlgruppen, bei dem DIN 1054 den Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit (GZ 1A) zugrunde legt, der in dieser Form in DIN EN 1997-1 nicht enthalten ist, ergeben sich nach DIN 1054 höhere zulässige Einwirkungen. Dies ist auf die geringeren Teilsicherheitsbeiwerte für ungünstige Einwirkungen nach DIN 1054 zurückzuführen.

6 Literatur

Kempfert, H.-G. / Eigenbrod, D. / Smolczyk, U. (2003): Kapitel „Pile Foundations“ aus Geotechnical Engineering Handbook, Volume 3: Elements and Structures, Ernst & Sohn Verlag

Kempfert, H.-G. (2005): Kommentar zum Abschnitt „Pfahlgründungen“ der DIN 1054:2005-01 (in Vorbereitung)

Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert,
Dipl.-Ing. M. Rudolf

Institut für Geotechnik und Geohydraulik (IGG)
Universität Kassel
Mönchebergstraße 7
34125 Kassel

Tel.: +49-(0)561-804-2630
Fax.: +49-(0)561-804-2651
geotech@uni-kassel.de

ULTRASCHALLPRÜFUNG UND HAMMERSCHLAGPRÜFUNG

Oswald Klingmüller, Matthias Schallert, Beatrice Gottlöber, Christian Mayer

ZUSAMMENFASSUNG

In diesem Beitrag wird die Ultraschallprüfung („cross-hole sonic logging“ – CSL) mit der Hammerschlagprüfung („low-strain“-Integritätsprüfung) verglichen. Die beiden Verfahren der Integritätsprüfung von Pfählen werden beschrieben, wobei auf die Durchführung und Auswertung der Ultraschallprüfung näher eingegangen wird.

Da die Durchführung, Auswertung und Interpretation von Ultraschallprüfungen in Deutschland derzeit in keiner Norm geregelt ist, werden Möglichkeiten zur Beurteilung der Messergebnisse aufgezeigt. An Fallbeispielen werden Unterschiede der Prüfmethoden erläutert.

In Anwendungsempfehlungen werden die Grenzen und Schwierigkeiten der beiden Prüfmethoden aufgezeigt.

1 EINLEITUNG

Zur Qualitätsprüfung von Bohrpfählen werden vor allem zwei Verfahren eingesetzt:

1. Die Hammerschlagprüfung, bei welcher durch die Stoßwelleneinleitung mit einem Hammerschlag aufgrund der Untersuchung von Wellenausbreitungsphänomenen, Reflexionen und Refraktionen die Qualität der Pfähle bestimmt wird,
2. die Ultraschallprüfung (cross-hole sonic logging – CSL oder Carrotage Sonique), bei der die Betonqualität durch Messung zwischen eingebauten Rohren bestimmt wird.

Bei der Hammerschlagprüfung besteht die Schwierigkeit darin, aus den Reflexionen und vor allem dem mehr oder weniger deutlichen Fußecho die richtigen Schlussfolgerungen zu ziehen.

Bei der Ultraschallprüfung wird aus den Messungen von einem Messpunkt zum anderen die Betonqualität bestimmt. Hierbei kommt es darauf an, nicht nur die Ankunftszeit der Welle richtig zu bestimmen, sondern auch die Abminderung der eingetragenen Energie auszuwerten.

Das Vorgehen bei der Ultraschallmethode wird ausführlich unter Bezugnahme auf die neuen Empfehlungen der DGGT erläutert. Anhand von Fallstudien wird der Unterschied beider Methoden und der Anwendungsbereich gezeigt.

2 Hammerschlagprüfung

Mit einem handelsüblichen leichten Handhammer mit Kunststoffkappe (Nylon o.ä.) wird auf den Pfahlkopf geschlagen und dadurch eine Stoßwelle in den Pfahl eingetragen. Die Messung der Bewegung am Pfahlkopf (in der Regel werden Beschleunigungsaufnehmer verwendet, da sie dem Messbereich am besten angepasst sind) zeigt, dass der Bewegung, die eine direkte Wirkung des Hammerschlags ist, erst eine Phase relativer Ruhe am Pfahlkopf folgt. Erst wenn Reflexionen von Störstellen oder vom Pfahlende wieder am Pfahlkopf auftreten, werden Bewegungen gemessen.

Im Bild 1 ist der Hammerschlag als gestrichelte Linie dargestellt, die Bewegung des Pfahlkopfes als Geschwindigkeit (aus der gemessenen Beschleunigung integriert) als durchgezogene Linie. Eine positive Geschwindigkeit zeigt eine Bewegung nach unten als direkte Folge des Hammerschlages. Die Kontaktzeit des Impulses zwischen Hammer und Pfahlkopfoberfläche beträgt hier 1,1255 Millisekunden.

Nach 4,22 Millisekunden zeigt eine Bewegung nach oben an, dass eine Druckwelle reflektiert wurde, das ist ein Anzeichen für eine Impedanzvergrößerung. Nach 7,03 Millisekunden zeigt die Bewegung nach unten (also in gleicher Richtung wie die des Hammerschlages), dass die Reflexion vom Pfahlfuß den Pfahlkopf erreicht hat.

In Deutschland wird dieses Verfahren sehr häufig entsprechend den Empfehlungen der DGGT als Standardverfahren zur Pfahlintegritätsprüfung angewendet und ist demzufolge weitestgehend bekannt, so dass an dieser Stelle für weitergehende Informationen auf entsprechende Literatur verwiesen sei (Plaßmann, B. (2002), Kirsch, F.; Klingmüller, O. (2003), Stahlmann et al. (2004)).

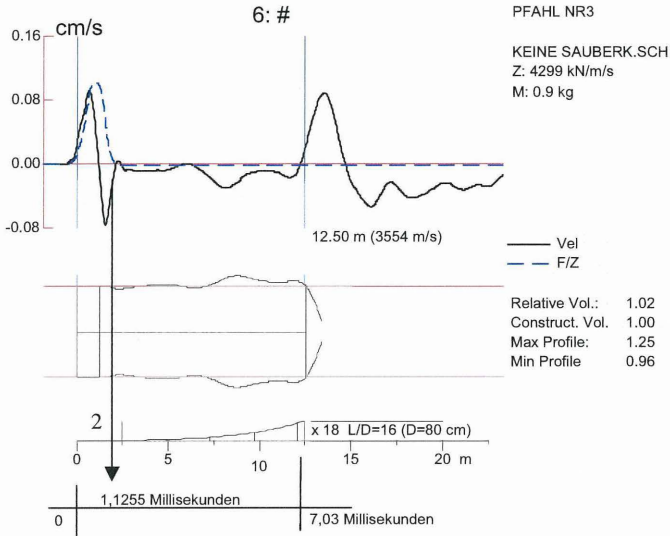


Bild 1: Geschwindigkeitszeitverlauf mit Impedanzprofil

3 ULTRASCHALLPRÜFUNG

3.1 Prinzip, Durchführung und Messwerte

Durch die Ultraschallprüfung kann die Betonqualität von Pfählen überprüft werden. Im englischen Sprachraum nennt man dieses Verfahren cross-hole sonic logging (CSL). Dazu werden ein Ultraschallgeber und ein in seiner Frequenz angepasster Empfänger parallel in vorab am Bewehrungskorb installierten Stahlrohren (Durchmesser ca. 50 mm) mit konstanter Geschwindigkeit entlang des Pfahlschaftes bewegt. Die Anzahl der Messrohre richtet sich nach dem Pfahldurchmesser. In der Regel wird pro 25 cm Pfahldurchmesser ein Messrohr eingebaut (für einen 90 cm Pfahl 4 Rohre). Zur besseren Übertragung des Ultraschallsignals werden die Messrohre mit Wasser gefüllt. Es werden nur longitudinale Wellen durch das Wasser und die Außenwand der Messrohre in den umgebenden Beton übertragen. Sender und Empfänger werden gleichmäßig zum Messrohrende herabgelassen. Ultraschallsignale des Senders laufen durch den Beton und werden vom Empfänger aufgezeichnet. In Bild 2 sind der Messaufbau und -ablauf dargestellt.

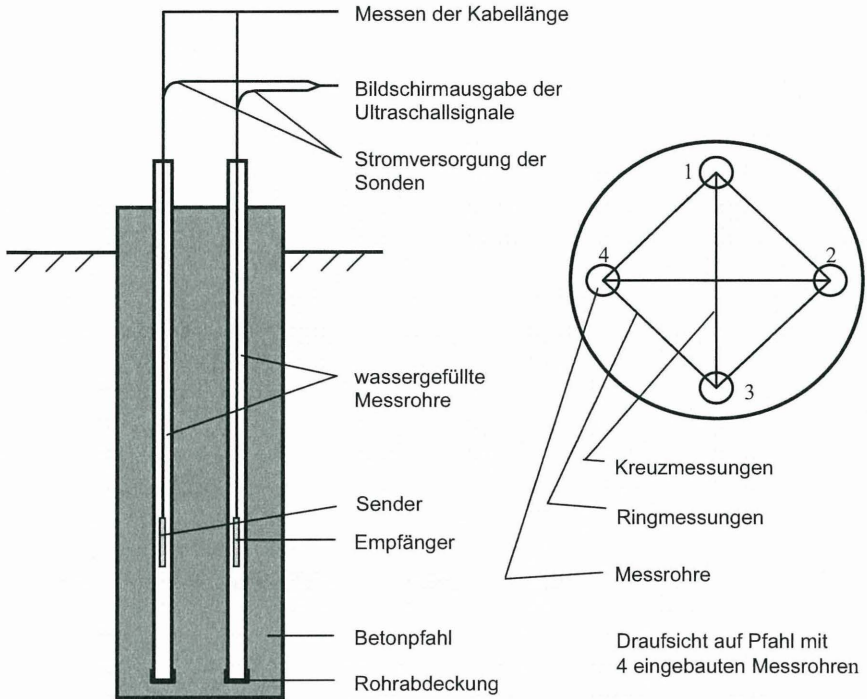


Bild 2: Messaufbau für Ultraschallprüfungen

Während des Messvorgangs werden kontinuierlich Ultraschallimpulse vom Sender abgegeben, die sich mit der für Beton spezifischen Wellengeschwindigkeit im Pfahl ausbreiten. Die Impulse werden vom Empfänger nach der Zeit t aufgezeichnet. Die Laufzeit t der Welle ist vom Abstand der Messrohre L und der Wellengeschwindigkeit c abhängig.

$$t = \frac{L}{c}$$

t = Zeit [s]

L = Abstand der Messrohre [m]

c = Wellengeschwindigkeit [m/s]

Die Laufzeit und die übertragene Energie der Welle zwischen Sender und Empfänger werden gemessen.

Aus der gemessenen Laufzeit und dem entsprechenden Abstand der Messrohre, der jedoch nach der Pfahlherstellung nur an der Pfahlkopfoberfläche gemessen werden kann, kann die Wellengeschwindigkeit berechnet werden.

Bild 3 zeigt das Ergebnis einer Ultraschallprüfung.

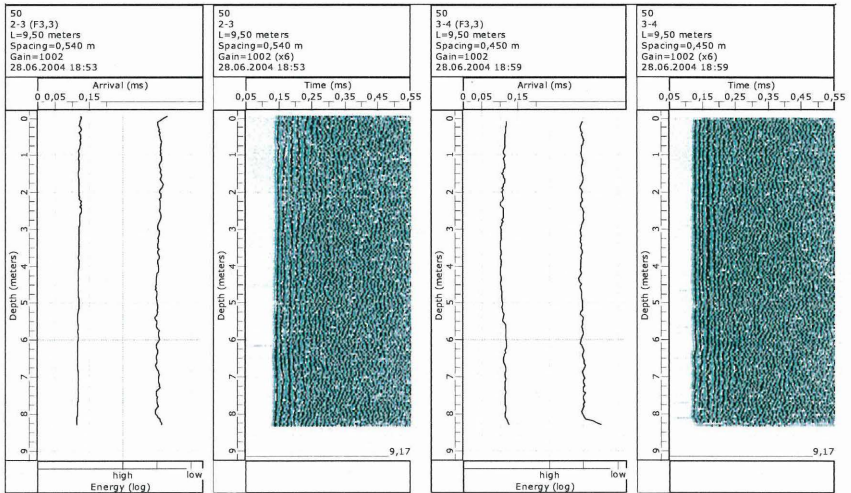


Bild 3: Ergebnis einer Ultraschallintegritätsprüfung eines fehlerfreien Pfahles

Die Ankunftszeiten der Ultraschallwelle sind zusammen mit der Energie des empfangenen Signals für jeden Messquerschnitt über die Tiefe als Linien aufgetragen (linke Bildseite). Der jeweilige Zeitverlauf des empfangenen Signals ist auf der rechten Bildseite ebenfalls für jeden Messquerschnitt über die Tiefe dargestellt. Zur übersichtlichen Darstellung sind die Zeitverläufe als Punktstrecke gezeigt, wobei jedem positiven Wert ein grüner Punkt und jedem negativen Wert ein schwarzer Punkt zugeordnet ist. Sind die Signale gleichartig und reproduzierbar ergeben sich parallele grüne und schwarze Linien.

Treten vor Erreichen der Welle am Empfänger Impedanzveränderungen (Hohlräume, Kiesnester etc.) auf, so vergrößert sich die Laufzeit bzw. die Wellengeschwindigkeit sinkt.

Die Ankunftszeit des Ultraschallsignals wird bei der Durchführung der Messung mit einer über die Tiefe gleich bleibenden Triggerschwelle automatisch ermittelt. Dabei wird als Triggerschwelle ein prozentualer Anteil der maximalen Amplitude des gesendeten Ultraschallsignals verwendet.

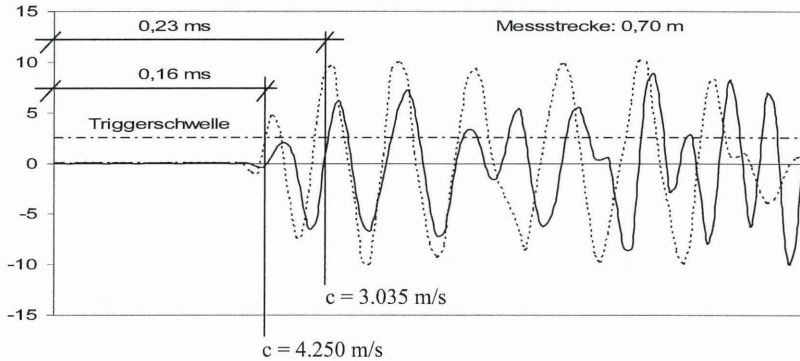


Bild 4: Ultraschallwellen verschiedener Intensität im Zeitbereich

Die ankommende Welle kann schwankende Intensitäten aufweisen. Bei einer geringen Anfangsintensität wird so auf einen späteren Zeitpunkt getriggert. Es ergibt sich ein höherer Wert für die Ankunftszeit und somit eine geringere Wellengeschwindigkeit, obwohl die Welle schon viel früher am Empfänger angekommen ist (siehe Bild 4). Dies ist bei der Triggereinstellung vor Messdurchführung sowie bei der Auswertung der Ultraschallprüfung entsprechend zu berücksichtigen.

Neben einer Zunahme in der Ankunftszeit zeigt sich bei einer Anomalie im Pfahl auch eine Energieabnahme. Der Energiegehalt des empfangenen Ultraschallsignals wird aus der Integration des Signals über die Zeit errechnet.

Bei der Durchführung der Messung muss daher besonders auf die Einstellung des Vergrößerungsfaktors geachtet werden, da dieser nach Beendigung der Messung nicht mehr geändert werden kann. Der Vergrößerungsfaktor muss bei jeder Messung so an das Ultraschallsignal angepasst werden, dass das Signal vollständig integriert werden kann. Zur Erklärung ist in den Bildern 5a und 5b der Verlauf eines Signals mit angepasstem und mit zu hoch eingestelltem Vergrößerungsfaktor dargestellt. Die markierte Fläche stellt die Integrationsfläche zur Ermittlung des Energiegehalts dar. In Bild 5b ist das Signal aufgrund einer zu hoch gewählten Verstärkung gekappt. Die Integrationsfläche ist nicht vollständig.

Bei der Auswertung der Messungen ist es weiterhin von Bedeutung, die Integrationszeit für die Bestimmung des Energiegehaltes so zu wählen, dass Anomalien nicht „übersehen“ werden. In den Bildern 6a und 6b ist zur Veranschaulichung ein Beispiel dargestellt, in welchem links das Messergebnis mit einer korrekten und auf der rechten Seite mit einer inkorrekten Integrationszeit dargestellt ist.

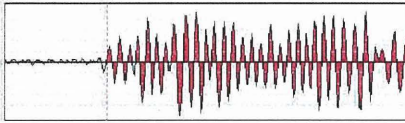


Bild 5a: angepasster Vergrößerungsfaktor

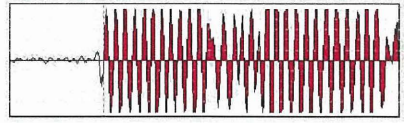


Bild 5b: zu hoher Vergrößerungsfaktor

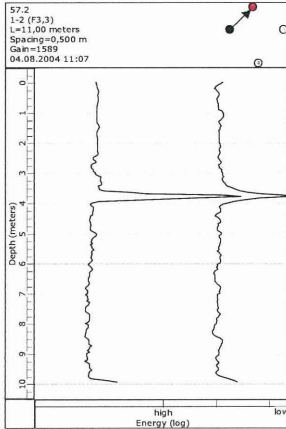


Bild 6a: Integrationszeit korrekt

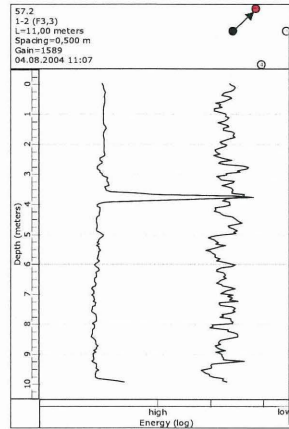


Bild 6b: Integrationszeit inkorrekt

In Bild 7 ist die erforderliche Messausrüstung abgebildet. Im linken Bildbereich erkennt man den Messcomputer zur Aufzeichnung der Messdaten. Die Kabelrollen mit den Sensoren (schwarze Stäbe vorn rechts) und die Messeinrichtungen zur Bestimmung der Tiefenlage der Sensoren (Rollen) sind im rechten Teil des Bildes dargestellt.



Bild 7: Ultraschallmessgerät (Cross-Hole Analyzer CHA) und Sensoren

3.2 Auswertung und Interpretation

Die Durchführung, Auswertung und Interpretation von Ultraschallprüfungen ist in Deutschland nicht geregelt. Zur Auswertung der Messungen ist man also gehalten, internationale Richtlinien anzuwenden. In der französischen Norm NF P 94-160-1 wird eine Vergrößerung der Laufzeit von $> 20\%$ im Vergleich zu einer fehlerfreien Betonzone als Anomalie definiert, deren genaue Eigenschaft durch weitergehende Untersuchungen festzustellen ist. Der amerikanische Standard ASTM D6760-02 'Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing' enthält keine Angaben zur Beurteilung der Pfahlqualität.

Da in Deutschland keine Normen zur Interpretation von Ultraschallsignalen existieren, erarbeiten die Mitglieder des Unterausschusses 'Stoßprüfungen' des AK 2.1 der DGGT derzeit für Deutschland einheitliche Richtlinien zur Durchführung und Auswertung von Ultraschallprüfungen.

In Anlehnung an die 'Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen' für Integritätsprüfungen nach der Hammerschlagmethode können auch für die Ultraschallprüfung Ergebnisklassen definiert werden.

- | | |
|-------------------------------------|--|
| 1. Der Pfahl ist in Ordnung: | schnelle Laufzeitvergrößerung $\leq 1,2$ -fach |
| 2. Geringfügige Qualitätsminderung: | schnelle Laufzeitvergrößerung $1,2 - 2$ -fach |
| 3. Starke Qualitätsminderung: | schnelle Laufzeitvergrößerung ≥ 2 -fach |

Eine solche Klassifikation hat sich vor allem bei der Prüfung einer großen Zahl von Pfählen als sinnvoll erwiesen.

Bei der Einteilung in die Bewertungsklassen muss berücksichtigt werden, wie groß die Abweichungen der Wellengeschwindigkeit und über welchen Bereich im Querschnitt und in Längsrichtung des Pfahls sie festzustellen sind.

Zur Unterstützung der Bewertung können integrale Qualitätsindikatoren bestimmt werden.

Zur Veranschaulichung des Problems sind im Bild 8 verschiedene Möglichkeiten gezeigt, warum eine Wellengeschwindigkeit in einer bestimmten Messstrecke von einem Normalwert abweichen kann.

Theoretisch können Informationen über die Form und die Eigenschaften einer Fehlstelle aus dem Vergleich der empfangenen Signale und deren Energiegehalt gewonnen werden. Der Wellendurchgang durch eine Messstrecke mit gleichmäßig minderwertigem Beton sollte vom Wellendurchgang durch minderwertigen Beton auf einer Teilstrecke oder beim Umlaufen eines Kiesnestes unterschieden werden können. Die Komplexität der Phänomene der Ausbreitung mechanischer Wellen in einem festen

Körper und insbesondere in einem vergleichsweise inhomogenen Material wie Beton erschwert jedoch die eindeutige Interpretation des empfangenen Signals.

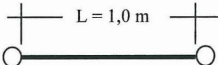
	Ankunftszeit	Wellengeschwindigkeit
	$\Delta T = 1.000/4.000$ 0,250 ms	4.000 m/s
	Beton mit geringer Ausbreitungsgeschwindigkeit $\Delta T = 1.000/3.500$ = 0,2857 ms	3.500 m/s
	Lufthohlraum um Messröhre – Größe 1 cm $\Delta T = 990/4.000 + 10/340$ = 0,2769 ms	3.611 m/s
	400 mm schwacher und 600 mm gesunder Beton $\Delta T = 400/3.000 + 600/4.000$ = 0,2833 ms	3.529 m/s
	800 mm mittelschwacher and 200 mm gesunder Beton $\Delta T = 800/3.500 + 200/4.000$ = 0,2786 ms	3.590 m/s
	Ausbreitung der Welle um die Fehlstelle $\Delta T = 1.100/4.000$ = 0,275 ms	3.636 m/s

Bild 8: Ultraschallwellenausbreitung, Ausbreitungs-/Ankunftszeit und Wellengeschwindigkeit

Bisher wurde noch kein Modell zur genauen Charakterisierung der festgestellten Fehlstellen durch die Form des Ultraschallsignals entwickelt. Nur der Energiegehalt des aufgezeichneten Signals kann als Indikator herangezogen werden. Eine geringe übertragene Energie ist in der Regel mit einer geringen Wellengeschwindigkeit verbunden.

Eine Fehlstelle im Pfahlbeton kann dann sicher erkannt werden, wenn sowohl die Energie als auch die Wellengeschwindigkeit im betroffenen Querschnitt abnehmen und die Informationen aus allen Messstrecken bei der Bewertung berücksichtigt werden.

Als Zusammenfassung kann gesagt werden, dass durch Ultraschallprüfung Abweichungen in der Qualität des Betons zwischen zwei Messröhren in einer bestimmten Tiefe / Querschnitt festgestellt werden können aber ohne eine genaue Charakterisierung der Fehlstelle hinsichtlich Ausdehnung oder Grad der Qualitätsminderung. Für die Messwertauswertung der Ultraschallprüfung werden folgende Schritte vorgeschlagen.

1. Bestimmung der lokalen Laufzeiten (Wellengeschwindigkeiten) und Bestimmung der durchschnittlichen Wellengeschwindigkeit über die Tiefe ohne Berücksichtigung von Bereichen mit Abweichungen > 20%.
2. Wenn in einem Querschnitt eine Abweichung in der Wellengeschwindigkeit von mehr als 20% auftritt: Prüfen der Energie und der Signalformen. Wenn eine Anomalie bestätigt ist, werden alle Durchschnittswerte und maximalen Laufzeiten in diesem Querschnitt bestimmt.
3. Berechnung der gewichteten Wellengeschwindigkeit mit Hilfe der folgenden Formel:

$$\eta = \frac{\sum \chi_{ij} * a_{ij}}{\sum a_{ij}}$$

wobei

a_{ij} : Abstand zwischen Messröhren i und j

c_{ij} : mittlere Wellengeschwindigkeit für den Weg i-j

c_{ij} : Wellengeschwindigkeit für Weg i-j
in Querschnitt mit Anomalie $c_{ij} < 0,8 c_{aj}$

$\chi_{ij} := c_{ij} / c_{aj}$: Verhältnis von vorhandener Wellengeschwindigkeit in Fehlstelle zu mittlerer Wellengeschwindigkeit für Weg i-j.

4. Berechnung einer Resttragfähigkeit unter Berücksichtigung der tatsächlichen Betonfestigkeit aus Rückstellproben oder Druckprüfungen an Kernen.
5. Berechnung der reduzierten Beanspruchbarkeit in der Tiefe der Anomalie und Bestimmung der inneren Resttragfähigkeit. Kann die Sicherheit nicht nachgewiesen werden, sind Ertüchtigungsmaßnahmen vorzusehen.

Die in 3. vorgeschlagene Bestimmung eines Qualitätsindikators ist keine Ableitung im strengen wissenschaftlichen Sinn sondern ist als ingenieurmäßig pragmatisches Vorgehen anzusehen.

Bei der Anwendung sollte die Komplexität des tatsächlichen Geschehens und der Messtechnik nicht aus den Augen verloren werden.

Bei dieser Bewertung ist weiterhin zu bedenken, dass jeweils lediglich der Messquerschnitt bewertet wurde. Besonders bei kleiner Schrittweite kann die Ausdehnung über die Pfahlachse auch ein wesentlicher Aspekt der Pfahlbewertung sein.

Wird der Qualitätsindikator verwendet, um eine Abminderung der Druckfestigkeit zu bestimmen, sollte sich auf die tatsächliche Druckfestigkeit, bestimmt an Rückstellproben oder Kernen, bezogen werden. Bei konsequenter Anwendung eines Sicherheitskonzeptes mit partiellen Faktoren für die Beanspruchbarkeit, kann das Ergebnis einer solchen Ultraschallprüfung in einen Nachweis einfließen.

Eine Abschätzung der Ausdehnung und Auswirkung einer Fehlstelle kann dadurch erfolgen, dass angenommen wird, dass für den defekten Bereich eine untere Wellengeschwindigkeit z.B. Luft angesetzt wird. Dann kann aus der Größe der Abweichung in der Wellengeschwindigkeit die Größe des defekten Bereichs wie folgt direkt bestimmt werden:

- für Messtrecke a-b mit der Länge L_{ab} und Laufzeit T_{ab}
- Bestimmung der Ausdehnung des intakten Betons L_1 mit der durch die Ultraschallmessung bestimmten Wellengeschwindigkeit c_1 für intakten Beton,
- Bestimmung der Ausdehnung des defekten Bereichs L_2 mit c_2

$$\text{Geometrie : } L_1 + L_2 = L_{ab}$$

$$\text{Laufzeit : } L_1 / c_1 + L_2 / c_2 = T_{ab}$$

Die Auflösung dieses linearen Gleichungssystems ergibt die Ausdehnung L_1 des intakten Bereichs sowie die Ausdehnung des defekten Bereichs L_2 . Je nachdem welche Wellengeschwindigkeit für den defekten Bereich gewählt wird, verändert sich auch die Größe des defekten Bereichs.

Durch eine weitergehende Auswertung können aus den Messwerten auch Schnittbilder (als Längs- und Querschnitte) oder räumliche Darstellungen erzeugt und so die Größe der Fehlstellen veranschaulicht werden. Bild 9 zeigt eine solche Tomographiedarstellung eines Pfahles.

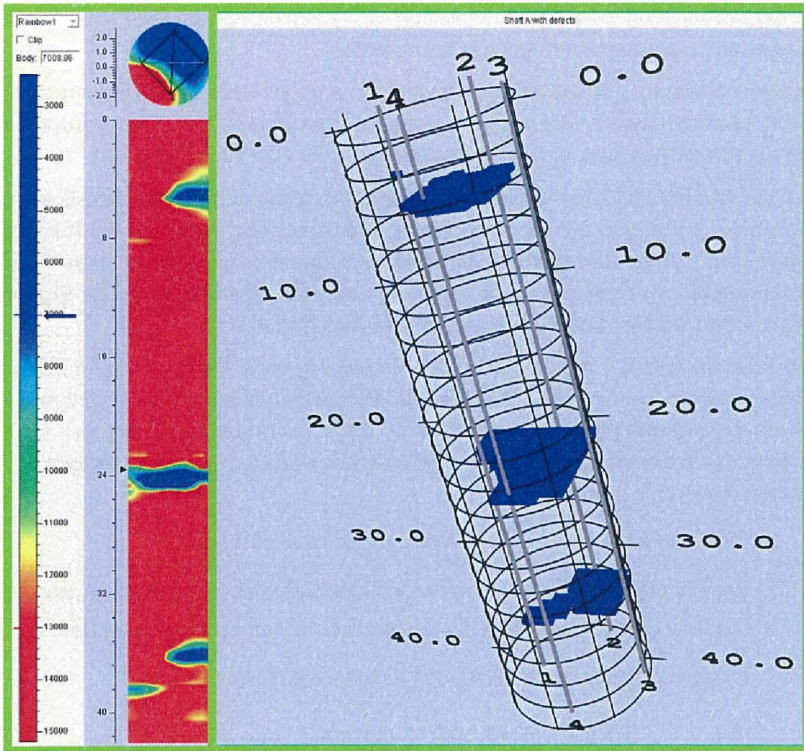


Bild 9: Tomographiedarstellung eines Pfahles

Für die Ermittlung solcher Schnittbilder wird ein Verfahren angewendet, wie es aus der medizinischen „Computer“-Tomographie bekannt ist. Der Querschnitt wird in eine Anzahl Felder mit jeweils zu bestimmenden Wellengeschwindigkeiten aufgeteilt. In Bild 10 ist als Beispiel der in Felder eingeteilte Querschnitt eines Pfahles mit 5 Messröhren dargestellt.

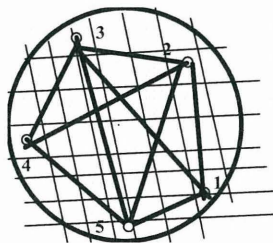


Bild 10: Modell für die Berechnung der möglichen Ausdehnung des defekten Bereichs aus „Computer“-Tomographie

Im Beispiel sind 69 Felder gewählt. Zur Bestimmung der 69 unbekannten Wellengeschwindigkeiten gibt es für die 10 Messstrecken 10 Gleichungen. Es kann sich also nur dann eine eindeutige Lösung ergeben, wenn zusätzliche Annahmen getroffen werden.

Eine Grundlösung kann durch die zweite Gaußsche Transformation erzielt werden. Mit den bekannten Wellengeschwindigkeiten ist dann wieder ein Qualitätsindikator zu bestimmen, um den Pfahl vom ingenieurmäßigen Standpunkt zu bewerten.

4 VERGLEICH DER VERFAHREN

4.1 Allgemeines

- Für die Hammerschlagprüfung muss die Pfahlkopfoberfläche frei zugänglich und eben (evtl. anschleifen) sein. Der Pfahlbeton muss mindestens 7 Tage alt sein. Bei der Ultraschallprüfung müssen Messrohre für die Sensoren mit der Bewehrung einbetoniert werden.
- Für die Ultraschallprüfung müssen die zu testenden Pfähle durch den Einbau der Messrohre schon vor dem Betonieren festgelegt werden, für die Hammerschlagprüfung können beliebige Pfähle nach Fertigstellung ausgewählt werden.
- Bei der Hammerschlagprüfung werden Aussagen über die Pfahleigenschaften in der Tiefe aus Messungen am Pfahlkopf gemacht. Zur Interpretation der Messungen wird eine mechanische Modellbildung der Wellenausbreitung benötigt. Deswegen gilt das Verfahren als indirekt und der Auftraggeber, der in der Regel keine umfassende Kenntnis der Wellenmechanik besitzt, muss dem Tester vertrauen. Bei der Ultraschallprüfung werden Sonden in den Messrohren herabgeführt. Da die Messrohre über die ganze Pfahllänge verlaufen, kann ein Beobachter direkt nachvollziehen, dass Messergebnisse einer bestimmten Tiefe zugeordnet werden. Dabei wird jedoch gern übersehen, dass die Bewertung der Messergebnisse im Hinblick auf die Pfahleigenschaften einer sorgfältigen Signalauswertung und ingenieurmäßigen Interpretation bedarf.
- Bei der Hammerschlagprüfung wird in den Pfahl eine Stoßwelle eingeleitet. Bei der Ultraschallprüfung durchläuft den Pfahl eine Ultraschallwelle.
- Die Messgröße der Hammerschlagprüfung ist die Schwingbeschleunigung des Pfahlkopfes. Bei der Ultraschallprüfung werden die Laufzeit und der Intensitätsverlauf des ankommenden Signals gemessen.
- Durch Integration der Messgröße erhält man im Fall der Hammerschlagprüfung die Auswertgröße, die Pfahlkopfgeschwindigkeit. Bei der Ultraschallprüfung

fung wird aus der Laufzeit der Welle die Wellengeschwindigkeit berechnet. Dies ist eine Auswertegröße. Des Weiteren wird durch Integration über die Zeit des Intensitätsverlaufes der Energiegehalt der ankommenden Welle berechnet. Dies ist die zweite Auswertegröße der Ultraschallprüfung.

- Bei beiden Prüfverfahren kann die sich ergebende Wellengeschwindigkeit als Qualitätsmerkmal angesehen werden. Ein Vergleich der bei Hammerschlag- und Ultraschallprüfung ermittelten Wellengeschwindigkeiten erwies sich als nicht einfach. Es wurde weitgehend festgestellt, dass die Ultraschallprüfung höhere Wellengeschwindigkeiten aufzeigte als die Hammerschlagprüfung. Bei der Hammerschlagprüfung ergibt sich in Abhängigkeit der Pfahllänge eine über die Tiefe gemittelte Wellengeschwindigkeit. Zwischen eingeleiteter Druckwelle und reflektierter Zugwelle wird nicht unterschieden. Bei der Ultraschallprüfung ist die Wellenausbreitung durch unterschiedliche Medien (Wasser im Messrohr, Messrohrmaterial, Beton) beeinflusst. Beim Vergleich der Wellengeschwindigkeit von Ultraschall- und Hammerschlagprüfung muss bei der Auswertung der Ultraschallprüfung zum Abgreifen der Ankunftszeit der erste Wellenausschlag der ankommenden Welle zugrunde gelegt werden. Ein vor-eingestellter und über die Tiefe gleich bleibender Schwellwert zur Ermittlung der Ankunftszeit, wie es bei der Auswertung von Ultraschallprüfungen üblich ist, kann für den Vergleichsfall nicht verwendet werden. Bei der Ultraschallprüfung kann der Messrohrabstand nur am Pfahlkopf erfasst werden. Durch abdriftende Messrohre von der Vertikalen wird eine über die gesamte Tiefe des Pfahls gemittelte Wellengeschwindigkeit verfälscht. Beim Ablesen der Wellengeschwindigkeit im oberen Pfahlbereich und entsprechende Mittlung über die Messstrecken ergibt sich eine Wellengeschwindigkeit, die nahezu mit der Wellengeschwindigkeit der Hammerschlagprüfung übereinstimmt. Bei kürzeren Pfählen spielt der Einfluss von abdriftenden Messrohren keine so große Rolle. Hier wurden mit der über die Länge gemittelten Wellengeschwindigkeit bereits gute Übereinstimmungen gefunden.
- Die Ultraschallprüfung zeigt eine Auflösung bezogen auf die Pfahllängsachse, die bis in die Größe der Sensorlänge (5 cm) reichen kann. Bei der Hammerschlagprüfung ist die Fehlstellenauflösung maßgeblich von der Grenzwellenlänge der erzeugten Stoßwelle abhängig (Plassmann, 2002).
- Die Ultraschallprüfung erfasst den Beton im Innern des Bewehrungskorbes, während die Hammerschlagprüfung sich auf den Gesamtquerschnitt bezieht. Fehlstellen im Bereich der Betondeckung können daher bei der Ultraschallprüfung im Allgemeinen nicht erkannt werden.
- Für die Durchführung einer Hammerschlagprüfung wird für einen Pfahl in der Regel von 5 bis 10 Minuten ausgegangen. Der Zeitaufwand für eine Ultraschallprüfung ist abhängig von der Anzahl der eingebauten Messröhren und

der Pfahllänge. Bei vier Messrohren kann mit der Ultraschallprüfung etwas mehr als 1 Pfahl pro Stunde geprüft werden, mit der Hammerschlagprüfung können in dieser Zeit bis zu 10 Pfähle geprüft werden. Dies ist jedoch abhängig von der Art der Pfahlkopfvorbereitung und der Signalqualität.

Parameter	Hammerschlagprüfung	Ultraschallprüfung
Pfahlvorbereitung	evtl. anschleifen der Oberfläche	Führungsrohre mit Bewehrung einbetonieren
Stichprobe	Pfahl frei wählbar	vor Betonieren festgelegt
Durchführung	am Pfahlkopf	über gesamte Pfahllänge
Erzeugte Wellenart	Stosswelle	Ultraschallwelle
Messgröße	Pfahlkopfbeschleunigung	• Laufzeit • Intensitätsverlauf des eingehenden Signals
Auswertegröße	Pfahlkopfgeschwindigkeit	• Laufzeit (→Wellengeschwindigkeit) • Energie
Auflösung bezogen auf Pfahlachse	je nach Hammer, >50 cm	Sensorenlänge (ca. 5 cm)
Prüfquerschnitt	Gesamtquerschnitt	Beton im Innern des Bewehrungskorbes
Durchführung (je Pfahl)	5 – 10 Minuten (im Normalfall)	ca. 1 h, bei 4 Messrohren
Auswertung (je Pfahl)	mindestens 10 Minuten	ca. 1 h, bei 4 Messrohren

Tabelle 1: Vergleich von Hammerschlag- und Ultraschallprüfung

- Die Auswertung der Messergebnisse einer Hammerschlagprüfung erfordert wenige Minuten. Die Auswertung einer Ultraschallprüfung ist auf Grund der verschiedenen Messrichtungen (Ring- und Kreuzmessungen) umfangreicher. Für einen 25 Meter langen Pfahl mit 4 Messrohren kann die Auswertung bis zu 1 Stunde dauern. Werden Fehlstellen gefunden, ist bei beiden Verfahren ein sehr viel größerer Zeitaufwand erforderlich.

In Tabelle 1 sind die wesentlichen Unterschiede der beiden Verfahren der Integritätsprüfung gegenübergestellt.

4.2 Fallbeispiele

An zwei Beispielen werden die Unterschiede der beiden verschiedenen Pfahlintegritätsprüfungsverfahren weiter erläutert.

Beispiel 1:

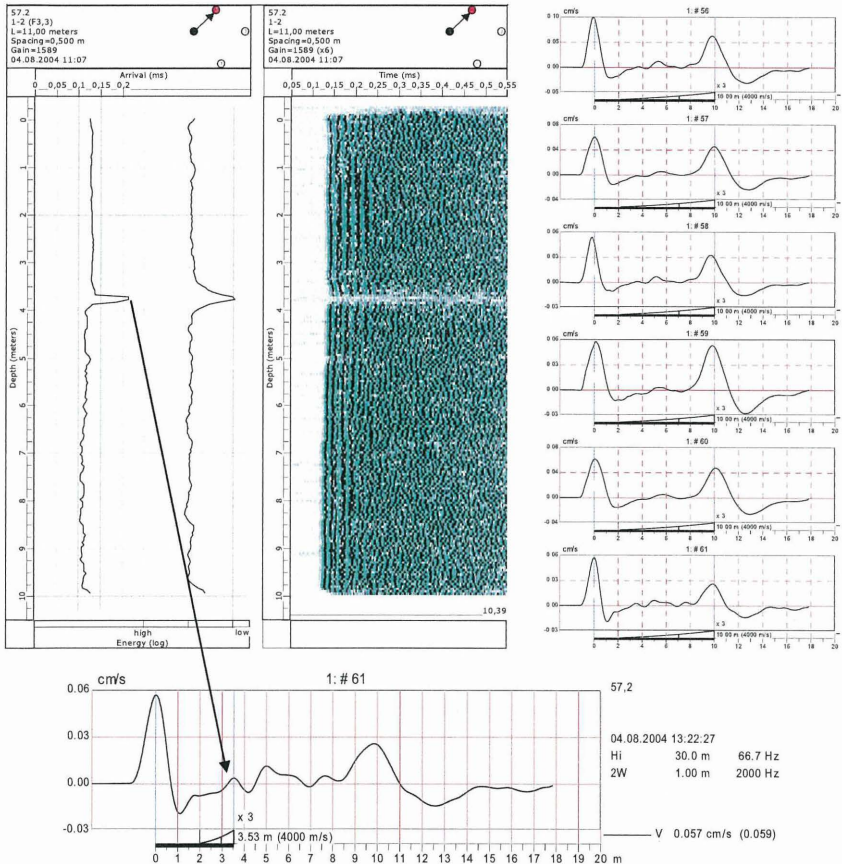


Bild 11: Ultraschallsignal mit Anomalie und zugehöriges Signal der Hammerschlagprüfung

Bei der Ultraschallprüfung zeigte sich in einer Tiefenlage von ca. 3,7 m eine deutliche Anomalie. Zusätzlich wurde an dem Pfahl auch eine Hammerschlagprüfung durchgeführt. Während bei der Ultraschallprüfung (Bild 11 links) eine Fehlstelle in der Mess-

strecke deutlich zu erkennen ist, zeichnet sich eine Impedanzminderung in der Hammerschlagprüfung (Bild 11 rechts) nur schwach ab. Wird im Auswerteprogramm der Hammerschlagprüfung der Pfahl lediglich bis zur Tiefenlage der Fehlstelle betrachtet, wird die Impedanzminderung deutlicher (Bild 11 unten).

Aufgrund des großen Durchmessers des Pfahles von 1,20 m und der mehr im Inneren des Pfahles angeordneten Messröhren (siehe Bild 12) wird bei der Ultraschall-Prüfung hauptsächlich der innere Pfahlbereich geprüft. So können Fehlstellen im Inneren des Pfahls durch die Ultraschallprüfung erkannt werden.

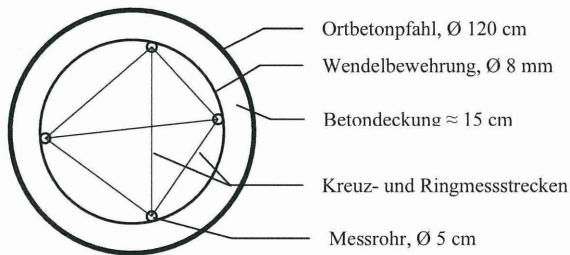


Bild 12: Anordnung der Messrohre in Beispiel 1

Bei der Hammerschlagprüfung fällt die durch die Ultraschallprüfung ermittelte Fehlstelle nicht so stark ins Gewicht, da das Signal sich über den gesamten Querschnitt ausbreiten kann.

Dieses Beispiel zeigt den Einfluss der Auflösung der Messsignale bezogen auf die Pfahlachse.

Beispiel 2

Eine Ultraschallprüfung ergab in allen drei Messrichtungen eine Veränderung der Betoneigenschaften zum Pfahlfuß hin (Bild 13). Die Messungen ergaben eine durchschnittliche Wellengeschwindigkeit von 3.600 m/s.

Eine Hammerschlagprüfung, der eine erhöhte Wellengeschwindigkeit von 4.200 m/s zugrunde gelegt wurde, zeigt durch die sehr breite Pfahlfußreflexion (geringe Anstiegszeit) ebenfalls eine gewisse Veränderung der Betoneigenschaften am Pfahlfuß, allerdings wäre bei Verwendung einer Wellengeschwindigkeit von 3.600 m/s eine Impedanzminderung oberhalb des Pfahlfußes deutlich geworden.

Bei der Auswertung und Interpretation der Hammerschlagprüfung ist auch zu berücksichtigen, dass der Pfahl mit ca. 23 m Länge und einem geringen Querschnitt von 60 cm ein ungünstiges Verhältnis $L/D = 38$ aufweist.

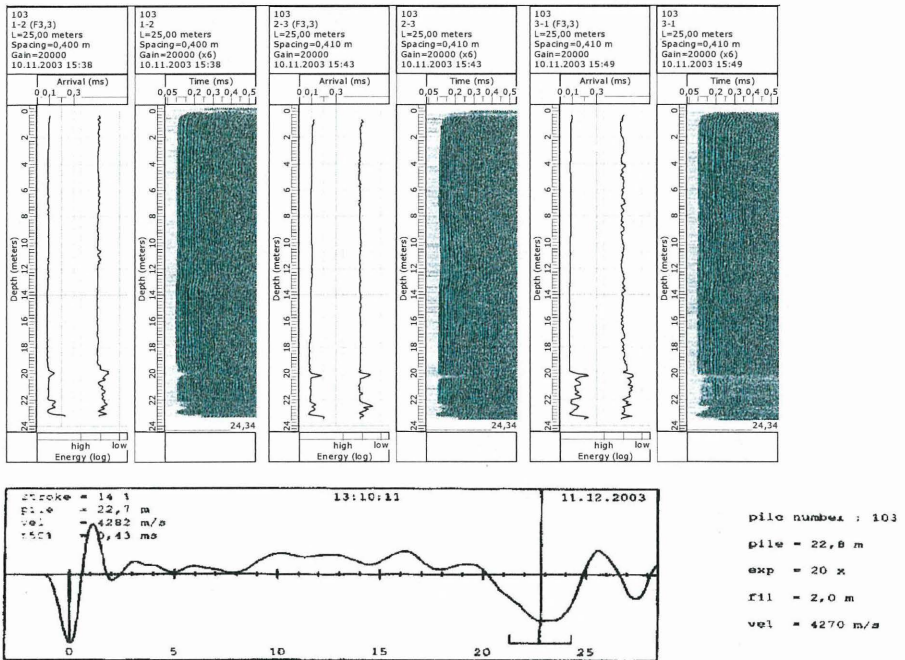


Bild 13: Ultraschallsignal mit Schaden im Pfahlfussbereich und zugehöriges Signal der Hammerschlagprüfung

5 ANWENDUNGSEMPFEHLUNGEN

Die Entscheidung, welches Prüfverfahren eingesetzt wird, ist von verschiedenen Faktoren abhängig.

Bei langen Pfählen mit geringem Durchmesser (etwa $L/D > 20$) und / oder hoher Mantelreibung, kann die Energie der Stoßwelle bei der Hammerschlagprüfung zu gering und das Signal der reflektierten Welle sehr schwach sein. Aussagen über die Integrität im unteren Pfahlbereich sind in solchen Fällen nur möglich, wenn die Fußreflexion eindeutig identifiziert werden kann. Da nicht von vornherein gesagt werden kann, ob die Hammerschlagprüfung zu einer eindeutigen Beurteilung führt, sollte in solchen Fällen die Ultraschallprüfung gewählt werden. Extreme Schichtwechsel, sehr steife Böden oder Böden mit Verwitterungsbereichen können die Ergebnisse der Hammerschlagprüfung beeinflussen, so dass in einigen Fällen keine exakten Aussagen zur Pfahlbeschaffenheit möglich sind, ohne weitergehende Informationen zu berücksichtigen (Bodenprofil, Kernbohrung etc.).

Bei sehr kleinen Pfahldurchmessern ist der Einbau von Messröhren für die Sensoren und dadurch die Ultraschallprüfung nicht sinnvoll, da der zu prüfende Bereich im

Vergleich zum Gesamtquerschnitt relativ klein ist. Bei sehr großen Pfahldurchmessern (> 2 m) wird der Abstand der Kreuzmessungen (Diagonalen) sehr groß, dass Ultraschallsignal wird dadurch stark abgeschwächt, dass der Empfänger das Signal nicht mehr aufzeichnen kann.

6 AUSBLICK

Die Ausführungen in diesem Beitrag zeigen, dass die beiden Verfahren der Integritätsprüfung von Ortbetonpfählen einander nicht ersetzen können. Entsprechend der Prüfvoraussetzungen und weiteren örtlichen Gegebenheiten kann sowohl das eine oder das andere Verfahren geeignet sein, Pfahlgründungen zu prüfen. In vielen Fällen (sehr lange Pfähle, große Dämpfung, Verdacht auf Risse) ist eine Kombination beider Prüfverfahren sinnvoll.

Da die Durchführung, Auswertung und Interpretation Ultraschallprüfungen in Deutschland derzeit in keiner Norm geregelt ist, sollten für eine einheitliche Bewertung Richtlinien oder Empfehlungen erarbeitet werden.

Literatur

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT),
Arbeitskreis 2.1, Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen, Eigenverlag: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 1998

Kirsch, F.; Klingmüller, O.
Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahlintegritätsprüfung in Deutschland – Ein Bericht aus dem Unterausschuss 'Dynamische Pfahlprüfung' des Arbeitskreises Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Bautechnik 80, Heft 9, 2003

Pläßmann, B.
Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfungen, Dissertation am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2002

Stahlmann, J.; Kirsch, F.; Schallert, M.; Klingmüller, O.; Elmer, K.-H.,
Pfahltests - modern dynamisch und/oder konservativ statisch, 4. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Technische Akademie Esslingen, 20.-21.01.2004

ASTM International, D6760-02 'Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing'

norme française, NF P 94-160, partie 1-4, 'Auscultation d'un élément de fondation', afnor 1993

Autoren

Dr.-Ing. O. Klingmüller, Dipl.-Ing. B. Gottlöber Dipl.-Ing. C. Mayer GSP Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode mbH, Käfertaler Str. 164, 68167 Mannheim Tel.: +49 (0)621 33 13 61 Fax: +49 (0)621 33 42 52 e-mail: ok@gsp-mannheim.de web: www.gsp-mannheim.de	Dipl.-Ing. M. Schallert IGB-TUBS Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig Tel.: +49 (0)531 391-2325 Fax: +49 (0)531 391-4574 e-mail: m.schallert@tu-bs.de web: www.IGB-TUBS.de
--	--

GSP

Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode mbH



- **Dynamische Tragfähigkeitsprüfung**
Großbohrpfähle
Bohrpfähle
Ortbetonrammpfähle
Rammpfähle -
Kleinbohrpfähle
- **Integritätsprüfungen**
Hammerschlag und Ultraschall
- **Rammpfähle - Berechnungen**
Optimierung Pfahl und Hammer
Monopiles für Windenergieanlagen
- **Beratung bei Sonderproblemen**
Maschinenfundamente
Schwingungs-Übertragung
Schwingungs- Minderung

Erschütterungsüberwachungen von Baustellen
- Einwirkung auf Menschen und Gebäude - DIN 4150 Teil 2 und 3-
Erschütterungsüberwachungen von empfindlichen Anlagen
Prognose und Beurteilung von Baulärm

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

Käfertaler Straße 164 · 68167 Mannheim · Tel: 0621 / 33 13 61 · Fax: 0621 / 33 42 52
e-mail: info@gsp-mannheim.de - internet : www.gsp-mannheim.de

SYCTOM - ISSEANE

Herstellung einer 31 m tiefen Baugrube in Paris mit Primärstützenpfählen

Nico von der Hude

Roland Wend

Wolfgang Wegner

Zusammenfassung

In Paris wird eine neue Müllverbrennungsanlage mit einer Kapazität für rund eine Millionen Einwohner errichtet. In nur acht Monaten entsteht die hierzu erforderliche Baugrube auf einem Gelände mit 4 Hektar. Bei einer Aushubtiefe bis zu 32 m reichen Schlitzwände bis in Tiefen von 50 m verlängert mit Injektionsschleiern bis auf 71 m. Ein großer Teil der Baugrube wird in Deckelbauweise mit über 120 Primärstützen hergestellt, die auf suspensionsgestützt abgeteufte Großbohrpfähle gegründet werden. Die Anforderungen an die Logistik und die Baustellenorganisation in Kombination mit französischen Auftraggebern und ARGE-Partnern stellen eine besondere Herausforderung für die Abwicklung dar.

1. Einleitung

Als Gelände für die Müllverbrennungsanlage dient eine ehemalige Produktionsstätte eines Autoherstellers mit 38.000 m² Fläche am Seineufer der Gemeinde Issy-Les-Moulineaux im Südwesten der Stadt. Das Bauvorhaben Isseane (s. auch www.syctom-isseane.com) versteht sich als eine hochmoderne Sortier- und Verbrennungsanlage für Hausmüll, die den Anforderungen des Umweltschutzes bei geringst möglicher Beeinträchtigung der Nachbarschaft gerecht wird.

Die Bauauflagen forderten u. a. eine Bauhöhe von unter 20 m, welches zur Folge hatte, dass die technischen Ausrüstungen wie z. B. zwei Verbrennungsöfen größtenteils unterirdisch angeordnet werden. Aus diesem Grund wird die Baugrube im zentralen Bereich auf – 32 m unter Geländeoberfläche ausgehoben. Der Erddruck und vor allem der hohe Grundwasserstand fordern Schlitzwände mit Lamellenaussteifung. Die Schlitzwände mit bis zu 1,5 m Dicke und 50 m Tiefe werden um 21 m mit Dichtungsschleiern auf –71 m

unter Geländeoberfläche verlängert, um so die Auftriebssicherheit mit permanenter Wasserhaltung im Betrieb der Anlage zu gewährleisten.



Bild 1: Luftaufnahme des Baufeldes mit Fotomontage

Der knappe Terminplan und die große Baugrubentiefe erfordern einen Aushub in Deckelbauweise. Über 120 Pfähle mit bis zu 1,8 m im Durchmesser und 45 m Tiefe mit Primärstützen tragen die Deckenlasten schon während der Aushubphase in den Boden ab.

Den Auftrag für die Herstellung der Baugrube, den Rohbau, die Erdarbeiten und den Tunnelbau erhielt ein Konsortium aus sieben Firmen. Die Bilfinger Berger Niederlassung Spezialtiefbau ist der Federführer innerhalb der Spezialtiefbau-ARGE mit Soletanche Bachy, Spie-Fondations und Sefi-Intrafor. RAZEL, die französische Beteiligungsgesellschaft der Bilfinger Berger AG, ist Federführer der Ingenieurbau-ARGE. Der Bauauftrag hat ein Volumen von rund 210 Mio. €.

Bauherr ist der Abfallwirtschaftsbetrieb SYCTOM (Syndicat mixte Central de Traitement des Ordures Ménagères de l'Agglomération Parisienne), der größte in Europa, bestehend aus 89 Gemeinden des Stadtkerns und des Großraums Paris. Nach Fertigstellung der Anlage ISSEANE im Jahr 2007 werden dort die Abfälle von 22 Gemeinden der Region Ile

de France und drei Pariser Stadtbezirken verwertet. Die Kapazität beträgt über 500.000 Tonnen pro Jahr, wovon 80 Prozent verbrannt und die restlichen 20 Prozent Recyclingprozessen zugeführt werden. Die neue Anlage ersetzt eine bestehende, 40 Jahre alte Anlage, die den Anforderungen des Umweltschutzes nicht mehr gerecht wird.

2. Das Bauvorhaben

Das rechteckige Baufeld von ca. 370 m auf 120 m ist im Westen durch die Seine und eine Uferstraße begrenzt, im Osten durch die Stützmauer eines Bahndamms und im Norden und Süden durch gewerblich genutzte Gebäude (s. Bild 1). Im September 2003 wurde mit der Herstellung von rund 80.000 m² Schlitzwand begonnen, die Ende April 2004 fertiggestellt wurden. Die Herstellung der Pfähle mit Primärstützen lief von Dezember 2003 bis Mai 2004. Im August 2004 wurden zusätzliche Injektionen einer Verwerfungszone abgeschlossen. Ein weiterer Zusatzauftrag umfasste eine HDI-Sohle, die zwischen Juli und September 2004 ausgeführt wurde. Derzeit laufen nur noch die Gewerke der Wasserhaltung und des Abfräsens der freigelegten Schlitzwandflächen.



Bild 2: Gesamtansicht der Baustelle Januar 2004

Inzwischen hat der Ingenieurbau seine Arbeiten mit Hochdruck aufgenommen. Die ersten Decken sind betoniert und der Aushub zur Hälfte per Schiff über die Seine abgefahren.

3. Die Geologie

Das Baufeld liegt im Pariser Becken an einer Stelle, an der die Kreide relativ weit an die Geländeoberfläche reicht. Beim Aushub stößt man zunächst auf antropogen belastete Böden und Auffüllungen in wechselnder Stärke. In der Vergangenheit wurde das Gelände zur Jahrhundertwende von Wäschereien belegt – zuletzt durch eine Autolackiererei.

Bis ca. 16 m Tiefe trifft man auf schluffige Sedimente mit Sand- und Kieseinlagerungen. Die danach angetroffene Kreide ändert Ihre Beschaffenheit von oben nach unten wie folgt:

- bis - 25 m: „Crai pateuse“ - weiche Kreide (ähnlich Zahnpasta)
- bis - 45 m: „Crai fissuré“ - geklüftete Kreide
- ab - 45 m: „Crai franche“ feste Kreide mit Schichtungen und Verwerfung (45° – 70 °)

Die Kreide „Crai de Medon“ nimmt in der Festigkeit von oben nach unten sehr stark zu. Ebenso ist es mit der Durchlässigkeit, die von oben nach unten abnimmt, zwischen 10^{-4} und 10^{-7} m/s. Der Grundwasserstand mit zeitweise 4 m unter Geländeoberfläche, wird durch die Nähe der Seine bestimmt und kann im Fall von Hochwasser bis über die Geländeoberfläche reichen.

4. Die Baugrube

Die Hauptmassen des Spezialtiefbaus sind:

• Schlitzwände (60 – 150 cm, bis 50 m)	:	80.000	m ²
• Pfähle mit Primärstützen (Ø 1,2 – 1,8 m, bis 45 m)	:	5.000	m
• Pfähle (Ø 750-1 800 mm)	:	4.500	m
• Dichtungsschleier (bis 71 m)	:	12.000	m ³
• Dichtungssohlen	:	3.400	m ³
• Temporäre Anker	:	10.000	m
• Wasserhaltung mit Pumpversuchen, Anzahl der Brunnen	:	65	Stk
• Zusatzinjektionen im Bereich einer Verwerfungszone; Bohrung	:	60.000	m
• HDI-Injektionssohlen in den Außenbereichen	:	3.000	m ²

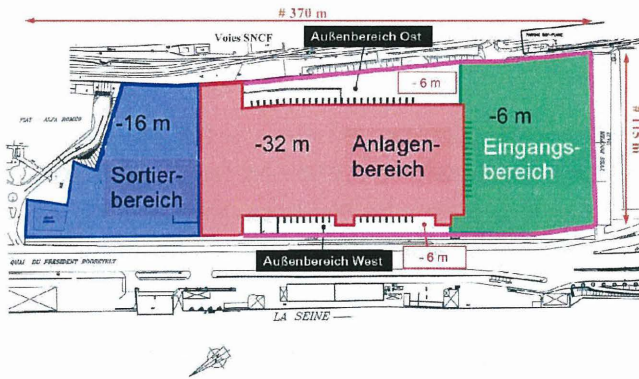


Bild 3: Lageplan mit Funktionsbereichen und Aushubtiefen

(links Sortierbereich, Mitte Anlagenbereich, rechts Eingangsbereich)

Das Baufeld gliedert sich in drei Bereiche mit verschiedenen Aushubtiefen:

- Eingangsbereich „Entrée“ : - 6,40 m
- Sortierbereich „Tri“ : - 16,20 m
- Anlagenbereich „Usine“ : - 32,40 m (in den Außenbereichen: - 6,40 m)



Der Anlagenbereich mit 32,40 m Aushubtiefe hat eine Fläche von rund 1,5 ha und ist mit - 50 m tiefen Schlitzwänden umfasst, die wiederum mit T-Lamellen zur Erdseite versteift sind. Die T-Lamellen verleihen der Verbauwand die notwendige Steifigkeit, da die Zwischendecken bis zu 15 m auseinander liegen. Die T-Lamellen reichen bis in eine Tiefe von - 40 m. Die Bewehrungskörbe der T-Lamellen wurden in einem Element eingebaut.

Bild 4: Aufheben eines Bewehrungskorbes mit 35 t in einem T-Element

Im Sortier- und Anlagenbereich sind auf Grund der Deckelbauweise Gründungspfähle mit Primärstützen gefordert. Insgesamt wurden 123 Primärstützen eingebaut die bis zu 2.000 t Lasten aufnehmen.

Der Eingangsbereich ist auf 210 Pfähle gegründet. 193 Pfähle im Durchmesser 750 bis 1020 mm wurden im SOB-Verfahren hergestellt und 17 Pfähle mit dem Durchmesser 1380 und 1670 mm bentonitgestützt mit Kugelgreifern. Die Pfahllänge variiert zwischen 12 und 28 m. Die Pfähle nehmen die Bauwerkslasten auf und gewähren bei Hochwasser in der Seine die Auftriebssicherheit.

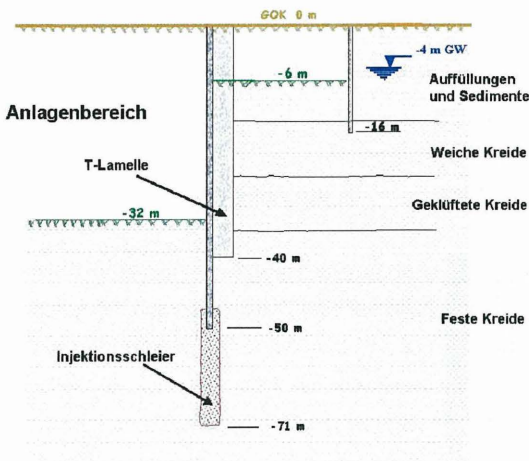


Bild 5: Systemschnitt durch die Verbauwand des Anlagenbereiches mit Außenbereich

In der Längsachse der Schlitzwand sind Leerrohre mit einem Abstand von 1,3 m eingebaut, durch die eine Schleierinjektion von – 50 bis auf –71 m in der festen Kreide durchgeführt wurde. Die Arbeitsabläufe der Schleierinjektionen sind wie folgt:

- Durchbohren des Betons der untersten 10 m der unbewehrten Schlitzwand.
- Injektion der Kontaktfugen Schlitzwandfuß / Boden.
- Abbohren bis auf – 71 m.
- Verpressen der festen Kreide in 5 m Schritten von unten nach oben mit einem Packer nach einem Mengen / Druck Kriterium.
- Injektionsraster mit Primär-, Sekundär- und Tertiär-Bohrungen.
- Überprüfung des Injektionserfolges mit Wasserdurchlässigkeitsversuchen.

Die Injektionsschleier vermindern im Betrieb der Anlage den Zufluss zur Bauwerkssohle und damit die Pumprate im Betrieb der permanenten Wasserhaltung.

5. Besondere Aspekte der Bauausführung

5.1 Herstellung der Pfähle mit Primärstützen

Die 123 Pfähle mit Primärstützen wurden bentonitgestützt mit Seilgreifern ausgehoben. Bei Tiefen bis zu 45 m galt es insbesondere den Anforderungen an die Vertikalität und die Einbindung der Stützen in den Beton bei –31 m zu gewährleisten. Die Stützen, die Lasten von teilweise über 2000 Tonnen aufnehmen, bestehen aus HD und PRS-Profilen mit bis zu 1 t / m Eigengewicht. Das Aufheben und Einstellen dieser Stützen bis zu 35 m Länge erforderte eine besondere Prozedur. Der Pfahldurchmesser beträgt 1380, 1670 und 1860 mm. Folgender Arbeitsablauf ermöglichte die Einhaltung der Qualitätsanforderungen und geforderte Leistung von zwei Pfählen je Tag in Doppelschicht mit zwei Aushubeinheiten und einer Einbaukolonne:



- Einmessen der Bohransatzpunkte
- Einrütteln Vorbohrrohr L = 10,0 m
- Ausgreifen Vorbohrung t = 8,0 m (Kugelgreifer)
- Einrütteln Teilverrohrung L = 30,0 m
- Abbohren bis Endtiefe: Kugelgreifer / Meißel
- Vermessung des Bohrlochs
- Ziehen der Teilverrohrung
- Abloten der Endtiefe, Suspensionskontrolle
- Einbau der Primärstütze mit Bewehrungskorb
- Betonieren Stützenfuß
- Verfüllen der Bohrung und Abhängen der Stütze
- Ziehen Vorbohrrohr

Bild 6: Pfähle mit Primärstützen: links die Teilverrohrung, rechts die Aushubeinheit

Die Vertikalität der Pfahlbohrung wurde in den oberen 30 m durch das lotrechte Einrütteln der Teilverrohrung gewährleistet. Als Rüttler diente ein Müller MS 100 mit einem 210 t Raupenkrane der das Rohr zog und ohne es abzulegen erneut einrüttelte.

Das Vorbohrrohr von 10 m Länge wurde vor dem Einrütteln des 30m-Führungsrohres gesetzt. Hierzu wurden rund 3 m vorausgehoben. Das Vorbohrrohr wurde bis auf 8 m Tiefe ausgegriffen, um das Führungsrohr kippsicher ansetzen zu können.

Der lotrechte Aushub unterhalb der Teilverrohrung erforderte besondere Kugelgreifer mit einem langen Schaft, hohem Eigengewicht und zentrischer Lagerung der Seile und Greifermechanik. Zum Profilieren des Bohrloches wurden teilweise Spatengreifer und Meißel eingesetzt.

Die Einstellvorrichtung für die Primärstütze wird auf Fertigteilfundamenten aufgelegt und in der Höhe justiert. Zu diesem Zeitpunkt ist das Führungsrohr bereits wieder gezogen und nur das 10 m lange Vorbohrrohr zur Sicherung des Bohrlochs im Boden. Die dann über eine spezielle Verbindungs konstruktion aufgelegte Stütze kann in beiden Achsen horizontal justiert werden. Am Stützenfuß wird die Stütze mit dem Bewehrungskorb vor dem Ablassen fixiert.



Bild 7: Einheben eines Bewehrungskorbes nach Fertigstellung der Bohrung, (unten die Einstellvorrichtung für den Kopf der Primärstütze)

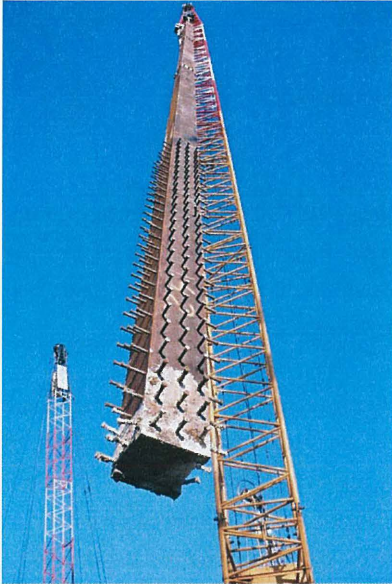


Bild 8: Primärstütze mit Kopfbolzen auf dem Weg zum Einbau. Länger 34 m, Gewicht 32 to.

Die Primärstützen wurden mit Hilfe einer Einstellvorrichtung über dem Bohrloch abgefangen und justiert. Sie sind im Einbindebereich des Pfahlbetons und der Anschlüsse mit der Bodenplatte bzw. den Decken mit Bolzen versehen.

5.2 Herstellung der Schlitzwände mit Seilgreifern und Fräsen

In der Summe wurden 80.000 m² Schlitzwände innerhalb von 6 Monaten hergestellt, was einen großen Geräteeinsatz bedeutete. In der Spitze befanden sich folgende Geräte auf der Baustelle mit entsprechender Leistung:

- 2 Schlitzwandfräsen
- 3 Schlitzwandgreifer (Seilgreifer (bzw. Hydraulikgreifer))
- 7 Hebegeräte (davon zwei mit 250 t)
- 5 Entsandungsanlagen (davon zwei mit 450 m³/h)
- 3 Mischanlagen für Bentonitsuspension und 3.000 m³ Speicher
- 1.000 m³ Beton pro Tag in der Spitze bei zwei Schichten
- 50 - 70 t Bewehrungskörbe am Tag

Die Schlitzwände machen rund zwei Drittel des Bauvolumens für die Gründung aus und sind je nach Bereich sehr unterschiedlich bzw. komplex in den Anforderungen an die Ausführung:

- Eingangsbereich - Tiefe bis 40 m, Stärke 60 und 80 cm
- Sortierbereich - Tiefe 50 m, Stärke 100, 120 und 150 cm
- Anlagenbereich - Tiefe 50 m, Stärke 120 und 150 cm als T-Lamellen
- Außenbereiche - Tiefe 16 m, Stärke 80 cm

In der Summe wurden 95.000 m³ Beton eingebaut und 6.000 t Bewehrungskörbe auf der Baustelle geflochten. Die weniger tiefen Schlitzwände in den Außenbereichen und der Voraushub für die gefrästen Wände wurden mit einem „leichten“ Schlitzwandgreifer von rund 8 t Gewicht bei 2,80 m Breite und einem 80 t Seilbagger ausgehoben.

Die Schlitzwände im Eingangsbereich und ein Teil des Sortierbereiches wurden mit einem 90 t Seilbagger und „schwerem“ Schlitzwandgreifer bis zu 20 t hergestellt bei 2,80 bis 3,40 m Breite. Der Vorteil dieser Aushubeinheit lag in der hohen Leistung von rund 300 m² am Tag in Doppelschicht und Einhaltung der Herstelltoleranzen von 1 % Vertikalität auf 50 m Tiefe. Die harte Kreide erwies sich als ein Boden, der mit diesem Greifer gut zu lösen ist.

Die Schlitzwände des Anlagenbereiches und Teile des Sortierbereiches wurden mit einer Schlitzwandfräse ausgehoben. Die Steuerbarkeit der Fräse erlaubte es, Vertikalitäten der T-Lamellen im Bereich von 0,1 % zu erreichen, eine Notwendigkeit für das Absenken der 40 m langen Schlitzwandkörbe als T-Element und der Anforderung an die Betonüberdeckung in allen Bereichen von 7 cm. Wenn man die Leistung für die fertige Wand über einen längeren Zeitraum mit Ausfallzeiten vergleicht so lagen die Schlitzwandfräsen nur wenig vor den „schweren“ Seilgreifern.

Zu den vergleichsweise hohen Gerätemiet- und Reparaturkosten sind bei der Fräse noch die Kosten für die zusätzliche Entsorgung der Bentonitsuspension hinzuzurechnen. Die Stützsuspension reichert sich sehr stark mit der gemahlene Kreide an, die in der Entsorgungsanlage kaum zu separieren ist. Zeitweise wurde eine Zentrifuge eingesetzt, die jedoch nicht wirtschaftlich arbeitete. Für die gefräste Wand wurde fast das gesamte ausgehobene Volumen mit frischer Suspension vor dem Betonieren ersetzt, um den Anforderungen aus der Betonierqualität an die Dichte <1,15 g/cm³ gerecht zu werden.

5.3 Zusätzliche Injektionsarbeiten

Während der Herstellung der Schlitzwand wurde eine Störzone detektiert, bei der die Stützsuspension in einigen Lamellen der Schlitzwand bei einer Aushubtiefe ab – 42 m verloren ging (ca. 450 m³ in 1 h). Diese Anomalie war zuvor schon bei einer der Erkundungsbohrungen vermutet worden, so dass der Bauherr für diesen Fall Zusatzinjektionen als Bedarfpositionen in Höhe von rund 10 Mio. € im Vertrag vorgesehen hatte. Die Verwerfungszone wurde mit zusätzlichen Erkundungsbohrungen lokalisiert. Nach Interpretation einer Vielzahl von Bohrungen bis zu 90 m Tiefe mit Aufzeichnung der Parameter bei gelegentlichem Suspensionsverlust konnte die genaue Lage einer einzelnen Klüftung, ohne größere Hohlräume und aufsteigend mit einem Winkel von ca. 70 ° bis in die Höhe von – 40 m beschrieben werden.

Aus diesen Erkenntnissen wurden Mörtel- und Zementsuspensionsinjektionen mit insgesamt 60.000 Bohrmetern bis zu 80 m Tiefe vorgesehen und in der Zeit von Mai bis August 2004 mit 4 Bohrgeräten ausgeführt.

Als weitere zusätzliche Arbeiten wurden in den Außenbereichen HDI Dichtungssohlen im Duplexverfahren mit einem Säulendurchmesser von 2,40 m und einer Sohlstärke von 1,50 m ausgeführt. Die Sohle liegt oberhalb der weichen Kreide bei –14 m bis – 12,50 m und ist in Bild 6 dargestellt. Die Notwendigkeit der Sohle ergab sich aus der Bauzeitverlängerung von 3 Monaten für die Injektion der Störzone. Hierdurch gelangten die Aushubarbeiten für die Außenbereiche und die Herstellung der Bodenplatte in die Wintermonate 2004 / 2005 mit einer höheren Wahrscheinlichkeit von Hochwasser der Seine und entsprechendem Grundwasserstand in der Baugrube, der eine Grundbruchsicherheit nicht mehr gewährleistet hätte. Ferner wurde bei den laufenden Arbeiten und zusätzlichen Sondierungsbohrungen eine höhere Durchlässigkeit der weichen Kreide und der Auffüllungen festgestellt, so dass der Bauherr das Risiko einer weiteren Bauzeitverlängerung entschärfte und die Arbeiten der Injektionssohle vor den Pumpversuchen in dem Anlagenbereich und den Außenbereichen beauftragte. Die Arbeiten der HDI Sohle liefen bis Anfang September 2004 mit zwei Geräteeinheiten.

6. Ausblick

Auf einem innerstädtischen Baufeld setzten die vier ARGE-Partner eine große Anzahl und gleichzeitig eine Vielzahl von Geräten mit Personal ein, um innerhalb der extrem kurzen Bauzeit die besonders anspruchsvolle Baugrube zu realisieren, deren Vergleich zu suchen ist. Schlitzwandfräsen, Schlitzwandgreifer unterschiedlichster Art, Kugelgreifer für Pfähle mit Primärstützen, Bohrschnecken für SOB-Pfähle, Hebegeräte bis zu 210 t, Bohrgeräte für die Injektionen, für Anker und für Brunnen, usw. galt es zu koordinieren, mit fachkundigem Personal zu besetzen und mit der entsprechenden Baustellenlogistik zu versorgen.

Drei Monate Vorlauf für die Erstellung der Ausführungsplanung, Konstitution der ARGE, Arbeitsvorbereitung und Nachunternehmer- bzw. Lieferantenvergaben waren knapp bemessen. Hierbei waren nicht nur sprachliche Probleme zu berücksichtigen. Das gemeinsame Ziel, diese anspruchsvolle Baumaßnahme erfolgreich auszuführen hat alle Hindernisse gemeistert, indem jeder Partner sein know-how und die Gerätetechnik im Sinne der Qualität und Leistung eingebracht hat, so z. B. Soletanche Bachy und Spie Fondations ihre Frästechnik für Schlitzwände und Bilfinger Berger seine Seilgreifer für Schlitzwände und Großbohrpfähle.

Mittlerweile hat der Ingenieurbau und der Erdbau die Prägung des Baustellenbildes übernommen. 60.000 m³ kontaminierter Boden wurden bereits abgefahren und 600.000 m³ Aushub in Deckelbauweise wurden zur Hälfte abgefahren. Insgesamt werden 130.000 m³ Beton mit 15.000 t Bewehrung eingebaut.

Anschriften der Verfasser:

Dipl.-Ing. Roland Wend

Dipl.-Ing. Wolfgang Wegner

Bilfinger Berger AG

Niederlassung Spezialtiefbau

Goldsteinstrasse 114

D- 60580 Frankfurt/Main

Dr.- Ing. Nico von der Hude

Bilfinger Berger AG

Fondations Profondes

Route de Versailles

F-91400 SACLAY

Erfolg braucht eine Basis.



Syctom-Isseane – die Gründung einer Müllverwertungsanlage in Paris

Wer erfolgreich sein will, braucht ein solides Fundament und klare Ziele. Deshalb entwickeln wir uns vom Baukonzern zur integrierten Multi Service Gruppe: Rund um unsere Kernkompetenz bieten wir vor- und nachgelagerte Leistungen und schaffen Mehrwert für unsere Kunden – heute und in Zukunft. Ein gutes Beispiel ist der Bereich Spezialtiefbau: Überall in Europa führen wir nicht nur die klassischen Techniken aus, sondern auch alle notwendigen Abbruch-, Erd- und Betonarbeiten.

Niederlassung Spezialtiefbau
Goldsteinstraße 114 · 60528 Frankfurt
Telefon: (0 69) 66 88 - 3 45 · Telefax: (0 69) 66 88 - 2 77
E-Mail: NLST@bilfinger.de
www.bilfingerberger.de

The Multi Service Group.

 **BILFINGER BERGER**
Ingenieurbau

Neue Pfahlsysteme mit variabler Bodenverdrängung

Rolf Katzenbach & Alexander Schmitt

1 Einleitung

Der Kostendruck bei der Verwirklichung neuer Bauvorhaben in urbanen Ballungszentren und umwelttechnische Auflagen zwingen zum Überdenken aller Prozesse, die bei der Herstellung von Gründungsstrukturen eine Rolle spielen. Dem Herstellungsprozess von Bohrpfählen kommt dabei eine herausragende Bedeutung zu. In diesem Zusammenhang wurde auf Initiative und in Zusammenarbeit mit unseren europäischen Partnern das internationale Forschungsprojekt TOPIC (Technically Optimized Pile Concept) mit dem Ziel aus der Taufe gehoben, neue Pfahlherstellungsmethoden auf dem Prinzip der Bodenverdrängung zu entwickeln. Eine ressourcenschonende Herstellungsweise und eine deutliche Steigerung der Pfahlwiderstände im Vergleich zu konventionellen Schnecken-Ortbetonpfählen sind dabei die wesentlichen Zielvorgaben. Der Beitrag beschreibt die grundlegenden Ideen und Prinzipien von zwei neuen Pfahlsystemen, das Verhalten der Testpfähle im Modellversuch sowie die Bedeutung von Bohr- und Betonierparametern bei der Pfahlherstellung. Versuche an konventionellen Schnecken-Ortbetonpfählen und Vollverdrängungspfählen dienen zum Vergleich.

2 Modellversuche

Die Modellversuche (Bild 1) wurden an der Technischen Universität Vilnius (Litauen) in einem Stahlbetonbehälter von 8 m Länge, 6 m Breite und 6 m Tiefe durchgeführt. Die Pfahlherstellung erfolgte mit einem umgerüsteten Pfahlbohrgerät im Maßstab 1:2. Die Bohreinheit, bestehend aus Hydraulikaggregat, Bohrmast und Bohrwerkzeug, wurde wie in Bild 1 und 2 dargestellt, mobil auf einem Trägersystem montiert. Das Bohrgestänge ist auf einem vertikal ausgerichteten Führungsschlitten am Bohrmast montiert und wird von einem Kontrollstand aus gesteuert. Verschiedene Pfahlpositionen können in dem in Bild 1b

dargestellten Testfeld durch Umsetzen des Bohrmastes auf einer Längstraverse angesteuert werden. Die Längstraverse kann hierzu auf den seitlichen Querriegeln verschoben werden.

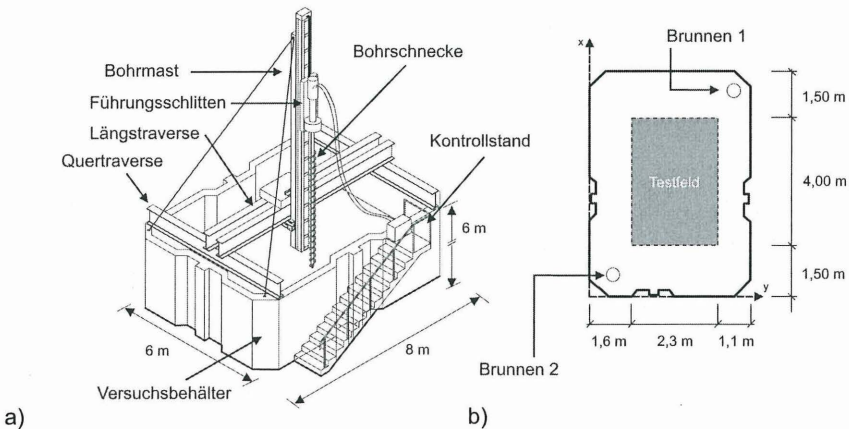


Bild 1: Aufbau des Versuchsaufbaus

Vor Versuchsbeginn wird der Bohrmast durch drei Stahlseile fixiert. Der Kontrollstand befindet sich am Rande des Versuchsbehälters und erlaubt so eine direkte, visuelle Überwachung des Herstellungsprozesses.

Durch seitlich angeordnete Brunnen wurde im Versuchssand ein künstlicher Grundwasserstand in rd. 1 m Tiefe unterhalb der Sandoberfläche erzeugt. Der sich einstellende Wasserstand wurde auf der dem Brunnen gegenüberliegenden Seite durch einen Beobachtungsbrunnen überwacht. Im Rahmen der Versuche wurden unterschiedliche Pfahlherstellungsmethoden untersucht, die z.T. den Einsatz eines Doppeldrehantriebes (Detail, Bild 2) voraussetzen. Der Antrieb des Bohrgestänges erfolgt über einen hydraulisch betriebenen oberen Drehkopf (max. $M = 2,2 \text{ kNm}$) und einen darunter angeordneten, leistungsfähigeren zweiten Drehantrieb (max. $M = 13,75 \text{ kNm}$). Der obere Drehkopf dient zum Antrieb des innenliegenden Bohrgestänges, der untere Drehkopf zum Antrieb der äußeren Verrohrung bzw. konventioneller Bohrgestänge.

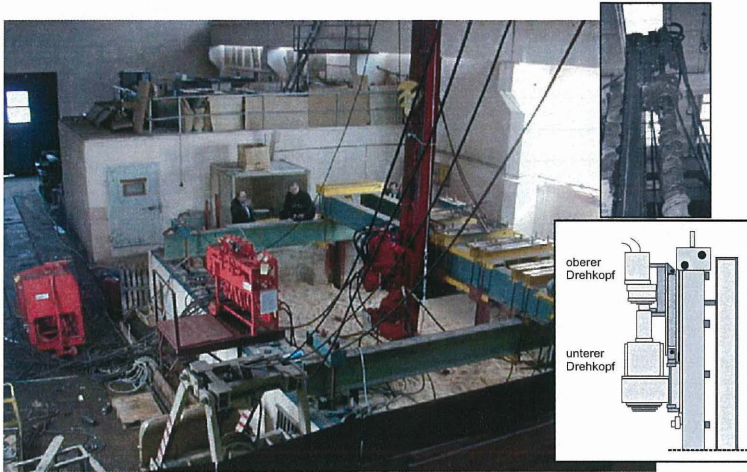


Bild 2: Versuchsstand nach Montage, Detailansicht des Doppeldrehantriebs

Insgesamt wurden 26 Versuchspfähle hergestellt, belastet und anschließend freigelegt. Um einen Mindestachsabstand von $5d$ (d : Pfahldurchmesser) zwischen den Pfählen einzuhalten, wurden die Testpfähle in insgesamt drei verschiedenen Versuchsserien untersucht.

2.1 Versuchsboden

Als Versuchsboden wurde ein enggestufter Sand verwendet. Die Bodenparameter sind beispielhaft für den Sand der ersten zwei Versuchsserien in Tabelle 1 wiedergegeben. Es wurden Versuche mit locker und mitteldicht bis dicht gelagertem Versuchssand durchgeführt. Der Versuchsboden musste, bedingt durch die starke Vermischung mit Betonresten aus der Pfahlherstellung, zu Beginn der dritten Versuchsserie durch einen zweiten Versuchssand ersetzt werden. Da die wesentlichen Eigenschaften des Sandes von seiner Lagerungsdichte abhängen, wurden vor den Versuchen und nach Herstellung der Pfähle in einem engen Raster Versuche mit der Drucksonde durchgeführt. Auf diese Weise konnte die Lagerungsdichte zu Beginn der Versuche und die Änderung der Lagerungsdichte infolge der Pfahlherstellung erfasst werden.

Stoffkennwert	Symbol	Einheit	Versuchssand Versuchsserie 1 und 2
Korndichte	ρ_s	[g/cm ³]	2,653
min. Porenanteil	min n	[-]	0,29
max. Porenanteil	max n	[-]	0,42
Min. Trockendichte	$\rho_{d,min}$	[g/cm ³]	1,55
max. Trockendichte	$\rho_{d,max}$	[g/cm ³]	1,87
Ungleichförmigkeitszahl	U	[-]	4,0
Krümmungszahl	C _c	[-]	1,08
Reibungswinkel (Triaxialversuch) ($\sigma'_2 = \sigma'_3$: 100, 200, 300 kN/m ² , n =	ϕ'	[°]	40
Kritischer Reibungswinkel (DIN 18137-1)	ϕ'_k	[°]	32
Kohäsion	c'	[kN/m ²]	0
Bodenklassifikation nach (DIN 18 196)	SE		

Tab. 1: Stoffkennwerte des Versuchssandes in den Versuchsserien 1 und 2

2.2 Untersuchte Pfahltypen

Im Rahmen der Modellversuche wurden vier verschiedene Pfahltypen hergestellt. In Bild 3 sind die vier zugehörigen Bohrwerkzeuge abgebildet. Neben klassischen **S**chnecken-**O**rtbetonpfählen (SOB-Pfahl - Bild 3a) und **V**ollverdrängungspfählen (VV-Pfahl - Bild 3d), die als Vergleichspfähle dienten, wurden zwei neue Pfahltypen untersucht, die den anstehenden Boden während des Bohrvorgangs seitlich verdrängen. Die wesentlichen Merkmale dieser neuen Pfahltypen sind im Folgenden zusammengefasst:

Doppelverdrängungspfahl (DV-Pfahl) – Bild 3b

Der Doppelverdrängungspfahl besitzt im Gegensatz zum SOB-Pfahl einen beidseitig konusförmig ausgebildeten Schneckenstarter mit umlaufender Schneide ($\varnothing_{\text{außen}} = 0,3 \text{ m}$) und erlaubt die Verdrängung von Boden beim Eindrehen und Herausdrehen der Bohrschnecke ($\varnothing = 0,22 \text{ m}$). In der dritten Versuchsserie wurde das Bohrwerkzeug beim Betonieren ausgewählter Pfähle zum Vergleich auch ohne Drehbewegung vertikal aus dem Bohrloch gezogen. Diese Pfähle tragen die Bezeichnung DV-Z.

Doppelschneckenpahl (DS-Pfahl) – Bild 3c

Der Doppelschneckenpahl mit variabler Bodenverdrängung besteht aus einer äußeren Hohl-schnecke mit innenliegender Bohrschnecke und modifiziertem Schneckenstarter. Durch den Abstand Δl zwischen den beiden Enden der Bohrschnecken kann der Überstand der innenliegenden Bohrschnecke während der Pfahlerstellung gesteuert werden. Zusätzlich kann mit Hilfe des Doppeldrehgetriebes das Verhältnis der Umdrehungsgeschwindigkeit der innenliegenden Schnecke zur äußeren Schnecke geregelt werden. Je nach Eigenschaft des anstehenden Bodens kann im laufenden Bohrfortschritt Boden gefördert, teilverdrängt oder vollständig verdrängt werden.

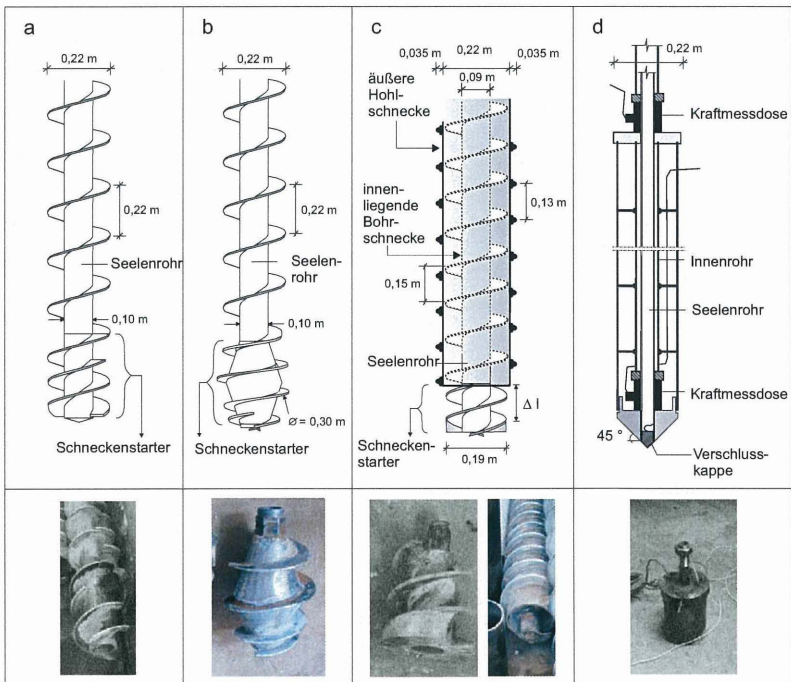


Bild 3: Bohrschnecke des SOB-Pfahls (a), Bohrschnecke des DV-Pfahls (b), Doppelschnecke des DS-Pfahls (c), Stahlzylinder zur Herstellung des VV-Pfahls (d)

Bedingt durch den erstmaligen Einsatz dieser Systeme und die neue Herstellungsmethodik waren das Verdrängungsmaß und die Auswirkung von Herstellparametern auf die Pfahlformen zu Versuchsbeginn nicht bekannt. Alle Pfähle wurden mit einer Länge von 3 m und einem Durchmesser von 22 cm - 30 cm ausgeführt.

Bei allen Pfahltypen wurde der Pfahlbeton über das Seelenrohr eingepumpt. Die Messung des Betondruckes erfolgte am oberen Ende des Seelenrohres. Der Pfahlbeton wurde in allen Versuchsserien unter Zugabe von Hochleistungsverflüssiger hergestellt.

2.3 Versuchsdurchführung

Zur Homogenisierung des Versuchssandes wurde der Versuchsbehälter vor jeder Versuchsserie bis zur Sandoberfläche mit Wasser gefüllt. Der Versuchssand wurde anschließend durch ein enges Raster von Schneckenbohrungen aufgelockert und durch Einfahren eines Vertikalrüttlers an vorgegebenen Rasterpunkten verdichtet. Der Wasserstand wurde vor Versuchsbeginn auf einen Meter unter Sandoberfläche abgesenkt. In Bild 4 sind die aus zahlreichen Drucksondierungen ermittelten Verläufe des Spitzenwiderstandes q_c [MN/m²] vor Herstellung der Pfähle aufgetragen (Serie 1 bis 3). In den Serien 1 und 2 ist der Versuchssand im Wesentlichen locker gelagert, in Serie 3 mitteldicht bis dicht.

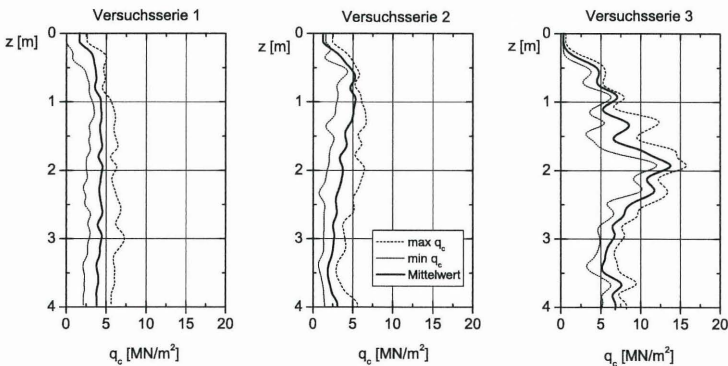


Bild 4: Verlauf des mittleren Sondierspitzenwiderstandes q_c und des maximal bzw. minimal gemessenen Sondierspitzenwiderstandes ($\max q_c$, $\min q_c$) in den Versuchsserien 1-3

Die Belastung während der Pfahltests wurde durch hydraulische Pressen zwischen Pfahlkopf und Widerlager (Längstraverse) aufgebracht und mit Hilfe einer Kraftmessdose am Pfahlkopf kontrolliert. Das Aufbringen der Belastung erfolgte in Inkrementen von 10 kN pro Laststufe. Nach Abschluss der Pfahltests wurden die Versuchspfähle freigelegt.

2.4 Messinstrumentierung und Aufzeichnungen während der Pfahlherstellung

Alle Pfähle wurden für einen sicheren Lasteintrag am Pfahlkopf oberhalb der Sandoberfläche mit einem Stahlkranz ummantelt und ausbetoniert. Zusätzlich wurden auf der Außenseite des Stahlkranzes diagonal zwei Stahllaschen angeschweißt, um die induktiven Wegaufnehmer (LDC 4000 C) positionieren zu können. Die Pfähle wurden, um eine separate Berechnung des Pfahlmantelwiderstandes und des Pfahlfußwiderstandes zu ermöglichen, mit Dehnungsmesselementen im Pfahlkopf- und Pfahlfußbereich ausgestattet. Zum Einsatz kamen Dehnungsmesselemente mit integrierten Dehnmessstreifen. Diese wurden mit Plastiklaschen am Bewehrungsstahl befestigt. Um ein umfassendes Bild der im Untergrund auftretenden Horizontalspannungen zu erhalten, wurden nach dem Präparieren des Versuchssandes in unterschiedlichen Tiefen und Abständen zur Pfalachse Druckmesszellen installiert (vergl. Katzenbach et al. 2003).

Parameter	Bezeichnung	Einheit
Bohrtiefe	depth	m
Abstand des äußeren Bohrrohres und der innenliegenden Bohrschnecke	depth _{I-E}	cm
Umdrehungsgeschwindigkeit der Bohrschnecke	RPM	U/min
Umdrehungsgeschwindigkeit der Bohrschnecke beim Herausdrehen	RPM _C	U/min
Drehmoment für Bohrschnecke und äußere Hohlachse (gemessen als hydraulischer Druck in der Zuleitung zum Drehkopf)	torque	bar
Hydraulischer Anpressdruck	pull-down	bar
Hydraulischer Druck beim Ziehen des Bohrgestänges	extraction	bar
Vorschubgeschwindigkeit	drillspeed	m/min
Ziehgeschwindigkeit	liftspeed	m/min
Betondruck	concrete pr	bar
Für Doppelschneckenpfähle werden die Indizes EXT (external tool) und INT (internal tool) eingeführt		

Tab. 2: Gemessene Betriebsparameter während der Pfahlherstellung

Zur Kontrolle und zur Qualitätssicherung der Bohr- und Betonierphase wurden alle wesentlichen Betriebsparameter während der Pfahlherstellung erfasst (Tabelle 2). Als indirekt

ermittelte Zielparameter wurden für den Schnecken-Ortbetonpfahl (SOB) und den Doppelverdrängungspfahl (DV) das Schraub-Vorschubverhältnis SR (Screw Ratio) und das Schraub-Rückziehverhältnis USR (Unscrew Ratio) entsprechend der Gleichungen (1) und (2) definiert und aufgezeichnet (vergl. hierzu auch Van Impe (1988), Hamelin (1991) und Viggiani (1993)).

$$SR = \frac{\omega_{in} \cdot h_g}{v} \quad (1)$$

$$USR = \frac{\omega_{out} \cdot h_g}{v} \quad (2)$$

$\omega_{in/out}$: Umdrehungsgeschwindigkeit beim Ein- bzw. Herausdrehen der Bohrschnecke

h_g : Ganghöhe der Bohrschnecke

v : Vorschubgeschwindigkeit

Für den Doppelschneckenpfahl (DS) mit variabler Verdrängung wurden sowohl die Betriebsparameter für die äußere Hohl- als auch für die innenliegende Bohrschnecke aufgezeichnet. Als kombinierter Parameter dient das relative Schraub-Vorschubverhältnis:

$$SR_{rel.} = \frac{(\omega_{int} - \omega_{ext}) \cdot h_{g-int}}{v} \quad (3)$$

ω_{int} : Umdrehungsgeschwindigkeit der innenliegenden Schnecke

ω_{ext} : Umdrehungsgeschwindigkeit der äußeren Hohl-Bohrschnecke

h_{g-int} : Ganghöhe der innenliegenden Bohrschnecke

3 Versuchsergebnisse

In Bild 5 sind beispielhaft Widerstand-Setzungs-Linien für einen Schnecken-Ortbetonpfahl (SOB), einen Doppelverdrängungspfahl (DV) und einen Doppelschneckenpfahl (DS) aus der zweiten Versuchsserie und für einen Vollverdrängungspfahl (VV) der ersten Versuchsserie aufgetragen. In nahezu allen Pfahlversuchen mobilisierten sowohl der

Schnecken-Ortbetonpfahl als auch der Vollverdrängungspfahl (Vergleichspfähle) bis zum Versuchsende ihre maximale Mantelreibung. Der Doppelverdrängungs- und Doppelschneckenpfahl erreichten bis zum Versuchsende i.d.R. keinen ausgeprägten Maximalwert.

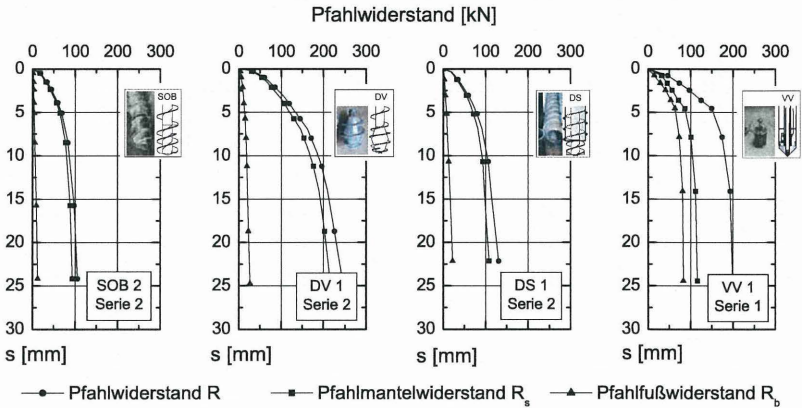


Bild 5: Widerstand-Setzungs-Linien für ausgewählte Versuchspfähle

In Bild 6 sind für alle Versuchspfähle die gemessenen Pfahlwiderstände R über dem mittleren Pfahlmanteldurchmesser d_s aufgetragen. Die Pfahlwiderstände wurden aus den Versuchen für eine Pfahlkopfsetzung von 10 % des mittleren Pfahlmanteldurchmessers ermittelt. Des Weiteren ist in Bild 6 der Pfahlmantelwiderstand R_s über dem mittleren Pfahlmanteldurchmesser d_s und der Pfahlfußwiderstand R_b über dem Pfahlfußdurchmesser d_b aufgetragen. Zur besseren Übersicht und als Folge der unterschiedlichen Lagerungsdichten zu Versuchsbeginn erfolgt die Darstellung getrennt für jede Versuchsserie.

In Bild 7 sind für jeden Pfahl der aus Versuchsdaten berechnete Wert für den Pfahlspitzenwiderstand und die Pfahlmantelreibung aufgetragen. Berücksichtigt wurde der gemessene, setzungsabhängige Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstand bei einer Grenzsetzung des Pfahlkopfes von 10 % des mittleren Pfahlmanteldurchmessers. Da für Doppelverdrängungs- und Doppelschneckenpfähle bis zum Belastungsende der maximale Pfahlwiderstand nicht mobilisiert werden konnte, wurde zusätzlich die zu erwartende Grenzlaster basierend auf einer Extrapolation nach Chin (1970) bestimmt.

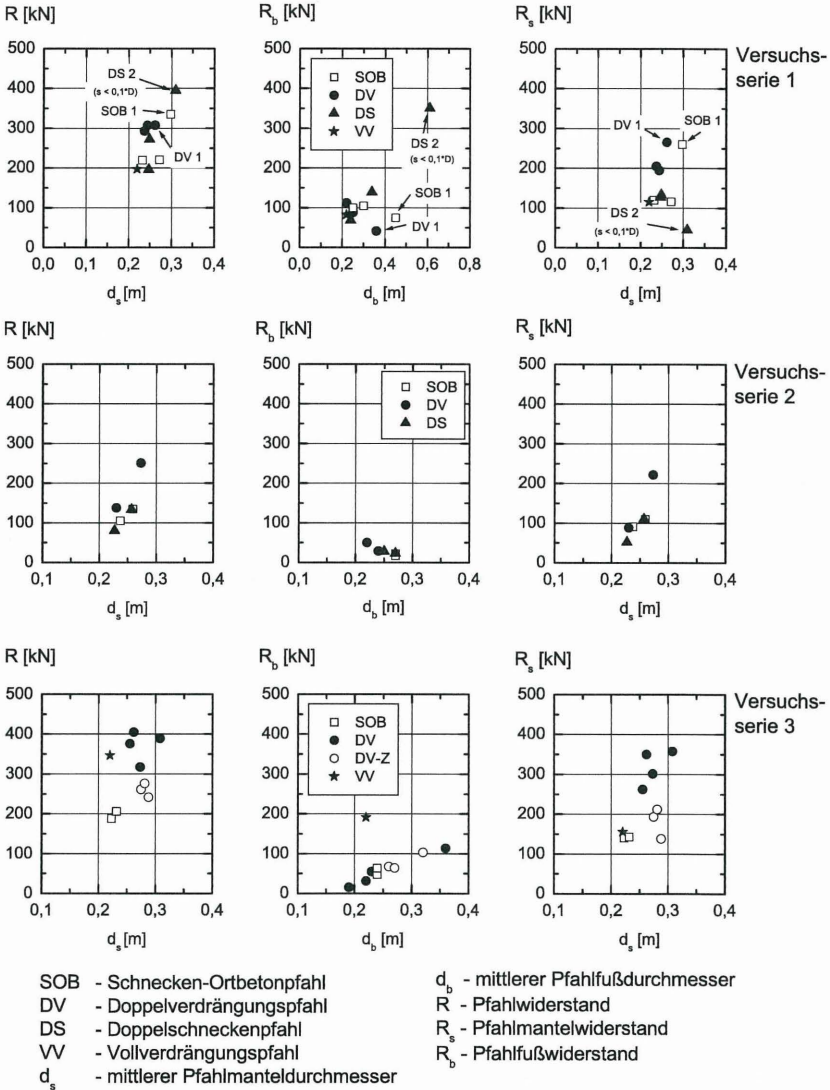
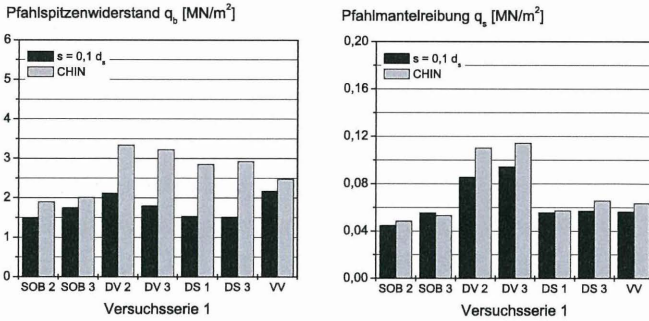
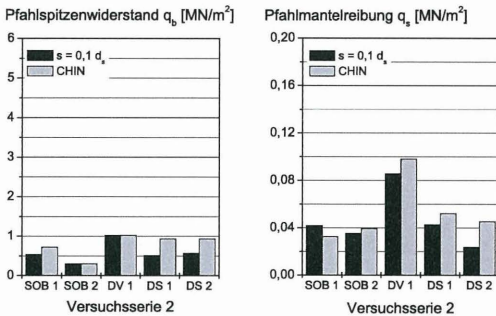


Bild 6: Gemessene Pfahl-, Pfahlfuß- und Pfahlmantelwiderstände in den Versuchsserien 1-3 bei einer Pfahlkopfsetzung von 10 % des mittleren Pfahlmanteldurchmessers d_s

a)



b)



c)

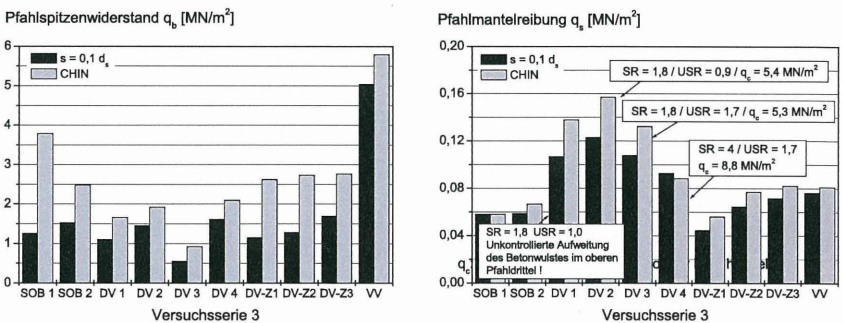


Bild 7: Pfahlspitzenwiderstand (q_b) und Pfahlmantelreibung (q_s) für Versuchspfähle der Versuchsserien 1(a), 2 (b) und 3 (c) bei einer Pfahlkopfsetzung von $s = 0,1 \cdot d_s$ und nach CHIN (1970)

Aus der Darstellung der Versuchsergebnisse lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

- In allen Versuchsserien werden die mit Abstand höchsten Pfahlwiderstände (R) vom Doppelverdrängungspfahl (DV) erreicht, der einen ausgeprägten Pfahlmantelwiderstand (R_s) aufweist (Bild 6).
- Die notwendige Abstimmung von Bohr- und Betonierparametern in der ersten Versuchsserie führte zu Schwankungen bei den gemessenen Pfahlwiderständen. Drei der in Bild 6 (Serie 1) dargestellten Pfähle (SOB1, DV1 und DS2) haben, infolge hoher Betondrücke von 3 bar bis 7 bar zu Beginn der Betonierphase, eine ausgeprägte Vergrößerung im unteren Pfahlmantel- bzw. Pfahlfußbereich. In diesem Zusammenhang erwies sich das Schraub-Rückziehverhältnis (USR) in Verbindung mit der Betonflussrate als ausschlaggebender Parameter für die spätere Pfahlform.
- Ein hohes Schraub-Vorschubverhältnis ($SR > 1$) führt zur vermehrten Förderung von Bohrgut während des Eindrehens des Bohrwerkzeuges und zu einer Abnahme der erzielbaren Pfahlmantelreibung (vergl. DV 3, Serie 3, Bild 7).
- Der Spitzenwiderstand ist für die eingepressten Vollverdrängungspfähle (VV) höher als für gebohrte Pfahltypen (Bild 7). Besonders ausgeprägt ist der Spitzenwiderstand für den VV - Pfahl der 3. Serie. Die für Vollverdrängungspfähle ermittelte Mantelreibung ist vergleichbar mit der Mantelreibung von Doppelschneckenpfählen (DS) und liegt deutlich unterhalb der Werte für Doppelverdrängungspfähle (DV).

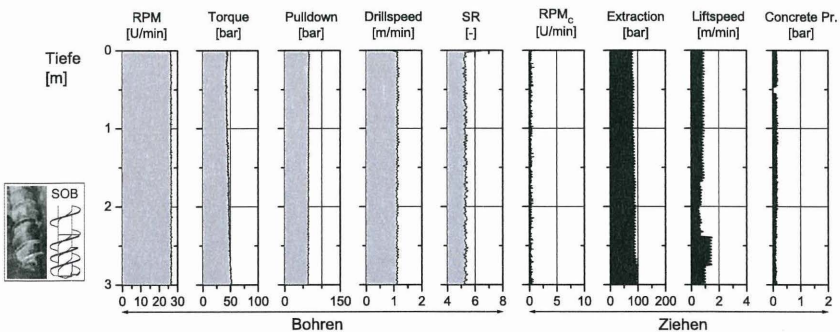


Bild 8: Herstellungsparameter für einen SOB-Pfahl (Pfahl 1, Versuchsserie 2)

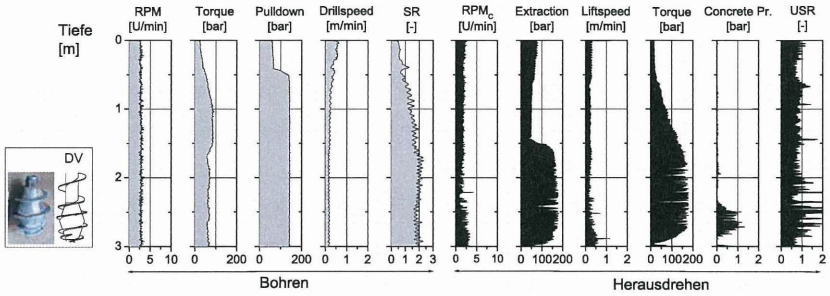


Bild 9: Herstellungsparameter für einen DV-Pfahl (Pfahl 2, Versuchsserie 3)

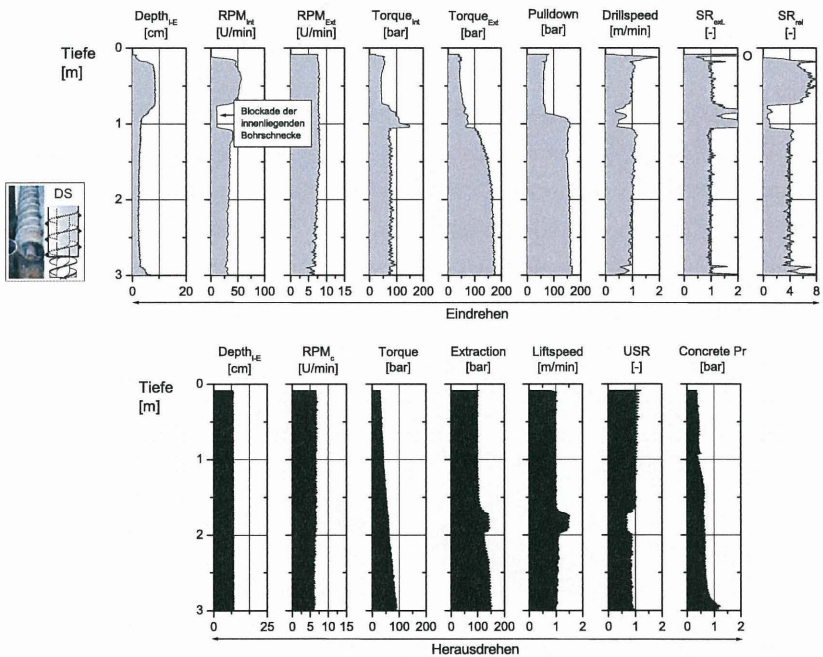


Bild 10: Herstellungsparameter für einen DS-Pfahl (Pfahl 2, Versuchsserie 2)

- Während die Herstellparameter für Schnecken-Ortbetonpfähle (SOB) und Doppelverdrängungspfähle (DV) beim Eindrehen weitgehend konstant verlaufen, zeigt sich

beim Herausdrehen der Doppelverdrängungspfähle (DV), dass das benötigte Drehmoment (definiert durch den Druck [bar] des Hydrauliköls in der Zuleitung zum Drehkopf) stark ansteigt und über dem Drehmoment zum Eindrehen des Bohrwerkzeuges liegt (Bild 8, Bild 9). In den Versuchen wird phasenweise die Leistungsfähigkeit des Hydraulikantriebes erreicht.

- Die Abstimmung der Herstellparameter (Bild 10) für Doppelschneckenpfähle (DS) mit innenliegender Schnecke und äußerer Hohlschnecke ist kompliziert. Für ein relatives Schraub-Vorschubverhältnis $SR_{rel} < 2,5$ und einer entsprechend hohen Verdrängungsleistung wird die Leistungsfähigkeit des oberen Drehantriebes erreicht. Bedingt durch die geringen Pfahlwiderstände (Bild 6 und 7) und dem hohen Aufwand zur weiteren Optimierung des vergleichsweise schweren Bohrwerkzeuges, wurden die Versuche an DS-Pfählen in Serie 3 nicht weitergeführt.

Zur Veranschaulichung der hergestellten Pfahlformen sind in Bild 11 und Bild 12 Pfähle der ersten Versuchsserie nach ihrer Freilegung abgebildet. Im Gegensatz zu der ebenen Pfahlmanteloberfläche der Schnecken-Ortbetonpfähle (SOB) weisen sowohl Doppelverdrängungspfähle (DV) wie auch Doppelschneckenpfähle (DS) einen gut ausgebildeten, umlaufenden Betonwulst auf. Die Beschaffenheit des Wulstes ist abhängig vom Schraub-Rückziehverhältnis (USR).

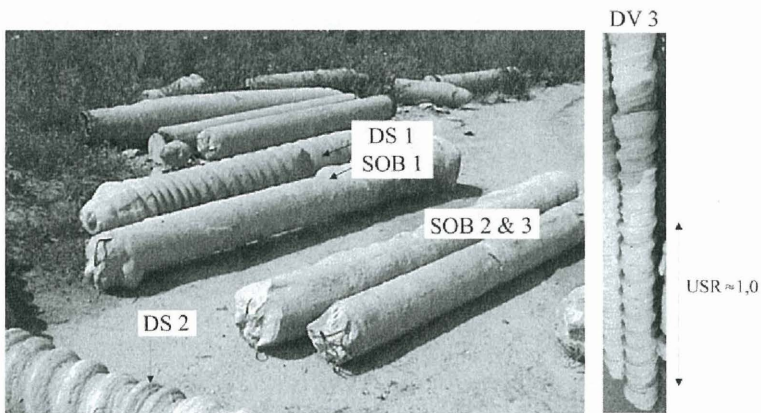


Bild 11: Freigelegte Pfähle (Serie 1)

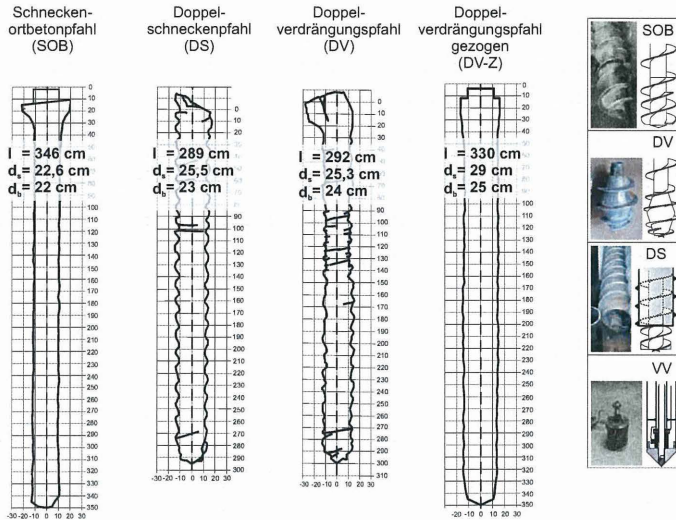
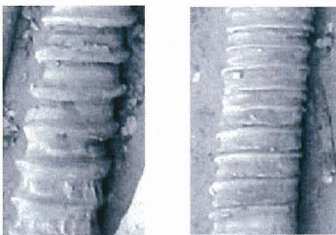


Bild 12: Typische Pfahlformen nach Freilegung

Gleichmäßige und durchgehend ausgebildete Betonwülste wurden mit einem Schraub-Rückziehverhältnis von $USR = 1$ erzielt. Für Werte von $USR > 1$ reduzierte sich die Ganghöhe der Betonwülste. Diese waren zudem deutlich flacher ausgebildet (Bild 13).



USR_i : Schraub-Rückziehverhältnis [-]
 ω_i : Umdrehungsgeschwindigkeit [U/min]
 v_i : Rückziehggeschwindigkeit [m/min]
 h_g : Ganghöhe der Bohrschnecke [m]

$$USR_1 = \frac{\omega_1 h_g}{v_1} \leq 1,0$$

$$USR_2 = \frac{\omega_2 h_g}{v_2} > 1,0$$

Bild 13: Ausbildung des Pfahlschaftes in Abhängigkeit der Herstellparameter beim Doppelverdrängungspfahl

Im Gegensatz zu dem Parameter USR eignen sich die Parameter SR bzw. SR_{rel} (für den DV- bzw. DS-Pfahl) zur Abschätzung der jeweils erzielbaren Bodenverdrängung. In Bild 14 ist, basierend auf zusätzlichen Bohrversuchen und als Maß für die erzielbare Bodenverdrängung, das zum Bohrlochmund transportierte Bodengewicht mit den Parametern SR bzw. SR_{rel} korreliert. Die äußere Hohl-schnecke hatte bei allen Versuchen mit dem Doppelschneckenpfahl (DS) eine vergleichbare Umdrehungsgeschwindigkeit ($\omega_{ext} \approx const.$). Der Vorlauf der innenliegenden Schnecke ($depth_{I-E}$) betrug rd. 7 cm.

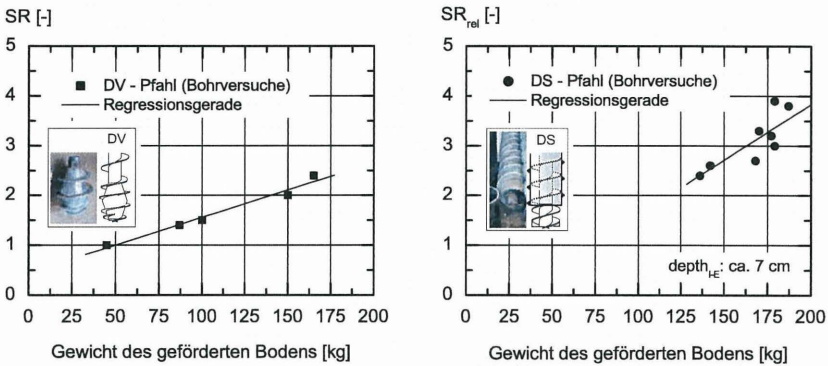


Bild 14: Korrelation zwischen Gewicht des gefördert. Bodens und des Schraub-Vorschubverhältnisses SR für DV-Pfähle (a) bzw. SR_{rel} für DS-Pfähle (b)

Neben dem Wiegen des gefördert. Bodens als ersten Hinweis auf die durch Bodenverdrängung erzielte Verdichtung im Versuchssand, wurden die vor und nach der Pfahlherstellung durchgeführten Versuche mit der Drucksonde ausgewertet. In den locker gelagerten Sanden der Versuchsserien 1 und 2 kommt es bei der Herstellung von Schnecken-Ortbetonpfählen durch die höhere Dichte des Betons im Vergleich zum anstehenden Boden bereichsweise zur Verdrängung des Bodens und zu einer leichten Erhöhung der Lagerungsdichte in der Pfahlumgebung (Bild 15). In mitteldicht bis dicht gelagerten Sanden (Versuchsserie 3) kommt es in den Modellversuchen durch Bodenentzug während der Pfahlherstellung teilweise zur Abnahme der Lagerungsdichte.

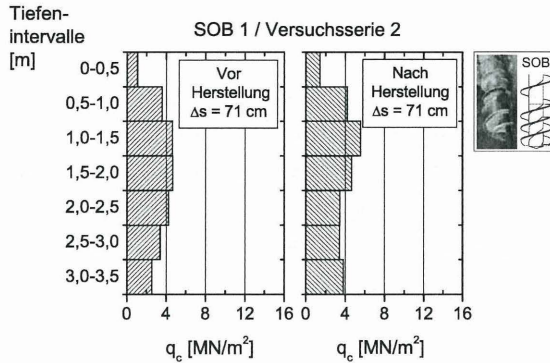


Bild 15: Gemessene Spitzenwiderstände vor und nach der Herstellung eines Schnecken-Ort betonpfahles (SOB) in Versuchsserie 2

Die Verdichtungswirkung der Doppelverdrängungspfähle (DV) auf den umgebenden Boden wird eindrucksvoll durch Bild 16 dokumentiert. Im Mittel ergibt sich eine Erhöhung von $q_c = 3,6$ MN/m² auf $q_c = 6,2$ MN/m². Auf dem mittleren Drittel der Pfahllänge tritt eine Erhöhung der gemessenen Sondierspitzenwiderstände von rd. 100 % ein.

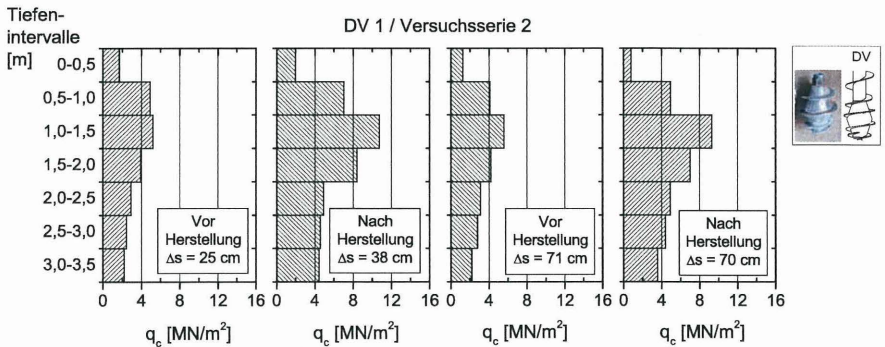


Bild 16: Gemessene Spitzenwiderstände vor und nach der Herstellung von Doppelverdrängungspfählen (DV) in Versuchsserie 2

In Bild 17 sind die mit Druckmesszellen während der Herstellung eines Schnecken-Ort betonpfahles (SOB) und eines Doppelverdrängungspfahles (DV) gemessenen, totalen Horizontalspannungen aufgetragen. Im Verlauf der Herstellung von Schnecken-Ort betonpfählen sind keine Spannungsänderungen zu beobachten.

Bei Doppelverdrängungspfählen steigen die gemessenen Horizontalspannungen zunächst beim Passieren des Schneckenstarters an und fallen anschließend minimal unter ihren Ausgangswert ab. Im Vergleich zu den gemessenen Horizontalspannungen beim Eindrehen des Bohrwerkzeuges sind die gemessenen Spannungen beim Herausdrehen wesentlich höher. Sie steigen auf ein vielfaches ihres Ausgangswertes an (Bild 17). Nachdem der Schneckenstarter die Druckmesszelle beim Herausdrehen passiert hat, fallen die Spannungen wieder ab, verbleiben jedoch bis zum Belastungsbeginn auf einem, im Vergleich zum Ausgangszustand, höheren Spannungsniveau. Sie tragen so zu einer höheren Mantelreibung der Doppelverdrängungspfähle (DV) bei.

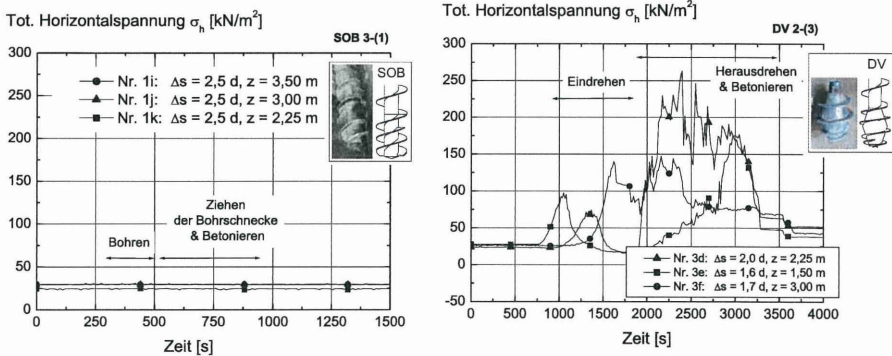


Bild 17: Entwicklung der totalen Horizontalspannungen während der Herstellung von SOB - und DV - Pfählen

4 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem vorgestellten Versuchsprogramm wird erstmalig die Durchführung von halbmaßstäblichen Modellversuchen an konventionellen Schneckenbohrpfählen und neuen Ortbetonverdrängungspfählen als Grundlage zur Dimensionierung und Optimierung von Bohrwerkzeugen dokumentiert. Mit Hilfe der Modellversuche konnten die Tragfähigkeiten, das Zusammenspiel der Herstellparameter und die Anforderungen an das Bohrgerät bei der Entwicklung neuer Pfahltypen realitätsnah untersucht werden. Aufbauend auf diesen Ergebnissen erfolgen die weitere Optimierung der Bohrwerkzeuge insbesondere für den

Doppelverdrängungspfahl (DV), eine automatisierte Abstimmung zwischen Betonflussrate und Rückzieh- bzw. Rückschraubgeschwindigkeit sowie der Einsatz im Großversuch.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich für die Förderung des TOPIC-Projektes durch das 5. Rahmenprogramm der Europäischen Gemeinschaft. Die Bearbeitung des Projektes erfolgte durch Aitemin (Spanien), Building Research Establishment BRE (England), Elkem (Norwegen), Institut für Geotechnik der Technischen Universität Vilnius (Litauen), Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Soletanche-Bachy (Frankreich), und Ove Arup & Partners (England).

Literatur

Chin, F.K. (1970)

Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. Proceedings of the second Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 81-90

Hamelin, J.P. (1991)

Enregistrement et Analyse de Parametres de Forage: L'experience de Soletanche, Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Journees D'Etude Techniques de Reconnaissance en Geotechnique, Paris 24.10.1991

Katzenbach, R., Schmitt, A., Turek, J., Furmonavicius, L. (2003)

Modellversuche und numerische Simulationen zur Untersuchung des Tragverhaltens von Bohrpfehlen, Pfahl-Symposium 2003, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 71, 379-397

Schmitt, A. (2004)

Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Ortbetonpfählen mit variabler Bodenverdrängung, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 70

Van Impe, W.F. (1988)

Considerations on the auger pile design. Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe (ed.), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 6191 814 6, 193-218

Viggiani, C. (1993)

Further experiences with auger piles in Naples area. Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe (ed.), Balkema, Rotterdam, 445-455

AUTOREN

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Direktor des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Petersenstraße 13, 64287 Darmstadt

Dipl.-Ing. Alexander Schmitt, BjörnSEN Beratende Ingenieure GmbH

Maria Trost 3, 56070 Koblenz, <http://www.bjoernsen.de>

Kleinbohrpfähle unter statischer und zyklischer Belastung – hypoplastische Simulationen –

Daniel Rebstock

1 Einleitung

Pfähle mit kleinen Durchmessern stellen eine interessante Entwicklung in der Bautechnik dar. Der Einsatz von Kleinbohrpfählen ist für unterschiedliche Anwendung möglich. Sie decken den Bereich zwischen Standardpfählen und Verpressankern ab. Kleinbohrpfähle – nach der DIN 4128 auch Verpresspfähle genannt – unterscheiden sich gegenüber anderen Pfählen durch den Durchmesser, der 30 cm nicht überschreiten darf. Als Gründungselemente können Lasten bis zu 1 MN in den Boden abgetragen werden, bei Strommasten unter wechselnder Beanspruchung stehen und auch zur Rückverankerung von Sohlen zur Auftriebssicherung dienen. Sie werden auch bei der Nachgründung oder Lagekorrektur von Gebäuden eingesetzt. Dabei profitieren sie von dem geringe Bohrdurchmesser, der unter anderem kleine Geräte ermöglicht. Vorteilhaft ist zudem, dass der Boden durch den Einbau nur minimal gestört wird.

Der wirtschaftliche Einsatz von Kleinbohrpfählen erfordert schon in der Planungsphase eine realistische Prognose des Tragverhaltens. Über das Tragverhalten bzw. die zulässige Belastung bei Pfählen, die zyklisch belastet werden, liegen bislang nur wenige Erkenntnisse vor. Mit der vorgestellten Modellierung wurde ein Werkzeug geschaffen, das Trag- / Verformungsverhalten bei bekannten Abmessungen des Pfahls und bekannten Bodenparametern zu prognostizieren.

Die Tragkraft eines Pfahls ergibt sich im Allgemeinen aus zwei (unabhängigen) Anteilen – Der Mantelreibung und dem Spitzendruck. Diese benötigen unterschiedliche Pfahlverschiebungen zur Aktivierung bzw. bis zum Erreichen der jeweiligen Grenztragkraft. Für Kleinbohrpfähle wird in der Regel kein Spitzendruck angesetzt, so dass für die Tragfähigkeit lediglich die Mantelreibung relevant ist.

In den hier durchgeführten Berechnungen wurde die Belastung zunächst statisch aufgebracht. Darunter wird eine langsame monotone Belastung verstanden. Im nächsten Schritt wurde das Verformungsverhalten unter zyklischer Belastung ohne den Einfluss von Massenkraften untersucht. Die Belastung wurde wie bei den statischen Berechnungen aufgebracht und dabei in mehreren Schritten die Amplitude variiert, um auf diese Weise ein Zusammenhang zwischen der maximal möglichen Lastamplitude und der Anzahl der Zyklen zu ermitteln.

2 Modell und Berechnungssystem

Die Berechnungen wurden mit dem FE-Programm ABAQUS unter Benutzung eines hypoplastischen Stoffgesetzes für den Boden durchgeführt. Auf die Details des Modells und die relevanten Parameter wird hier nur kurz eingegangen (siehe auch REBSTOCK [3]).

2.1 Hypoplastizität

Das hypoplastische Stoffgesetz dient der realistischen Beschreibung des Spannungs- und Verformungsverhaltens von nichtbindigen Böden. Die Parameter können in einfachen Laborversuchen ermittelt werden [1]. Bei der hypoplastischen Beschreibung wird dabei nach Material- und Zustandsgrößen unterschieden. Die Materialparameter basieren auf den Eigenschaften des Granulats (Partikelform, Granulathärte), Kornverteilung, dem kritischen Reibungswinkel und den Grenzporenzahlen. Der Zustand wird durch die effektive Spannung und die Dichte bzw. die aktuellen Porenzahl definiert.

Die Berechnungen wurden in der Regel mit den Parametern von „Karlsruher Sand“ durchgeführt (Tabelle 2.1, siehe auch [1]). Dieser war üblicherweise dicht bis sehr-dicht gelagert ($e_0 = 0,61 \rightarrow I_D = 0,74$). Bei der Nachrechnung von Probelastungen wurden die Parameter aus den Literaturangaben ermittelt.

Mittlere Korngröße	Ungleichförmigkeit	Kornform			Korndichte		
d_{50} [mm]	U [-]	-			ρ_s [g/cm ³]		
0,40	1,85	abgerundet			2,65		
kritischer Reibungswinkel	Granulathärte	Exponent	Grenzporenzahlen			Exponenten	
φ_c [°]	h_s [MPa]	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{l0}	α	β
30	5800	0,28	0,53	0,84	1,00	0,13	1,05

Tabelle 2.1 Granulateigenschaften und hypoplastische Parameter von „Karlsruher Sand“

Die StoffgesetZRoutine wurde in der Formulierung nach WOLFFERSDORFF, NIEMUNIS und NÜBEL mit Intergranularer Dehnung eingesetzt [5].

2.2 FE-Modell

Für die Berechnungen wurde in der Regel ein axialsymmetrisches Netz verwendet. In speziellen Fällen musste auf ein 3D-Netz zurückgegriffen werden. Als Elementtyp wurden 3-Knoten-Elemente benutzt, die als „crossed-triangles“ angeordnet wurden. Dabei bilden vier Elemente ein Rechtecknetz. Damit konnten sehr regelmäßige Netze generiert werden, die zudem Verfeinerungen der Elemente zum Pfahl hin erlauben.

Ein beispielhaftes Berechnungsnetz ist in Bild 2.1 dargestellt. Der Pfahl hat einen Durchmesser von 15 cm und eine Länge von 6 m. Die Modellhöhe beträgt $z = 16$ m bei einem Radius von $r = 12,5$ m. Dieses Netz hat etwa 3600 Elemente, die Rechenzeit für eine Ver-

schiebung bis in der Grenzzustand beträgt für einen handelsüblichen Computer ungefähr eine Stunde. Ausschnitte aus dem verformten Netz sind in Bild 2.2 dargestellt.

Die äußeren Ränder sind unverschiebbar gelagert und müssen somit ausreichend weit entfernt sein. Der Anfangsspannungszustand wird aus dem Eigengewicht mit dem Seitendruckbeiwert K_0 vorgegeben. Die Belastung des Pfahls erfolgt in dem Modell meist durch eine Vorschubssteuerung am Pfahlkopf. Diese ist in der Regel numerisch stabiler als eine Kraftsteuerung und ermöglicht auch die Belastung über den Peakzustand hinweg. In wenigen Fällen (z.B. bei den zyklischen Berechnungen) wurde die Belastung kraftgesteuert aufgebracht. Wegen der Nichtlinearität sowohl im Stoffverhalten, als auch in der Deformation muss die Belastung in sehr kleinen Schritten aufgebracht werden.

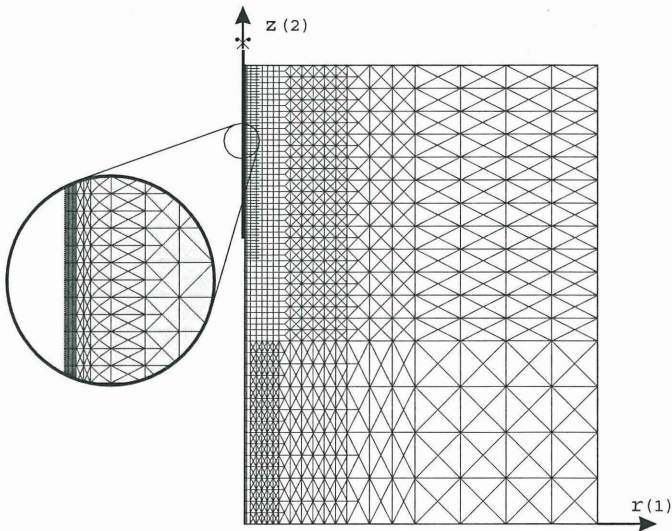


Bild 2.1 Beispielhaftes FE-Netz

Elemente als „crossed-triangles“ angeordnet mit Netzverfeinerungen

Der Übergang vom Boden zum Pfahl ist rau modelliert, so dass keine Differenzverschiebungen auftreten. Gängige Kontaktgesetze (z.B. Coulombsche Reibung) sind nicht in der Lage, die Interaktion zwischen Pfahl und Boden abzubilden, da sie die in der Scherfuge auftretende Volumenänderung (Dilatanz - Kontraktanz) nicht berücksichtigen.

Die Scherdeformation durch die Pfahlverschiebung konzentriert sich vorwiegend auf die erste Elementspalte (siehe Bild 2.2). Diese fungiert in diesem Modell als Interface zwischen dem Boden und dem Pfahl. Auf die Eigenschaften des Interfaces wird im nächsten Abschnitt näher eingegangen.

Für eine treffende Modellierung ist auch die Geometrie des in-situ hergestellten Pfahlkörpers sehr wichtig. So wurde nach der Freilegung von verpressten Pfählen eine erhebliche Zunahme des Durchmessers beobachtet, die in dem Modell berücksichtigt werden muss. In den Auswertungen der Berechnung wurde für Druckversuche der Einfluss des Spitzen-drucks gegenüber der Mantelreibung vernachlässigt.

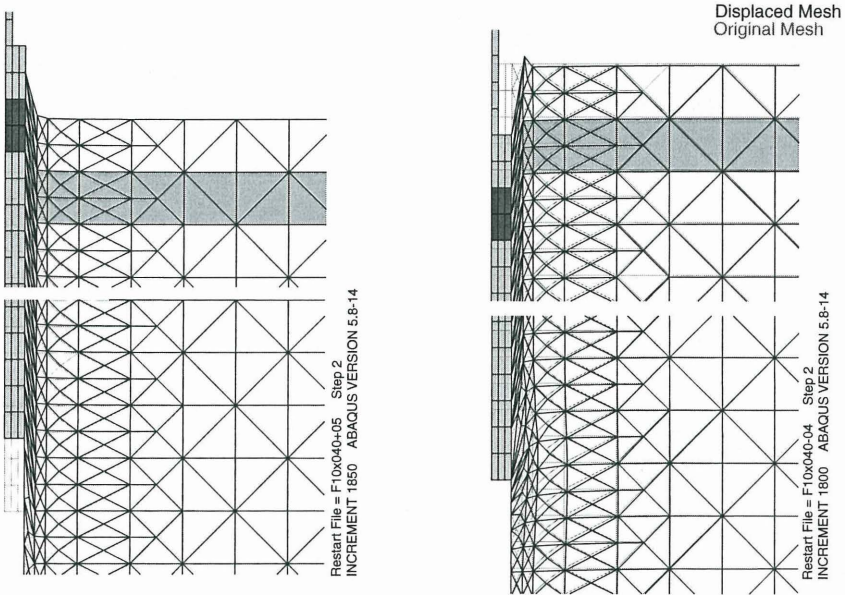


Bild 2.2 Verformtes Netz – Ausschnitt von Pfahlkopf und –fuß
links: Zugversuch, rechts: Druckversuch

2.3 Schlüsselparameter

In einer umfangreichen Variation stellte sich heraus, dass die Tragfähigkeit der Pfähle von zwei Parametern maßgeblich beeinflusst wird, die sich beide auf das Interface beziehen. Der erste Parameter ist die Dicke der ersten Elementreihe. Den sehr signifikanten Einfluss zwischen der Pfahltragfähigkeit und der Dicke der ersten Elementspalte zeigt bei ansonsten identischen FE-Netz Bild 2.3.

Die Ursache dieser geometrischen Netzabhängigkeit liegt in der ausgeprägten Scherdeformation dieser Elemente. Für die Simulation muss die Dicke der ersten Elementspalte an die beobachtete Scherzonendicke angepasst werden. Die Größenordnung wird bei Verpresspfählen durch den mittleren Korndurchmesser, der Rauigkeit des Pfahls und der Lagerungsdichte bestimmt.

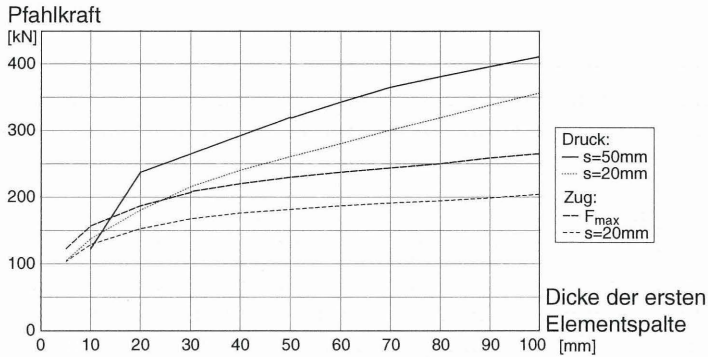


Bild 2.3 Pfahltragfähigkeit in Abhängigkeit von der Dicke der ersten Elementspalte

Der zweite Parameter ist die Lagerungsdichte. Dabei ist die unmittelbare Pfahlumgebung maßgebend. Schon bei einer wenige Elementspalten umfassenden Verdichtungszone um den Pfahl herum kann bei einem ansonsten lockeren Boden nahezu die gleiche Tragfähigkeit erreicht werden, wie bei einem Pfahl, der in homogen-dichtem Boden steht. Wird hingegen der Boden neben dem Pfahl bei der Herstellung aufgelockert, so kann der Pfahl nahezu kraftfrei herausgezogen werden. In Bild 2.4 ist der Zusammenhang zwischen der Lagerungsdichte und Pfahltragfähigkeit beispielhaft aufgetragen.

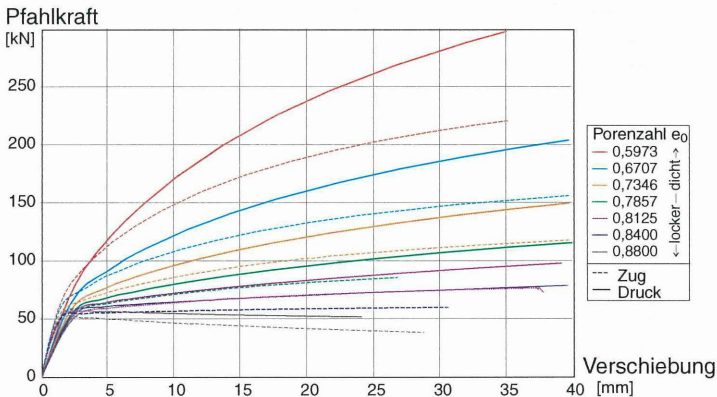


Bild 2.4 Entwicklung der Pfahlkraft aufgetragen über die Verschiebung in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte (Porenzahl)

Der starke Kraftanstieg bei dichter Lagerung ($I_D \rightarrow 1$) wird durch die Verspannung des Bodens aufgrund der Dilatanz bei Scherung verursacht. Bei lockerster Lagerung ($I_D \rightarrow 0$) kann sich der Boden nicht verspannen. Die Tragfähigkeit des Pfahls ergibt sich aus Erdrückdruck auf den Pfahl und dem Reibungswinkel φ_c des Bodens.

3 Statische Belastung

Die statischen Berechnungen dienten vor allem der Verifikation des Modells, indem vorliegende Probelastungen nachgerechnet wurden. Im zweiten Teil wurden Simulationen zur Auswirkung der Belastungsrichtung und der Gruppenwirkung unter Zugbelastung durchgeführt.

3.1 Verifikation

In den ersten Simulationen wurden vorliegende Probelastungen ausgewertet. Als Beispiel wird hier der WERNICK-Anker [6] vorgestellt. Dabei handelt es sich um einen sandbeschichteten Stahlpfahl mit einem Durchmesser von 7,4 cm bei einer Länge von 3 m. Dieser wurde aus einem Sandbehälter herausgezogen. Als Bodenmaterial wurde „Karlsruher Sand“ verwendet. Dieser wurde um den Pfahl herum eingerieselt, so dass von gleichmäßiger Lagerungsdichte und Anfangsspannungen (horizontal mit K_0) ausgegangen wird. Zu Problemen führte die extrem dichte Lagerung, zum Teil lag diese durch eine Verdichtung mit $I_D \approx 1,2$ über der hypoplastisch möglichen dichtesten Lagerung.

Im Experiment wurde eine Dicke der Scherzonen am Pfahl von ungefähr 2,5 mm beobachtet. Setzt man diesen Wert in der Nachrechnung für die Dicke der ersten Elementspalte an, so führt dies zu übereinstimmenden Ergebnissen (Bild 3.1). Das Verhältnis von Scherzonendicke zu mittleren Korndurchmesser bzw. Rauigkeit des Pfahls ergibt einen Wertebereich in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte von 5 bis 15.

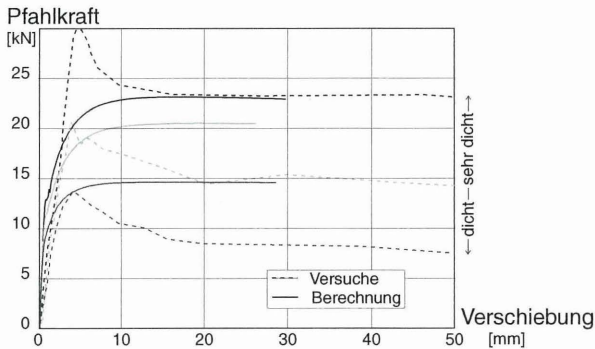


Bild 3.1 Vergleich zwischen Versuch und Berechnung
Kraft-Verschiebungs-Linien bei unterschiedlichen Lagerungsdichten

Für darüber hinausgehende Vergleichsrechnungen von Probelastungen an Kleinbohrpfählen wird auf REBSTOCK [3] verwiesen.

3.2 Belastungsrichtung

Die Untersuchung des Einflusses der Belastungsrichtung auf das Trag-/Verformungsverhalten von Kleinbohrpfählen war der ursprüngliche Anlass bei der Entwicklung des FE-Modells. Bei Kleinbohrpfählen darf laut DIN 4128 die Tragfähigkeit unabhängig von der späteren Belastungsrichtung durch einen Zugversuch nachgewiesen werden. Darüber hinaus stellte sich die Frage, ob aus dem Zugversuch auch auf das Verformungsverhalten unter Druckbeanspruchung geschlossen werden kann. Zur Simulation wurde das Modell nach Bild 2.1 eingesetzt. Dabei waren unmittelbar unter dem Pfahl keine Elemente angeordnet, um das Verhalten der Mantelreibung ohne Einfluss des Spitzendrucks zu untersuchen (Mantelreibung >> Spitzendruck).

Bei der Berechnung stellte sich heraus, dass sich die Last-Verformungsverläufe für die Druck- und Zugbelastung im Gebrauchslastbereich gleich sind (siehe Bild 3.2). Erst für den Grenzzustand unterscheiden sich die Verläufe. Während der Zugpfahl eine Grenzlasterreicht, nähert sich der Druckpfahl asymptotisch einer geneigten Geraden.

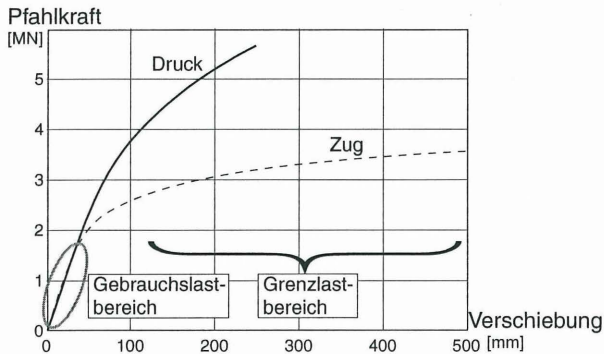


Bild 3.2 Vergleich der Belastungsrichtung

Der Unterschied ergibt sich aus den unterschiedlichen Widerlagerbedingungen des Pfahls im Boden. Bei der Zugbelastung wird im Grenzzustand ein Bodenkörper gegen die freie Oberfläche hin angehoben. Für Druckbelastung bildet sich im Boden ein nach unten gerichtetes Druckgewölbe aus.

3.3 Gruppenwirkung

Als weitere Anwendung wurde die Gruppenwirkung von Zugpfählen untersucht. Die Pfähle sind in einem regelmäßigen Rechteckraster mit dem Achsabstand a angeordnet.

Zur Berechnung wurde zunächst ein 3d-Modell eingesetzt (Bild 3.3 – links). Durch die Ausnutzung der Symmetrie konnte es auf einen Ausschnitt bestehend aus einem Viertel des

des Pfahls und dem zwischen den Pfählen befindlichen Boden reduziert werden. Die Modellbreite beträgt somit $\frac{1}{2} a$.

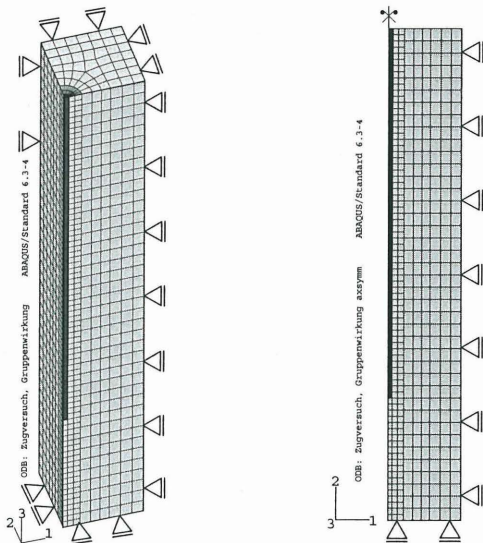


Bild 3.3 Gegenüberstellung Modelle Gruppenwirkung
links: 3d, rechts: axialsymmetrisch

Als Variante dazu wurde ein axialsymmetrisches Modell eingesetzt (Bild 3.3 – rechts). Die Modellbreite (Radius) für das axialsymmetrische Modell erhält man aus einem äquivalenten Kreis, der die gleiche Fläche aufweist wie das Quadrat aus den Pfahlabständen. Der Vorteil des axialsymmetrischen Modells liegt in der fast 1000-fach geringeren Rechenzeit (Tabelle 3.1).

	Modell		Faktor
	3D	Axialsymmetrisch	
Elemente	3640	360	10
Freiheitsgrade	12549	894	14
Floatingpoint ops per solver iteration	$7,7 \cdot 10^8$	$8,8 \cdot 10^5$	875

Tabelle 3.1 Vergleich der Modelle für den Pfahlabstand 1,6 m

In der Simulation wurde der Pfahlabstand durch entfernen bzw. hinzufügen von Elementspalten variiert. An den äußeren Seiten wurden Symmetrierandbedingungen angesetzt (Verschiebung senkrecht zur Fläche festgehalten, Verdrehung verhindert). Der Pfahl hat einen Durchmesser von 150 mm bei einer Länge von 7,2 m, das Interface-Element ist 10 cm dick. Der Pfahlabstand wurde zwischen 1,5 und 3 m variiert.

Im Bild 3.4 sind die Kraft-Verschiebungs-Verläufe aus der 3d- und der axialsymmetrischen Berechnung gegenüber gestellt. Für die kleinen Pfahlabstände sind die Verläufe deckungsgleich, mit zunehmendem Abstand weichen sie voneinander ab. Die Grenze der Gruppenwirkung zeigt sich in diesem Fall bei einem Abstand der Pfähle von etwa 3 bis 4 m. Die Tragfähigkeit nähert sich dem Wert eines einzeln stehenden Pfahls an.

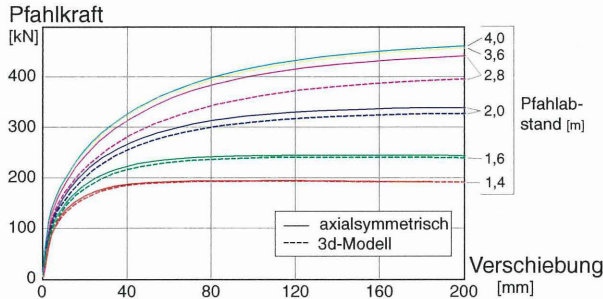


Bild 3.4 Vergleich zwischen 3d- und axialsymmetrischem Modell
Kraft-Verschiebungs-Linien für unterschiedliche Pfahlabstände

In Bild 3.5 ist die Auswertung der Tragfähigkeit über den Pfahlabständen bei unterschiedlichen axialen Verschiebungen dargestellt. Das linke Diagramm zeigt die Pfahlkraft eines einzelnen Gruppenpfahls. Bei einem Pfahlabstand von 1,5 m kann bei der maximalen axialen Verschiebung nur die Hälfte der Kraft eines allein stehenden Einzelpfahls aktiviert werden. Ab etwa 3 m kommt es zu keiner weiteren Zunahme der Kraft mehr. Die Auswirkung der Gruppenwirkung auf die Tragkraft des einzelnen Pfahls steigt mit zunehmender axialer Pfahlverschiebung.

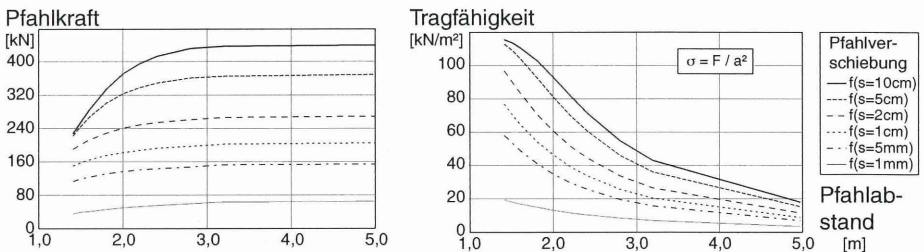


Bild 3.5 Tragfähigkeit in Abhängigkeit des Pfahlabstands für verschiedene axiale Pfahlverschiebungen;
links: einzelner Pfahl, rechts: gesamte Gruppe (Berücksichtigung des Abstand)

Während der Planung stellt sich die Frage nach dem optimalen Pfahlabstand. Neben der Kostenfrage – je geringer der Abstand der Pfähle, umso teurer die Maßnahme – kann

eventuell auch ein technisches Optimum gefunden werden, bei der die aufnehmbare Flächenlast maximal wird. In Bild 3.5 (rechts) ist die Tragfähigkeit des gesamten Systems dargestellt. Die Pfahlkräfte wurden dabei auf die durch den Abstand gegebene Grundfläche bezogen. Man sieht, dass trotz der abnehmenden Pfahlkraft des einzelnen Pfahls bei kleiner werdenden Abständen die aufnehmbare Zugkraft des gesamten Systems ansteigt. Umgekehrt gesagt heißt das, dass die größere Kraft der einzelnen Pfähle bei großem Abstand nicht zu einer höheren Tragfähigkeit des gesamten Systems führt.

Die Ursache dafür ist, dass mit zunehmendem Pfahlabstand nicht mehr der komplette eingeschlossene Bodenkörper (Bild 3.7 – links) aktiviert werden kann. Die Verschiebungsbilder bei unterschiedlichen Pfahlabständen bestätigen diese These. In Bild 3.6 ist die Vertikalverschiebung bei 1,6, 2,0 und 3,2 m Pfahlabstand dargestellt. Während bei 1,6 m Abstand nahezu der komplette Boden zwischen den Pfählen angehoben wird, ist bei 3,2 m nur noch in unmittelbarer Umgebung des Pfahls eine deutlich geringere Verschiebung zu erkennen. Mit zunehmendem Pfahlabstand wird die Hebung des Bodens zwischen den Pfählen geringer und so kann dieser nicht mehr vollständig aktiviert werden. Dies ist der Übergang von der Interaktion der Pfähle bei der Pfahlgruppe zu einer Gruppe von unabhängigen Pfählen.

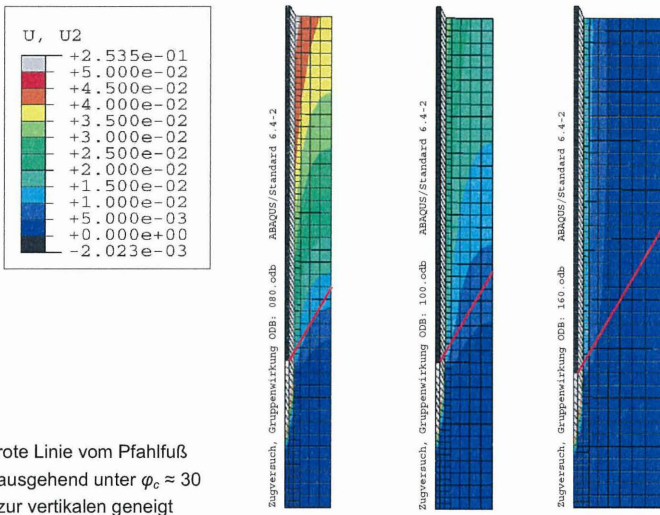


Bild 3.6 Vertikalverschiebung (Hebung) Gruppenpfähle
Pfahlabstand: links 1,6 m, mitte 2,0 m, rechts 3,2 m

Als nächstes wird die Aktivierung des Bodens überprüft und mit den Ansätzen der DIN verglichen (grau markierter Bereich in Bild 3.7 – links). In Bild 3.7 (mitte) ist die berechnete

Pfahlkraft im Grenzzustand der Gesamtmasse des zwischen den Pfählen eingeschlossenen Bodens und dem DIN-Ansatz gegenübergestellt. Die beiden theoretischen Grenzlinien wachsen mit zunehmendem Abstand der Pfähle an. Die berechnete Pfahlkraft geht bei einem Pfahlabstand von ca. 3 m auf ein konstantes Niveau von 480 kN über.

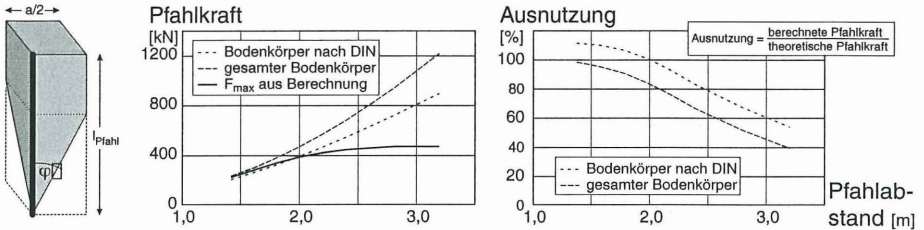


Bild 3.7 Aktivierung des Bodens bei der Gruppenwirkung – angehängter Bodenkörper
links: Modell der DIN, mitte: rechnerische und tatsächliche Pfahlkraft, rechts: die sich daraus ergebende Ausnutzung

Mit der Ausnutzung – dem Verhältnis aus berechneter Pfahlkraft zu der theoretisch aktivierbaren Bodenmasse – können die beiden Ansätze für die Bestimmung der Grenzlaster überprüft werden (Bild 3.7 – rechts). Dabei zeigt sich, dass der Ansatz der DIN für kleine Pfahlabstände die Tragfähigkeit unterschätzt (Ausnutzung über 100 %).

Als Ergebnis dieser Berechnung zeigt sich, dass die Gruppenwirkung bzw. Interaktion bei Pfählen auftritt, deren Abstand zwischen dem 10- bis 20-fachem des Pfahldurchmessers liegt. Die in der DIN angenommene Form des ausgezogenen Bodenkörpers ergibt sich bei einem Pfahlabstand von 2 m, wie auch in Bild 3.6 (mitte) ersichtlich ist. Bei geringeren Pfahlabständen wird der komplette Bodenkörper zwischen den Pfählen angehoben.

4 Zyklische Belastung

Mit dem Begriff „zyklische Belastung“ sind verschiedene Belastungsformen verknüpft, die sich folgendermaßen unterscheiden: Die Wechsellast weist eine alternierende Belastungsrichtung auf (z.B. Mastgründung unter wechselnder Windlast), bei der Schwelllast bleibt das Vorzeichen der Belastung gleich, jedoch die Lastamplitude verändert sich (Aufriebssicherung einer Schleuse, aufgeständerte Verkehrswege).

Bei den zyklischen Simulationen wurde der Pfahl in der Regel kraftgesteuert belastet und die sich dabei ergebenden Verschiebungen gemessen.

4.1 Einzelfahl unter Wechselbelastung

Im ersten Fall wurde ein Einzelfahl ($l = 6$ m, $D = 0,15$ m) unter Wechselbelastung untersucht. Die Grenzlaster des Pfahls lag bei etwa 240 kN (Zug). Bei einer wechselnden Bean-

spruchung von ± 80 kN ergab sich schon nach wenigen Zyklen eine erhebliche Zunahme der Verformung. Der Verlauf der Pfahlverformung ist in Bild 4.1 dargestellt.

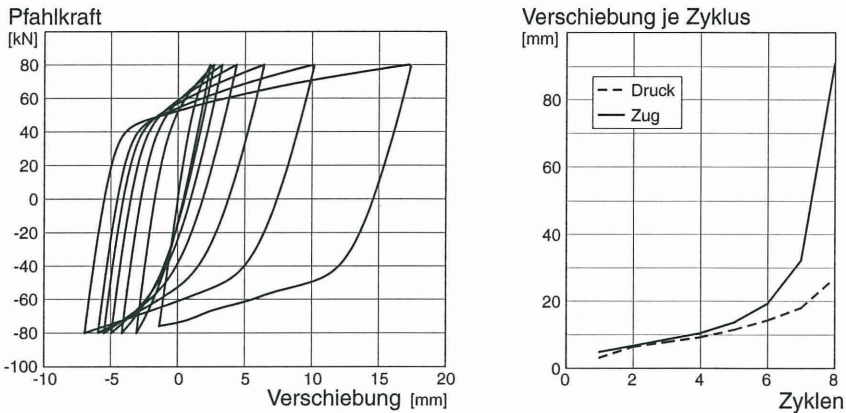


Bild 4.1 Wechselbelastung mit maximaler Pfahlkraft von 80 kN

- links: Entwicklung der Verschiebung in Abhängigkeit der Pfahlkraft
rechts: Verschiebung je Zyklus in Abhängigkeit der Zyklen

Neben der zunehmenden Verformung erkennt man auch, dass die Grenzlast abnimmt. Deutlicher ist dies bei einer größeren Lastamplitude zu sehen. Im folgenden Beispiel (Bild 4.2) wurde diese auf ± 200 kN gesteigert. In der zweiten Wiederbelastung kann nur noch eine Zugkraft von etwa 120 kN aufgebracht werden, die Hälfte der ursprünglichen Grenzlast. Auch unter Druckbelastung nimmt die Verformung erheblich zu.

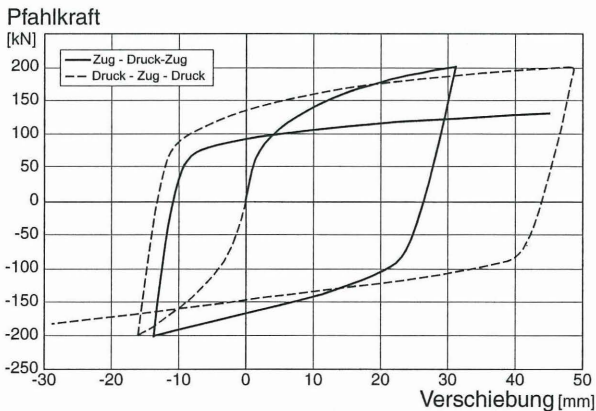


Bild 4.2 Wechselbelastung mit Pfahlkraft von 200 kN bei unterschiedlicher Belastungsreihenfolge; durchgezogen: Zug-Druck-Zug, gestrichelt: Druck-Zug-Druck

Relevant ist dieses Phänomen zum Beispiel bei Pfahlprobebelastungen. So wird zum Teil versucht, durch eine abwechselnde Druck- und Zugbelastung auf die Anteile aus Spitzendruck und Mantelreibung zu schließen. Bei der wechselnden Belastung bleibt der Anteil aus Mantelreibung nicht gleich, sondern kann je nach Verschiebung in der zweiten Belastung bis auf die Hälfte abnehmen. Damit wird in der Auswertung der Spitzendruck über- und die Mantelreibung unterschätzt.

Die Fragestellung, bis zu welcher Last ein Pfahl beansprucht werden kann, ohne dass die Verschiebung zunimmt, ist bislang noch nicht geklärt. Durch die Lastumkehr arbeitet sich der Pfahl auch bei sehr kleinen Lastamplituden noch heraus – wenn auch deutlich langsamer.

4.2 Gruppenpfahl unter Zug-Schwellbelastung

Die Untersuchung des Verformungsverhaltens unter Schwellbelastung wurde an einem Gruppenpfahl ($l = 7,2 \text{ m}$, $D = 0,15 \text{ m}$, $a = 2 \text{ m}$) durchgeführt. Dazu wurde das 3d-Modell (siehe Kapitel 3.3) unter Ausnutzung der $\frac{1}{4}$ -Symmetrie benutzt. Die Grenzzuglast des Modells bei monotoner Verformung beträgt etwa 100 kN (ganzer Pfahl: 400 kN).

Bei einer Schwellbelastung zwischen 20 und 40 kN – also im Mittel einem Drittel der Grenzzuglast – steigt die Verformung bereits in den ersten 25 Zyklen auf das doppelte an (Bild 4.1).

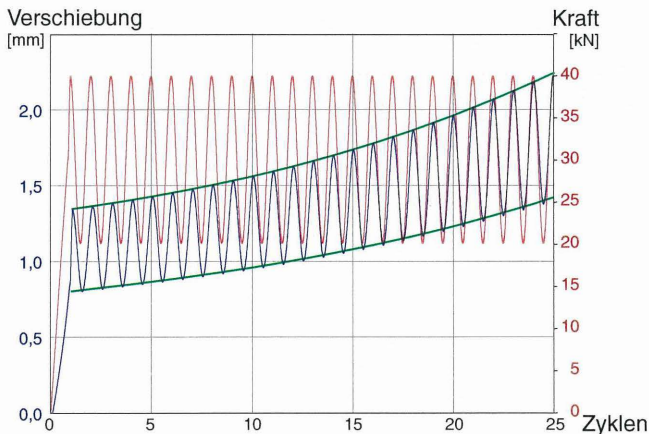


Bild 4.3 Schwellbelastung zwischen 20 und 40 kN

rot: Kraftverlauf, blau: Verformung der ersten 25 Zyklen, grün: Trendlinie

In Bild 4.4 ist die Verschiebung über die Zyklen bei verschiedenen Schwellbelastungen dargestellt. Bei einem höheren Lastniveau bzw. größerer Lastdifferenz nimmt die Ver-

schiebung schneller zu. Aber auch bei einer sehr kleinen Lastdifferenz (20 – 30 kN) ist eine fortschreitende Verformung zu sehen.

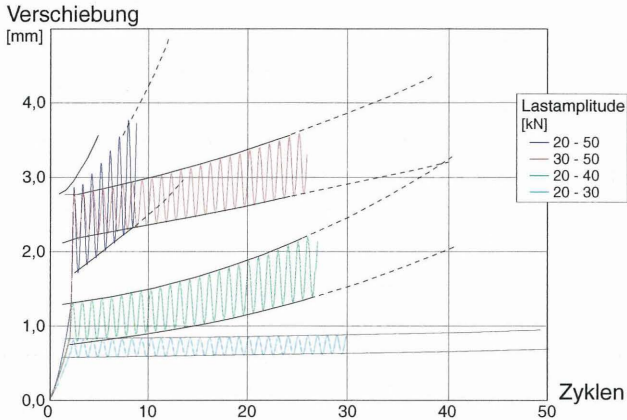


Bild 4.4 Verschiedene Schwellbelastungen; Verschiebung über die Zyklen
Variation der Amplitude und des Lastniveaus

Als grobe Abschätzung kann ein Zusammenhang zwischen maximaler Last und der Zahl der möglichen Zyklen aufgezeichnet werden, bis eine bestimmte Verformung oder der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht wird. Dieser ist in Bild 4.5 dargestellt. Für eine sichere Gründung, die sehr vielen Belastungszyklen unterworfen ist, sollte die maximale Last kleiner als ein zehntel der Grenzlast sein.

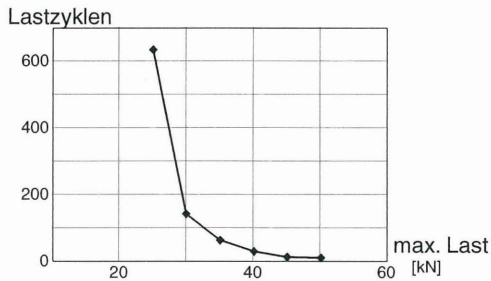


Bild 4.5 Zusammenhang zwischen maximaler Last und Zahl der Zyklen

In den hier durchgeführten Berechnungen wurde ein stetiges Fortschreiten der Verformung ohne einen Trend zur Stabilisierung beobachtet. Die Verformungsrate nahm zu, so dass von schrittweisem Versagen gesprochen werden kann.

4.3 Belastung im Pilgerschritt

Die vorschub-gesteuerte Verformung im Pilgerschritt ist eine Belastungsart, die der Schwellbelastung ähnlich ist. Dabei wird der Pfahlkopf wechselweise um eine Strecke s herausgezogen und um $\frac{1}{2} s$ wieder entlastet. Durch die stetige Wechselbelastung kann die resultierende Herausziehkraft erheblich reduziert werden. Die Untersuchung wurde mit dem axialsymmetrischen Modell an einem Gruppenpfahl ($l = 7,2 \text{ m}$, $D = 0,15 \text{ m}$, $a = 1,5 \text{ m}$) durchgeführt, der monoton belastet eine Grenzlast von 260 kN erreicht.

In Bild 4.6 sind die Pfahlkräfte über der Pfahlverschiebung bzw. den Zyklen für verschiedene Schrittweiten aufgetragen. Zuerst wurde der Pfahl im Wechsel 2 cm be- und 1 cm entlastet. Schon nach wenigen Schritten ist die Pfahlkraft auf 40 kN abgesunken. Er kann mit einem sechstel der ursprünglichen Grenzlast weiter herausgezogen werden. Analog sind die Belastungen mit 1,0 - 0,5 cm und 0,4 - 0,2 cm. Bei letzterer sieht man nach dem Minimum von 30 kN einen langsamen Anstieg der erforderlichen Kraft.

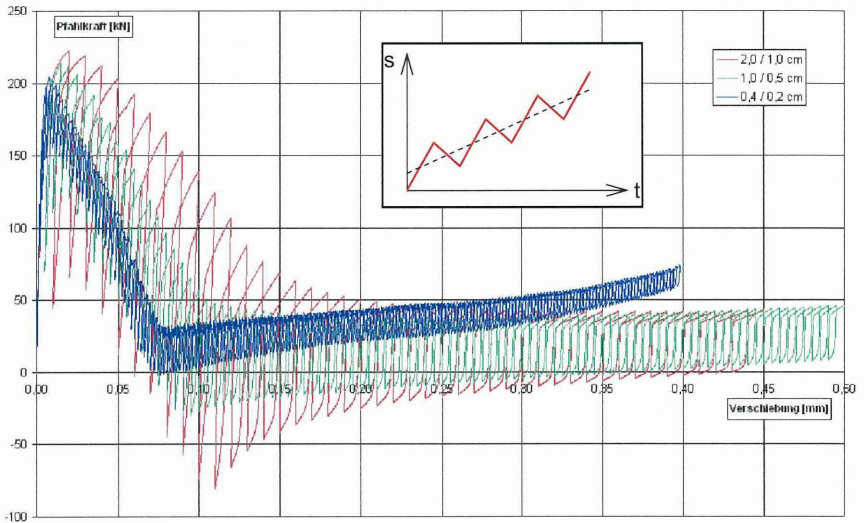


Bild 4.6 Belastung im Pilgerschritt mit verschiedenen Schrittweiten

Durch die stetige Wechselbelastung nimmt die Verspannung des Bodens ab. Als Mindestwert bleibt dann nur noch der sich aus Erdruchedruck und Reibungswinkel ergebende residualer Widerstand übrig. Der gezeigte Anstieg ergibt sich durch eine allmähliche Verdichtung des umgebenden Bodens durch die eingetragenen Scherzyklen.

5 Zusammenfassung

Mit dem FE-Modell konnte in den Simulationen das Last-Verschiebungs-Verhalten von Kleinbohrpfählen in nichtbindigen Böden realistisch berechnet werden. Über den Gebrauchszustand hinaus kann mit dem Modell unter Benutzung des hypoplastischen Stoffgesetzes das Verhalten bis in den Grenzzustand treffend prognostiziert werden. Neben einer umfassenden Bodenuntersuchung zur Bestimmung der hypoplastischen Material- und Zustandsgrößen sind bislang noch Pfahlprobelastungen erforderlich, um die beiden wichtigsten Parameter des Modells bestimmen zu können: Die Dicke der ersten Elementspalte und ihre Lagerungsdichte. Beide hängen vorwiegend von dem Bohr- und Einbauverfahren ab.

Über den Einzelpfahl hinausgehend wurde das Gruppenverhalten von Pfählen untersucht. Die Interaktion mehrerer Pfähle ermöglicht die Untersuchung des Systemverhaltens unterschiedlicher Tragwerke aus Bauwerk, Gründungselement und Baugrund. Mit dem vorgestellten Rechenmodell lassen sich problemlos unterschiedliche Szenarien simulieren, um Standsicherheitsbetrachtung zu erstellen oder Versagensszenarien auf ihre Relevanz zu prüfen.

Ein weiterer Schritt ist die Simulation unterschiedlicher zyklischer Belastungen. Hintergrund dieser Untersuchung ist, dass in den Normen nur wenige Angaben zu Tragfähigkeit und Verformungsverhalten bei zyklischer Belastung zu finden sind. Beiden Berechnungen hat sich herausgestellt, dass es bei einer Wechselbelastung zu einer starken Abnahme der Tragfähigkeit kommt. Bereits im zweiten Zyklus kann nur noch die Hälfte der ursprünglichen Tragkraft erreicht werden. Bei der Schwellbelastung hat sich in Berechnungen beispielhaften herausgestellt, dass schon bei geringer Schwelllastamplitude (bezogen auf die statische Last) ein stetiges Fortschreiten der Verformung auftritt (Ratcheting). Dabei kann von einem schrittweisem Versagen gesprochen werden. Gegenwärtig bereitet die Untersuchung des Verhaltens bei großer Zyklenzahl noch Probleme. Neben numerischen Schwierigkeiten stellen sie einen großen Rechenaufwand dar. Anstelle der expliziten Berechnung einzelner Zyklen ist eine implizite Formulierung ganzer Zyklenpakete erforderlich.

Die bisherigen Arbeiten stützen sich auf die Untersuchungen von WERNICK [6], MAZURKIEWICZ [2] und KORECK bzw. SCHWARZ [4], die entsprechende Pfahlversuche in unterschiedlichen Skalierungen durchgeführt haben. Das Verformungsverhalten der Pfähle aus diesen Versuchen konnte qualitative nachvollzogen werden.

6 Literatur

- [1] Herle I. (1997): *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*, Heft 142, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe
- [2] Mazurkiewicz B. K. (1968): *Skin friction on model piles in sand*, Bulletin No. 25, Geoteknisk Institut Copenhagen
- [3] Rebstock D. (2004): *Hypoplastic Simulation of Piles and Column Foundations*, In: H. Brandl, F. Kopf (Eds.), 16th European Young Geotechnical Engineers Conference EYGEC, 7. - 10. Juli 2004, Vienna, Austria: 303-312, Published by Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Wien.
- [4] Schwarz P. (2002): *Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung*, Schriftenreihe Heft 33, Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München
- [5] von Wolffersdorff P.-A., Niemunis A., Nübel K. (1999): *umatibf1a – Fortran-StoffgesetZRoutine der Hypoplastizitätstheorie für FE-Berechnungen mit ABAQUS*, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe
- [6] Wernick E. (1978): *Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens*, Heft 75, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe

Anschrift des Verfassers:

Dipl.-Ing. Daniel Rebstock

Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik

Universität Fridericiana Karlsruhe (TH)

Postfach 6980

D-76128 Karlsruhe

Daniel.Rebstock@ibf.uni-karlsruhe.de

Verwendung von hochzugfesten Geokunststoffen über Pfählen – Ergebnisse eines Großversuchs

Gernot Mannsbart, Jürgen Gruber,

Polyfelt Ges. m. b. H. , Linz

Kean Hooi Loke, Polyfelt Sdn bhd, Kuala Lumpur, Malaysia

KURZFASSUNG

Die Verwendung von Pfahlgründungen für den Lastabtrag unter Dammkörpern ist heute als Standardbauweise anzusehen. Dabei ist häufig die Ausbildung von Pfahlköpfen, Trägerrosten oder Fundamentplatten erforderlich, was erheblichen Einfluss auf die Baukosten hat. Eine wirtschaftliche Alternative dazu bieten Geokunststoff-bewehrte Dämme auf Pfählen.

An der NUS (National University of Singapore) wurden instrumentierte großmaßstäbliche Versuche durchgeführt. Die Polyfelt Gruppe und die Universität Grenoble (IRIGM) beteiligten sich ebenfalls an dieser Forschungsarbeit. Versuchsbauwerke zwischen 0.5 und 1.5 m Höhe wurden auf einer Gruppe von Pfählen errichtet. Der Sand, der die Pfähle umgab wurde entfernt, um Lastumlagerungen und das Verformungsverhalten des Tragsystems studieren zu können. Der gesamte Erddruck, die Pfahllasten und das Verformungsprofil des Geokunststoffs wurden messtechnisch erfasst.

1. EINLEITUNG

1.1 Dämme auf Pfählen

Setzungen sind Hauptprobleme beim Bau von Dämmen auf gering tragfähigen Böden. Durch Pfahlgründungen können Lasten in oft besser tragfähige tiefere Bodenschichten abgetragen und somit Setzungen reduziert werden. Die Pfähle unter diesem Dammbauwerken müssen häufig mit geringen Achs-Abständen oder großen Pfahlköpfen ausgeführt werden, um eine ausreichende Stützung des Dammkörpers sicherzustellen, wodurch die Bauweise unwirtschaftlich werden kann.

In den letzten Jahren wurde dieses Konzept durch die Verwendung von geosynthetischen Bewehrungslagen in technischer und in wirtschaftlicher Hinsicht optimiert. Dabei erfolgt der Einbau der Geokunststoffe ein- oder mehrlagig in der Dammaufstandfläche über den Pfahlköpfen. (Abb.1) Dadurch kann der Pfahlabstand erhöht und die Lastabtragung verbessert werden. Das führt zu einer Reduktion der Baukosten und zu rascherem Baufortschritt.

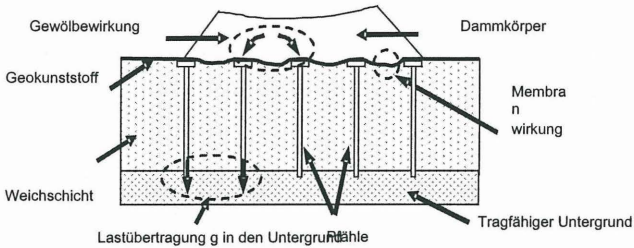


Abbildung 1 – Geokunststoff-Bewehrter Damm auf Pfählen

Durch die Verwendung von hochzugfesten Bewehrungslagen werden die vertikalen Lasten aus dem Eigengewicht des Dammkörpers in die Pfähle umgelenkt, wodurch die Spannungen im weichen Untergrund reduziert werden. Die maßgeblichen Mechanismen der Lastabtragung bestehen im Membraneffekt oder in der Gewölbewirkung.

Die Gewölbewirkung erlaubt einen direkten Abtrag der Vertikallasten in die Pfähle. Sie hängt im wesentlichen von den geometrischen Randbedingungen (Mächtigkeit des Damms, Form und Größe der Pfahlköpfe, Pfahlraster und Pfahlabstand) sowie den geotechnischen Eigenschaften des Bodens ab.

Der Membraneffekt sorgt für die Abtragung jener Kräfte, die nicht über die Gewölbewirkung in die Pfähle eingeleitet werden. Diese Kräfte resultieren meist aus dem Eigengewicht eines Bruchkörpers zwischen den Pfählen. Um den Kenntnisstand über das Verhalten dieser Konstruktion zu erhöhen wurde Probelastungen durchgeführt.

2. VERSUCHSBESCHREIBUNG

2.1. Allgemeines

Um das Verhalten der geokunststoff-bewehrten Konstruktion zu untersuchen wurden fünf Großversuche durchgeführt. (Tab.1). Hauptziel der Untersuchungen war es, die Membranwirkung und die Gewölbewirkung zu studieren. Der Einfluss des gering tragfähigen Untergrundes wurde soweit als möglich außer Acht gelassen. Für eine möglichst wirklichkeitsnahe Versuchsdurchführung wurde Boden rund um die Pfähle eingebaut, um eine Unterstützung des Dammkörpers während der Bauphase zu ermöglichen.

Für ein definiertes Pfahlraster (gleicher Abstand, dreieck-Raster), wurden unterschiedliche Dammhöhen untersucht (0,5 m und 1,5 m). Im Versuch 2 wurde nach der Entfernung des Untergrundes eine 0,5 m starke Sandlage als Auflast auf die 1 m starke Tragschicht aufgebracht. Die Eigenschaften des sandig-kiesigen Schüttmaterials mit weniger als 1% Schluff-Anteil ist in

Tabelle 2 zusammengefasst. In den Versuchen 2 und 3, wurde zunächst der Boden unter den Geokunststoff-Lagen ausgebaut. Nach den Messungen wurde eine zusätzliche Schüttung auf der ersten Schüttlage aufgebracht. (Abb.2) Die Belastung durch den Verkehr wurde fortgesetzt, wobei die Oberflächensetzungen die Befahrbarkeit nicht beeinträchtigten.

Tabelle 1. Details der durchgeführten Versuche

Versuch	Lagenanzahl	Schüttstärke (m)	Zusätzl. Last (m)	Geokunststoff	Schüttung	Anwendung
1	2	0,5	-	PEC 75	Sand	-
2	2	1,0	0,5	PEC 75	Sand	-
3	2	0,5	1,0	PEC 75	Sedimentboden	-
4	0	1,0	-	-	Sand	versagt
5	1	1,0	-	TS 60	Sand	versagt

Tabelle 2. Eigenschaften des Schüttmaterials

Eigenschaft	Wert	Eigenschaft	Wert
Wichte (g/m^3)	2,65	Max. Trockenraumgewicht (kN/m^2)	19,4
Inn. Reibungswinkel ($^\circ$)	37	Min. Trockenraumgewicht (kN/m^2)	14,9
Kohäsion (kN/m^2)	19	Natürl. Wassergehalt (%)	6 – 10
Opt. Wassergehalt (%)	11,4	Natürl. Raumgewicht (kN/m)	19,0

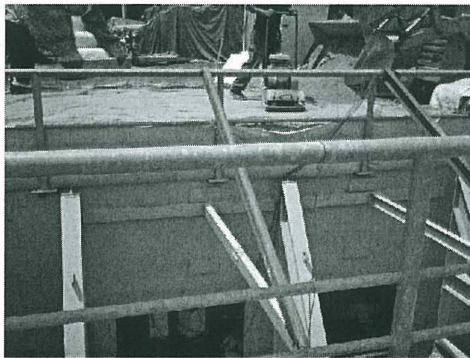


Abbildung 2 – Fertige Schüttung im Versuch 2 vor der Verkehrsbelastung

Versuch 4 wurde ohne Geotextil durchgeführt. Versuch 5 wurde durchgeführt um den Einfluss der Steifigkeit des Geokunststoffes auf die Ergebnisse zu beleuchten.

2.2. Verwendete Geokunststoffe

Zwei verschiedene Geokunststoffe kamen zum Einsatz:

- a) Ein mechanisch verfestigter Endlosfaservliesstoff aus PP (Polyfelt TS 60) sowie
- b) ein hochzugfester Verbundstoff: bestehend aus einem PP-Endlosfaservliesstoff und Verstärkungsfäden aus Polyester in Längsrichtung (Polyfelt Rock PEC75). In den versuchten 1, 2 und 3 wurden jeweils 2 Lagen im rechten Winkel zueinander eingebaut. Die Bahnen wurden an einem beweglichen Stahlrahmen entlang der Versuchsgrube fixiert. (Abb.3)

Tabelle 3 zeigt die technischen Eigenschaften des Geokunststoffes. Als Längsrichtung (MD – machine direction) ist die Richtung der Bewehrungs-Garne definiert, als Querrichtung (CD – cross machine direction) normal dazu.

Tabelle 3. Eigenschaften des Geokunststoffes

Bezeichnung	PEC 75
Art des Materials	Raschelware (Garne, auf ein Vlies genäht)
Bewehrungsrichtung	bi-direktional
Höchstzugkraft (MD/CD) (kN/m)	75 / 14
Dehnung bei max. Last (MD) (%)	13
Dicke (mm)	2,3
Masse (g/m ²)	340

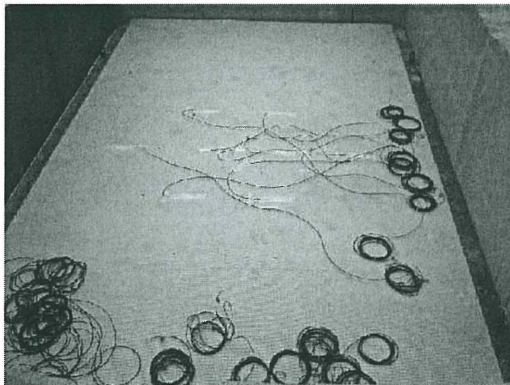


Abbildung 3 – Fixierung der Geotextil-Lagen am Stahlrahmen

2.3. Versuchsgrube und Pfähle

Die Abmessungen der Versuchsgrube sind in Abb. 5 dargestellt. Drei der vier vertikalen Begrenzungswände bestanden aus Beton. Die vierte Wand bildete eine 1,5 cm starke Stahlplatte, die

mit 3 Aussteifungen versehen war. In dieser Platte befanden sich 2 Tür-artige Öffnungen, die den Ausbau des Bodenmaterials zwischen den Pfählen ermöglichten.

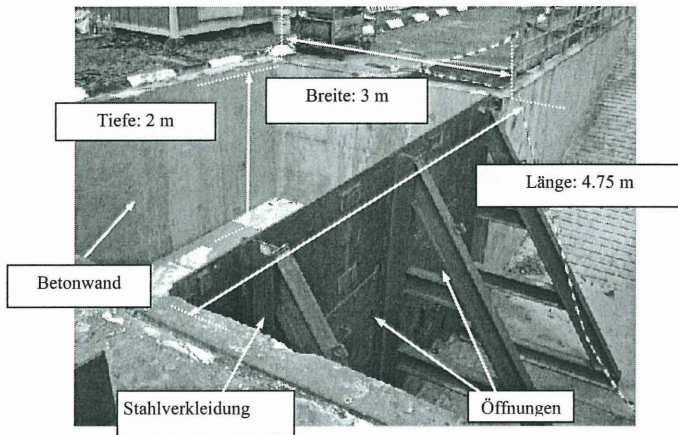
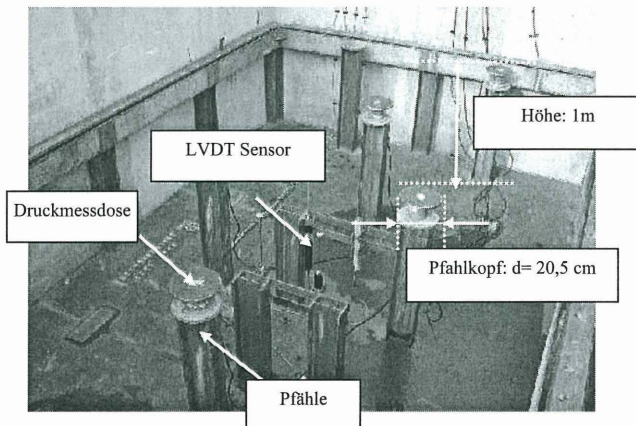


Abbildung 5 – Ansicht der Versuchsgrube

Acht jeweils 1 m lange I-Profile wurden senkrecht montiert und mit einem runden Pfahlkopf aus Stahl mit 20,5 cm Durchmesser versehen. Der Pfahlabstand war 2,08 m in Längs- und 1,20 m in Querrichtung. Zwischen den Pfählen wurde sandiges Schüttmaterial eingebaut, wie es auch als Dammschüttmaterial für die Versuche 1, 2, 4 und 5 zur Verwendung kam. Nach Einbau und Verdichtung des Tragschicht-Schüttmaterials wurde der Boden aus der Grube entfernt, um eine Einsenkung zu simulieren, und die Verformung des Geokunststoffes zu beobachten (siehe Abb. 2).



2.4. Instrumentierung

Die Instrumentierung diente der Erfassung sowohl der Vertikalverformungen als auch der Geokunststoff-Dehnungen. Darüber hinaus wurden vertikale Verformungen an der Oberfläche und vertikale Pfahllasten gemessen.

Auf den Pfahlköpfen wurden Druckmessdosen eingebaut, um die aufgenommenen Vertikallasten zu messen. Verformungs-Messzellen (Linear Variation Displacement Transducers – LVDT) und Druckmessdosen wurden in unterschiedlichen Positionen eingebaut, um die auftretenden Geotextil-Verformungen und die Erddrücke zu messen. Zur Messung der Geotextil-Dehnung wurden Dehnmessstreifen angebracht. Zusätzlich wurde auf der Unterseite des Geokunststoffes ein Liniennetz aufgezeichnet, um das Verformungsprofil optisch zu erfassen, und daraus die Dehnungen berechnen zu können.

- 4 LVDT-Zellen in der Mitte der Versuchsgrube (Abb.6) um in allen maßgebliche Punkten die Vertikalverformungen der Geokunststoffe zu erfassen.
- Dehnmesszellen (Abb.4) in beiden Hauptrichtungen der Geotextil-Lagen um Dehnungen in den Geotextil-Lagen zu messen.
- 5 Druckmessdosen (Abb.6) zwischen den Geokunststofflagen und den Pfahlköpfen um Vertikalkräften in den Pfählen zu messen.

Manuelle Messungen ergänzten die Beobachtungen: Vertikale Setzungen des Geotextils und vertikale Verformungen an der Dammoberkante.

3. VERSUCHSERGEBNISSE

Im folgenden werden die Ergebnisse anhand der einzelnen Versuchsschritte präsentiert:

- Messungen nach Entfernen des Bodens unter den Geokunststofflagen
- Messungen nach Aufbringen der zusätzlichen Schüttung,
- Messungen während der Verkehrsbelastung.

3.1. Durchhang der Bewehrungslagen

Die Vertikalverformungen der Bewehrungslagen wurden mit den Verformungsmesszellen (LVDT) in jedem Versuchsschritt erfasst.

Der Mittelwert der Ergebnisse aus dem Querschnitt D aus Abb. 9 sind in der folgenden Abbildung dargestellt. Die Membranwirkung rund um die Pfahlköpfe ist in Abb. 8 ersichtlich.

Abbildung 7b zeigt, dass infolge des Membraneffektes die Initialverformungen infolge der ersten Schüttlage ($H = 1 \text{ m}$), erheblich größer sind als die zusätzlichen Verformungen infolge der

zusätzlichen Schüttlage von 0,5 m (Maximale Vertikalverschiebungen von 0.195 m bei $H = 1$ m im Vergleich zu 0.215 m bei $H = 1.5$ m).

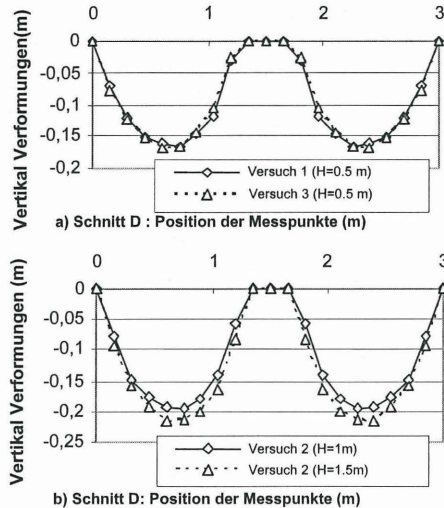


Abbildung 7 – Vertikalverschiebungen des Geotextils

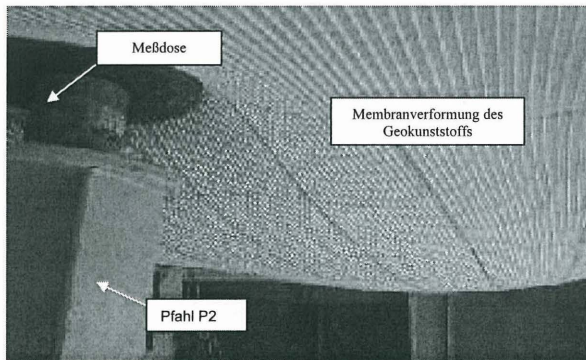


Abbildung 8 – Membranspannungseffekt über den Pfahlköpfen (Versuch 2).

3.2. Vertikale Verformungen an der Dammoberfläche

Nach Entfernen des Untergrunds und nach Stabilisierung trat an der Oberfläche eine starke Rissbildung v.a. in Randbereichen der Schüttung auf. (Abb. 9). Die Vertikalverschiebungen der

Dammschüttung, die in Querschnitt D gemessen wurden sind in Abb. 10 dargestellt und werden mit den Vertikalverschiebungen der Bewehrungslage verglichen.

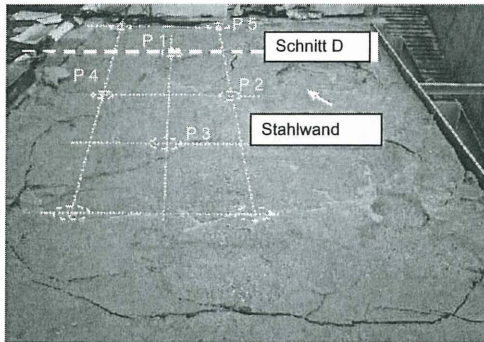


Abbildung 9 – Oberflächensetzung (Versuch 2).

Die Ergebnisse in Abb. 10a und 10c ($H=0.5$ m) zeigen, dass die Setzungen der Oberfläche für die beiden Bodenarten sehr ähnlich den Vertikalverschiebungen des Geotextils sind. In diesem Fall kann sich infolge der geringen Schichtdicke keine Gewölbewirkung ausbilden.

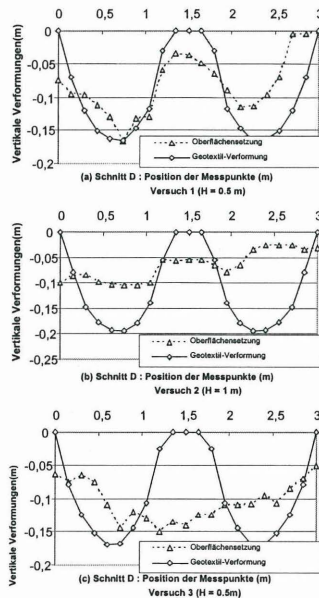


Abbildung 10 – Vergleich zwischen Oberflächensetzungen und Vertikalverschiebungen des Geokunststoffs

Die Ergebnisse aus den anderen Versuchen führen zu den gleichen Schlussfolgerungen. Versuche 4 und 5 führten zum Bruch und zu unzulässigen Setzungen des Dammes. Im Versuch 3 wurden relativ große Setzungen beobachtet. Die Unterschiede zwischen Oberflächensetzungen und Vertikalverformungen der Geokunststofflage ergeben sich aus der Auflockerung der Schüttung.

3.3. Vertikale Lasten in den Pfählen

Die in den Pfahlköpfen gemessenen vertikalen Lasten sind in Tabelle 4 wiedergegeben. Es ist ersichtlich, dass die vertikalen Kräfte auf den Pfahlköpfen lediglich 40 –45% der gesamten vertikalen Lasten ausmachen. Die restliche Anteil wird durch Verankerungskräfte im Stahlrahmen am Rand abgetragen.

Tabelle 4 – Vertikale Lasten auf den Pfählen

	P1 (kN)	P2 (kN)	P3 (kN)	P4 (kN)	P5 (kN)	Lastanteil in %
Versuch 1 (H= 0.5 m)	10.9	9.6	11.2	8.9	4.2	42.3
Versuch 2 (H=1 m)	23.1	22.7	23.4	19.4	7.8	44.2
Versuch 3 (H=1.5 m)	30.1	32.4	35.1	30.7	10.0	41.4

3.4. Verkehrsbelastungen (Versuch 2)

Nach dem Einbau der oberen 0,5 m wurden Verkehrsbelastungen aufgebracht. Zunächst durch ein 1.5-tonnen Allradfahrzeug und dann durch einen 5-tonnen Baggerlader (Abb. 11). Infolge der Anfangsverformung der Geokunststofflagen durch das Eigengewicht der Schüttung (Membranwirkung), konnte kein signifikanter Anstieg der Geotextilverformungen beobachtet werden. Ebenso konnte keine Zunahme der Oberflächenverformung gemessen werden.

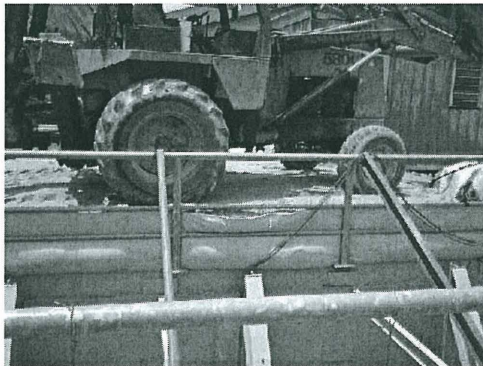


Abbildung 11 – Belastungsversuche im Versuch 2 (H = 1.5 m)

4. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die durchgeführten Versuche zeigten folgendes:

- Bewehrungen aus Geokunststoffen sind eine interessante Alternative zu konventionellen Dammbauwerken auf Pfählen. Für die hier untersuchten Geometrien und Konfiguration konnten nur Effekte der Membranwirkung dargestellt werden.
- Die Dehnungsmessungen zeigten nur geringe Verformungen des Geotextils vor der Entfernung des Untergrundes. Andererseits zeigten die Druckmessdosen unter den Pfahlköpfen höhere Lasten an, als dem Eigengewicht der Bodensäule über dem Pfahlkopf entsprochen hätte. Sowohl Gewölbebildung als auch Membranspannungs-Effekt haben also z.T. bereits vor der Entfernung des Bodens stattgefunden.
- Während der Verkehrsbelastung in Versuch 2 stiegen die Lasten in den Pfählen stark an, während die Dehnungen und Verformungen des Geotextils nur geringfügig ansteigen. Auch dies zeigt deutlich, dass ein Geotextil die Lastabtragung in Pfahlgründungen wesentlich positiv beeinflussen kann.
- Die gesamte Pfahlgründung wies mit Geokunststoffen ein wesentlich besseres Tragverhalten auf. In Versuch 4, ohne Geotextil war das System äußerst instabil und kollabierte nach entfernen des Bodens.
- Weitere Experimente mit unterschiedlichen Schütthöhen, Pfahlkonfigurationen sind erforderlich, um das Systemverhalten ausreichen zu beschreiben und Bemessungsverfahren zu entwickeln bzw. zu verbessern.

5. LITERATUR

- [1] Villard, P., and Giraud, H. (1998). *Three-Dimensional Modelling of the Behaviour of Geotextile Sheets as Membranes*, Textile Research Journal, Vol. 68, No. 11, November 1998, pp. 797-806.
- [2] Villard, P., Gourc, J.P., and Giraud, H. (2000). *A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localised sinkholes*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, N° 5, October 2000, pp. 987-999.
- [3] Villard et al.; *Use of high strength geotextiles over piles, results from a full scale test*, EuroGeo Munich 2004
- [4] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik DGGT; Arbeitskreis 5.2, *Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern* Entwurf Stand Juli 2004 <http://www.gb.bv.tum.de/fachsektion/veroeffentlichungen/ak52-0166-2004-abs69.pdf>

Die Gründung der Weidatalbrücke; Pfahlprobebelastungen mit der Osterbergzelle

Rudolf Dürrwang, ARCADIS Consult GmbH, Darmstadt

Thomas Hecht, DEGES, Berlin

Stephan Johmann, ARCADIS Consult GmbH, Darmstadt

Yasser El-Mossallamy, ARCADIS Consult GmbH, Darmstadt

1 Einleitung

Beim Bau der BAB A38 von Kassel nach Halle war das Weidatal mit einer großen Talbrücke zu queren. Aufgrund der großen Abmessungen und Spannweiten der Talbrücke sind erhebliche Lasten bis 90 MN je Stütze in den beiden Hauptstützenachsen abzutragen.

Im Tal ist der Untergrund bis in rd. 40 m Tiefe durch Auslaugungen gesackt und dadurch stark gestört. Alternativ zur Durchgründung der kompletten Auslaugungszone bot sich die Gründung in einer in rd. 25 m Tiefe anstehenden rd. 6 m mächtigen Kalksteinbank an. Durch die Sackungsprozesse sind die Kalksteine in ihrer ursprünglichen Lage verändert. Die Gebirgsfestigkeit und damit die Tragfähigkeit von Bohrpfählen wird durch die Gebirgsauflockerung stark beeinflusst und kann mit der einaxialen Druckfestigkeit des Kalksteins nicht beurteilt werden. Deshalb ist eine Anwendung der Tabellenwerte der DIN 4014 bzw. DIN 1054 neu, Anhang B nicht mehr möglich.

Um die Tragfähigkeit der Kalksteinbank und die Tragfähigkeit des darüber liegenden Versturzgebirges und insgesamt das Setzungsverhalten zu beurteilen, wurden Pfahlprobebelastungen an zwei Pfählen mit rd. 25 m Länge und 1,20 m Durchmesser ausgeführt. Hierbei kam die Osterbergzelle zum Einsatz.

Zusätzlich zur Tragfähigkeit der Pfähle war in Achse 40 der Hangschub aus einer alten Rutschung bei der Planung der Pfeilergründung zu berücksichtigen.

2 Bauwerk und Untergrund

Die 453 m lange Brücke verläuft in bis zu 50 m Höhe über das Weidatal (siehe Bild 1). Die zwei getrennten Überbauten bestehen jeweils aus einem Durchlaufträger (gevouteter Hohlkasten) und stützen sich auf 4 Brückenpfeiler. Die größte Feldweite beträgt 169 m.

Der Baugrund besteht im Tal (Achsen 40 und 50, siehe Bild 1) zunächst aus rd. 10 bis 12 m mächtigen Talfüllungen aus Auelehm und mitteldicht gelagerten Kiesen und Sanden. Ab rd. 12 m Tiefe steht das sog. Versturzgebirge an: Ein Gemenge aus Schluffen und Tonen mit einzelnen härteren Gesteinseinschaltungen aus Mergel- und Kalkstein. Die Konsistenz liegt einerseits im halbfesten Bereich, andererseits werden auch zahlreiche kleinere Hohlräume in Form von Gesteinszwickeln angetroffen. In rd. 25 m Tiefe steht durchgehend eine rd. 6 m mächtige Kalksteinbank an (siehe Bild 2). Die Kalksteine sind dem mittleren

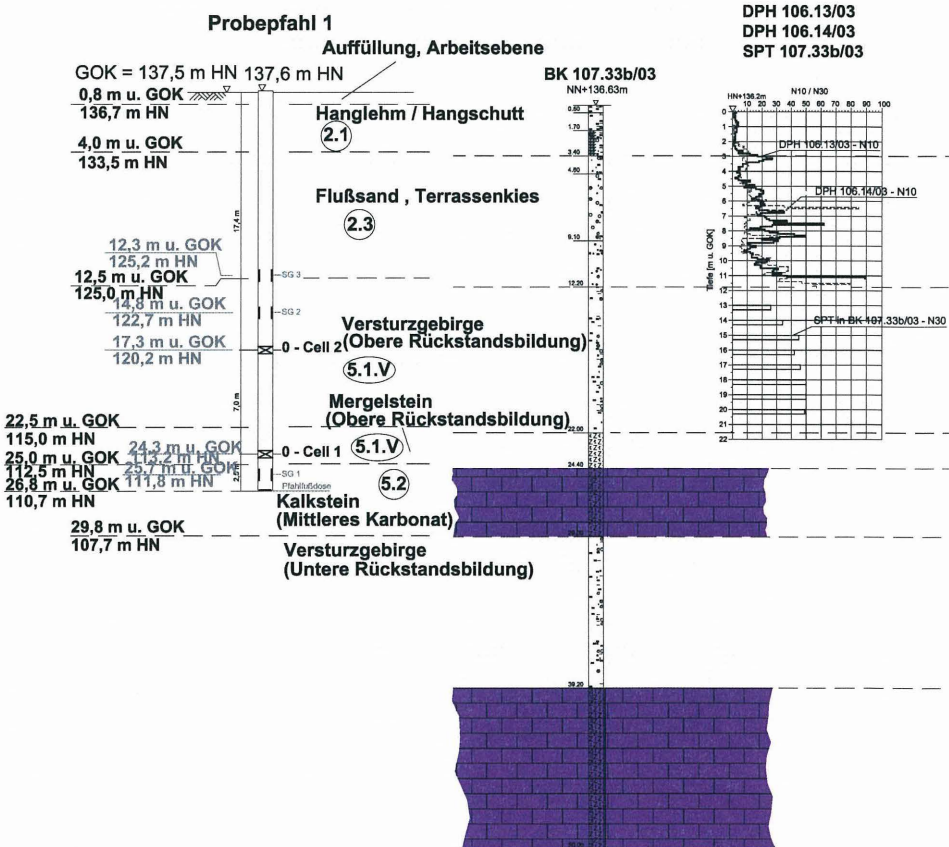


Bild 2: Baugrundaufschlüsse und Prinzipskizze Probepfahl 1

Carbonat zuzuordnen und durch die auslaugungsbedingte Absackung im Dezimeterbereich in ihrer Lage gestört, so dass der Verband gelöst, die Kalksteine selbst jedoch hart und unverwittert anstehen. Darunter folgt wiederum Versturzsgebirge, und dann ab rd. 40 m Tiefe das Liegende in Form einer harten, hoch tragfähigen Dolomit- und Kalksteinwechselfolge des Unteren Muschelkalks. Der Baugrundaufbau ist in Bild 2 dargestellt.

Die Hänge (Achsen 10 bis 30 und Achse 60) sind, durch Störungen abgegrenzt, weitgehend ungestört (siehe Bild 1).

Bei Achse 40 sind die Deckschichten bis tief in den Untergrund nicht ausreichend standsicher, an der Geländeoberfläche sind alte Rutschungen sichtbar.

3 Konzeption der Probelastung

Wie oben bereits erwähnt sollte durch die Probelastung die Tragfähigkeit der Kalksteinbank, die Tragfähigkeit des darüber liegenden Versturzsgebirges und insgesamt das Lastsetzungsverhalten der Bohrpfähle ermittelt werden. Die Probepfähle sollten daher ca. 2 m in die Kalksteinbank einbinden (siehe Bild 2), die Pfahllängen ergaben sich damit zu 23 m und 25 m.

Unterhalb des Pfahlfußes liegt die Mächtigkeit der Kalksteinbank mit rd. 2 bis 3 m unter der Forderung der DIN 4014 von drei Pfahldurchmessern, also rd. 3,5 m. Mit der Probelastung sollte auch der Nachweis gegen Durchstanzen des Pfahlfußes geführt werden.

Bei einer konventionellen Probelastung werden die Gegenkräfte durch Auflasten, Reaktionspfähle oder bei Probelastungen mit hohen Lasten, so wie das hier erforderlich gewesen wäre, mit zahlreichen Reaktionsankern aufgebracht. Die Pressen für die Belastung sitzen am Pfahlkopf.

Im vorliegenden Fall wäre die Rückverankerung durch die geologische Situation und durch die hohen Pfahlkräfte sehr aufwändig geworden. Deshalb wurde eine Probelastung mit Osterbergzellen (siehe Bild 3 und 4) konzipiert. Bei dem Osterbergverfahren [OSTERBERG 2001] sitzen die Pressen innerhalb des Pfahles. Somit dienen Teile des Pfahles als Reaktionspfahl und andere Teile als Probepfahl.

Beim Beispiel hier wurden die Probepfähle in drei Segmente eingeteilt (Multi-Level-Probelastung, siehe Bild 2 und 3). Die Segmente wurden so gelegt, dass die Schichtgrenzen abgedeckt wurden und gleichmäßige Lasten in den Segmenten vorlagen, um



Bild 3: Doppel-U-Profile mit Messtechnik



Bild 4: Detail: Osterbergzelle

einheitliche Pressen benutzen zu können. Die maximale Pressenkraft betrug rd. 11,4 MN je Zelle. Außer den zwei Osterbergzellen, die den Pfahl in drei Segmente einteilten, war am Fuß des Pfahles eine Pfahlkraftmessdose angeordnet. Daneben Dehnungsaufnehmer (SG), um die Lasten in bestimmten Übergangsbereichen genauer erfassen zu können.

Die Durchführung und Planung ist komplizierter als bei einer Belastung am Pfahlkopf. Es ist erforderlich, dass in jeder Belastungsphase genügend Pressenkraft vorhanden ist und gleichzeitig ausreichend Weg zur Verfügung steht, um vollständige Lastsetzungskurven zu erreichen. Zusätzlich muss für die einzelnen Belastungsphasen immer eine ausreichende Reaktionskraft mobilisierbar sein, auch wenn die Prüfkraft größer und die Tragfähigkeit im Reaktionsteil geringer ist als angenommen.

Bei der Bestückung der Probepfähle wurden auch neue Wege beschritten. So wurde auf einen herkömmlichen Bewehrungskorb gänzlich verzichtet und die Innenausstattung der Pfähle mit zwei Doppel-U-Profilen ausgeführt, in denen die Leitungen für die Instrumente sicher geführt werden konnten, so dass eine Zerstörungsgefahr bei der Herstellung nicht gegeben war (siehe Bild 3). Gleichzeitig konnten zum Einbau die so hergestellten, sehr steifen Stahlkonstruktionen sicher eingehoben und gehandhabt werden. Auch das Betonierrohr wurde vorzeitig mit eingebaut.

Die Probelastungen wurden an der Achse 50 durchgeführt. Die Probepfähle wurden nicht als Bauwerkspfähle verwendet.

4 Versuchsdurchführung

Bei der Versuchsdurchführung nach dem Osterbergverfahren werden die Lastsetzungskurven des Pfahls segmentweise ermittelt. Der übrige Pfahlteil wirkt in diesem Moment als Reaktionssystem. Die im Reaktionsteil des Pfahles auftretenden Verformungen dürfen nicht zu groß werden, um die Lastsetzungskurven in einer späteren Belastungsphase nicht zu verfälschen.

Das Belastungsregime sah die Belastung zunächst des unteren Pfahlsegmentes vor, danach sollte das mittlere Segment nach unten geschoben und das obere Segment nach oben geschoben werden.

Aufgrund höherer Tragfähigkeit der Kalksteinbank als abgeschätzt war in der Pfahlspitze während der Belastungsphase 1 kein ausreichender Weg zurückgelegt worden, so dass während der Probelastung entschieden wurde, nicht das ursprüngliche Belastungsre-

gime zu fahren, sondern nach Belastung des unteren Pfahlsegmentes zunächst das obere Pfahlsegment nach oben zu schieben und das Mittelsegment nicht nach unten, sondern in einer dritten Belastungsphase auch nach oben zu schieben.

5 Auswertung der Messergebnisse

Aus den Versuchsergebnissen wurden der Pfahlspitzenwiderstand und die Mantelreibung in Abhängigkeit der Setzungen für jede Bodenschicht ermittelt. Die Setzungen wurden dazu in den einzelnen Laststufen mit dem Kriechmaß auf einen Endwert extrapoliert.

Die Mantelreibung im Versturzgebirge wurde in verschiedenen Pfahlsegmenten ermittelt und miteinander verglichen. Bei der Auswertung hat sich gezeigt, dass die Kräfte aus den Osterbergzellen und den Dehnungsaufnehmern (SG 2 und SG 3, Bild 2) nicht direkt miteinander verglichen werden können. Durch die Vorbelastung des oberen Pfahlsegments bei der Belastungsphase 1 (Reaktionsteil bei der Prüfung des unteren Pfahlsegments) bleibt nach Beendigung der Belastungsphase 1 eine Vorspannung im oberen Pfahlsegment erhalten, die nur durch die Dehnungsaufnehmer erfasst wird. Die obere Osterbergzelle zeigt diese Vorspannung nicht an, da sie erst in der Belastungsphase 2 aktiviert wird.

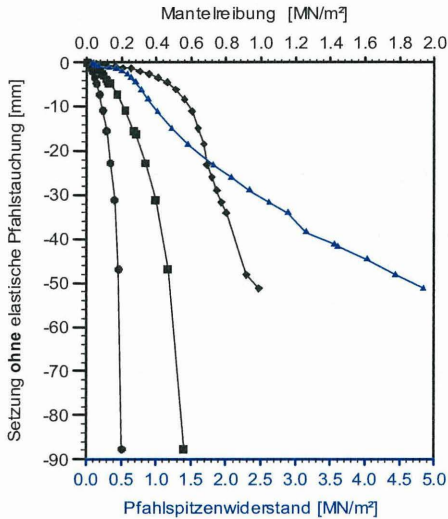
Die Ergebnisse von Probepfahl 1 und 2 sind in Tabelle 1 zusammengefasst und in den oberen Diagrammen von Bild 5 grafisch dargestellt.

Tab. 1: Ermittelte Tragfähigkeitswerte

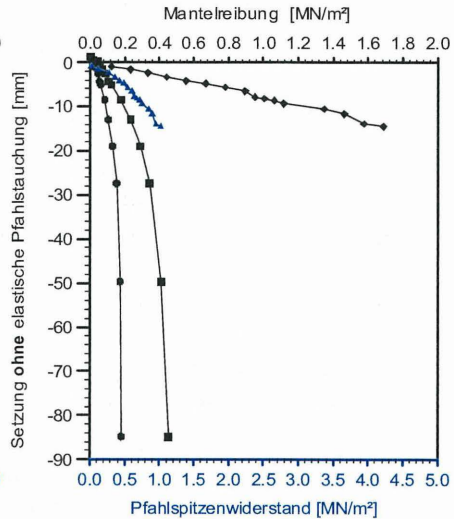
Pfahlspitzenwiderstand im Kalkstein (CAm, Schicht 5.2)	
σ_S ($s^* = 1,0$ cm)	0,80 – 0,97 MN/m ²
σ_S ($s^* = 1,5$ cm)	1,20 MN/m ²
$\sigma_{S,f}$	nicht erreicht, >4,84 MN/m ²
Mantelreibung im Kalkstein (CAm, Schicht 5.2)	
τ_m ($s^* = 1,0$ cm)	0,59 und 1,28 MN/m ²
τ_m ($s^* = 1,5$ cm)	0,64 und 1,60 MN/m ²
τ_{mf}	nicht erreicht, > 0,67 MN/m ²
Mantelreibung im Versturzgebirge (OR, Schicht 5.1.V)	
τ_m ($s^* = 1,0$ cm)	0,19 – 0,21 MN/m ²
τ_m ($s^* = 1,5$ cm)	0,25 – 0,27 MN/m ²
τ_{mf}	0,45 – 0,56 MN/m ²
Mantelreibung im Flusssand/ Terrassenkies (qp Tk, Schicht 2.3)	
τ_m ($s^* = 1,0$ cm)	0,09 MN/m ²
τ_m ($s^* = 1,5$ cm)	0,12 MN/m ²
τ_{mf}	0,18 – 0,21 MN/m ²

* Setzungen ohne elastische Pfahlstauchung, siehe unten

Versuchsergebnisse Probepfahl 1



Versuchsergebnisse Probepfahl 2



- Pfahlspitzenwiderstand im Kalkstein (Schicht 5.2, CAM)
- Mantelreibung im Kalkstein (Schicht 5.2, CAM)
- Mantelreibung im oberen Rückstandsgebirge (Schicht 5.1.V, OR)
- Mantelreibung im Flußsand/ Terrassenkies (Schicht 2.3, qp Tk)

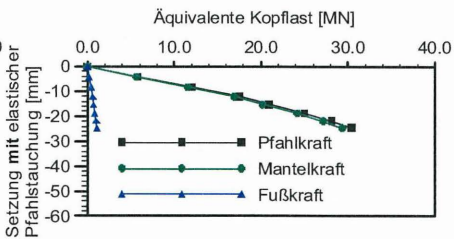
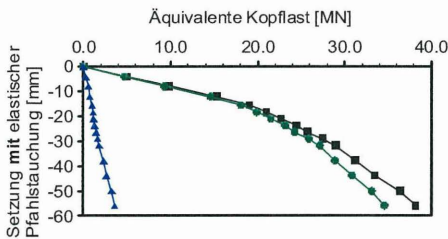


Bild 5: Ermittelte Lastsetzungscurven

obere Diagramme: Mantelreibung und Spitzendruck

untere Diagramme: Äquivalente Lastsetzungsline bei Kopfbelastung

Die beiden Pfahlprobelastungen zeigen mit Ausnahme der Mantelreibung im Kalkstein fast identische Ergebnisse. Ein Durchstanzen durch die tragfähige Schicht trat bei den Probepfählen nicht auf.

Bei der Ermittlung von Bemessungswerten aus den Versuchsergebnissen ist zu beachten, dass der Pfahl in einzelnen Segmenten und nicht als kompletter Pfahl von oben belastet wurde. Durch die Belastung in Segmenten ist die elastische Pfahlstauchung bei gleicher Last geringer als bei einer Belastung des kompletten Pfahls. Wird die elastische Pfahlstauchung nicht berücksichtigt, werden die auftretenden Setzungen/ Pfahlkopfverformungen unterschätzt ($s_{\max, \text{elastisch}} = 1,0 - 1,5 \text{ cm}$ für den Gesamtpfahl).

Die äquivalenten Lastsetzungslinien für eine konventionelle Kopfbelastung sind ebenfalls in Bild 5 dargestellt. Die Lastsetzungslinien wurden aus den in den Pfahlsegmenten ermittelten Tragfähigkeiten zu einem Gesamtergebnis zusammengesetzt und um den Anteil der elastischen Pfahlstauchung korrigiert. Die durchgeführte Pfahlprobelastung mit Osterbergzellen entspricht einer konventionellen Probelastung mit mehr als 38 MN und 30 MN Kopfbelastung.

6 Diskussion der Mesergebnisse

In der Mantelreibung im Kalkstein sind die Abweichungen so eklatant, dass die Grenztragfähigkeit der Pfähle nicht exakt definiert werden kann.

Dies beobachten wir nicht nur bei dieser Probelastung, sondern dies gilt fast generell für alle Probelastungen an Großbohrpfählen im verwitterten Fels. Bereits im vergangenen Pfahlsymposium haben wir hier an dieser Stelle ausgeführt, dass die Grenztragfähigkeit daher nicht der entscheidende Punkt ist [DÜRRWANG, 2003]. Aus unserem Hause wird daher in solchem Baugrund nicht die Grenztragfähigkeit angegeben, sondern die Bemessungswerte für den Gebrauchslastfall. Der wurde hier bei einem Setzungsmaß von 10 und 15 mm definiert (siehe Tabelle 1). Sofern dieses Setzungsmaß kleiner ist als 2 cm, ist grundsätzlich bei Großbohrpfählen im verwitterten Fels eine ausreichend hohe Grundbruchsicherheit von $\eta \geq 2$ oder entsprechende Teilsicherheitsbeiwerte eingehalten.

Zudem sind für die statischen Nachweise der Brücke die auftretenden Verformungsparameter entscheidend.

7 Standsicherheit Achse 40

Zusätzlich zur Tragfähigkeit der Pfähle waren in Achse 40 Hangschubkräfte aus einer alten Rutschung bei der Planung der Pfeilergründung zu berücksichtigen (siehe Bild 6).

Es kam hier eine Kastengründung aus überschnittenen Bohrpfählen zur Anwendung, die ebenfalls im mittleren Carbonat abgesetzt ist. Die Probelbelastungen lieferten auch die Grundlage für die genaue Bemessung dieser vergleichsweise großen Kastengründungen.

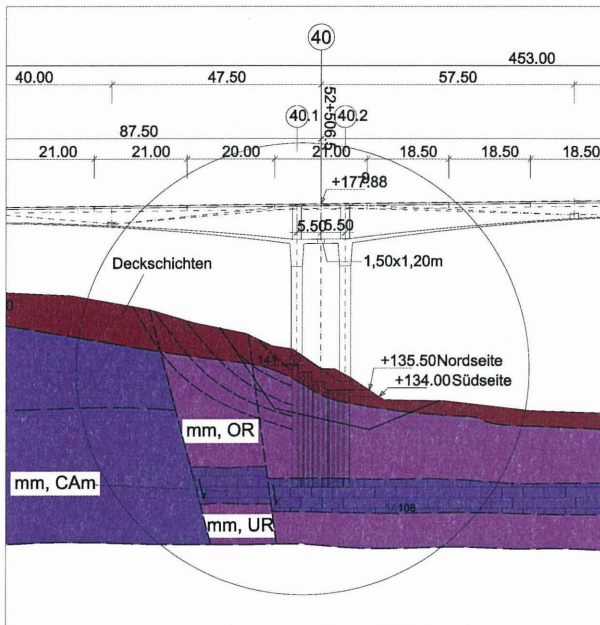
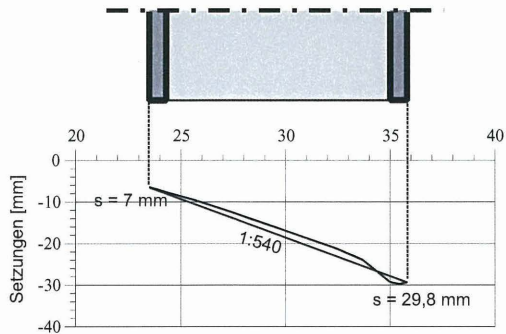
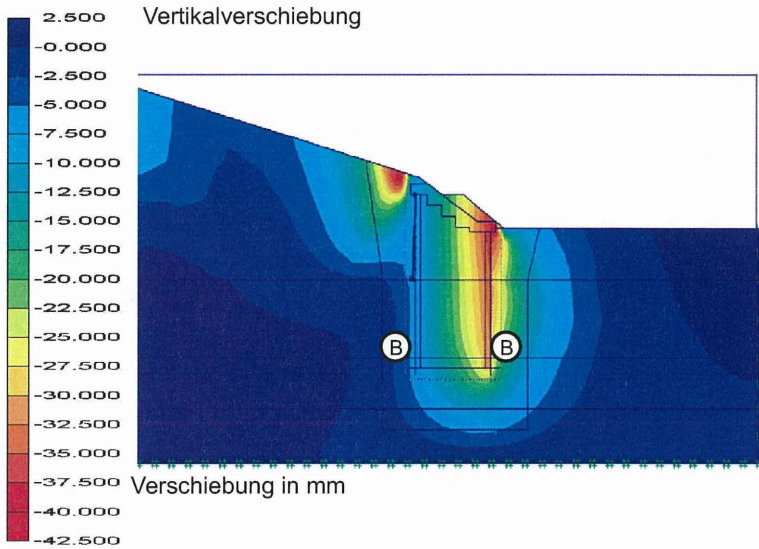


Bild 6: Rutschung Achse 40

Ein genaue Ermittlung der Wechselwirkung zwischen der durch die Brückenlasten und durch die Hangschubkräfte beanspruchten massiven Kastengründung einerseits und dem relativ steifen, als Durchlaufträger konzipierten Überbau andererseits war ein entscheidendes Entwurfskriterium für den Überbau. Zur realistischen Erfassung der komplizierten Baugrund-Bauwerks-Interaktion wurde eine 3D Finite Elemente Berechnung durchgeführt. Ein Berechnungsergebnis ist exemplarisch in Bild 7 dargestellt.



Vertikalverschiebung Schnitt B - B

Bild 7: Berechnungsergebnisse Rutschung Achse 40

Die bei der Berechnung angesetzten Stoffgesetze und die entsprechenden Bodenkennwerte wurden zuvor auf Grundlage der Ergebnisse der Probelastung kalibriert.

8 Ausblick

Zur Zeit ist die Brücke im Bau, die Gründungsarbeiten sind nahezu fertig gestellt. Die Pfeilerherstellung hat begonnen.

BAB A38 Weidatalbrücke

Länge:	453 m
Höhe über Gelände:	50 m
größte Feldweite:	169 m
Bauherr:	Land Sachsen Anhalt vertreten durch DEGES, Berlin
Baugrund und Probebelastung:	ARCADIS Consult, Erfurt und Darmstadt
Bauausführung Probebelastung:	Fa. Züblin, Niederlassung Dresden
Messtechnik:	Scanrock/Loadtest, Celle
Entwurf, Brücke:	Schmitt, Stumpf, Frühauf und Partner, Berlin
Bauausführung (Sondervorschlag):	Gerdum und Breuer, Kassel
Ausführungsplanung:	Dr. Kinkel und Partner, Neu-Isenburg

Literaturhinweise

Osterberg, J. O.: Load testing high capacity piles – what have we learned? Proceedings of the Fifth International Conference on Deep Foundation Practice, Singapore, April 2001

Dürrwang, R., Schulz, G.: Das Tragverhalten von Pfählen aus Probelastungen. Pfahlsymposium 2003, Braunschweig

Dürrwang, R.: Pfahltragfähigkeiten im Grenzbereich Lockerboden – Fels. Geotechnik Heft 3/97

Herr Rudolf Dürrwang

Herr Thomas Hecht

Herr Stephan Johmann

Herr Yasser El-Mossallamy

ARCADIS Consult GmbH

DEGES

Berliner Allee 6

Zimmerstr. 54

64295 Darmstadt

11117 Berlin

- Liegenschafts-entwicklung
- Erschließungs-planung
- Abwasserbehandlung

- Wasserversorgung, Wasserwirtschaft
- Bauplanung, Bau-betreuung, Bauwerk-sanierung

- Gebäuderückbau und Flächenrecycling

- Sanierung von Innen-raum-Schadstoffen

- Altlastensanierung

- Boden- und Grund-wasserschadensfälle

- Geotechnik

- Sondervorschläge

- Objektplanung

- Fachbauleitung

Beratung, Projektmanagement und Planung

in den Bereichen

- Infrastruktur
- Umwelt
- Bauwerke



ARCADIS

Internet: www.arcadis.de E-Mail: info@arcadis.de .. freecall 0800/123880

Single- und Multi-Level Tests nach dem Osterberg-Verfahren - Erfahrungen bei Probelbelastungen an Großbohrpfählen in Zentralamerika

Dr.-Ing. Christian Moormann

Dipl.-Ing. Holger Jud

Dr.-Ing. Jochen Keysberg

1 Einleitung

Die zuverlässigste Methode zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfählen ist noch immer die Durchführung von statischen Probelbelastungen an Pfählen, die bezüglich Herstellung und Pfahlgeometrie den geplanten Bauwerkspfählen entsprechen und die unter geotechnischen Randbedingungen hergestellt wurden, die den charakteristischen Baugrundverhältnissen im Baugelände entsprechen. Die Durchführung statischer axialer Probelbelastungen wird bei Pfählen mit hoher Tragfähigkeit durch die Aufwendungen für die Belas-

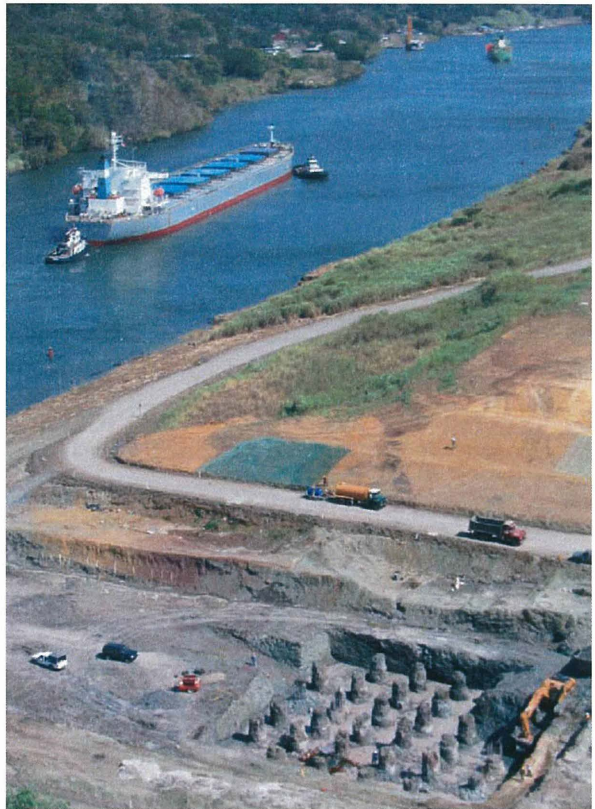


Bild 1 Herstellung von Großbohrpfählen für die Puente Centenario am Panama-Kanal

tungseinrichtung erschwert, die bei konventionellen Pfahlprobelbelastungen mit einer Last-einbringung am Pfahlkopf erforderlich wird, um ein ausreichendes Pressenwiderlager be-reitzustellen.

Als Alternative bietet sich die Unterteilung des Pfahlschafte in zwei oder mehr Segmente und die Anordnung von einbetonierten Pressen(-zellen) zwischen diesen Pfahlsegmenten an. Auf diese Weise können unter der mit gleichem Betrag nach oben und unten wirken-den Pressenkraft die Pfahlsegmente als gegenseitiges Widerlager mobilisiert werden, sie sind gleichzeitig 'acito' und 'reactio', so dass auf ein aufwendiges Pressenwiderlager am Pfahlkopf verzichtet werden kann. Dieses als 'Osterberg Load Test' bekannte Verfahren mit als Osterberg-Zellen oder kurz 'O-Cells[®]' bezeichneten Pressenzellen kann inzwi-schen auf mehr als 15 Jahre erfolgreiche internationale Anwendung verweisen (Osterberg 1989, 1998), in deren Verlauf bis dato mehr als 800 Probelbelastungen durchgeführt wur-den. Heute sind Prüflasten bis 220 MN möglich. Auch in Deutschland gibt es inzwischen erfolgreiche Anwendungen (Vogler & Katzenbach 2004, Dürrwang et al. 2005).

An die Planung, Umsetzung und Auswertung von Probelbelastungen nach dem Osterberg-Verfahren sind besondere Anforderungen zu stellen, die auch abhängig davon sind, ob der Pfahlschaft in zwei Segmente mit einer Ebene dazwischenliegender O'Cells (sogenannter 'Single-Level Test') oder ob der Pfahlschaft in drei oder mehr Segmente mit zwei oder mehr Ebenen O'Cells ('Multi-Level Tests') unterteilt wird.

Nachfolgend wird über die Konzeption und Ausführung von Pfahlprobelbelastungen an Großbohrpfählen in Zentralamerika berichtet, die als Single- und Multi-Level Tests mit Osterberg-Zellen durchgeführt wurden, um die Bemessungsansätze für die Pfahlgründun-gen einer neuen Großbrücke, der Schrägkabelbrücke 'Puente Centenario' über den Pa-nama Kanal, zu verifizieren (Bild 1). Im Vergleich von Single- und Multi-Level Tests wird auf die besonderen Schwierigkeiten bei der Planung eines Multi-Level Tests eingegangen. An Hand der Versuchsergebnisse werden aber auch die zusätzlichen (Auswerte-)Mög-lichkeiten, die sich aus den unterschiedlichen Phasen eines Multi-Level Tests ergeben, erläutert.

Der im amerikanischen Raum gebräuchliche Versuchsablauf des Quick-Load Tests nach ASTM D 1143 und die Ergebnisse der Probelbelastungen werden vor dem Hintergrund europäischer Erfahrungswerte (in der Regel: Maintained-Load Tests) bewertet.

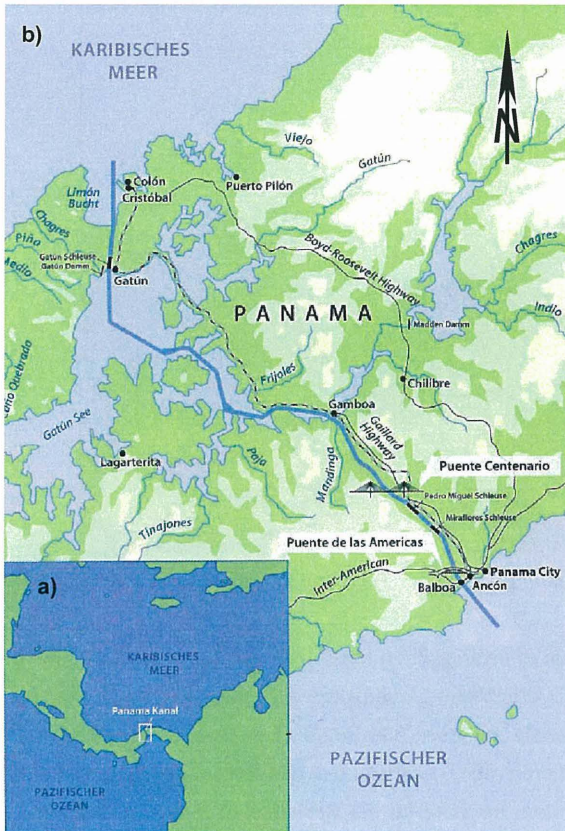


Bild 2

- a. Lage des Panama Kanals in der zentralamerikanischen Landenge zwischen Pazifischem Ozean und Karibischem Meer
- b. Lage der Puente Centenario nördlich von Panama City

2 Panama Kanal – Handelsweg und trennende Barriere

Der 81,6 km lange Panama Kanal verbindet durch die Landenge von Panama Atlantik und Pazifik (Bild 2). Er ist damit die kürzeste schiffbare Verbindung zwischen den beiden Weltmeeren und von entscheidender Bedeutung für die internationale Schifffahrt, insbesondere für die Handelsrouten zwischen der Ostküste der USA und der Westküste Südamerikas bzw. Asien und zwischen Europa und der Westküste der USA/Kanada. Der 90 m bis 300 m breite Kanal mit einer schiffbaren Tiefe von 12,4 m kann derzeit von Schiffen der 'Panamax'-Klasse mit maximal 294 m Länge und 32,3 m Breite befahren werden.

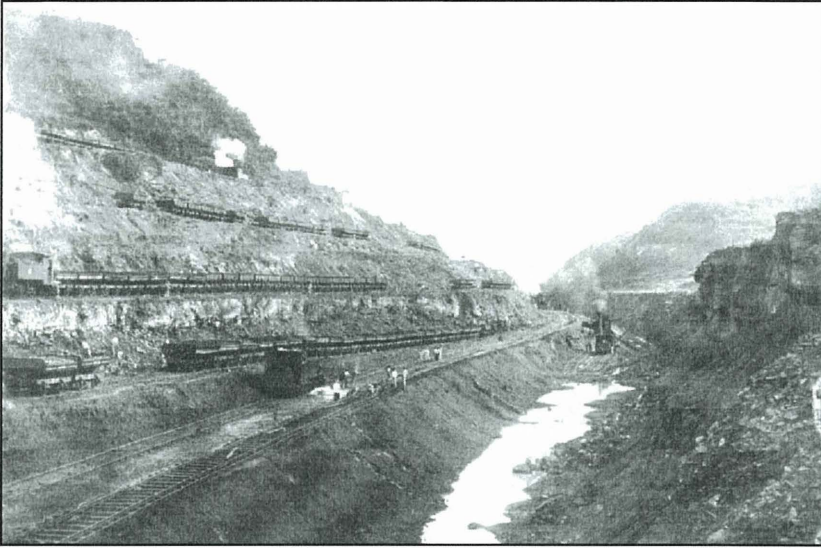


Bild 3 Panama Kanal: Aushubarbeiten mit Hilfe von Zügen im Gaillard Cut, 1911

Von den Häfen Cristóbal und Colón am Karibischen Meer (Atlantik) führt der Seekanal in süd-südöstlicher Richtung zunächst durch Mangrovensümpfe zu der dreistufigen Doppelschleuse von Gatun, in der die Schiffe auf 26 m ü.M. angehoben werden, bevor sie den künstlich angelegten Gatun-See queren, der - gespeist aus den tropischen Regenwäldern im Landesinneren - das Kanalsystem mit dem für die Schleusungsvorgänge benötigten



Bild 4
Der Dampfer 'Ancon' bei
der offiziellen Eröffnung des
Kanals am 15.8.1914 im
Bereich des Gaillard Cut

Wasser versorgt. Ab Gamboa verläuft der Kanal in einem 13,7 km langen, als 'Culebra Cut' bzw. 'Galliard Cut' bezeichneten Einschnitt, mit dem die bis 82 m hohe Wasserscheide zwischen den beiden Ozeanen überwunden wird. Die einstufige Doppelschleuse von Pedro Miguel (16,8 m ü.M.) und die zweistufige Doppelschleuse von Miraflores senken die Schiffe wieder auf Meeresniveau ab und führen zum pazifischen Ausgang bei Balboa nahe Panama City (Bild 2).

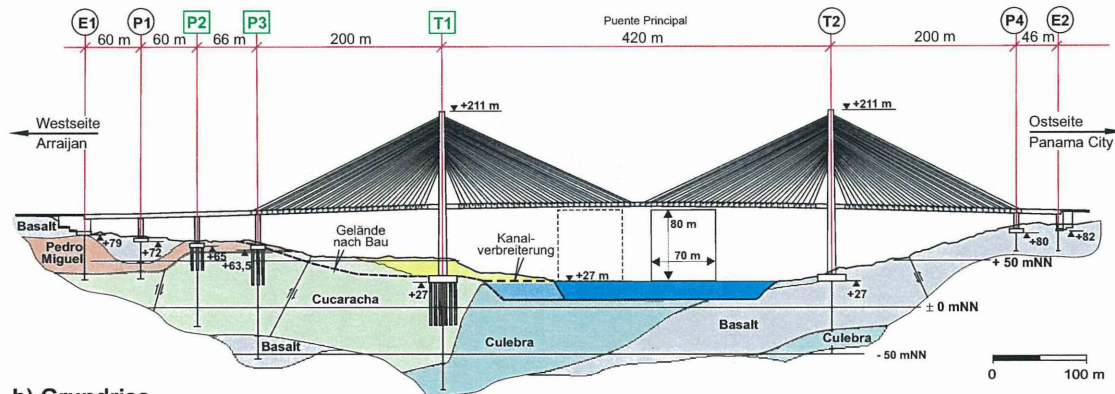
Der Gaillard Cut stellte die entscheidende Hürde beim Bau des Kanals dar. Ein erster, 1879 initiiert Versuch unter Leitung des französischen Ingenieurs de Lesseps, diesen Höhenrücken mit einem auf Meeresniveau geplanten Kanal zu queren, endete 1894 auf Grund technischer Schwierigkeiten, aber auch durch die verheerenden Auswirkungen des Gelbfiebers im finanziellen Ruin. Erst einer US-amerikanischen Initiative gelang ab 1903 in einer zehnjährigen Bauzeit unter Einsatz von 75.000 Arbeitern und eines Eisenbahngestützten Aushubkonzepts für den Gaillard Cut (Bild 3) der Durchbruch: im August 1914 konnte der Kanal, der jetzt im Gaillard Cut 26 m über Meeresspiegel liegt, eröffnet werden (Bild 4). Aber bereits ein Jahr später musste der Kanal nach einer gewaltigen Böschungsrutschung im Gaillard Cut vorübergehend wieder geschlossen werden. Weitere Böschungsrutschungen machen seitdem den Gaillard Cut, der erst 2001 von 152 m auf 192 m verbreitert wurde, zu dem geotechnisch schwierigsten Abschnitt des Kanals. Derzeit laufen konkrete Planungen für einen Ausbau des Panama Kanals und für den Bau neuer, größerer Schleusen für Schiffe der 'Post Panamax'-Klasse.

Der Panama-Kanal und die angrenzende Kanalzone stellen für die zentralamerikanische Republik Panama aber nicht nur den wichtigsten Wirtschaftsfaktor dar, sondern teilen das Land auch in zwei Teile, die bislang nur an einer Stelle und damit unzulänglich durch eine stählerne Fachwerk-Hochbrücke, die 1961 von den US-Amerikanern gebaute 'Puente de las Americas' nahe Balboa, verbunden sind.

3 Neue Schrägkabelbrücke 'Puente Centenario' über den Panama-Kanal

Vor diesem Hintergrund wurde eine zweite feste Verbindung über das Kanalsystem geplant: die Schrägkabelbrücke 'Puente Centenario', die ein zentrales Element einer festen,

a) Längsschnitt



b) Grundriss

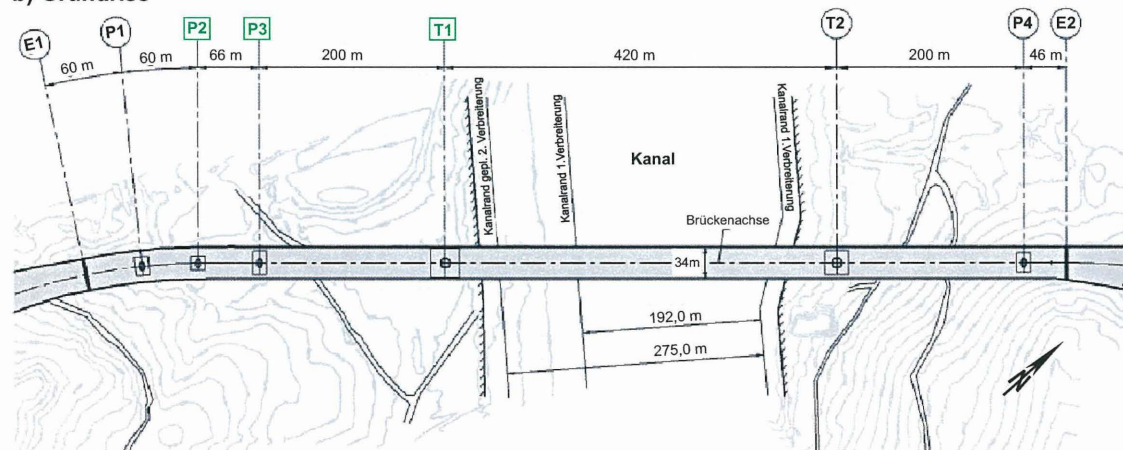


Bild 5 Längsschnitt und Grundriss der neuen Schrägkabelbrücke
Puente Centenario über den Panama-Kanal

transkontinentalen Landverbindung ('Interamerican Highway') zwischen Nord- und Südamerika sein wird. Sie besitzt bei einer Gesamtlänge von 1.052 m eine offene Hauptspannweite von 420 m, die von zwei 184 m hohen Hauptpylonen aus abgespannt wird (Bild 5). Westlich des hier 17 m tiefen Kanals sind neben dem Pylon T1 noch drei weitere Pfeiler P1 bis P3 und ein Widerlager platziert. Östlich des Kanals folgen dem Pylon T2 noch ein Pfeiler und ein Widerlager. Die neue Großbrücke quert nördlich der Pedro Miguel-Schleuse den Gaillard-Cut (Bild 2) und liegt damit in einer geologisch außerordentlich heterogenen und tektonisch beanspruchten Zone, nutzt aber zugleich den 80 m tiefen Einschnitt des Kanals zur Erzielung einer entsprechend großen freien Durchfahrtshöhe für die Seeschiffe auf dem Kanal (Bild 5).

Die Ausführungsplanung der Spannbeton-Schräggabelbrücke erfolgte durch LAP · Leonhardt, Andrä und Partner, die Bauausführung durch die Bilfinger Berger AG. Smoltczyk & Partner hat die Baugrund- und Gründungsgutachten erstellt, die Flach- und Tiefgründungen optimiert und als geotechnischer Berater die Ausführung begleitet. Im August 2004 wurde die Brücke anlässlich des 90. Jahrestages der Kanaleröffnung nach nur zweijähriger Bauzeit eingeweiht.

4 Baugrund- und Grundwassersituation

Bild 5a zeigt entlang der den Gaillard Cut querenden Brückenachse schematisch und stark vereinfachend die außerordentlich heterogene Baugrundsituation, die im wesentlichen vulkanischen Ursprungs ist. Auf der Ostseite der Brücke stehen harte bis sehr harte, dunkle Basalte als eruptives Ergussgestein an, die eine Flachgründung des Pylons T2, des Pfeilers P4 und des Widerlagers E2 bei Ausnutzung hoher zulässiger Sohlnormalspannungen von bis zu 5 MN/m² ermöglichen.

Auf der Westseite steht im Bereich der Achsen P2, P3 und T1, die hier im folgenden bezüglich ihrer Pfahlgründungen detaillierter betrachtet werden, im wesentlichen die Cucaracha-Formation bis in große Tiefen an, in Teilbereichen binden die Pfähle dieser Achsen auch bereichsweise in die Pedro Miguel-Formation (Achse P2) und die Culebra-Schicht (Achse T1) ein.

Die Cucaracha-Formation, die dem mittleren Miozän zuzurechnen ist, besteht - ähnlich wie die Pedro Miguel-Formation im Bereich der Achsen E1 bis P2 - aus Andesit, also verfestigten Ablagerungen, die ursprünglich als Asche aus intensiver vulkanischer Aktivität niedergingen. Heute handelt es sich überwiegend um mäßig harte, dunkelgraue und rote schiefrige Tonsteine, in die tuffartige feinkörnige Sandsteine und kiesige Konglomerate eingelagert sind. Vereinzelt können auch Basaltblöcke eingeschlossen sein. Die vulkanischen Gesteine zeigen im Kontakt zu Atmosphärrillen chemische Abbindeprozesse.

Die schiefrigen *Tonsteine* (clay shale) machen 50 % bis 60 % der Cucaracha-Formation aus, wobei es sich hierbei eigentlich um kompakte, weiche bis mäßig harte (RH-1-3), massiv gebänderte, verfestigte Tuffe handelt, in denen sich die ursprünglichen, instabilen, glasartigen Partikel der vulkanischen Asche in zum Teil wachsartig glänzende Tonminerale verwandelt haben. Die teilweise bentonitartig wirkenden Tonsteine werden von zahlreichen, unregelmäßig orientierten Harnischflächen sowie Schrumpfrissen und tektonischen Störungen durchzogen.

Die eingelagerten *Sandsteine* sind überwiegend stark verwittert (RH-1-2) und besitzen nur lokal auch größere Festigkeiten.

In der Summe können die Halbfestgesteine der Cucaracha-Formation als ein sehr heterogener „soft rock“ charakterisiert werden, dessen Schichtung und Festigkeit auch eng-räumig so stark variiert, dass eine stratigraphische Feingliederung nicht möglich ist und in

		P2	P3	T1
natürlicher Wassergehalt	$\bar{w}_n$ [%]	12	16	14
einaxiale Druckfestigkeit	$\bar{q}_u$ [MN/m ²]	6,5	5,8	6,0
Rock Quality Designation	RQD [%]	15	18	53
Rock Mass Rating	RMR [-]	10	10-15	40
Wichte	γ / γ' [kN/m ³]	22 / 12	22 / 12	22 / 12
Winkel innere Reibung	ϕ' [°]	20	20	30
Kohäsion	c' [kN/m ²]	50	60	100
Steifemodul	E_s [MN/m ²]	110	130	200

Tab. 1 *Ergebnisse der Baugrunderkundung und Laborversuche (Mittelwerte) an den drei Achsen P2, P3 und T1 mit einer Pfahlgründung in der Cucaracha-Formation und abgeleitete Bodenkennwerte*

der Literatur gar von einer „chaotic geology“ die Rede ist (Stewart 1984). Für bautechnische Belange kann die Formation daher nur als ein in seinen bodenmechanischen Eigenschaften - makroskopisch gesehen - einheitliches Schichtpaket bewertet werden.

Die in einem Teilbereich des Pylons T1 anstehende Culebra-Formation besteht im wesentlichen aus kalkhaltigen, tuffartigen Sandsteinen (RH-2-3).

Die vom Bauherrn zur Verfügung gestellten Ergebnisse einer vorausgegangenen Baugrunderkundung beinhalteten die Schichtenverzeichnisse der direkten Aufschlüsse in den Bauwerksachsen sowie die Ergebnisse von Laborversuchen, im Wesentlichen Klassifizierungsversuchen zur Bestimmung des natürlichen Wassergehaltes w_n und der einaxialen Druckfestigkeit q_u , die allerdings in großen Bandbreiten schwanken (Tabelle 1, Bild 6). Im Rahmen eines ergänzenden Baugrunderkundungsprogramms für die Ausführungsplanung konnten auf Grund des engen Zeitrahmens nur im begrenzten Umfang zusätzliche Feld- und Laborversuche ausgeführt werden. Als wesentliche Eingangsgrößen für die Bemessung der Pfahlgründungen der Achsen P2, P3 und T1 mussten daher neben den Ergebnissen der Laborversuche, der aus der Ansprache im Feld zur Verfügung stehende RQD-

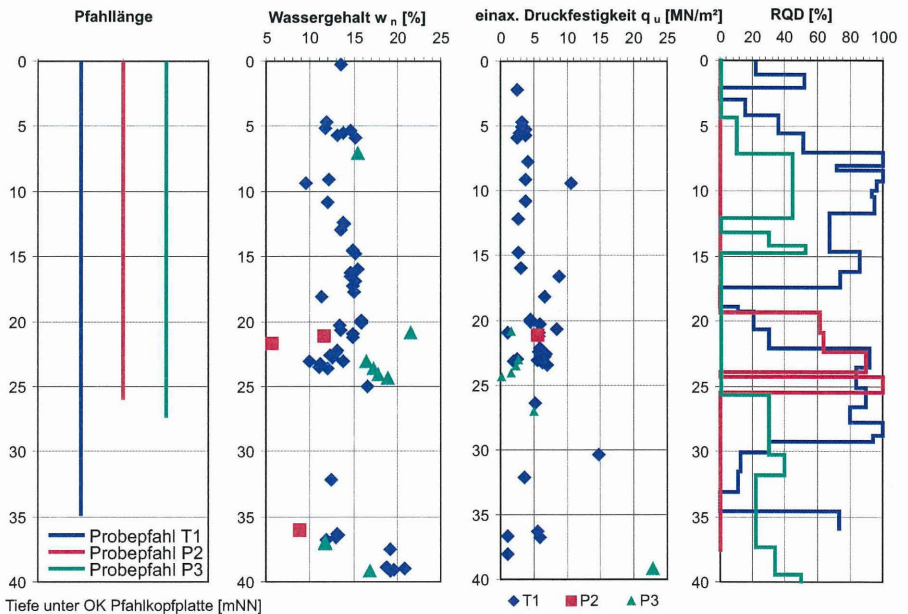


Bild 6 Laboregebnisse und RQD-Werte in den Achsen T1, P2 und P3

Parameter (Rock Quality Designation, Deere 1964) und der abgeleitete Summenparameter RMR (Rock Mass Rating) genutzt werden (Bieniawski 1974), die auch die Eingangsgrößen für die hier als Bemessungsgrundlage festgelegten AASHTO-Regularien (2002) darstellen. Die RQD-Werte variierten auch kleinräumig zwischen 0 % und 100 % stark, so dass eine Mittelwertbildung erforderlich wurde, nach der an den Achsen P2 und P3 mit RQD-Werten von 15 % bis 18 % deutlich ungünstigere Bedingungen indiziert werden als an der Achse T1 mit im Mittel RQD = 53 %. Der für den Bereich der Pfahltragstrecken evaluierte Summenparameter RMR von lediglich 10 bis 15 in den Achsen P2 und P3 entspricht nach Hoek und Brown (1980) nur einem „very poor rock“, während die Halbfestgesteine in Achse T1 mit im Mittel RMR = 40 als „poor“ bis „fair rock“ klassifiziert werden können.

Die Eingangsgrößen und die unter Berücksichtigung weiterer Laborversuche zur Bestimmung der Scherparameter u.a. nach Bieniawski (1974) und Hoeck (1983) abgeleiteten Bodenkennwerte für die drei Brückenachsen mit einer Pfahlgründung sind in Tabelle 1 als Mittelwerte zusammengefasst.

Grundwasser wurde in den überwiegend gering durchlässigen Halbfestgesteinen der Cucaracha-Formation nur in schwebenden Grundwasserhorizonten in variierenden Tiefenlagen angetroffen.

5 Pfahlgründungen

Für den im Bereich der Cucaracha-Formation auf der Westseite des Kanals angeordneten Pylon T1 und die Pfeiler P2 und P3 wurden zum verformungsverträglichen Abtrag der hohen Bauwerkslasten (Tabelle 2) Pfahlgründungen mit Großbohrpfählen, Durchmesser $D = 2,0$ m, konzipiert. Dabei waren am Pylon T1 mit einer maximalen Vertikallast in der Gründungsebene von 524 MN, einer in Richtung Kanal orientierten Horizontalkraft von 77 MN und einem Moment von 1.370 MNm die größten Gründungslasten abzutragen.

In der bauherrenseitigen Vorplanung waren für die Pfahlgründungen der Pfeiler P2 und P3 sehr große Pfahllängen von im Mittel 70 m ermittelt worden. Auch für die Achse P1 war zunächst eine Pfahlgründung vorgesehen.

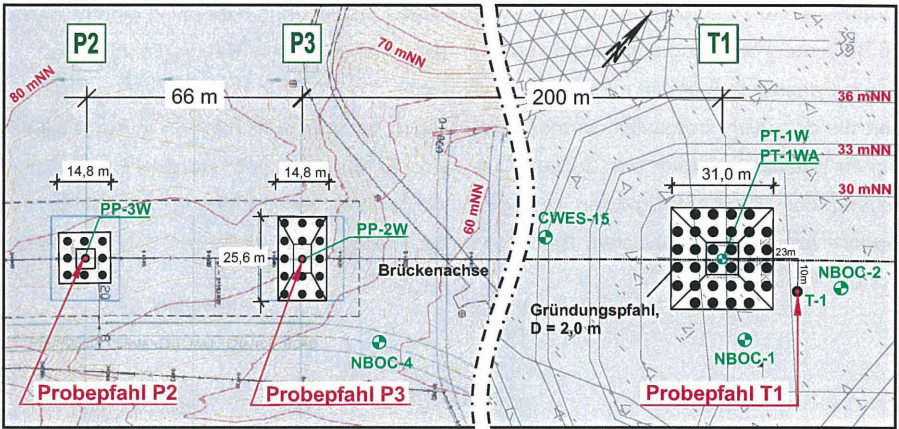


Bild 7 Pfahlgründungen P2, P3 und T1: Baugrunderkundung und Lage der drei Probepfähle

Im Rahmen der Gründungsoptimierung während der Ausführungsplanung konnte an der Achse P1 auf eine Pfahlgründung verzichtet und an den drei verbleibenden tiefgegründeten Brückenachsen P2, P3 und T1 die Pfahllängen um über 50 % auf 25 m bis 35 m reduziert werden.

Diese nachhaltige Reduktion der Pfahllängen wurde möglich durch eine konstruktive Optimierung des Brückenentwurfs, insbesondere eine Modifikation der Lagerbedingungen des

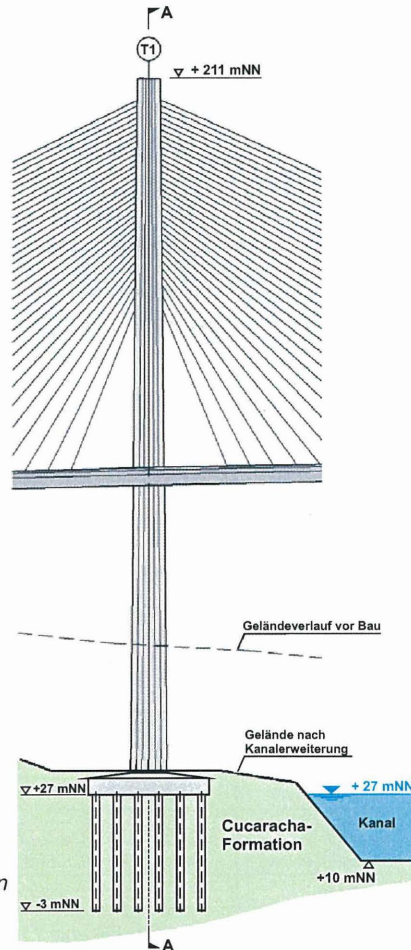
		P2	P3	T1
Lasten				
max. Vertikalkraft	V [MN]	90	196	524
max. Horizontalkraft	H _x [MN]	12	18	77
max. Moment (Gründungsebene)	M _y [MNm]	110	210	1.370
Pfahlgründung				
Anzahl Pfähle	n [-]	9	15	32
Pfahldurchmesser	D [m]	2,0	2,0	2,0
Pfahllänge	l [m]	35	25	30
Abmessungen Pfahlkopfplatte	a x b [m x m]	14,8 x 14,8	14,8 x 25,6	31,0 x 31,0
Dicke Pfahlkopfplatte	D [m]	3,0 ÷ 4,0	3,0 ÷ 4,0	4,0 ÷ 5,5

Tab. 2 Pfahlgründung der Brückenachsen P2, P3 und T1

Überbaus, die zu einer Reduktion der Auflagerkräfte führten, und durch eine differenzierte Bewertung der Baugrundsituation und der hieraus abgeleiteten Pfahltragfähigkeiten.

Da in Panama Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 2,0 m und dem gewählten Verfahren bis dato nicht hergestellt wurden und es auch für andere Pfahltypen in den vulkanischen Halbfestgesteinen des Gaillard Cuts keine Erfahrungen gab, standen für die Beurteilung der Pfahltragfähigkeiten keine Erfahrungswerte zur Verfügung. Grundlage der boden- bzw. felsmechanischen Bemessung der Pfahlgründungen waren daher statische

a) Ansicht Pylon T1



b) Schnitt A-A

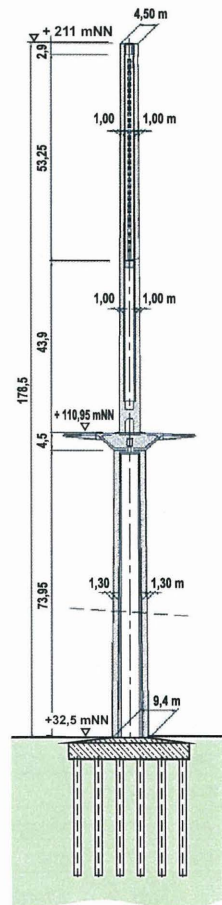


Bild 8

Pfahlgründung des
Pylons T1 neben
der rund 20 m hohen
Kanalböschung

Pfahlprobelbelastungen. Dabei wurde im Hinblick auf die außerordentlich komplexe Baugrundsituation im Gaillard Cut, insbesondere unter Berücksichtigung der nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung stark streuenden Eigenschaften der vulkanischen Halbfestgesteine (i.w. der Cucaracha-Formation), an jeder der drei Achsen P2, P3 und T1 eine Probelbelastung durchgeführt, über die in den nachfolgenden Abschnitten 6 und 7 im Detail berichtet wird.

Die Vorbemessung der Pfahlgründungen stützte sich bei der Ermittlung der axialen Pfahltragfähigkeiten im wesentlichen auf Korrelationen zwischen den ermittelten Kennzahlen zur Gebirgsklassifizierung bzw. den Laborergebnissen und Erfahrungswerten, wobei die der Bemessung zu Grunde zu legende AASHTO (2002) hier keine bindenden Angaben zur Wahl des Bemessungskonzeptes bzw. der Korrelation macht.

Neben den Bauwerkslasten aus Eigengewicht und Verkehrslasten waren bei der Bemessung der Pfahlgründungen die Einwirkungen aus dem Lastfall Erdbeben mit einer maximalen Beschleunigung von $0,33 \cdot g$ in vertikaler *und* horizontaler Richtung und die Einwirkungen aus der Lage der Pfahlgründungen im Hangbereich, so insbesondere beim Pylon T1 die benachbarte Kanalböschung (Bild 8), zu berücksichtigen. Neben der Gruppenwirkung unter vertikaler und horizontaler Beanspruchung waren außerdem die Auswirkungen der Aushubentlastung durch die vorbereitenden, umfangreichen Erdarbeiten zu bewerten. So war im Bereich des Pylons T1 vor Beginn der Pfahlbohrarbeiten die ursprüngliche Böschung um rund 40 m abgetragen worden (Bild 8).

Die Pfahlgründung für den Pylon T1 besteht aus 32 Pfählen mit einer Pfahllänge von 30 m, für den Pier P3 wurden 15 Pfähle mit einer Länge von 25 m und für den Pier P2 nur 9 Pfähle mit einer Länge von 35 m hergestellt (Tabelle 2). In den drei Pfahlgruppen beträgt der Achsabstand der benachbarten Pfähle 5,4 m und ist damit etwas geringer als $3 \cdot D$. Bild 7 zeigt die drei Pfahlgründungen und die Lage der Probepfähle im Überblick zusammen mit den zur Verfügung stehenden Baugrundaufschlüssen.

Die Herstellung der Großbohrpfähle ($D = 2 \text{ m}$) erfolgte im Schutz einer bis zur Endteufe geführten Verrohrung und unter Aufrechterhaltung einer Wasserauflast im Bohrloch. Der Aushub wurde mit einem von einem Seilbagger geführten Kugelgreifer realisiert (Bild 1). Nach Abschluss der Aushubarbeiten wurde die Bohrlochsohle mit dem Greifer und Airlift gesäubert.

6 Probelastungen nach dem Osterberg-Verfahren

Die drei Pfahlprobelastungen an den Großbohrpfählen wurden nach dem Osterberg-Verfahren konzipiert und ausgeführt. Die Osterberg-Zelle ist eine hydraulisch betriebene, kalibrierte Presse für den einmaligen Einsatz, die bei der Pfahlherstellung am Bewehrungskorb befestigt in dem Pfahlschaft einbetoniert wird. Der Probepfahl P3 wurde als Single-Level Test geplant, die Probepfähle P2 und T1 wurden als Multi-Level Test konzipiert. Der Vergleich der drei in enger räumlicher Nähe und unter grundsätzlich vergleichbaren Baugrundverhältnissen ausgeführten Probelastungen erlaubt eine Beurteilung der konzeptionellen Besonderheiten, der Durchführung und der Auswertemöglichkeiten von Single- und Multi-Level Tests nach dem Osterberg-Verfahren.



Bild 9

*Instrumentierter
Bewehrungskorb für
Probepfahl T1 vor dem
Einbau: O`Cell-Ebene A
mit 5 Zellen à 11,4 MN*

6.1 Konzeption der Probepfähle für Single- und Multi-Level Tests

Die Probelastung am Pylon T1 erfolgte an einem Probepfahl, der außerhalb der späteren Pfahlgruppe lag (Bild 7), während am Pfeiler P2 und P3 der in der Mitte der Pfahlgruppe liegende Bauwerksfahl, also der für die Pfahlgruppe repräsentativste Pfahl, als Probe-

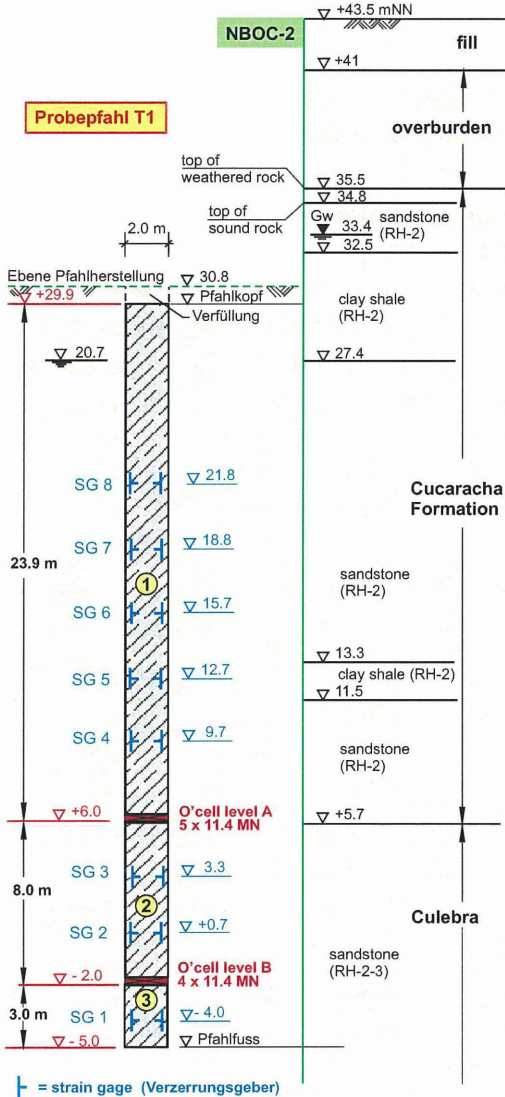


Bild 10

Aufbau Probepfahl T1 als Multi-Level Test,
Pfahllänge 34,9 m

pfahl konzipiert wurde. Die Probepfähle P2 und P3 konnten dabei als Bauwerkspfähle genutzt werden, indem in den O'Cell-Ebenen die Zellen und der gerissene Betonquerschnitt nach Abschluss der Probelastungen kraftschlüssig verpresst wurden.

Das Konzept des Osterberg-Verfahrens setzt, sofern ein optimales, die Pfahltragfähigkeit vollständig beschreibendes Ergebnis erzielt werden soll, voraus, dass die Pfahlsegmente, die durch die Osterberg-Zellen bidirektional beansprucht werden, näherungsweise vergleichbare Widerstände bei verträglichen Verformungswegen mobilisieren können. Diese Anforderung wird oft, z.B. bei einer typischen Felspfahlgründung, näherungsweise erfüllt, wenn eine Ebene mit Osterberg-Zellen (typischer Single-Level Test) knapp über dem Pfahlfuß angeordnet wird und die Mantelreibung entlang des Pfahlschaftes in Relation zum Spitzendruck getestet werden kann. Stehen jedoch im Pfahlfußbereich keine steiferen Schichten an als entlang des Pfahlmantels, streuen die Bodeneigenschaften über die Pfahl-

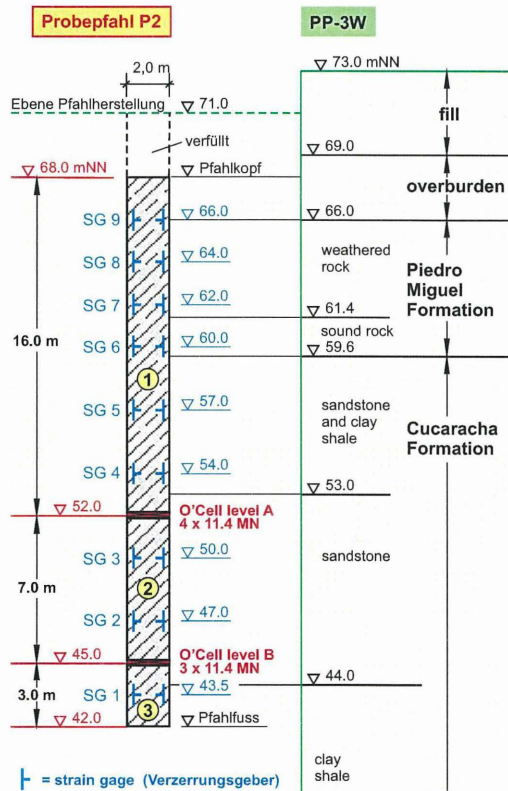
länge stark und liegen zudem keinerlei vergleichbaren Erfahrungswerte zum Pfahltragverhalten vor, so ist, wie im vorliegenden Fall, die Festlegung der Höhenlage der O'Cell-Ebenen eine schwierige, aber für den Erfolg der Probelastung entscheidende Aufgabe, wie auch die nachfolgend diskutierten aktuellen Erfahrungen in Panama zeigen.

Vor diesem Hintergrund wurde der in der zeitlichen Folge als erster Pfahl zu testende Probepfahl T1 als Multi-Level Test konzipiert (Bild 10). Der insgesamt 34,9 m lange Pfahlschaft wurde in drei Pfahlsegmente unterteilt: Das oberste Pfahlsegment 1 mit einer Länge von 23,9 m wird von der O'Cell-Ebene A mit 5 Zellen à 11,4 MN (max. Prüflast 57 MN) gegenüber dem mittleren Pfahlsegment 2 mit 8,0 m Länge getrennt. Dieses wiederum wird durch die O'Cell-Ebene B mit 4 Zellen à 11,4 MN (Prüflast 45,6 MN) vom untersten, nur 3,0 m langen Pfahlsegment 3 abgetrennt.

Die beiden drei Monate später, dann aber ein um den anderen Tag getesteten Probepfähle P2 und P3 sind mit rund 26 m Pfahllänge deutlich kürzer als T1. Der 26 m lange Probepfahl P2 wurde wiederum als Multi-Level Test konzipiert (Bild 11), wobei die Einteilung der drei Pfahlsegmente dem bewährten Konzept des Probepfahles T1 folgte: Das oberste Pfahlsegment 1 ist 16,0 m lang, das mittlere Pfahlsegment 2 besitzt eine Länge von 7,0 m und das unterste, kurze Segment ist wieder 3,0 m lang.

Bild 11

Aufbau Probepfahl P2 als Multi-Level Test, Pfahllänge 26 m



Der Probepfahl P3 wurde hingegen - auch unter ökonomischen Gesichtspunkten - als Single-Level Test ausgeführt (Bild 12). Die O'Cell-Ebene mit 3 Osterberg-Zellen à 13,6 MN (Prüflast 41 MN) wurde in etwa im unteren Drittel des Pfahlschaftes angeordnet.

Alle drei Probepfähle wurden nach dem gleichen Konzept mit Messgebern instrumentiert: In jeder O'Cell-Ebene sind zwischen der oberen und der unteren Lasteinleitungsplatte drei bzw. vier elektrische Wegaufnehmer installiert, die die vertikale Ausdehnung der Pressen messen. Zwischen der oberen O'Cell-Ebene und dem Pfahlkopf wurden am Bewehrungskorb zwei, sich im Pfahlschaft gegenüberliegende Extensometerstangen installiert, mit denen die vertikale Verschiebung der Oberkante der oberen O'Cell-Ebene gemessen werden konnte. Bei den Multi-Level Tests wurden

außerdem im mittleren Pfahlsegment drei Extensometerstangen mit elektrischen Wegaufnehmern installiert, mit denen die Relativverschiebung zwischen der Unterkante der O'Cell-Ebene A und der Oberkante der O'Cell-Ebene B gemessen wurde. Bei dem Single-Level Versuch P3 wurden diese Extensometer im unteren Pfahlsegment zwischen der Unterkante der O'Cell-Ebene und dem Pfahlfuß installiert. Die Pfahlkopfverschiebungen wurden über elektrische Wegaufnehmer in Bezug auf einen Referenzbalken gemessen.

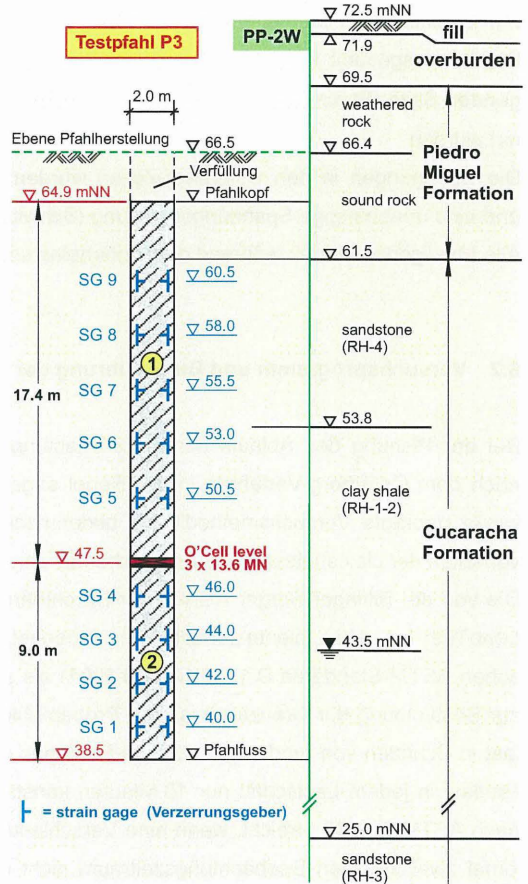


Bild 12

Aufbau Probepfahl P3 als Single-Level Test,
Pfahllänge 26,4 m

Zur Ermittlung der Mantelreibungsverteilung entlang der Pfahlsegmente wurden in jedem Pfahl in insgesamt 9 Ebenen Verzerrungsmessgeber nach dem Verfahren der Schwingenden Saite (Strain gages · SG) installiert, wobei immer zwei Geber pro Ebene angeordnet wurden.

Die Spannungen in den Osterberg-Zellen wurden redundant über ein Druckmanometer und eine unabhängige Spannungsmessung (Schwingende Saite) erfasst.

Alle Messgeber wurden während der Probelastungen über einen Datalogger erfasst.

6.2 Versuchsprogramm und Durchführung der Probelastungen

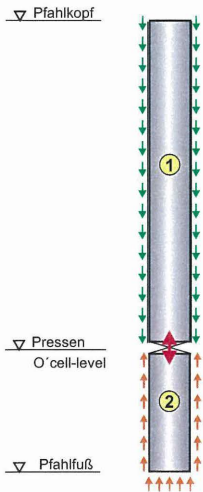
Bei der Planung des Ablaufs der Probelastungen galt es, die bei Probelastungen nach dem Osterberg-Verfahren in der Regel angewendete, durch amerikanische Regelwerke geprägte Versuchsmethodik mit bodenmechanischen Überlegungen (z.B. Kriechverhalten der clay shales) und europäischen Erfahrungswerten abzugleichen.

Die von der Bilfinger Berger AG mit der Durchführung der Probelastungen beauftragte LOADTEST Inc., USA, plante zunächst, die Probelastungen entsprechend des amerikanischen ASTM-Standards D 1143 (ASTM 1994) als sogenannte 'Quick-Load Tests' primär zur Bestimmung der Grenztragkraft der Probepfähle auszuführen. Danach sollte die Prüflast in Schritten von rund 1 MN bis zum Erreichen der Grenzlast gesteigert und dabei die Prüflast in jedem Lastschritt nur 10 Minuten konstant gehalten werden. Die Grenzlast ist nach ASTM D 1143 erreicht, wenn eine Verschiebungsrate von 0,25 mm/h bei einem maximal zweistündigen Beobachtungszeitraum nicht unterschritten wird. Hieraus abgeleitet wurde von LOADTEST bei der vorgeschlagenen kurzen Dauer der Laststufen als Grenzkriterium eine maximale Verschiebung von 0,033 mm im Beobachtungszeitraum zwischen 2 und 10 Minuten abgeleitet. Da aber zu erwarten war, dass in den anstehenden Halbfestgesteinen eine konstante Verschiebungsrate innerhalb des 10minütigen Beobachtungszeitraums insbesondere bei Belastungen nahe der Grenzlast nicht zu erreichen und das Grenzkriterium im vorgeschlagenen Beobachtungszeitraum nur bei geringer Ausnutzung der Pfahltragfähigkeiten einzuhalten sein würde, wurde für ausgewählte Laststufen der Beobachtungszeitraum in Anlehnung an europäische und insbesondere deutsche Erfahrungen mit Maintained-Load Tests (AK 2.1 der DGGT, 1998) planmäßig derart verlängert, dass ein konstantes Kriechmaß $k_s = (s_2 - s_1) / \log(t_2/t_1)$ eindeutig zu ermitteln war. Als Kri-

terium für das Erreichen der Grenzlast der Pfahlsegmente wurde letztlich ein Kriechmaß von $k_s = 2 \text{ mm}$ festgelegt.

Während der Versuche wurden die über einen Datenlogger erfassten Messwerte aus den Pressen, den Extensometern und den Dehnungsaufnehmer über eine Software in Echtzeit visualisiert. Dies ermöglichte eine rasche Anpassung des Versuchsablaufes. Die Beaufschlagung der Pressen erfolgt über pneumatische Aggregate, die Lastkonstanthaltung durch manuelle Nachjustierung bei einer kontinuierlichen Überwachung der Messwerte.

6.2.1 Single-Level Tests



Der Versuch des mit einer Pressenebene (Single-Level Test) konzipierten Probepfahls am Standort des Pfeilers P3 bestand nur aus einer Phase, in der das obere und das untere Segment durch die Osterberg-Zellen (O'Cells) bidirektional beansprucht werden (Bild 13). Die maximale Prüflastlast wird dabei entweder durch das Erreichen der Grenztragfähigkeit im oberen oder unteren Pfahlsegment bzw. durch die maximale Pressenlast begrenzt. Es war vorgesehen, die maximale Prüflast in Schritten von rund 1,4 MN aufzubringen und das Kriechverhalten der geprüften Pfahlabschnitte auf ausgewählten Laststufen bei verlängerten Beobachtungszeiten zu überprüfen.

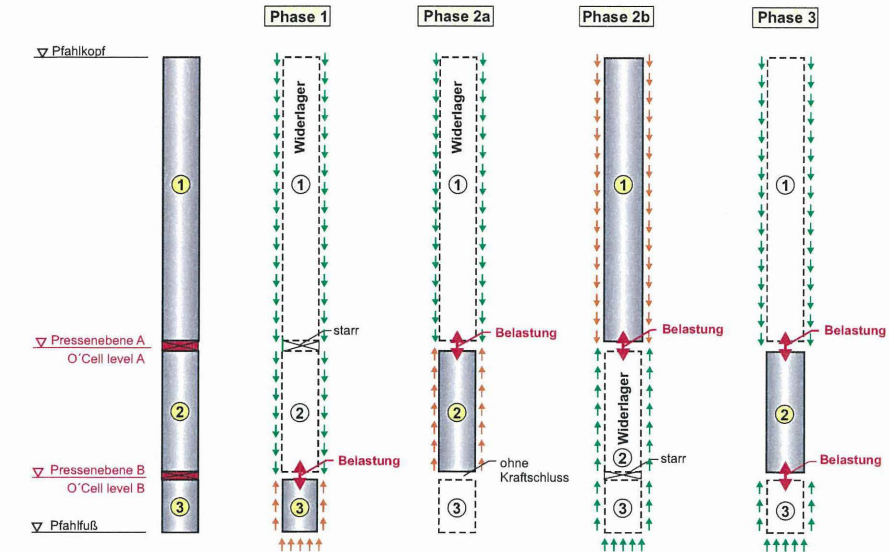
Insgesamt wurde die maximal mobilisierte Pressenlast von 30,7 MN in 21 Lastschritten aufgebracht, die Versuchsdauer bis zum Erreichen der maximalen Pressenlast betrug insgesamt 7 Stunden. Die maximal Kapazität der Pressen wurde somit nur etwa zur Hälfte ausgenutzt.

Bild 13

Single-Level Tests
Schema

6.2.2 Multi-Level Tests

Für die an den Probepfählen am Standort des Pfeilers P2 und am Pylon T1 konzipierten Pfähle mit 2 Pressenebenen (Multi-Level-Tests) gliederte sich der nachfolgend beschriebene und in Bild 14 zusammenfassend visualisierte Versuchsablauf in vier Phasen:



	Phase 1	Phase 2a	Phase 2b	Phase 3
Größe ΔN der Laststufen				
Probepfahl P2	1,0 MN	-	-	-
Probepfahl T1	1,1 MN	1,1 MN	1,1 MN	6 MN
max. Pressenkraft	Ebene B	Ebene A	Ebene A	Ebene A und B
Probepfahl P2	26,7 MN	35,6 MN	-	-
Probepfahl T1	45,6 MN	57 MN	57 MN	45,6 MN / 57 MN
max. erreichte Prüflast				
Probepfahl P2	14,5 MN	-	-	-
Probepfahl T1	23,1 MN	8 MN	41,5 MN	23 MN
Prüfzeit bis zum Erreichen der max. Prüflast				
Probepfahl P2	6 h	-	-	-
Probepfahl T1	6 h	2 h	6,5 h	20 min

Bild 14 Prinzipieller Versuchsablauf und Versuchsdaten der Multi-Level Tests bei den Probepfählen T1 und P2

Phase 1: Primäres Ziel dieser Phase: Prüfung der Tragfähigkeit im untersten Pfahlsegment 3, also im wesentlichen des Spitzendrucks durch Beaufschlagung der Pressen in Ebene B. Die Pressen in Ebene A bleiben geschlossen, so dass

die Mantelreibung entlang der Pfahlsegmente 1 und 2 als Widerlager genutzt werden kann. Nach Erreichen der Grenzlast werden die Pressen in Ebene B in mehreren Laststufen entlastet und so - in Vorbereitung der Phase 2a - das Segment 2 vom Segment 3 entkoppelt.

Phase2a: Primäres Ziel: Prüfung der Tragfähigkeit, also der Mantelreibung des Pfahlsegmentes 2, durch Beaufschlagung der O'Cells in Ebene A. Eine Kraftübertragung der eingeleiteten Last in das Pfahlsegment 3 wird durch Öffnen der Ventile an den Osterberg-Zellen in Ebene B vermieden.

Phase2b: Primäres Ziel: Prüfung der Tragfähigkeit im Pfahlsegment 1. Nach Erreichen der Grenztragkraft in Pfahlsegment 2 werden die Ventile der O'Cells in Ebene B geschlossen und die Last in Ebene A weiter gesteigert. Gleichzeitig zur Prüfung der Tragfähigkeit im Pfahlsegment 1 kann das Pfahltragfähigkeitsverhalten in einer Wiederbelastung am Pfahlsegment 3 geprüft werden. Nach Erreichen der Grenzlast werden die Pressen in Laststufen entlastet.

Phase3: Zur Überprüfung der Betonsteifigkeit bzw. des Pfahlquerschnittes wird nach Entlastung der O'Cells ein einaxialer Druckversuch am Pfahlsegment 2 durch eine simultane Belastung der beiden O'Cell Ebenen A und B durchgeführt.

Am Probepfahl T1 konnte der Multi-Level Versuch entsprechend des geplanten Ablaufs erfolgreich durchgeführt werden. Die maximal mobilisierte Prüflast betrug 57 MN. Bei der Durchführung der Probelastung am Probepfahl P2 wurde die Grenzlast jedoch bereits in Phase 1 des Multi-Level Tests sowohl am vorgesehenen Widerlager (Pfahlsegment 1 und 2) als auch am Pfahlsegment 3 erreicht (Abschnitt 6.4). Eine Aktivierung der in Ebene A eingebauten Osterberg-Zellen war daher zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit nicht mehr erforderlich, die geplanten Phasen 2a/2b entfiel daher. Der Versuch am Probepfahl P2 entsprach damit dem am Probepfahl P3 durchgeführten Single-Level Test.

6.3 Ergebnisse der Single-Level Tests P2 und P3

Die als unmittelbares Ergebnis der Probelastungen erhaltenen Lastverschiebungskurven für den Probepfahl P2 in Bild 15 und für den Probepfahl P3 in Bild 17 zeigen, dass die maximale Pressenkraft am Probepfahl P2 bei 14,5 MN und am Probepfahl P3 bei

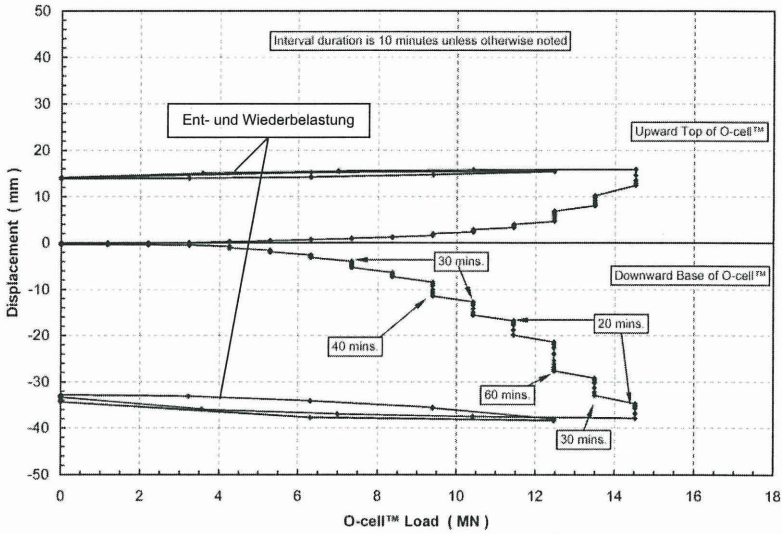


Bild 15 Probepfahl P2: Lastverschiebungskurven der Pfahlsegmente 1+2 und 3

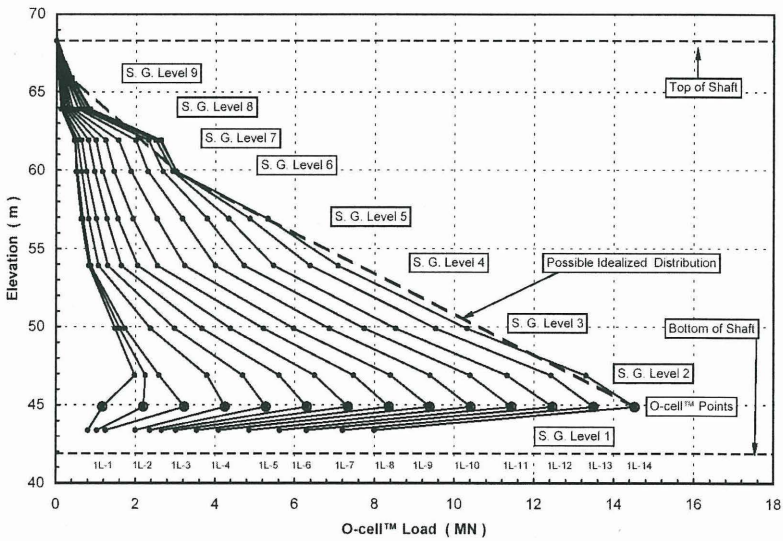


Bild 16 Probepfahl P2: Normalkraftverlauf durch Beaufschlagung der Pressen in Ebene B (Phase 1)

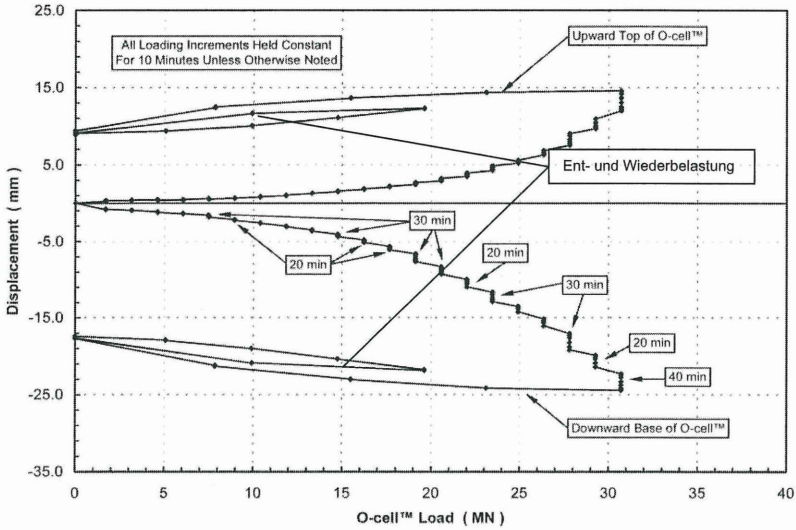


Bild 17 Probefahl P3: Lastverschiebungskurven der Pfahlsegmente 1 und 2

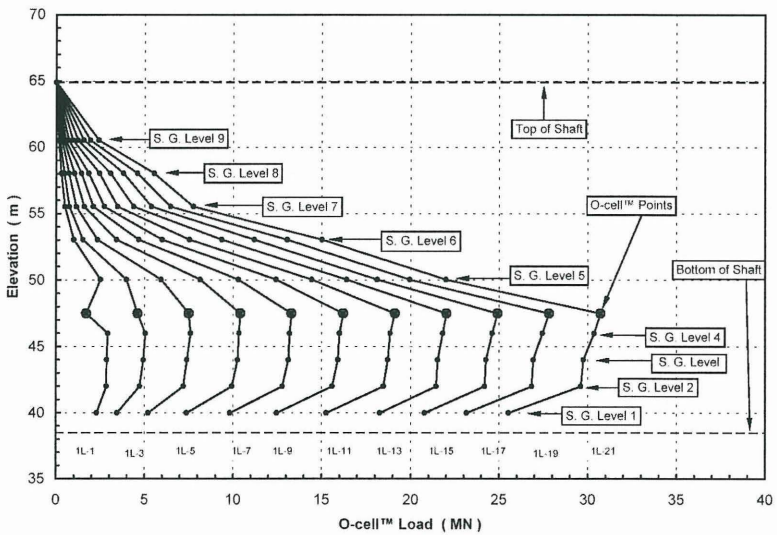


Bild 18 Probefahl P3: Normalkraftverlauf

30,7 MN liegt. Bei beiden Probepfählen weisen die Lastverschiebungskurven für die oberen wie auch für die unteren Pfahlsegmente einen typischen, parabelförmigen Verlauf auf. Erwartungsgemäß sind die zur Aktivierung des Pfahlsitzenwiderstands erforderlichen Verformungen der unteren Pfahlsegmente deutlich größer als die Verschiebungen der oberen Pfahlsegmente: bei Pfahl P2 hatten sich unter der max. Prüflast die oberen Pfahlsegmente 1 und 2 um ca. 1,6 cm angehoben und das untere Pfahlsegment um ca. 3,8 cm gesetzt (Bild 15); beim Pfahl P3 hatte sich das obere Pfahlsegment um ca. 1,5 cm angehoben und das untere Pfahlsegment um ca. 2,5 cm gesetzt (Bild 17). Mit der nach Abschluss der Probebelastungen durchgeführten Ent- und Wiederbelastung wurde nachgewiesen, dass die Probepfähle - wie vorgesehen - als Bauwerkspfähle genutzt werden können.

Die aus den Dehnungsmessungen ermittelten Normalkraftverläufe zeigen bei Pfahl P2 (Bild 16) eine vergleichsweise gleichmäßige Abnahme der Normalkraft in den oberen Pfahlsegmenten und entsprechende Grenzmantelreibungen in der Cucaracha-Formation zwischen $q_{s,f} = 80 \text{ kN/m}^2$ und 140 kN/m^2 , während bei Pfahl P3 die aus dem Normalkraftverlauf (Bild 18) ermittelten Grenzmantelreibungen mit Werten zwischen $q_{s,f} = 70 \text{ kN/m}^2$ und 535 kN/m^2 über die Länge des oberen Segmentes stark variieren und einen unmittelbaren Beleg für die Heterogenität der vulkanischen Halbfestgesteine liefern. Dies verdeutlichen auch die in den unteren Pfahlsegmenten nachgewiesenen Mantelreibungen, die deutlich von den für die oberen Segmente nachgewiesenen Werten abweichen, wobei bei Pfahl P3 die geringere Mantelreibung unterhalb der Pressenebene auf Schwierigkeiten bei der Pfahlherstellung in diesem Bereich zurückzuführen sind.

6.4 Versuchsergebnisse des Multi-Level Tests am Pfahl T1

In Phase 1 des Multi-Level Tests am Probepfahl T1 wurde in Ebene B eine maximale Pressenlast von 23 MN mobilisiert (Bild 19). Dabei traten für das untere, 3 m lange Pfahlsegment 3 bis zu einer Pressenlast von 5 MN nur geringe Verformungen auf. Der Lastabtrag erfolgte in diesem Segment zunächst überwiegend über Mantelreibung (Bild 20). Mit steigender Pressenkraft trat dann aber eine überproportionale Zunahme der Setzungen des Segments 3 auf, bevor die Setzungszunahme bis zum Erreichen der maximalen Pressenlast wieder abklang. Diese Form der Last-Verschiebungskurve ist typisch für das Tragverhalten von Spitzendruckpfählen in weichem Fels, wobei sich das Versagen der Fels-

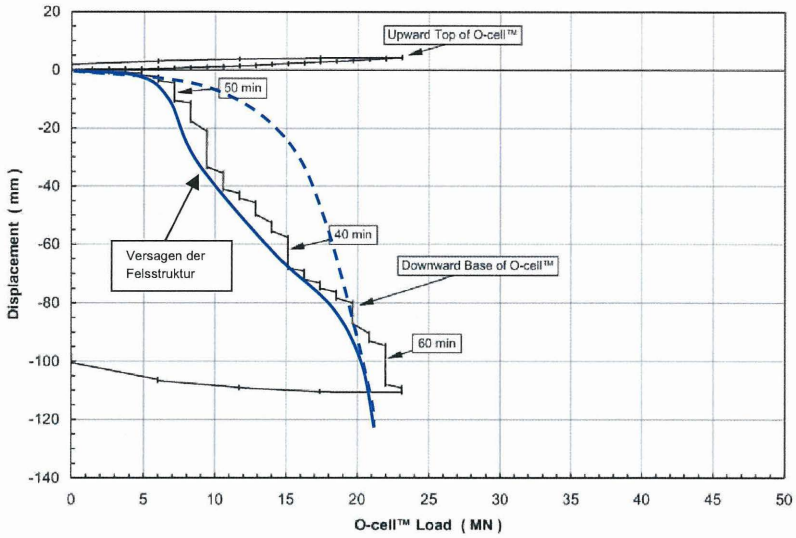


Bild 19 Probefahl T1: Last-Verschiebungskurven in Phase 1

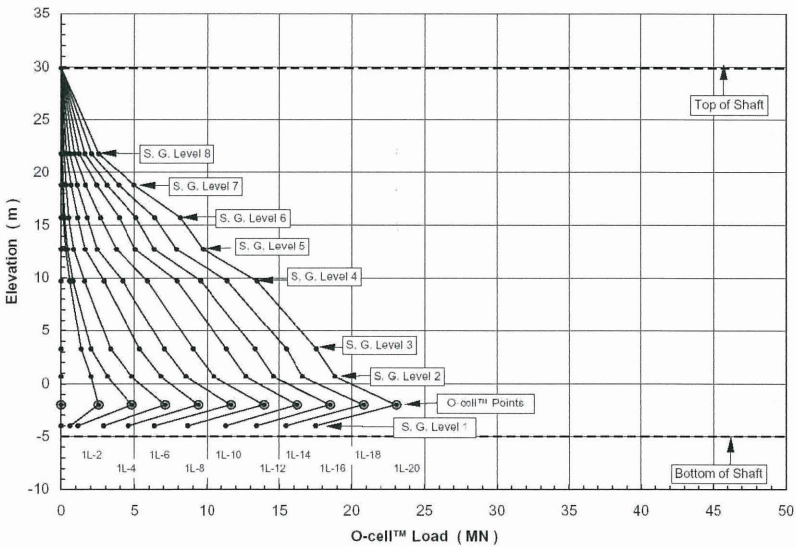


Bild 20 Probefahl T1: Normalkraftverlauf in Phase 1

struktur im Fußbereich durch eine überproportionale Verformungszunahme äußert. Am Ende dieser Versuchsphase beträgt die gemessene Verschiebung des Segmentes 3 mehr als 10 cm. Obgleich das als Grenzkriterium festgelegte Kriechmaß von $k_s = 2$ mm bereits bei einer Pressenkraft von 7 MN überschritten wurde, wurde der Versuch fortgesetzt, um einerseits die setzungsabhängigen Tragreserven des Spitzenwiderstandes zu überprüfen und um andererseits in Versuchsphase 2a einen ausreichend Verschiebungsweg für das Pfahlsegment 2 zu Verfügung zu haben. Die in der 1. Versuchsphase aus dem Normalkraftverlauf errechnete Mantelreibung in den Pfahlsegmenten 1 und 2 lag unter der maximalen Pressenlast bei im Mittel $q_s = 130$ kN/m² und entsprach damit in etwa der prognostizierten Mantelreibung im Gebrauchszustand. Die vertikale Anhebung der Segmente 1 und 2 lag bei dieser Beanspruchung bei nur 0,5 cm, das zugehörige Kriechmaß lag mit $k_s = 0,27$ mm noch deutlich unter dem vorab festgelegten Grenzwert. Nach der Entlastung der Pressen in Ebene B, zeigten die Dehnungsaufnehmer vor allem im Pfahlsegment 2 noch eingeprägte Spannungen, die etwa der Hälfte der aktivierten Normalkräfte in Versuchsphase 1 entsprachen. Ein weiterer Abbau der eingepprägten Vorspannung war eine Stunde nach vollständiger Entlastung nicht mehr zu erkennen.

Entsprechend dieser im Pfahlsegment 2 noch vorhandenen „Vorspannung“ ist in der Last-verschiebungskurve (Bild 21) der sich anschließenden Versuchsphase 2a zunächst keine Zunahme der Verschiebung bis zu einer Last von 5 MN zu erkennen. Bei einer weiteren Laststeigerung nehmen die Verschiebungen des Pfahlsegmentes 2 nahezu sprunghaft bis auf knapp 4,0 cm bei einer Last von etwa 7 MN zu. Neben der genannten Vorspannung dürfte dieses Verhalten des Segmentes 2 auch durch die Änderung der Belastungsrichtung gegenüber Phase 1 bedingt sein. Neben dem Scherverhalten des Gesteins trägt vor allem die Rauigkeit und Klüftigkeit des Gebirges und der sogenannte „Interlogging-Effekt“, also die Verzahnung in der Grenzfläche zwischen Pfahlmantel und Gestein, zur Aktivierung der Mantelreibung bei (Tomlinson 1994). Der Einfluss einer Änderung der Belastungsrichtung auf diese Parameter ist nur schwer prognostizierbar. Im weiteren Versuchsablauf zeigen die Ergebnisse in Phase 2b trotz der bereits eingetretenen Verschiebungen von mehr als 3,0 cm für das Pfahlsegment 2 noch einen Zuwachs der Mantelreibung um rund 20 %. Gegenüber der in Phase 2a nachgewiesenen Grenzmantelreibung des Pfahlsegmentes 2 können also bei größeren Verschiebungen noch Tragreserven mobilisiert werden.

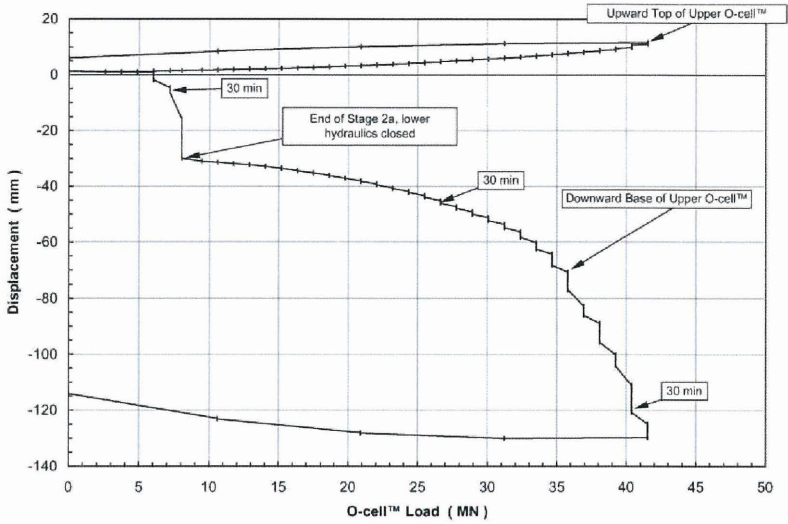


Bild 21 Probefahl T1: Last-Verschiebungskurven in Phase 2a und 2b

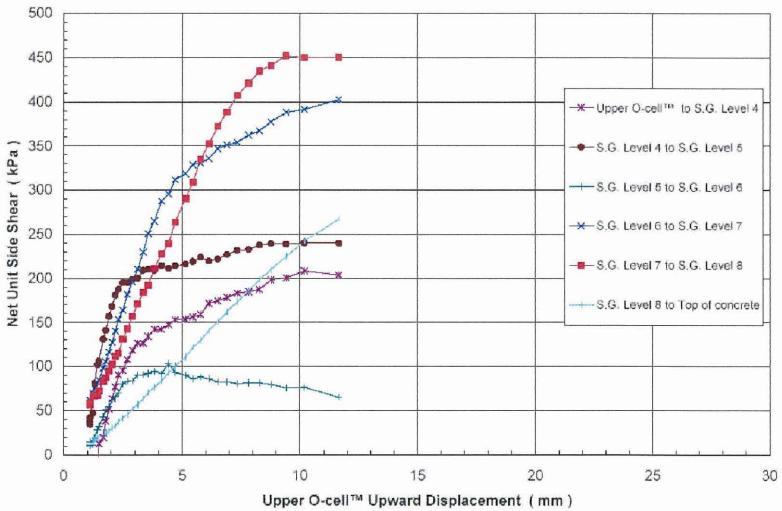


Bild 22 Probefahl T1: ermittelte Mantelreibungen im oberen Pfahlsegment während der Phase 2a und 2b

In Phase 2b, also bei geschlossenen Ventilen in der Pressenebene B wurde die Pressenlast bis auf insgesamt 42 MN gesteigert. Die zugehörige Anhebung des oberen Pfahlsegmentes 1 betrug dabei 1,2 cm (Bild 21). Unter dieser Beanspruchung lag das Kriechmaß mit $k_s = 1,0$ mm noch deutlich unter dem festgelegten Grenzwert. Da in den Pfahlsegmenten 2 und 3 die Grenzlast aber erreicht war, konnte eine weitere Laststeigerung zur Ermittlung der Grenzlast des Pfahlsegmentes 1 nicht mobilisiert werden.

Die in Bild 22 dargestellten Grenzmantelreibungen entlang des Pfahlsegmentes 1 des Probepfahls T1 liegen zwischen rund 100 kN/m² und 450 kN/m², wobei auch die zur Aktivierung erforderlichen Verschiebungen stark variieren und damit eine Folge der Heterogenität der Ton- und Sandsteinpartien mit ihrer variierenden Klüftung, Zerlegung und Scherfestigkeit sind. Diese starke Streuung der Mantelreibungswerte über die Länge der Probepfähle kennzeichnet die Ergebnisse aller drei Probelastungen und führt auch in der Summe zu deutlich unterschiedlichen Pfahltragfähigkeiten (Abschnitt 6.5).

6.5 Ableitung von Pfahltragfähigkeiten und Pfahlkennwerten

Zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit des Gesamtpfahles müssen bei Probelastungen nach dem Osterberg-Verfahren die aus verschiedenen Versuchsphasen gewonnenen Ergebnisse der einzelnen Pfahlsegmente überlagert werden, um die Widerstandsetzungslinie eines äquivalenten, am Pfahlkopf belasteten Pfahls zu ermitteln. Dabei werden die Widerstände der einzelnen Pfahlsegmente bei gleichen Verschiebungen unter Berücksichtigung des Pfahleigengewichts und der lastbedingten Pfahlverzerrungen zusammengeführt (Bild 23). Hierbei wird der Einfluss des Kriechverhaltens und unterschiedlich langer Beobachtungszeiten bis zum Erreichen gleicher Verformungen vernachlässigt. Variieren die Beobachtungszeiten bis zum Erreichen gleicher Verformungen in den einzelnen Pfahlsegmenten stark, kann dies vor allem im Grenzlastbereich zu einer Fehleinschätzung des Widerstandsverformungsverhalten des äquivalenten Gesamtpfahles führen.

Zeigen die einzelnen Pfahlsegmente zudem ein stark unterschiedlichem Verformungsverhalten bis zum Erreichen der jeweiligen Grenzlast, kann außerdem eine Extrapolation der Widerstands-Verformungskurven erforderlich werden, um eine vollständige Widerstandsetzungslinie für den Gesamtpfahl konstruieren zu können (Bild 23).

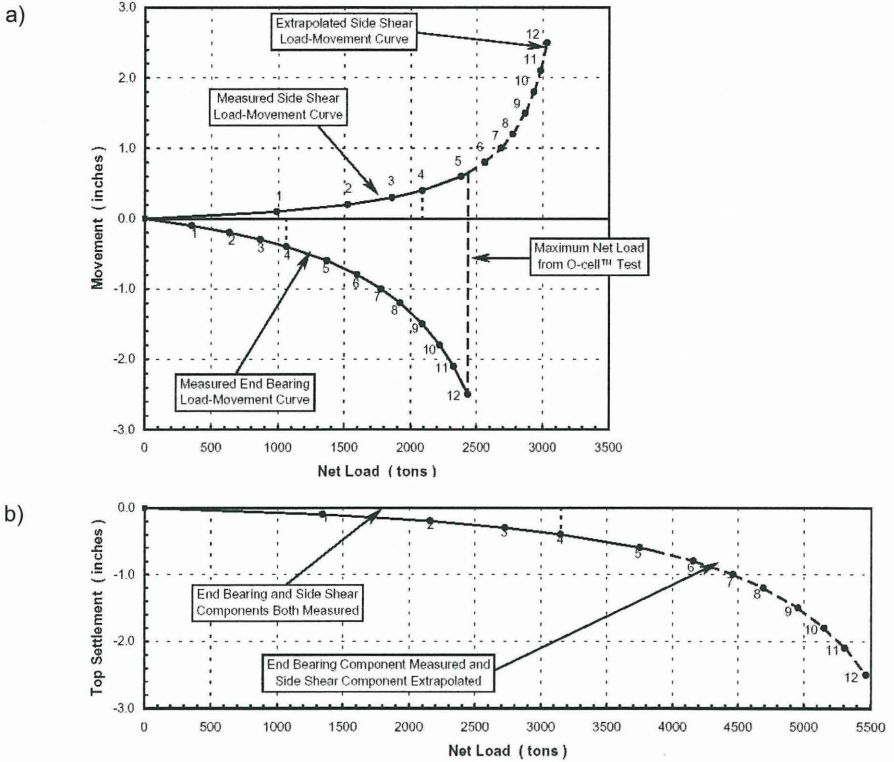


Bild 23 Beispiel für die Konstruktion der Widerstands-Setzungslinie eines äquivalenten Gesamtpfahles aus den Ergebnissen eines Single-Level Tests

Im in Bild 22 dargestellten Beispiel wurde der Pfahltest bis zu einer Pressenlast von knapp 2500 tons durchgeführt und dabei am unteren Segment ein Grenzzustand erreicht, während am oberen Segment deutlich geringere Verformungen mobilisiert wurden. Für die Ermittlung des Gesamttragverhaltens über die versuchstechnisch nachgewiesene Verformung am oberen Pfahlsegment hinaus, wird üblicherweise dessen Lastverschiebungskurve über den Punkt 5 hinaus extrapoliert, was grundsätzlich nicht befriedigend ist.

Um solche Extrapolationen zu vermeiden und realistische, abgesicherte Grenzttragfähigkeiten für die Probepfähle in Panama zu ermitteln, konzentrierte sich die Ableitung der Pfahltragfähigkeiten unter Anwendung entsprechender Grenzkriterien zunächst auf das maßgeblich zur Gesamttragfähigkeit beitragende obere Pfahlsegment 1.

In allen Versuchen lag die Verschiebung der oberen Pfahlsegmente unter der maximal mobilisierten Pressenkraft bei rund 1,5 cm. In den unteren Pfahlsegmenten dagegen betrugen die Verschiebung zwischen 2,5 cm und 10 cm. Auch wurde das vorab festgelegte Grenzkriterium von $k_s = 2$ mm im Pfahlsegment 1 (Probepfahl P3) und Pfahlsegment 1 und 2 (Probepfahl P2) bei geringeren Verformungen erreicht als in den Pfahlsegmenten unterhalb der beaufschlagten Pressenebene.

Am Probepfahl T1 wurden in Phase 1 große Verformungen zur Aktivierung des Pfahlspitzendrucks erforderlich, ohne dass in den Pfahlsegmenten 1 und 2 eine Grenzmantelreibung aktiviert wurde. Auch in der Phase 2a konnte die Grenztragfähigkeit im Pfahlsegment 2 nicht zuverlässig bestimmt werden (Abschnitt 6.4). Für die Ermittlung der Grenztragkraft des Probepfahls 1 wurde daher auch das Pfahlsegment 1 in Phase 2b ausgewertet, wobei ein Grenzzustand bis Versuchsende nicht erreicht werden konnte (Abschnitt 6.4).

Für die *Festlegung der Grenztragfähigkeit* eines Pfahles gibt es keine international einheitlichen Kriterien. Am Beispiel der Probebelastung am Pfahl P2 wird nachfolgend die Grenztragfähigkeit unter Anwendung unterschiedlicher, in der internationalen Literatur genannter Grenzkriterien ermittelt und die Ergebnisse einander vergleichend gegenüber gestellt:

- Erwartungsgemäß war bei den Laststufen mit 10minütiger Beobachtungszeit eine Auswertung entsprechend des in Abschnitt 5.2 beschriebenen Grenzkriteriums nach ASTM D 1143 nicht durchführbar. Auf Grund der kurzen Beobachtungszeiten wurde das Grenzkriterium bereits bei niedrigen Laststufen überschritten.
- Nach den Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (AK 2.1, 1998) für statische Pfahlprobebelastungen ist die Grenzlast erreicht, wenn eine Grenzsetzung von $0,1 \cdot D$, das vorab festzulegende Kriechmaß k_s oder die innere Tragfähigkeit des Pfahles erreicht wird. Maßgebend ist das Kriterium mit der geringsten Grenzlast. Nach Bild 24 wird an den oberen Pfahlsegmenten 1+2 des Probepfahls P2 das festgelegte Kriechmaß $k_s = 2$ mm und damit die Grenztragfähigkeit bei einer Pressenlast von rund 12,5 MN erreicht, wobei die zugehörige Verschiebung 0,8 cm beträgt. Unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit des unteren Pfahlsegments 3 bei dieser Verschiebung und des Pfahleigengewichts wird für den Pfahl P2 eine *Grenztragfähigkeit* von insgesamt 20 MN ermittelt. Unter Berücksichtigung des elastischen Verhaltens des Pfahlschaftes bei einer Belastung am Pfahlkopf beträgt die zugehörige Setzung des äquivalenten Gesamtpfahles 1,25 cm (Bild 26).

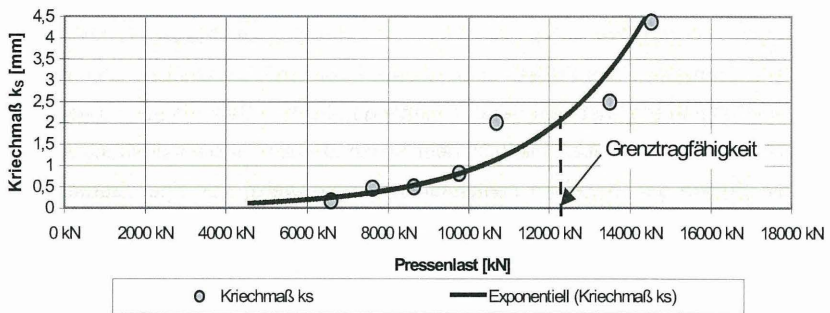


Bild 24 Kriechmaß k_s als Funktion der Pressenlast für die oberen Pfahlsegmente 1+2 des Probepfahls P2 (Phase 1)

- Eine genauere Definition des in DIN 1054 genannten Grenzkriteriums, nach der die Grenzlaster diejenige Stelle in der Last-Setzungslinie bezeichne, „bei welcher der flache Ast nach einem Übergangsbereich mit zunehmenden, größer werdenden Setzungen in den steil abfallenden Ast übergeht“, wurde von der Schwedischen Pfahl-Kommission vorgeschlagen. Danach ist die Grenzlaster als diejenige Last definiert, bei der die doppelte Verschiebung als bei 90 % dieser Last auftritt (Tomlinson 1994).
Bei der aufgebrachten Maximallast von 14,5 MN beträgt die gemessenen Verschiebung der oberen Pfahlsegmente von P2 1,6 cm (Bild 15). Das halbe Verschiebungsmaß, also 0,8 cm, wird nach der Last-Verschiebungskurve der oberen Segmente bei rund 13 MN erreicht. Dies entspricht etwa 90 % von 14,5 MN. Mit der so ermittelten Grenzlaster am Pfahlsegment 1+2 und der zugehörigen Verschiebung von 1,6 cm kann die Grenztragfähigkeit des Pfahls P2 nach diesem Kriterium zu rund 23 MN ermittelt werden.
- In der Literatur und Normung werden auch Grenzkriterien über die irreversible Verschiebungen nach Entlastung definiert. So wird in DIN 4026 für Rammpfähle die Grenzlaster mit einer bleibenden Verformung von $0,025 \cdot D$ (entspreche 5,0 cm bei Probepfahl P2) festgelegt. Der Building Code (1985) von New York definiert bei einem globalen Sicherheitsfaktor von 2,0 die Grenzlaster für eine bleibende Verschiebung von 1,9 cm nach Entlastung. Diese Grenzkriterien wurden im Pfahlsegment 1 nicht erreicht. Die Grenztragfähigkeit von P2 läge nach diesem Kriterium, unter der Annahme, dass sie der maximal aufgebrachten Pressenlast entspricht, ebenfalls bei rund 23 MN.

- Eine Methode zur Auswertung von weggesteuerten Versuchen mit konstanter Verschiebungsgeschwindigkeit, aber auch von Maintained-Load Tests beschreibt Chin (1979). Die Grenzlaster eines Pfahles kann danach in einem Diagramm ermittelt werden, in dem die Setzung pro Last über der dazugehörige absolute Setzung aufgetragen wird. Wird der Pfahlwiderstand ausschließlich über Spitzendruck oder Mantelreibung aktiviert, liegen die Punkte der einzelnen Laststufen näherungsweise auf einer Geraden. Bei kombinierten Spitzendruck- und Mantelreibungspfählen ergeben sich zwei Geraden. Über die inverse Steigung der Geraden lässt sich für die oberen Segmente 1+2 des Probepfahles P2 eine Grenzlaster von 15 MN ermitteln. Diese Grenzlaster wurde im Versuch nicht erreicht. Wird die maximal aufgebrachte Pressenlast als Grenzlaster zu Grunde gelegt, ergibt sich die *Grenztragfähigkeit* des Pfahles P2 wiederum zu rund 23 MN. Wird das untere Pfahlsegment 3 ausgewertet, ist die kombinierte Tragwirkung von Mantelreibung und Spitzendruck zu berücksichtigen. Für das Segment 3 allein ergibt sich nach dem Ansatz von Chin demnach eine Grenzlaster von rund 20,5 MN (Bild 25), die aber im Abgleich mit der versuchstechnisch nachgewiesenen Last-Verschiebungskurve (Bild 15) unrealistisch hoch ist.

Die äquivalente Widerstands-Setzungslinie und die nach den verschiedenen Kriterien ermittelten Grenztragfähigkeiten des Probepfahls P2 sind in Bild 26 zusammenfassend dargestellt.

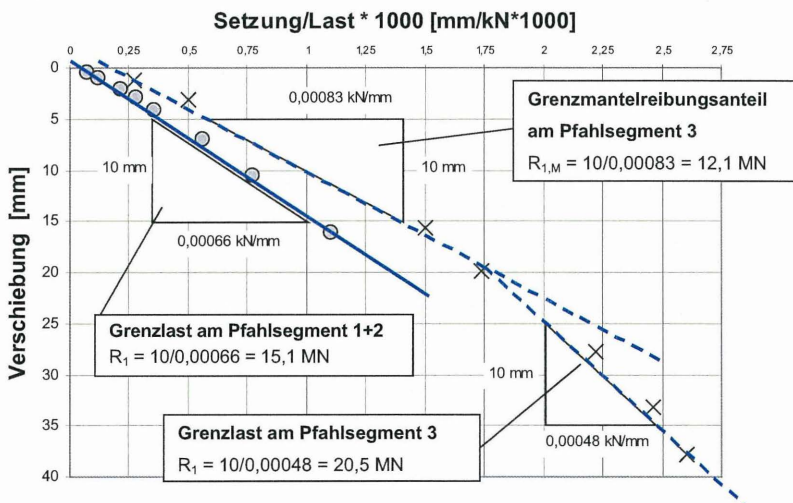


Bild 25 Ermittlung der Grenztragfähigkeit von Probepfahl P2 nach Chin (1979)

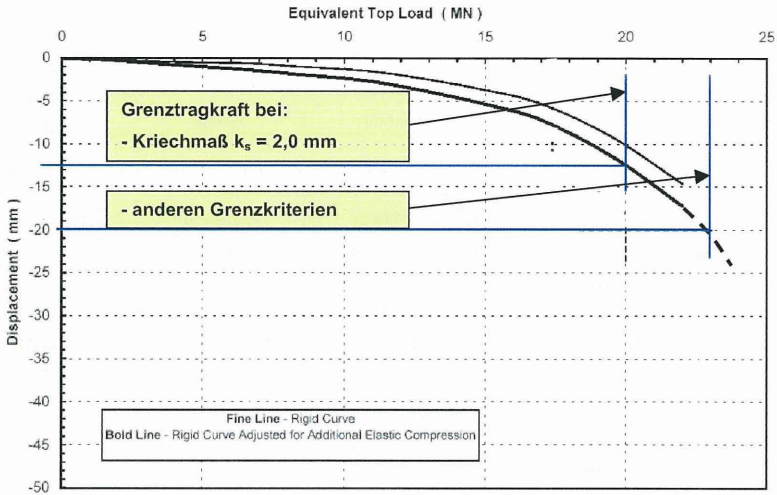


Bild 26 Äquivalente Widerstands-Setzungslinie des Probepfahles P2 bei einer Belastung am Pfahlkopf und abgeleitete Grenztragfähigkeiten

Das Beispiel des Probepfahles P2 zeigt, dass bei der Festlegung der Grenztragfähigkeit mit dem Kriechmaß $k_s = 2,0$ mm im vorliegenden Fall eine um knapp 15 % geringere Tragfähigkeit ermittelt wird als bei Anwendung der übrigen untersuchten Grenzkriterien. Die aus den Dehnungsmessungen ermittelten Mantelreibungen zeigen jedoch auch, dass bei dem mit $k_s = 2,0$ mm ermittelten Grenzlastniveau nur in wenigen Pfahlschaftbereichen die Grenzmantelreibung noch nicht voll mobilisiert ist. Überwiegend liegen die Tragreserven damit im Pfahlspitzendruck begründet, der erst bei größeren Verschiebung mobilisiert wird.

Tabelle 3 fasst die aus den drei Probebelastungen letztlich ermittelten Grenztragfähigkeiten sowie die Grenzwerte für Mantelreibung und Spitzendruck zusammen.

Die Ergebnisse der Baugrunderkundung und der Laborversuche ließen im Vorfeld der Probebelastungen für die Pfähle P2 und P3 vergleichbare Pfahltragfähigkeiten erwarten, während für den Probepfahl T1, insbesondere auf Basis der Gebirgsklassifikation (Tab. 1) höhere Pfahltragfähigkeiten prognostiziert wurden. In den Probebelastungen konnten hingegen die größten Pfahltragfähigkeiten am Pfahl P3 nachgewiesen werden, die Tragfähigkeiten des Probepfahles P2 hingegen waren etwa 60 % geringer als bei Pfahl P3.

	Probepfahl P2	Probepfahl P3	Probepfahl T1
Pfahllänge l [m]	26 m	26,4 m	34,9 m
Grenztragfähigkeit R_1	20 MN	52 MN	53 MN
Grenzmantelreibung $q_{s,f}$ in Cucaracha-Formation			
gemessene Grenzmantelreibung	80 kN/m ² /	70 kN/m ² /	65 kN/m ² /
min. $q_{s,f}$ / max. $q_{s,f}$	560 kN/m ²	520 kN/m ²	450 kN/m ²
Grenzmantelreibung für Pfahlbemessung $q_{s,f}$	30 / 100 kN/m ² ⁽¹⁾	100 / 250 kN/m ² ⁽¹⁾	250 kN/m ²
Grenzwert für Pfahlspitzendruck $q_{b,max}$			
max. Spitzendruck im Versuch $q_{b,max}$	- ⁽²⁾	7.500 kN/m ²	4.600 kN/m ²
Spitzendruck für Pfahlbemessung $q_{b,max}$	2.000 kN/m ⁽³⁾	5.000 kN/m ²	400 kN/m ²
⁽¹⁾ Ansatz Grenzmantelreibungswerte betragsmäßig über die Pfahllänge gestaffelt. ⁽²⁾ Für Pfahlsegment 3 war Aufteilung in Mantelreibung und Spitzendruck nicht möglich. ⁽³⁾ Berechneter Pfahlspitzendruck aus der Pressenlast bei Verschiebung für Grenzlaster am oberen Segment 1+ 2 und dem Grenzwert für Mantelreibung.			

Tab. 3 Ergebnisse der Probelastungen an den Pfählen P2, P3 und T1

Mit den versuchstechnisch ermittelten Pfahltragfähigkeitskennwerten konnten die rechnerischen Gebrauchslasten unter Berücksichtigung eines globalen Sicherheitsfaktors von 2,0 im Lastfall SLS (serviceability limit state) und von 1,5 im Lastfall ULS (ultimate limit state) und damit auch im Lastfall Erdbeben von den geplanten Pfahlgründungen in den Achsen T1 und P3 aufgenommen werden. Die sich aus der Probelastung für die Achse P2 ergebenden geringen Pfahltragfähigkeiten machten hingegen eine Anpassung der Pfahllängen sowie eine Aktivierung des Probepfahles als Bauwerkspfahl (nach Verpressung der Osterbergzellen in den Ebenen A und B) erforderlich.

7 Vergleich der Erfahrungen mit Single- und Multi-Level Tests

An die Planung und Auswertung von Probelastungen nach dem Osterberg-Verfahren sind besondere Anforderungen zu stellen, die auch abhängig davon sind, ob die Probelastung als Single- oder Multi-Level Test ausgeführt wird. Eine wesentliche konzeptionelle Aufgabe besteht darin, den Pfahlschaft so zu unterteilen, dass die Pfahlsegmente, die durch die Osterberg-Zellen bidirektional beansprucht werden, näherungsweise vergleichbare Widerstände bei verträglichen Verformungswegen mobilisieren können. Dies setzt bei schwierigen geotechnischen Randbedingungen wie in Panama dezidierte Kenntnisse

über die Baugrundsituation, die bodenmechanischen Kennwerte und – nach Möglichkeit – auch erste Erfahrungen zum Pfahltragverhalten voraus. Multi-Level Tests mit ihren mehreren Versuchsphasen besitzen hier während des Versuches den Vorteil einer größeren Flexibilität: sie ermöglichen eine Anpassung des Versuchsprogramms an ein von der Vorbemessung abweichendes Pfahltragverhalten und erhöhen so die Chance, tatsächlich die Grenztragfähigkeit versuchstechnisch nachweisen zu können, wobei diese Möglichkeiten beschränkt sind, wie hier das Beispiel des Probepfahles P2 zeigt, der – als Multi-Level Test konzipiert - mit Erreichen von Grenzzuständen als Single-Level Test beendet wurde. Bei Single-Level Tests ergibt sich hingegen in aller Regel die Notwendigkeit, die Lastverschiebungslinie für eines der beiden Segmente zu extrapolieren (Bild 23). Zugleich ist aber die Auswertung des Versuches und die Ableitung der Widerstandssetzungslinie eines äquivalenten, am Kopf belasteten Gesamtpfahls bei Single-Level Tests deutlich einfacher. Bei Multi-Level Tests ist die Versuchsauswertung anspruchsvoller, da mehrere Segmente mit unterschiedlichem Trag- und Verformungsverhalten verformungsverträglich überlagert werden müssen. Dabei ist auch die Bestimmung der Grenztragfähigkeit schwierig, da einige Grenzkriterien nur für einzelne Segmente anwendbar sind.

Multi-Level Tests erlauben eine Umkehr der Belastungsrichtung, aber auch eine wiederholte, gleichsinnig orientierte Belastung einzelner Segmente. Durch die Änderung der Belastungsrichtung kann aber auch das Tragverhalten des betrachteten Pfahlsegmentes (hier: Segment 2 im Pfahl T1) nachhaltig beeinflusst und - durch die in vorhergehenden Versuchsphasen eingeprägte Spannungszustände - die Ermittlung von Mantelreibungswerten erschwert werden. Und schließlich sind ökonomische Aspekte zu beachten: Multi-Levels Tests sind durch die Vielzahl erforderlicher O'Cells deutlich aufwendiger.

8 Resümee und Ausblick

Die vorgestellten Probelastungen an Großbohrpfählen in Panama waren integraler Bestandteil des Konzeptes zur Bemessung der Pfahlgründungen der neuen Schrägkabelbrücke Puente Centenario, die im Bereich des geotechnisch außerordentlich schwierigen Gaillard Cuts den Panama-Kanal quert und im August 2004 eingeweiht wurde (Bild 27). Die Probelastungen liefern erstmals Erfahrungswerte für das Tragverhalten von Bohrpfählen in der Cucaracha-Formation, einer unregelmäßigen Wechselfolge von weichen Tonschiefern und tuffartigen Sandsteinen - beide vulkanischen Ursprungs.

Die bei diesen Probelastungen gewonnen Erfahrungen zeigen aber auch noch Klärungs- und Forschungsbedarf auf:

- Bei der Auswertung von Probelastungen nach dem Osterberg-Verfahren werden zeitvariante Effekte infolge Bodenviskosität (Kriechverhalten) in der Regel nicht ausreichend berücksichtigt. So werden bei der Ableitung der äquivalenten Widerstandslinie eines vergleichbaren, am Kopf beanspruchten Bauwerkspfahles die Teiltragfähigkeiten der einzelnen Segmente nach dem Kriterium der Verformungsverträglichkeit überlagert. Dabei wird der Einfluss unterschiedlich langer Beobachtungszeiträume in den verschiedenen Versuchsphasen und den einzelnen Laststufen meist vernachlässigt. Dies kann zu Fehleinschätzungen der Grenztragfähigkeit und bei der Beurteilung des Pfahltragverhaltens unter ständig wirkenden Bauwerkslasten führen.
- Da Probelastungen nach dem Osterberg-Verfahren häufig als Quick-Load Tests, also mit kurzen Beobachtungszeiten pro Laststufe ausgeführt werden, sollte geprüft werden, inwieweit Auswertemöglichkeiten für weggesteuerte Probelastungen (Krieg & Goldscheider 1998) auf diese Versuchsdurchführung übertragen werden können, um den Einfluss zeitvarianter Kriechvorgänge auf das Pfahltragverhalten zu berücksichtigen.
- Für die Festlegung der Grenztragfähigkeit eines Pfahles gibt es noch immer keine international einheitlichen Kriterien. Übliche Grenzkriterien führen zu unterschiedlichen Ergebnissen. Hier ist eine Vereinheitlichung erforderlich.



Bild 27 Die neue Schrägkabelbrücke Puente Centenario über den Gaillard Cut des Panama-Kanals nach der Fertigstellung im August 2004

Literatur

- ASTM · American Society for Testing and Materials (1994)
ASTM D 1143-81: Standard test method for piles under static axial compressive load.
Reapproved 1994
- AASHTO · American Association of State Highway and Transportation Officials (2002)
Standard Specifications for Highway Bridges. 16th Ed., 1996, Interims Revisions 2002,
Washington
- Arbeitskreis 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (1998)
Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen. Eigenverlag Institut für
Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig
- Bieniawski, Z.T. (1974)
Rock mass classification in rock engineering. Proc. Symp. on Exploration for Rock En-
gineering, Vol. 1, 97-106
- Chin, F.K. (1978)
Diagnosis of pile condition. Geotechnical Engineering, 9, 85-104
- Deere, D.U. (1964)
Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock Mechanics and
Engineering Geology, Vol. 1, No. 1, 17-22
- Dürmwang, R., Hecht, T., Johmann, S., El-Mossallamy, Y. (2005)
Die Gründung der Weida-Talbrücke: Pfahlprobelbelastungen mit der Osterberg-Zelle.
Pfahlsymposium 2005, 24.-25. Februar 2005, Mitteilungen des Institutes für Grundbau
und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig
- Hoeck, E., Brown, E.T. (1980)
Underground excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy, London
- Hoeck, E. (1983)
Strength of jointed rock masses. Rankine Lecture, Imperial College of Science and
Technology, London, March 1, 1983
- Krieg, St., Goldscheider, M. (1998)
Bodenviskosität und ihr Einfluss auf das Tragverhalten von Pfählen. Bautechnik
75(10), 806-820
- McCullough, J.O. (1977)
The Path Between the Seas – The Creation of the Panama Canal 1870-1914. Touch-
stone Book, Simon and Schuster (eds.), New York, 698 pp.

Osterberg, J.O. (1989)

New device for load testing driven piles and drilled shafts separates friction and end bearing. Int. Conf. on Piling and Deep Foundations, London, Balkema, 421-431

Osterberg, J.O. (1998)

The Osterberg load test method for bored and driven piles: the first ten years. 7th Int. Conf. on Piling and Deep Foundations · DFI 98, 15-17 June 1998, Wien, 1.28.1-1.28.11

Schmidt, H.-H., Seidel, J.P., Haberfield, C.M. (1999)

Tragfähigkeiten von Bohrpfehlen in festen Böden und Fels. Bautechnik 76(9), 795-800

Stewart, J. (1984)

Description of formations found in Gaillard Cut. Panama Canal Commission

Tomlinson, M.J. (1994)

Pile design and construction practice. E & FN Spon, London

Vogler, M., Katzenbach, R. (2004)

Ergebnisse einer Pfahlprobebelastung in den Frankfurter Kalken mit 78 MN Grenzlast. Symposium „Messen in der Geotechnik 2004, 09./10. September 2004, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 77, 53-66

Autoren:

Dr.-Ing. Christian Moormann

Beratender Ingenieur und Partner von
S&P • Smoltczyk & Partner GmbH
Untere Waldplätze 14 · 70569 Stuttgart
Tel.: 0711/131 64-0, Fax: 0711/131 64-64
eMail: Moormann@SmoltczykPartner.de

Dipl.-Ing. Holger Jud

S&P • Smoltczyk & Partner GmbH
Geotechnik · Umwelttechnik · Hydrogeologie
Untere Waldplätze 14 · 70569 Stuttgart
Tel.: 0711/131 64-12, Fax: 0711/131 64-64
eMail: Jud@SmoltczykPartner.de

Dr.-Ing. Jochen Keysberg

Bilfinger Berger AG · Civil Division
Gustav-Nachtigall-Str. 3 · 65189 Wiesbaden
Tel.: 0611/708-835, Fax: 0611/708-821
eMail: Jochen.Keysberg@bilfinger.de

Gründung einer setzungsempfindlichen Bogenbrücke im Bereich einer Störung auf Pfählen

Berndt Pierau, Dieter Schmitt

1. Aufgabenstellung

Im Zuge des 6-spurigen Ausbaus der Bundesautobahn A1 wird im Auftrag des Landesbetriebs Straßenbau NRW, vertreten durch die Niederlassung Essen, im Bereich der Anschlußstelle Remscheid der Neubau der Brücke der Bundesstraße B 229 ausgeführt. Der Neubau der Brücke wurde erforderlich, da die Spannweite der gemauerten alten Bogenbrücke mit ca. 30 m für die geplanten 6 Fahrspuren der Autobahn nicht ausreichend war (Abbildung 1).

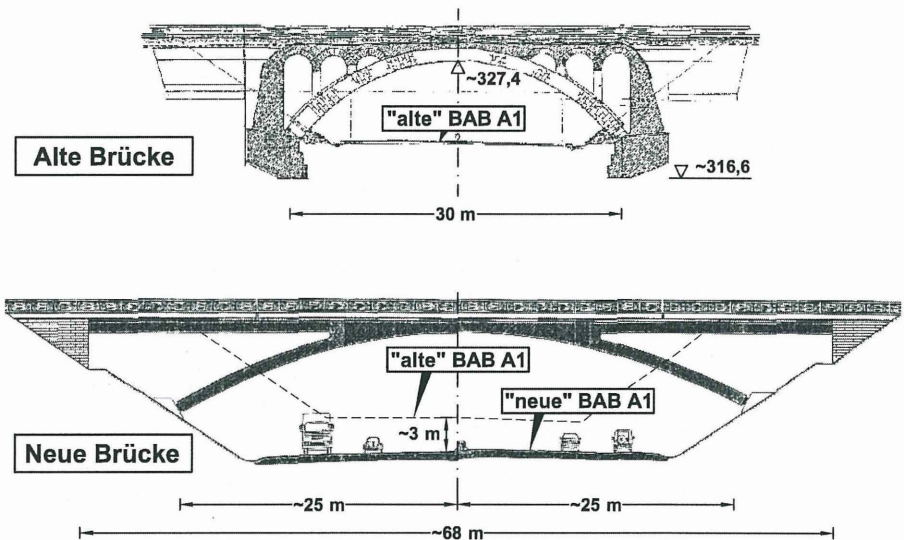


Abbildung 1: Längsschnitte Brücke B 229

Zur Erkundung der Untergrundverhältnisse wurde im Zeitraum von November 1999 bis Februar 2000 ein erstes Erkundungsprogramm durchgeführt. Die Auswertung der Erkundungsergebnisse zeigte, daß in den im Bereich der geplanten Brücke anstehenden

Schichten des Unterdevons Störungszonen ausgebildet sind, die sich ungünstig auf die Gründung auswirken. Zur Ermittlung der Lage, der Raumstellung und der Dicke der Störungszonen waren weitere Baugrunderkundungen erforderlich.

Das Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. W. Wittke, Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH (WBI) wurde daraufhin im März 2000 vom Landesbetrieb Straßenbau NRW beauftragt, ein weiterführendes, zweites Erkundungsprogramm zu konzipieren und zu betreuen sowie Vorschläge für die Gründung der Brücke zu erarbeiten.

2. Bauwerk

Der Entwurf der neuen Brücke sieht für jede Fahrtrichtung, ein getrenntes Bauwerk vor. Die nördliche Brücke (Fahrtrichtung Remscheid) und die südliche Brücke (Fahrtrichtung Lennep) sind jeweils ca. 18 m breit und sollen parallel zueinander die Autobahn überqueren (Abbildung 2). Beide Brückenbauwerke bestehen jeweils aus zwei flachen Bögen mit darüber liegenden Überbaulängsträgern und einer quer dazu gespannten Fahrbahnplatte. Die Überbaulängsträger liegen auf den Bogenscheiteln und den Widerlagern auf. Die gewählten Abmessungen der Brücke führen zu einer Spannweite unterhalb der Tragbögen von ca. 50 m und einem Abstand der Widerlager von ca. 68 m (Abbildungen 1 und 3). Die gesamte Breite der beiden Fahrbahnplatten beträgt ca. 36 m (Abbildung 2).

Sowohl die Bögen als auch die Längsträger sind als Stahlhohlkästen mit 3 m Breite und 1 m Höhe geplant. Die Fahrbahnplatte soll aus Stahlbeton bestehen.

Im ursprünglichen Entwurf für die neue Brücke der B229 ist eine Gründung der Bogenfüße auf Einzelfundamenten mit Abmessungen von 3,5 m x 4,0 m vorgesehen. Die seitlichen Widerlager sollen auf Fundamenten, die jeweils über die Breite der beiden Brückenbauwerke durchlaufen, ebenfalls flach gegründet werden. Die in der Statik für die Brückenbauwerke ermittelten Auflagerkräfte sind in Abbildung 3 exemplarisch für den Lastfall "Ständige Lasten + Verkehrslasten + Zusatzlasten" zusammengestellt. Danach wirkt an den gelenkig gelagerten Bogenfußpunkten eine Normalkraft von ca. 25.000 kN sowie eine Querkraft von ca. 1.000 kN je Brückenbauwerk. Die vertikale Auflagerkraft der Längsträger

an den Widerlagern beträgt je Brücke ca. 2.500 kN. Die vergleichsweise große Kraft an den Bogenfüßen ist durch die mit 28° relativ flache Neigung der Bögen bedingt.

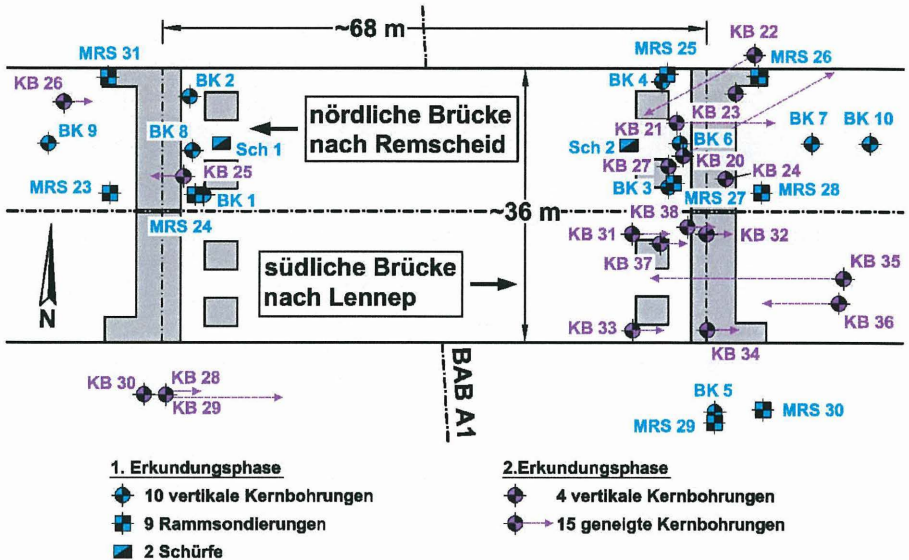


Abbildung 2: Lageplan mit Erkundungsprogramm

3. Baugrund

Im Zuge der Ausführung der zweiten Erkundungsphase zeigte sich, daß die Untergrundverhältnisse im Bereich der geplanten Widerlager der Brücke sehr inhomogen und teilweise sehr ungünstig sind. Als Grundlage für die Erarbeitung einer wirtschaftlichen Gründungsempfehlung waren daher vergleichsweise umfangreiche zusätzliche Erkundungen notwendig. In Ergänzung zu den Bohrungen, Rammsondierungen und Schürfen der ersten Erkundungsphase wurden daher im Zeitraum von September bis Oktober 2000, im November 2003 sowie von Mai bis August 2004 im Bereich der geplanten Brücke 4 vertikale und 15 geneigte Kernbohrungen durchgeführt (Abbildung 2). Insgesamt wurden dabei ca.

540 Bohrmeter abgeteuft, wobei die Längen der einzelnen Bohrungen zwischen 15 m und 40 m variieren.

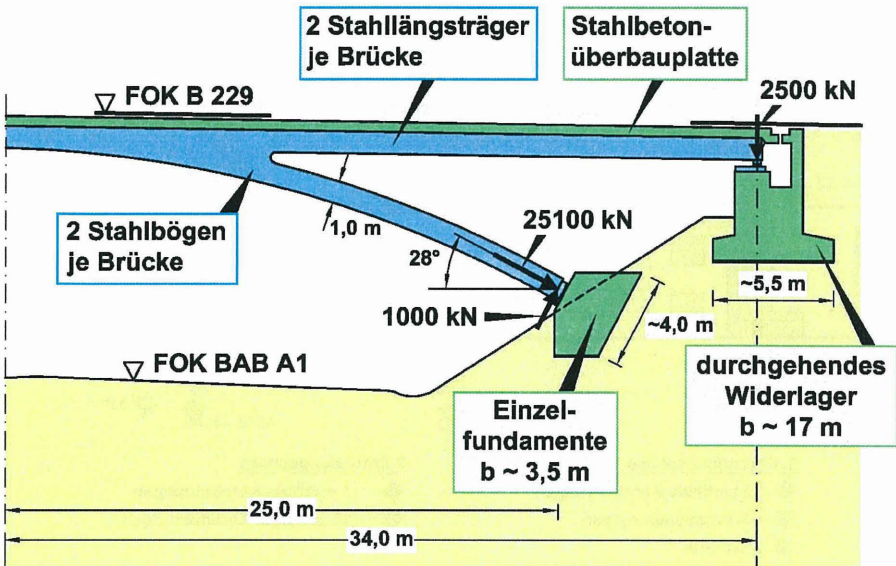


Abbildung 3: Ursprüngliche Gründungsplanung und Auflagerkräfte

In den Bohrungen, die im Seilkernverfahren abgeteuft wurden, wurden zur Bestimmung des Verformungsverhaltens des Baugrundes 12 Bohrlochaufweitungsversuche durchgeführt. Darüber hinaus wurden Boden- und Felsproben entnommen. Diese wurden im geotechnischen Labor von WBI in Aachen hinsichtlich der mechanischen Eigenschaften des Untergrundes untersucht.

Nach den Ergebnissen der alten und der neuen Erkundungen stellen sich die Untergrundverhältnisse im Bereich des **westlichen Widerlagers** wie folgt dar. Unter einer dünnen Mutterbodenschicht und Auffüllungen folgt bis in eine Tiefe von ca. 3 m - 4 m unter Geländeoberfläche ein Verwitterungslehm aus sandig, tonigem Schluff mit eingelagerten Ton/Schluffsteinbruchstücken. Darunter liegt die Oberkante des anstehenden Felses, der

von den Remscheider Schichten des Unterdevons gebildet wird. Diese setzen sich aus einer Wechselfolge von Ton- und Schluffsteinen zusammen (Abbildung 4).

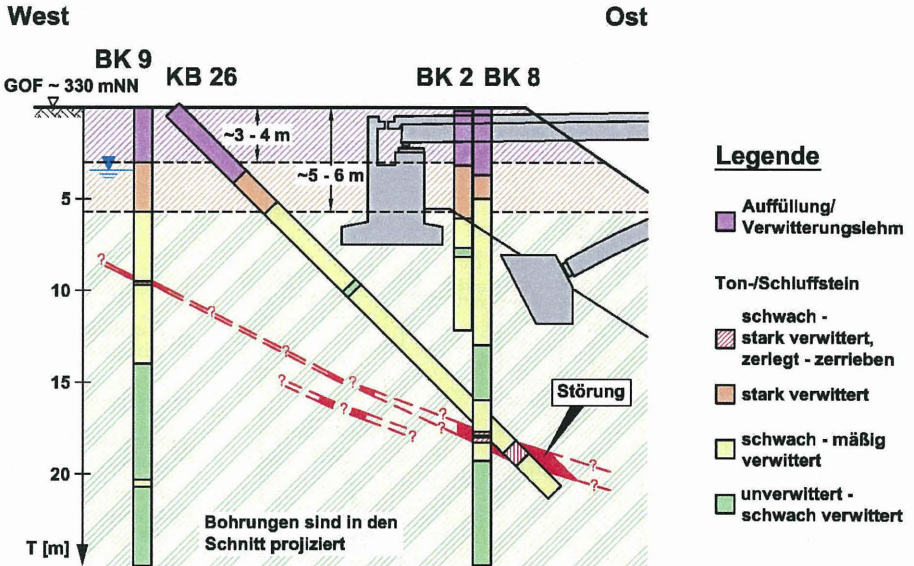


Abbildung 4: Geologisches Profil nördliche Brücke, westliches Widerlager

Die oberen 2 m bis 3 m des anstehenden Felses sind meist stark verwittert und stark zerlegt. Der Übergang vom stark zum schwächer verwitterten Ton-/Schluffstein liegt ca. 5 m - 6 m unter der Geländeoberfläche. Mit zunehmender Tiefe nehmen der Verwitterungsgrad des Gesteins und häufig auch der Zerlegungsgrad deutlich ab. Örtlich wurden allerdings Störungszonen von maximal 1 m Dicke angetroffen, in denen der Ton-/Schluffstein kleinstückig zerlegt bzw. zersetzt ist.

Die Schichtung der Ton-/Schluffsteine fällt mit ca. 20° – 60° nach Nordwesten ein. Die Schieferungsflächen fallen überwiegend mit 30° – 60° nach Südosten ein. In Verbindung mit den steil einfallenden Klüften entsteht damit ein annähernd orthogonales Trennsystem.

Die Erkundungen, die im Bereich der **östlichen Brückenwiderlager** durchgeführt wurden, ergaben ein ungleich ungünstigeres Bild. Aus der Abbildung 5 ist zu erkennen, daß hier eine ausgeprägte, mehrere Meter mächtige Störungszone erkundet wurde. Diese Störungszone streicht etwa von NNW nach SSE und damit spitzwinklig zur Autobahn A1. Sie fällt vergleichsweise steil ein. Eine Störungszone mit vergleichbarer Raumstellung wird in der neueren hydrologischen Karte von NRW (Stand 1997) für den Nahbereich des östlichen Brückenwiderlager prognostiziert.

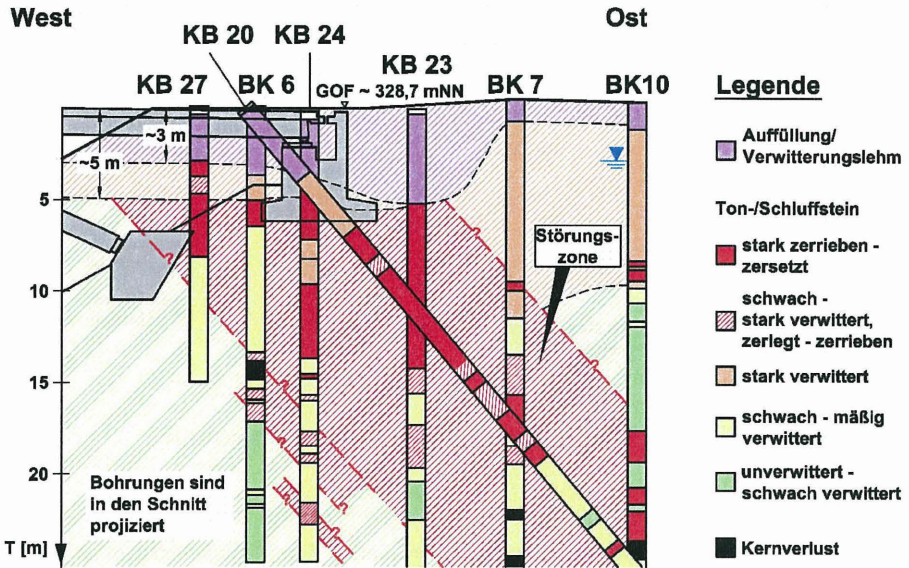


Abbildung 5: Geologisches Profil nördliche Brücke, östliches Widerlager

Innerhalb der Störungszone treten stark zerriebene bis zersetzte Ton- und Schluffsteine auf, die als bindiger, mit Gesteinsbruchstücken durchsetzter Boden anzusprechen sind (Abbildung 6). Die Konsistenz dieses bindigen Bodens schwankt zwischen weich und halbfest. Weiterhin treten in der Störungszone kleinstückig zerlegte bis zerriebene Ton-/Schluffsteine auf. Auch diese Zonen haben Lockergesteinscharakter. Sie weisen jedoch Eigenschaften eines überwiegend rolligen Bodens mit bindigen Beimengungen auf.

Im Liegenden sowie im Hangenden dieser Störungszone wurde das Anstehende i. a. in der Ausbildung angetroffen, wie es bereits beim westlichen Widerlager beschrieben wurde.

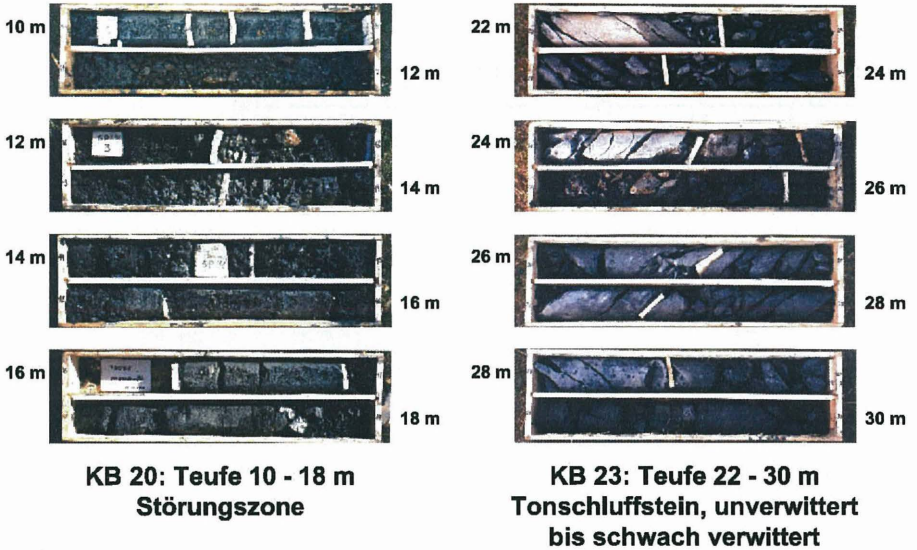


Abbildung 6. Ausgewählte Bohrkernfotos

Der Grundwasserspiegel, der in zwei seitlich des Autobahneinschnitts gelegenen Meßstellen gemessen wird, steht ca. 2 m bis 4 m unterhalb der Geländeoberfläche an. Aufgrund der topographischen Situation ist davon auszugehen, daß der Grundwasserspiegel zum Autobahneinschnitt hin abfällt.

Im Rahmen der Labor- und Feldversuche wurden die Wassergehalte der anstehenden Gesteine bestimmt. Wie wir bei Ton- und Schluffsteinen verschiedener Formationen festgestellt haben, ergibt sich auch für die hier untersuchten Ton-/Schluffsteine eine deutlich ausgeprägte Korrelation zwischen dem Verwitterungsgrad und dem natürlichen Wassergehalt (Abbildung 7). Auf die Darstellung der Ergebnisse der übrigen Labor- und Feldversuche soll an dieser Stelle verzichtet werden.

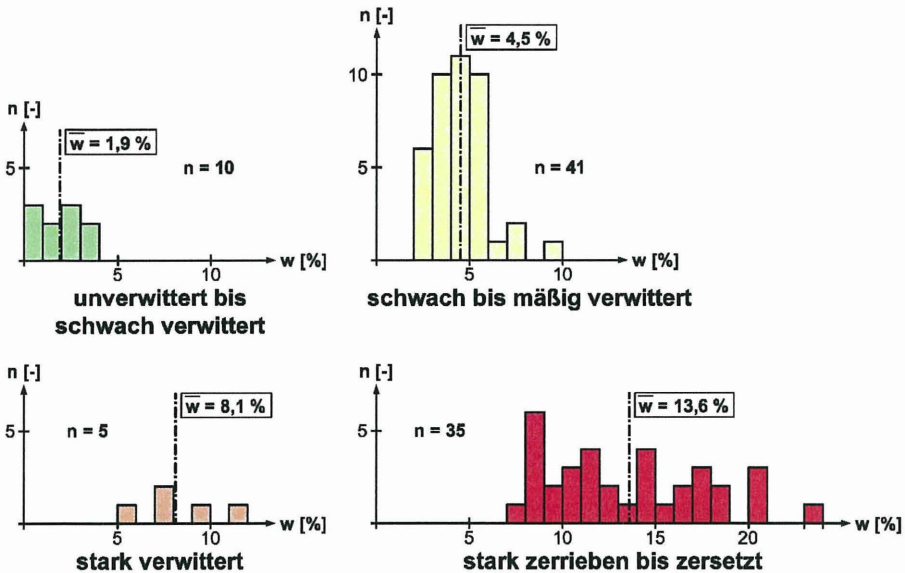


Abbildung 7: Wassergehaltsbestimmungen an Ton-/Schluffstein

Die aus den Versuchen sowie auf der Grundlage vorliegender Erfahrungen abgeleiteten boden- und felsmechanischen Kennwerte der anstehenden Untergrundschichten sind in Abbildung 8 zusammengestellt. Alle Werte für die Festigkeiten und Verformbarkeiten sind als Bandbreiten angegeben. Als charakteristische Kennwerte im Sinne der DIN 4020 können i. a. die Mittelwerte der angegebenen Bandbreiten angesetzt werden.

4. Gründungsvarianten

4.1 Flachgründung

Östliche Widerlager

Nach der ursprünglichen Gründungsplanung sollten, wie bereits oben beschrieben, die Bögen jeweils auf Einzelfundamenten flach gegründet werden. Die Auflagerung der Über-

baulängsträger sollte auf einem über die Brückenbreite durchgehenden Widerlager erfolgen, das ebenfalls flach gegründet werden sollte.

	Schicht	Wichte γ [kN/m ³]	Steife- modul E_s [MN/m ²]	Festigkeit bzw. Scherparameter						
				Boden bzw. Gestein			Trennflächen ¹⁾			
				q_u [MN/m ²]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	c_s [kN/m ²]	ϕ_s [°]	c_k [kN/m ²]	ϕ_k [°]
	Auffüllung und Verwitterungslehm	19	5 - 20	-	0 - 10	25 - 30	-	-	-	-
	stark zerrieben bis zersetzt	22	3 - 20	-	5 - 10	20 - 25	-	-	-	-
	schwach bis stark verwittert, zerlegt bis zerrieben	22	20 - 50	-	0	30 - 40	-	-	-	-
	stark verwittert	24	50 - 100	0,1 - 1,0	-	-	0	15 - 20	0	15 - 20
	schwach bis mäßig verwittert	25	100 - 200	0,5 - 10	-	-	0	15 - 20	0	20 - 25
	unverwittert bis schwach verwittert	25	≥ 200	2 - 30	-	-	0	20 - 25	0	25 - 30

¹⁾ s: Schichtungs- und Schieferungsflächen k: Klüffflächen

Abbildung 8: Boden- und felsmechanische Kennwerte

Daraus ergibt sich, daß das flach gegründete östliche Widerlager der Überbaulängsträger vollständig in der Störungszone zu liegen kommt. Auch die Bogenfundamente müssen die Lasten unmittelbar in die ausgeprägte Störungszone abtragen (Abbildung 5).

Bei Ausführung dieser Gründung wäre es zu größeren Setzungen und Setzungsunterschieden zwischen den Fundamenten gekommen.

Nimmt man beispielsweise für die Störungszone einen an der oberen Grenze der Bandbreite liegenden Steifemodul von 50 MN/m² an (vgl. Abbildung 8), so ergibt sich für die Verschiebung des Fundamentes unter den in Abbildung 9 getroffenen Annahmen ein Wert von etwa 5 cm. Bei einem Wert für den Steifemodul von 20 MN/m², der etwa in der Mitte der für die Lockergesteine der Störungszone angegebenen Bandbreite liegt, ergeben sich

mit etwa 12 cm deutlich größere Verschiebungen. Eine Vergrößerung der Fläche des Bogenfundaments von 3,5 m x 4,0 m auf beispielsweise 5,0 m x 5,0 m führt zu keiner signifikanten Verringerung der Setzungen. Die Gründung auf zwei Einzelfundamenten wurde daher verworfen.

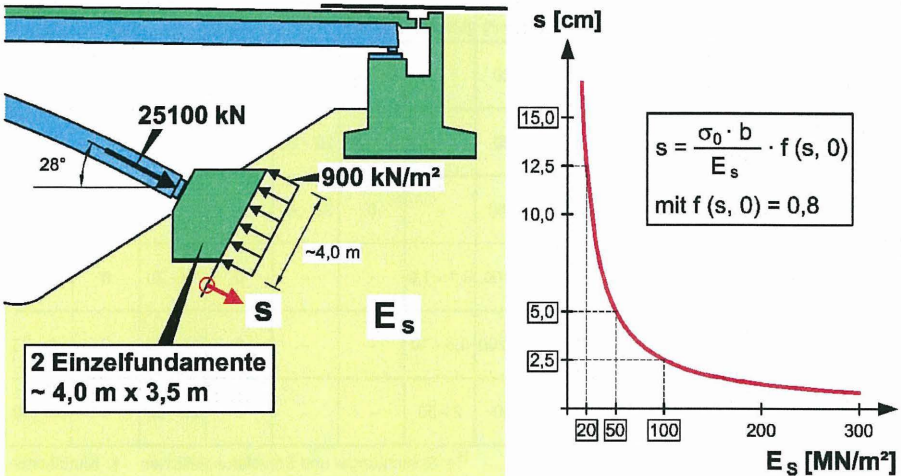


Abbildung 9: Verschiebung der Einzelfundamente der Stahlbögen, Abschätzung

Eine weitere Gründungsvariante, besteht darin, die Bogenfundamente und das Widerlagerfundament zu einem gemeinsamen, jeweils über die gesamte Breite der Einzelbrücken durchgehenden, steifen Gründungskörper zusammenzufassen. Bei ausreichender Dimensionierung des Gründungskörpers kann damit in jeden Fall erreicht werden, daß Verschiebungsdifferenzen zwischen den Auflagern der Bogenfüße und der Überbaulängsträger vernachlässigbar gering sind.

Auch bei der Zusammenfassung der einzelnen Fundamente zu einer großen Gründungsplatte kommt es jedoch trotzdem zu großen Verschiebungen infolge der großen Verformbarkeit der Störungszone (Abbildung 10).

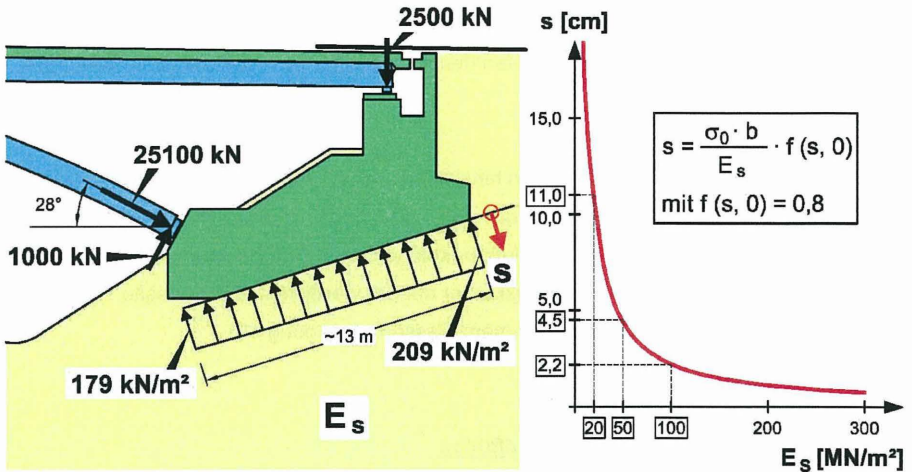


Abbildung 10: Verschiebung des zusammenhängenden Fundamentes, Abschätzung

Die vorstehend erläuterten Abschätzungen verdeutlichen, daß eine Flachgründung für den Bereich des östlichen Widerlagers der nördlichen Brücke bei den hier vorliegenden Untergrundverhältnissen keine geeignete Lösung darstellt. Eine Änderung der Gründung war erforderlich. Da sich die oben beschriebene Störungszone in den Bereich der Gründung der südlichen Brücke fortsetzt, gelten die vorstehenden Aussagen für dieses Bauwerk entsprechend.

Westliche Widerlager

Nach den vorliegenden Ergebnissen der Erkundungen kann davon ausgegangen werden, daß für die Fundamentverschiebungen i. w. die Eigenschaften des schwach bis mäßig verwitterten, stark zerlegten Felses maßgeblich sind (Abbildung 4). Nimmt man für diese Schichten einen Steifemodul von ca. 100 - 150 MN/m² an, so ergeben sich Verschiebungen der Bogenfundamente von ca. 2 - 3 cm in Richtung der Bogenachse (Abbildung 9). Berücksichtigt man die in größerer Tiefe erkundeten Störungszone (Abbildung 4), so kann nicht ausgeschlossen werden, daß die Verschiebungen noch etwas größer werden.

Die Setzungen des Widerlagers am Überbauende dürften wegen der erheblich größeren Gründungsfläche und der kleineren Lasten deutlich geringer sein, als die Verschiebungen der Bogenfundamente.

Aufgrund der genannten Unsicherheiten hinsichtlich der Wirksamkeit der Störungszonen im tieferen Untergrund und im Hinblick auf die in jedem Falle zu erwartenden Verschiebungsdifferenzen zwischen den Bogenfußpunkten und dem Überbauauflager am Brückennende wurde empfohlen, die Gründungskörper auf der westlichen Brückenseite zu jeweils einem großen Fundamentkörper zusammenzufassen (Abbildung 10).

4.2 Fundamentkörper auf Verpreßpfählen

Im Zuge der weiteren Planungen wurde nach Möglichkeiten gesucht, die Verschiebungen der Fundamente für die östliche Brückenseite zu reduzieren. Hierfür kommen Gründungspfähle in Betracht, die die Lasten in tragfähigere Bodenschichten, d. h. in den Fels außerhalb bzw. unterhalb der Störungszone abtragen.

Zunächst wurde die Möglichkeit untersucht, die Gründungspfähle als Verpreßpfähle mit kleinem Durchmesser nach DIN 4028 auszuführen. Werden wie im vorliegenden Fall die Fundamente horizontal und vertikal belastet, so sollte die Resultierende der Pfahlkräfte möglichst mit der Resultierenden der angreifenden Kräfte zusammenfallen. Bei der erkundeten Lage der Störungszone am östlichen Widerlager ist eine solche Lösung schwer zu verwirklichen. Die Ausführung von Verpreßpfählen wurde daher nicht weiter verfolgt.

4.3 Fundamentkörper auf Bohrpfählen

Eine weitere Möglichkeit der Ausführung einer Pfahlgründung bestand darin, den Fundamentkörper auf Bohrpfählen nach DIN 4014 zu gründen, die die Lasten im wesentlichen in den Fels unterhalb der Störungszone abtragen.

In Abbildung 11 ist das Konzept für die Gründung des östlichen Widerlagers der nördlichen Brücke auf Bohrpfählen skizziert, welches später auch ausgeführt wurde. Der zusammengefaßte Fundamentkörper wirkt als Pfahlkopfplatte und wird auf insgesamt 12 Bohrpfählen abgesetzt. Die Bohrpfähle weisen einen Durchmesser von jeweils 1,5 m auf. Unter der Annahme, daß die Bohrpfähle jeweils ca. 5 m in den tragfähigen Baugrund unterhalb der Störung einbinden, ergaben sich aus dem prognostizierten Streichen und Fallen der Störungszone unterschiedliche Pfahllängen. Für den östlichen Widerlagerbereich der südlichen Brücke wurde ein entsprechender Gründungsvorschlag erarbeitet.

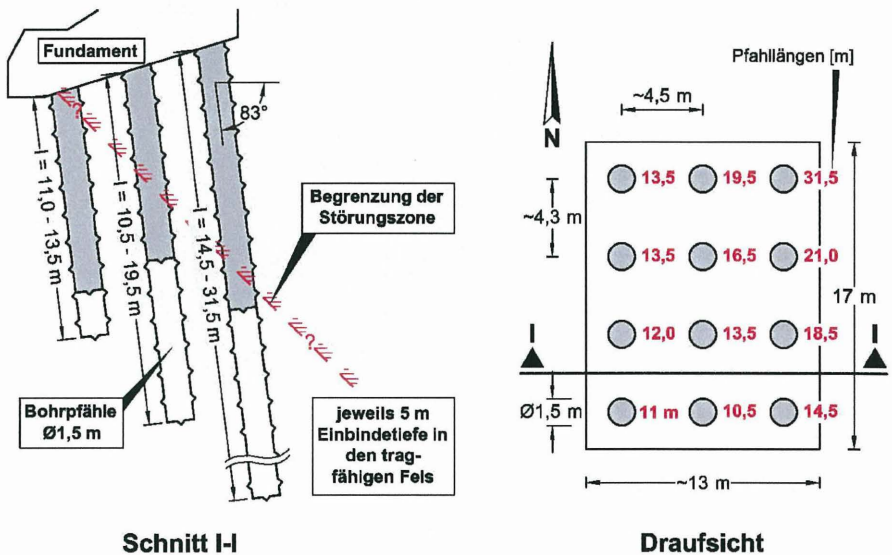


Abbildung 11: Nördliche Brücke, Gründung des östlichen Widerlagers

Die vorstehend genannte Einbindetiefe der Pfähle ergibt sich aus der Annahme, daß die einaxiale Druckfestigkeit des Gesteins im Pfahlfußbereich im Mittel mit ca. $1,5 \text{ MN/m}^2$ angenommen werden kann. Nach DIN 4014, Tabelle 9 kann der Bruchwert für den Pfahlspitzenwiderstand dann zu ca. $2,3 \text{ MN/m}^2$ bestimmt werden, sofern keine günstigeren Werte aus Probelastungen vorliegen. Der Bruchwert der Mantelreibung im Fels läßt sich unter den gleichen Annahmen nach DIN 4014, Tabelle 9 zu ca. $0,17 \text{ MN/m}^2$ bestimmen. Bei 5 m Einbindelänge der im Durchmesser 1,50 m messenden Bohrpfähle und einer Sicherheit

von 2,0 gegen die Bruchwerte ergibt sich die äußere Traglast (Gebrauchslast) des Einzelpfahles in axialer Richtung dann zu ca. 4 MN. Mit einer überschlägigen Abschätzung konnte gezeigt werden, daß die auftretenden axialen Pfahlkräfte bei der gewählten Pfahlanordnung (ca. 83° Neigung gegen die Horizontale) diesen Wert nicht überschreiten.

**Flachgründung
nördliche
Brücke,
Widerlager
West**



Abbildung 12: Reinigen der Gründungsebene mit Druckluft

Vorbehaltlich genauerer statischer Berechnungen für die Pfahlgründung wurden die zu erwartenden Verschiebungen des Fundamentkörpers mit ca. 1 - 2 cm in vertikaler Richtung und ca. 1 - 3 cm in horizontaler Richtung abgeschätzt. Für die statische Berechnung des Brückenbauwerks sowie die konstruktive Ausbildung der Auflagerpunkte (Nachstellbarkeit) wurden die Berücksichtigung von Verschiebungswerten in dieser Größenordnung empfohlen.

5. Bauausführung und Qualitätssicherung

Mit den Bauarbeiten wurde im Frühjahr 2003 begonnen. Um die Beeinflussung des Verkehrs möglichst gering zu halten, wurde zunächst die unmittelbar nördlich der alten ge-

mauerten Brücke liegende Brücke hergestellt. Nach Fertigstellung des Fahrbahnbelages wurde der Verkehr der B229 auf die neue, nördliche Brücke umgeleitet. Anschließend konnten die alte Brücke abgerissen und mit dem Bau der südlichen Brücke begonnen werden.



Abbildung 13: Einbau der Pfahlbewehrung

Die Baugruben wurden mit dem Bagger ausgehoben. Nach dem Reinigen der Gründungsebenen konnte mit der Herstellung der Fundamente für die westliche Brückenseite begonnen werden (Abbildung 12).

Die Bohrpfähle im Bereich der östlichen Widerlager wurden mit dem Bohrgerät BG 36 der Firma Bauer hergestellt (Abbildungen 13 und 14). Dabei wurde ein Kastenbohrer mit Drehklappenboden eingesetzt. Zur Gewährleistung der geforderten Einbindetiefe von 5 m in den tragfähigen Untergrund wurden alle Bohrungen für die Pfähle befahren und der anstehende Fels sowie das Bohrklein in Augenschein genommen (Abbildung 15). Dabei wurde festgestellt, daß die auf Grundlage der Baugrunderkundungen prognostizierte Lage der Oberfläche des tragfähigen Felses mit den tatsächlichen Gegebenheiten sehr gut übereinstimmt. Lediglich einzelne Pfähle mußten gegenüber der Prognose um wenige Meter verlängert werden. Die Längen der ausgeführten Bohrpfähle variieren zwischen 10 m und 32 m (Abbildung 11).



Abbildung 14: Störungszone im Bereich des Widerlagers Ost der nördlichen Brücke



Abbildung 15: Befahren der Bohrpfähle

6. Zusammenfassung

Im Zuge des Ausbaus der Bundesautobahn A1 wird die Brücke für die Bundesstraße B229 im Bereich der Anschlußstelle Remscheid neu gebaut. Die Gründung der Brücke mußte im Vergleich zum ursprünglichen Entwurf, in dem eine Gründung auf Einzelfundamenten vorgesehen war, geändert werden. Aufgrund einer im Bereich der östlichen Widerlager vorhandenen, steil einfallenden mehrere Meter dicken Störungszone war hier die Ausführung von Bohrpfählen, die die Lasten des zusammengefaßten Fundamentkörpers in den tragfähigen Untergrund abtragen, erforderlich. Die westlichen Widerlager konnten auf zusammengefaßten Gründungskörpern flach gegründet werden (Abbildung 16).



Abbildung 16: Nördliche Brücke

Im vorliegenden Beitrag werden die Ergebnisse der Baugrunderkundungen sowie der endgültige Gründungsvorschlag beschrieben. Ferner wird kurz auf die Bauausführung und die Qualitätssicherung während der Ausführung der Gründungsarbeiten eingegangen.

Dr.-Ing. Berndt Pierau und Dipl.-Ing. Dieter Schmitt

Prof. Dr.-Ing. W. Wittke, Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH (WBI)

Henricistraße 50

52072 Aachen

Tel. (02 41) 8 89 87-0

Fax (02 41) 8 89 87-33

e-mail: wbi@wbionline.de

Neue Ergebnisse von Pfahlprobelastungen an gerammten Stahlbeton-Fertigteil-Pfählen im Tertiärton

Peter Wardinghus, Jens Döbbelin, Wolfgang Orth, Oliver Reul, Roger Schulze

1 Einleitung

Für den Neubau eines Gewerbegebäudes in Eschborn wurden die Einzel- und Streifenfundamente auf Stahlbeton-Fertigteil-Pfählen gegründet. Insgesamt wurden rd. 650 Pfähle mit Kantenlängen von 35 cm bzw. 40 cm und Traglängen bis 21 m eingerammt. Die Baugrundverhältnisse auf dem Projektgelände werden durch den für das Rhein-Main-Gebiet charakteristischen steifen bis halbfesten Tertiärton maßgeblich bestimmt.

An 14 Bauwerkspfählen wurden dynamische Probelastungen durchgeführt, die nach dem CASE-Verfahren und in fünf Fällen zusätzlich nach dem CAPWAP-Verfahren ausgewertet wurden. An drei Pfählen wurden statische Probelastungen durchgeführt, um den Einfluss zeitabhängiger Verformungen auf das Pfahltragverhalten quantifizieren zu können. Auf der Grundlage der Pfahlprobelastungen wurde ein Bemessungskonzept für die Gründungspfähle entwickelt.

Im Rahmen dieses Beitrages werden die Ergebnisse der statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen vorgestellt und unter Berücksichtigung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens der Pfähle diskutiert.

2 Baugrundverhältnisse

Die Baugrundverhältnisse auf dem Projektgelände wurden mit insgesamt sechs Kernbohrungen und sieben Drucksondierungen bis in maximal 21 m Tiefe erkundet. Die Ansatzpunkte der Kernbohrungen und Drucksondierungen sowie die Position der Probelastungspfähle sind in Bild 1 im Lageplan dargestellt. Bild 2 zeigt einen Baugrundschnitt.

In den Aufschlüssen wurde unter Auffüllungen aus Schotter, Ziegelresten, Bauschutt und Schlacke in stark wechselnder Zusammensetzung (örtlich bis ca. 4 m Dicke) bis maximal ca. 4,8 m unter GOK schwach toniger, weicher Schluff, teilweise mit einer einige Dezimeter dicken Deckschicht aus weichem bis steifem, tonigem Schluff (Löß/Lößlehm) festge-

stellt. Die Untergrenze des Schluffbereichs fällt innerhalb der Baufläche von ca. 125,5 mNN im Nordwesten auf ca. 120,0 mNN im Südosten. Im nordwestlichen Bereich des Baufelds wurden bis maximal ca. 6,0 m unter GOK Mittel- bis Grobsand, teilweise steinig mit einer Dicke von 1,3 m bis 1,7 m, örtlich auch dünne Steinlagen ermittelt.

Darunter wurden bis Bohrende bei maximal 21 m mittel- und ausgeprägt plastische, steife bis halbfeste Tone des Tertiärs angetroffen (Plastizitätszahl $I_P = 0,22$ bis $I_P = 0,62$; Fließgrenze $w_L = 0,43$ bis $w_L = 0,92$; Konsistenzzahl $I_C = 0,85$ bis $I_C = 1,09$). In den Ton sind Zwischenlagen aus Fein-/Mittelsand, zum Teil schluffig, bzw. tonigem sandigem Kies eingeschaltet, die sich in Drucksondierungen durch eine signifikante Erhöhung des Sondierwiderstandes darstellen. In einer Bohrung wurden in Tiefenlagen ab rd. 19 m Kalksteinbänke angetroffen (BK 1/04, Bild 2).

Im Nordwesten des Projektgeländes wurde in einer ab ca. 126,2 mNN angetroffenen Sandschicht unterhalb der Lössschicht gespanntes Grundwasser angetroffen, das bis ca. 127,6 mNN anstieg. In den Erkundungsbohrungen im übrigen Bereich des Baufelds wurde in den Sandzwischenlagen des tieferen Untergrundes gespanntes Grundwasser erbohrt, das im Mittel auf rd. 122 mNN anstieg.

3 Bauwerk und Gründung

Das 2- bis 5-geschossige Gebäude hat Außenabmessungen von rd. 268 m × 84 m. Mit Ausnahme von Fluchtstollen von den Treppenhäusern und einem Löschwassertank sind keine Unterkellerungen vorhanden. Die Fundamentunterkanten liegen in den Normalbereichen bei rd. 1,5 m unter Gelände und im Bereich der Fluchttunnel und des Sprinklertanks bei rd. 2,8 m unter Gelände. Im südöstlichen Bereich des Projektgeländes wurde wegen der geneigten Geländeoberfläche eine rd. 3,5 m dicke Auffüllung aufgeschüttet.

Die Einzel- und Streifenfundamente des Bauwerks sind auf gerammten Stahlbeton-Fertigteil-Pfähle des Typs Centrum-Pfahl gegründet. Insgesamt wurden 89 Pfähle mit Kantenlängen von 35 cm × 35 cm und 558 Pfähle mit Kantenlängen von 40 cm × 40 cm hergestellt. Die Pfahlfußebenen liegen maximal rd. 21 m unter den jeweiligen Fundamentunterkanten.

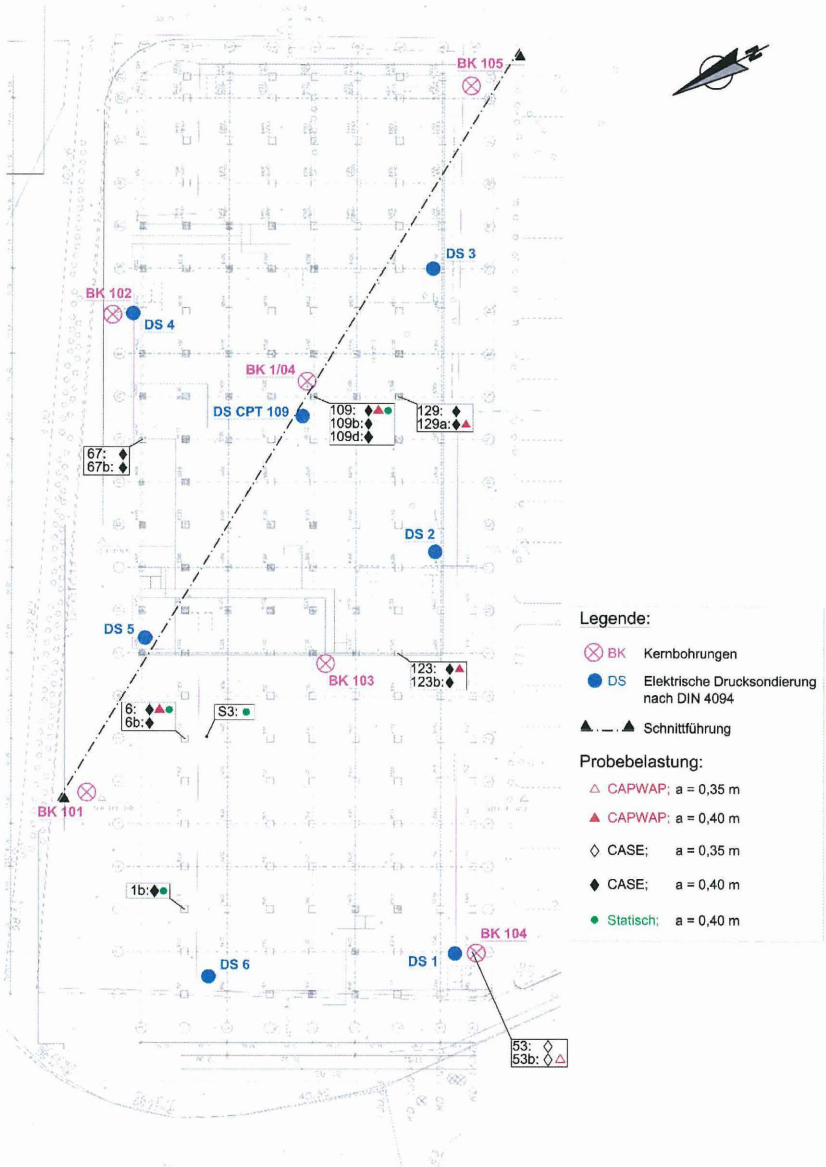


Bild 1 Lageplan des Projektgeländes

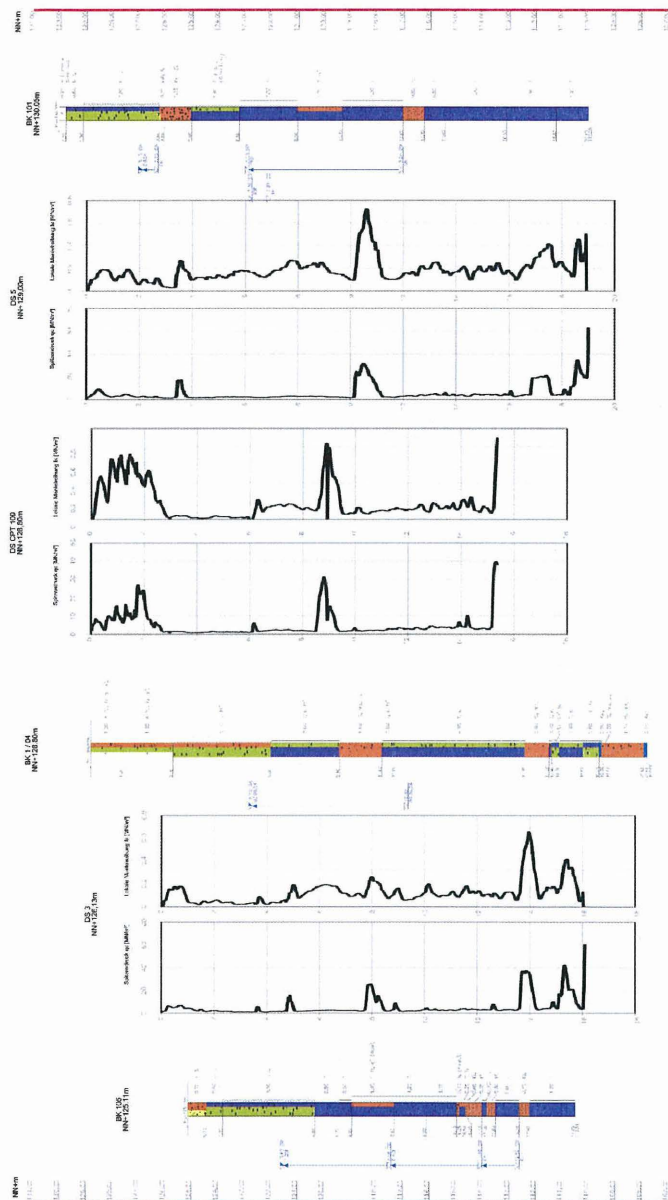


Bild 2

Baugrundschnitt

4 Ergebnisse der Pfahlprobelbelastungen

4.1 Maximaler Pfahlwiderstand

Tabelle 1 gibt eine Zusammenstellung der Pfahlgeometrie und der maximalen Pfahlwiderstände aus den dynamischen (CASE- bzw. CAPWAP-Auswertung) und statischen Pfahlprobelbelastungen für die einzelnen Probepfähle. Die Ergebnisse der CASE-Auswertung sind für einen Dämpfungsfaktor von $j_c = 0,7$ angegeben. Der Anteil des Pfahlmantelwiderstandes am maximalen Pfahlwiderstand beträgt gemäß CAPWAP-Auswertungen 73 % bis 83 %.

Pfahl Nr. 6, der in einem angeschütteten Böschungsbereich liegt, wurde im Zeitraum zwischen der letzten dynamischen Probelastung und der statischen Probelastungen wahrscheinlich bei der Durchführung von Erdarbeiten beschädigt. Mit den dynamischen Probelastungen wurde 29 Tage nach Pfahlherstellung mit dem CASE-Verfahren ein Pfahlwiderstand von 3420 kN und mit dem CAPWAP-Verfahren ein Pfahlwiderstand von 3550 kN ermittelt. Bei der 50 Tage nach Pfahlherstellung durchgeführten dynamischen Probelastung konnte für Pfahl Nr. 6 mit dem CASE-Verfahren ein Ansteigen des Pfahlwiderstands auf 3910 kN verzeichnet werden. Im Gegensatz dazu wurde die maximale Tragfähigkeit in der statischen Probelastung bei einem Pfahlwiderstand von lediglich rd. 2300 kN erreicht. Mittels dynamischer High-Strain-Integritätsprüfungen nach Abschluss der statischen Pfahlprobelbelastungen wurden in verschiedenen Tiefenlagen Beschädigungen des Pfahles festgestellt. Die untersten 6 m des Pfahles konnten dabei nicht mehr nachgewiesen werden. Das Ergebnis der statischen Probelastung an Pfahl Nr. 6 wurde in den weiteren Untersuchungen nicht mehr berücksichtigt.

Bei Pfahl 109 konnte in der statischen Probelastung ein Pfahlwiderstand von 3700 kN wegen technischer Schwierigkeiten mit der Belastungseinrichtung nicht überschritten werden. Die relativ großen Kriechverformungen deuteten allerdings darauf hin, dass schon eine geringe Erhöhung der Belastung zum Versagen geführt hätte (vgl. Abschnitt 4.2). Aus der dynamischen Probelastung, die fünf Tage nach den statischen Probelastungen durchgeführt wurde, wurde mit dem CASE-Verfahren ein Pfahlwiderstand von 3820 kN und mit dem CAPWAP-Verfahren ein Pfahlwiderstand von 3850 kN ermittelt.

Die dynamischen Pfahlprobelbelastungen an den benachbarten Pfählen Nr. 109b und 109d ergaben Pfahlwiderstände von rd. 3770 kN bzw. 3820 kN. Unmittelbar nach der Her-

stellung der benachbarten Reaktionspfähle für die statische Probelastung betrugen die mit dem CASE-Verfahren ermittelten Pfahlwiderstände dann noch 3560 kN bzw. 3610 kN.

Bei Pfahl S3 wurde in der statischen Probelastung ein maximaler Pfahlwiderstand von 3090 kN erreicht. Dabei muss allerdings berücksichtigt werden, dass dieser Pfahl mit 22 Tagen die kürzeste Standzeit zwischen Herstellung und Probelastung aufweist. In Übereinstimmung mit in der Literatur veröffentlichten Beispielen (Sommer et al. 1984) konnte an den auf der Baustelle ausgeführten dynamischen Pfahlprobelastungen an den Pfählen Nr. 1b, 6, 6b, 53 und 53b beobachtet werden, dass die Tragfähigkeit von Rammpfählen mit zunehmender Standzeit ansteigt. Innerhalb von 21 Tagen wurde ein Anstieg von im Mittel 330 kN entsprechend rd. 10 % bezogen auf den Ausgangswert beobachtet. Für Pfahl S3 wird daher bei längerer Standzeit eine Erhöhung des maximalen Pfahlwiderstandes für wahrscheinlich gehalten. Dynamische Pfahlprobelastungen konnten an Pfahl S3 nicht durchgeführt werden, da der Pfahl am Ende der Pfahlherstellungskampagne eingebracht wurde und die Rammgeräte im unmittelbaren Anschluss von der Baustelle abgezogen wurden.

Die aus den statischen Pfahlprobelastungen gewonnenen Widerstands-Setzungslinien der Pfähle Nr. 109 und S3 sind in Bild 3 dargestellt. Für die nominale Gebrauchslast von 1850 kN betragen die Pfahlsteifigkeiten rd. 125 MN/m für Pfahl 109 und 275 MN/m für Pfahl S3. Für die Entlastungsschleifen bei 1850 kN kann eine bessere Übereinstimmung der Pfahlsteifigkeiten von rd. 360 MN/m für Pfahl 109 und 395 MN/m für Pfahl S3 festgestellt werden.

Bild 4, Bild 5 und Bild 6 zeigen eine tendenzielle Zunahme der maximalen Pfahlwiderstände in den dynamischen und statischen Probelastungen in Abhängigkeit von der Pfahllänge im Boden, von der Tiefenlage der Pfahlfußebene sowie von der Rammenergie.

Pfahl	Zeitraum zwischen Herstellung und Probelastung	Pfahlgeometrie				Maximaler Pfahlwiderstand				
		α	a_p	L_p	UK	CASE ($j_c = 0,7$)	CAPWAP			Statisch
						R_{max}	R_{max}	R_s	R_b	R_{max}
Nr.	[Tage]	[°]	[m]	[m]	[mNN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1b	29	2,9	0,35	19,5	110,1	3240	-	-	-	-
	50					3740	-	-	-	-
6	29	2,9	0,40	16,3	112,4	3420	3550	2890	660	-
	50					3910	-	-	-	-
	58					-	-	-	-	2306**
6b	29	2,9	0,40	17,5	111,2	3860	-	-	-	-
	50					4060	-	-	-	-
53	29	2,9	0,35	17,5	111,1	3420	-	-	-	-
	50					3750	-	-	-	-
53b	29	2,9	0,35	16,5	112,1	3130	3150	2530	620	-
	50					3250	-	-	-	-
67	29	2,9	0,40	18,0	110,1	3640	-	-	-	-
67b	29	2,9	0,40	17,0	111,1	3810	-	-	-	-
109	30	0	0,40	18,0	109,5	-	-	-	-	3721
	35					3820	3850	2820	1030	-
109b	27	2,9	0,40	18,0	109,3	3770	-	-	-	-
	27*					3560	-	-	-	-
109d	27	2,9	0,40	18,0	109,5	3820	-	-	-	-
	27*					3610	-	-	-	-
123	29	2,9	0,40	18,3	110,0	4080	4200	3220	980	-
123b	29	2,9	0,40	17,3	111,0	3820	-	-	-	-
129	29	0	0,40	19,1	108,3	3970		-	-	-
129a	29	2,9	0,40	19,9	107,5	4010	4050	3350	700	-
S3	22	0	0,40	16,5	112,3	-	-	-	-	3090
α Neigung		R_{max}	maximaler Pfahlwiderstand							
a_p Kantenlänge		R_s	Pfahlmantelwiderstand bei R_{max}							
L_p Länge im Boden		R_b	Pfahlfußwiderstand bei R_{max}							
UK Pfahlfussebene		*	Nach Herstellung der Reaktionspfähle für Pfahl Nr. 109							
j_c Dämpfungsfaktor		**	Pfahl Nr. 6 wurde vor Durchführung der statischen Probelastung beschädigt							

Tabelle 1 Zusammenstellung der Pfahlprobelastungen

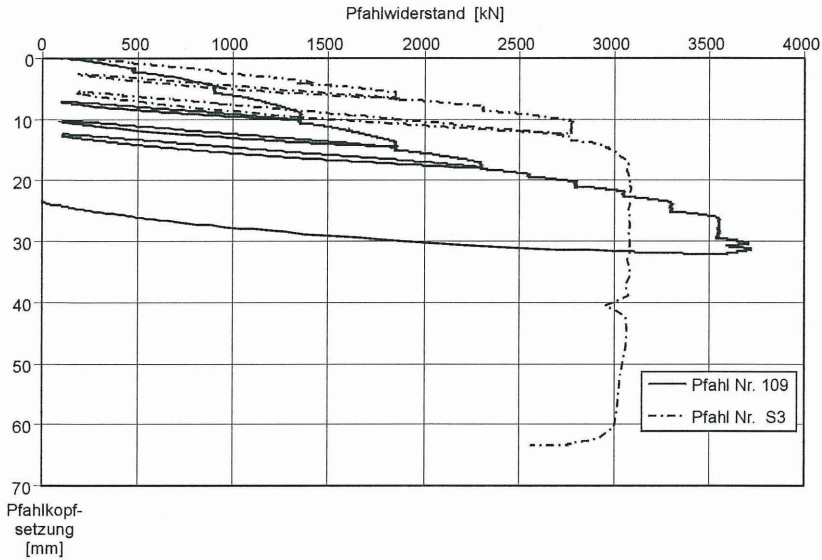


Bild 3 Statische Pfahlprobebelastungen: Pfahlkopfsenkung in Abhängigkeit vom Pfahlwiderstand

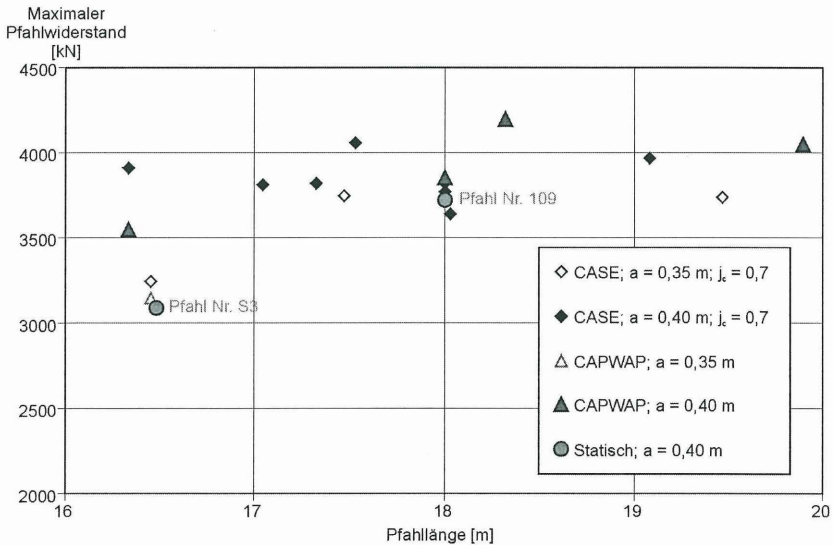


Bild 4 Maximaler Pfahlwiderstand in Abhängigkeit von der Pfahllänge

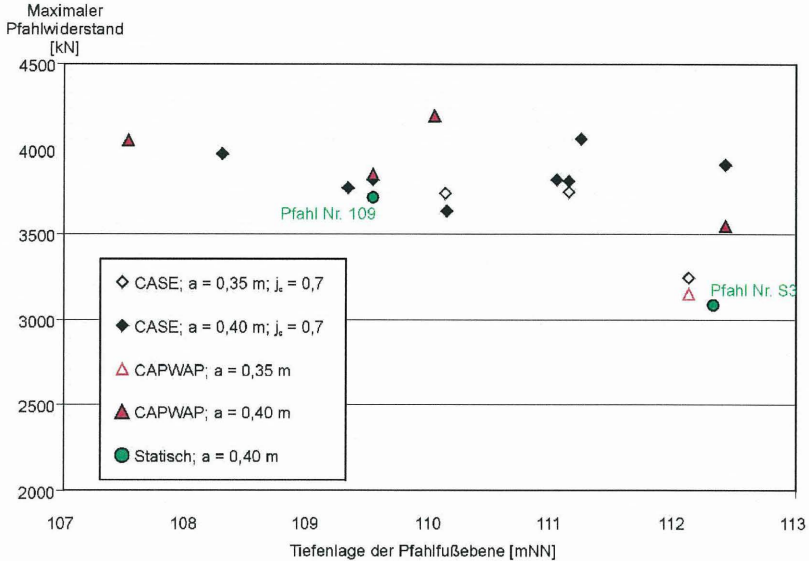


Bild 5 Maximaler Pfahlwiderstand in Abhängigkeit von der Tiefenlage der Pfahlfußebene

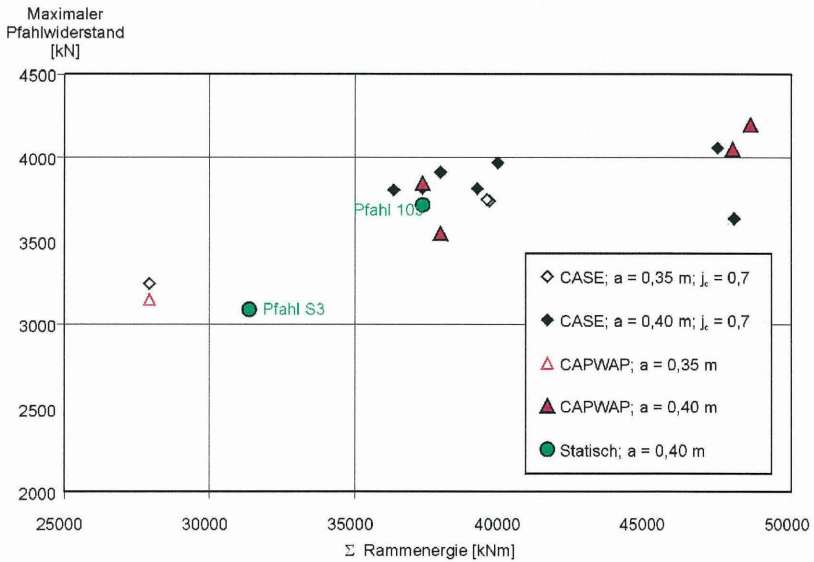


Bild 6 Maximaler Pfahlwiderstand in Abhängigkeit von der Rammenergie

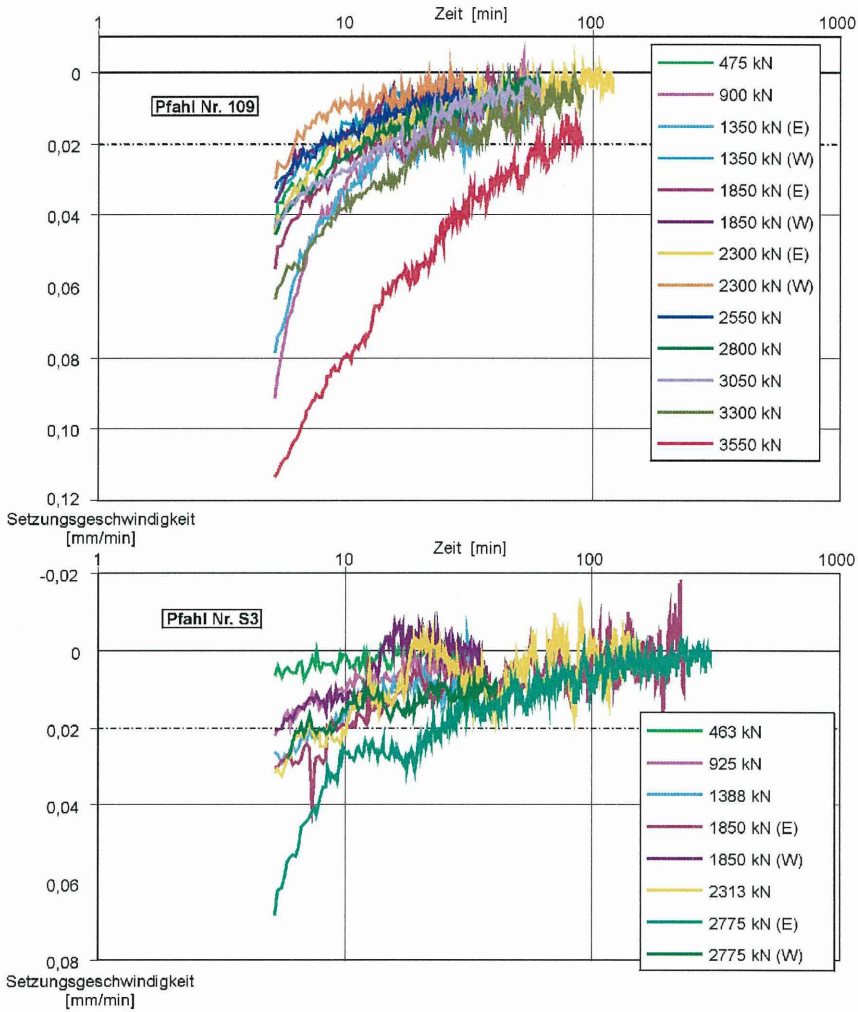


Bild 7 Zeitliche Entwicklung der Setzungsgeschwindigkeit für die statischen Probestpfähle

4.2 Zeitabhängiges Verformungsverhalten

Bild 7 zeigt die zeitliche Entwicklung der Setzungsgeschwindigkeit der statischen Probestpfähle Nr. 109 und S3 im logarithmischen Zeitmaßstab. Die Angaben (E) und (W) in den

Diagramm-Legenden bezeichnen Erst- und Wiederbelastung. Die Setzungsgeschwindigkeit v_s wurde dabei wie folgt ermittelt:

$$v_s(t_{n+1}) = \frac{s_{n+1} - s_n}{t_{n+1} - t_n}$$
$$t_{n+1} - t_n = 5 \text{ min}$$

mit

s_n = Pfahlkopfsetzung zum Messzeitpunkt t_n

s_{n+1} = Pfahlkopfsetzung zum Messzeitpunkt t_{n+1}

Gemäß der Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen (DGGT 1998) wurde die Belastung während der einzelnen Laststufen so lange aufrecht gehalten, bis die Setzungsgeschwindigkeit auf 0,1 mm innerhalb von 5 min abgeklungen war, d.h. $v_s \leq 0,02 \text{ mm/min}$. Weitergehende Untersuchungen, wie z.B. der Nachweis einer stationären Verformungsgeschwindigkeit für Laststufen nahe der Grenztragfähigkeit, waren bei den vorliegenden Beobachtungszeiträumen nicht möglich, da die am Ende der jeweiligen Laststufen auftretenden kleinen Verformungsänderungen im Rahmen der Messgenauigkeit lagen.

In Bild 8 sind die Kriechmaße $k_s(t_{n+1})$ für die statischen Probepfähle Nr. 109 und S3 in Abhängigkeit des Pfahlwiderstandes aufgetragen. Das Kriechmaß wurde aus den Pfahlkopfsetzungen wie folgt ermittelt:

$$k_s(t_{n+1}) = \frac{s_{n+1} - s_n}{\log\left(\frac{t_{n+1}}{t_n}\right)}$$

mit

$$t_{n+1} = 10 \times t_n$$

Für die Pfähle 109 und S3 kann bei den Laststufen in der Nähe des maximalen Pfahlwiderstandes (Pfahl 109: Laststufen 3300 kN und 3550 kN; Pfahl S3: Laststufe 2775 kN) eine signifikante Zunahme des Kriechmaßes verzeichnet werden. Dabei ergibt sich wie in Tabelle 2 dargestellt auch quantitativ eine gute Übereinstimmung.

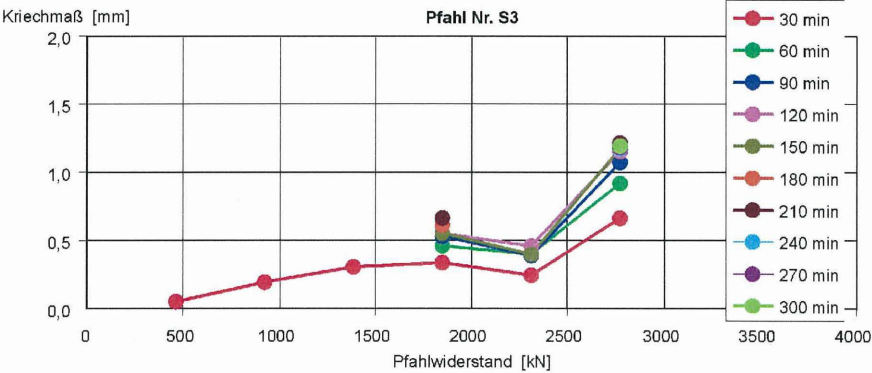
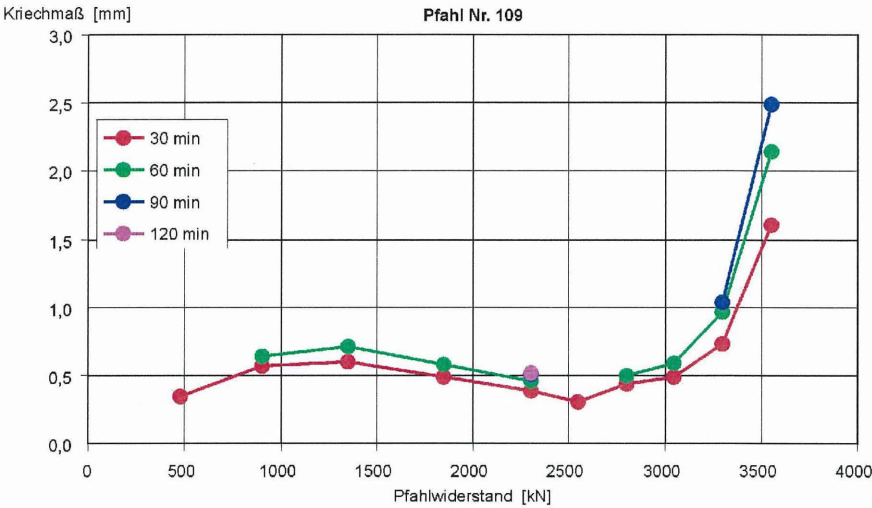


Bild 8 Kriechmaße für die statischen Probepfähle in Abhängigkeit vom Pfahlwiderstand

Pfahl Nr.	Laststufe [kN]	R/R _{max} [%]	k _s (90 min) [mm]
109	3300	89	1,042
S3	2775	90	1,067

R Pfahlwiderstand
R_{max} maximaler Pfahlwiderstand

k_s(90 min) Kriechmaß im Zeitintervall von 9 min bis 90 min

Tabelle 2 Gegenüberstellung der Kriechmaße

In den Laststufen, die über einen längeren Zeitraum gehalten wurden (Pfahl 109: Laststufe 2300 kN; Pfahl S3: Laststufen 1850 kN, 2313 kN und 2775 kN), deutet sich ein konstanter Wert für das Kriechmaß an.

Für den Gebrauchslastbereich der Pfähle (≤ 1850 kN) wurde ein maximales Kriechmaß von $k_s = 0,71$ (Pfahl Nr. 109; Laststufe 1350 kN; 60 min) ermittelt. Für die statischen Probepfähle Nr. 109 und S3 ist zwischen rd. 900 kN und rd. 1850 kN für gleichbleibende Beobachtungszeiträume (d.h. 30 min, 60 min usw.) ein Zuwachs des Kriechmaßes mit zunehmendem Pfahlwiderstand zu erkennen. Eine mögliche Ursache können die in den Ton eingeschalteten, teilweise sehr dicht gelagerten Sandschichten darstellen, in denen zunächst Mantelreibung mobilisiert wurde. Diese wurde erst mit höheren Laststufen überwunden, so dass der Pfahl dann „durchrutschte“ und der weitere Widerstand innerhalb des Tonbereiches mobilisiert wurde, wobei sich wieder die Viskosität des Materials zeigte.

5 Standortoptimiertes Bemessungskonzept für die Gründungspfähle

5.1 Zulässige Pfahllast

Auf der Grundlage der aus den Pfahlprobelastungen gewonnen Erkenntnisse wurde ein standortoptimiertes Bemessungskonzept für die Gründungspfähle entwickelt. Für die Ermittlung der zulässigen Pfahllasten wurden unter der Annahme, dass die im Bereich der Pfahlprüfungen vorhandenen Baugrundverhältnisse für das gesamte Baufeld repräsentativ sind, zwei Ansätze verwendet:

Für Ansatz 1 werden die zulässigen Pfahllasten aus den maximalen Pfahlwiderständen aller dynamischen und statischen Probelastungen wie folgt ermittelt:

$$\text{zul } F_k(L_p) \leq \frac{R_1(L_p)}{\bar{\gamma} \cdot \gamma_{Pc}} = \frac{\gamma_k \cdot R_{\max}(L_p)}{\bar{\gamma} \cdot \gamma_{Pc}}$$
$$\text{zul } F_k(L_p) \leq 115,3 \text{ kN/m} \cdot L_p - 258 \text{ kN}$$

mit

zul $F_k(L_p)$ = zulässige Pfahllast in Abhängigkeit der Pfahllänge L_p gemäß Bild 9b

$R_1(L_p)$ = Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit
in Abhängigkeit der Pfahllänge gemäß Bild 9b

$R_{\max}(L_p)$ = untere Grenze des maximalen Pfahlwiderstands
in Abhängigkeit der Pfahllänge gemäß Bild 9b

$\bar{\gamma}$ = Teilsicherheitsbeiwert der ständigen (60 %) und veränderlichen (40 %) Einwirkungen
= 1,41 für GZ 1B, LF1

γ_{pc} = Teilsicherheitsbeiwert für Pfahldruckwiderstand bei Probelastung
= 1,20 für GZ 1B, LF1

γ_k = Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Kriechens

Als Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit, $R_1(L_p)$, wurde in Anlehnung an die Ermittlung der Herausziehwiderstände von Verankerungen mit Verpressankern gemäß alter Normung (DIN 4125) der maximale Pfahlwiderstand definiert, für den das Kriechmaß $k_s \leq 2$ mm ist. Aus der Pfahlprobelastung 109, bei der ein Kriechmaß in dieser Größe beobachtet werden konnte, ermittelt sich der Abminderungsfaktor γ_k gemäß Bild 9a zu $\gamma_k = 0,93 \approx 0,9$. Dieser Wert entspricht dem Mittelwert der in DIN EN 1537 genannten Beiwerte zur Berücksichtigung des Kriechens.

Für Ansatz 2 wurde lediglich die statische Probelastung an Pfahl Nr. S3 ($L_p = 16,5$ m) berücksichtigt, da in dieser Probelastung die längsten Beobachtungszeiträume eingehalten wurden und die Ergebnisse daher in Bezug auf die zu erwartenden Kriechverformungen von besonderer Aussagekraft sind. Unter Berücksichtigung der bereits für Ansatz 1 angesetzten Teilsicherheitsbeiwerte und Abminderungsfaktoren sowie eines Streuungsfaktors von $\zeta = 1,15$ (lediglich eine Pfahlprobelastung) kann die zulässige Pfahllast in Abhängigkeit von der Pfahllänge unter Vernachlässigung des Pfahlfußwiderstandes wie folgt ermittelt werden:

$$\begin{aligned} \text{zul } F_k(L_p) &\leq \frac{\gamma_k \cdot R_{\max}}{\bar{\gamma} \cdot \gamma_{pc} \cdot \zeta \cdot 16,5} \cdot L_p \\ \text{zul } F_k(L_p) &\leq 86,6 \text{ kN/m} \cdot L_p \end{aligned}$$

Mittelwertbildung der Ansätze 1 und 2 liefert dann den in Bild 9b dargestellten standortoptimierten Bemessungsansatz:

$$\text{zul } F_k(L_p) \leq 100,9 \text{ kN/m} \cdot L_p - 129 \text{ kN}$$

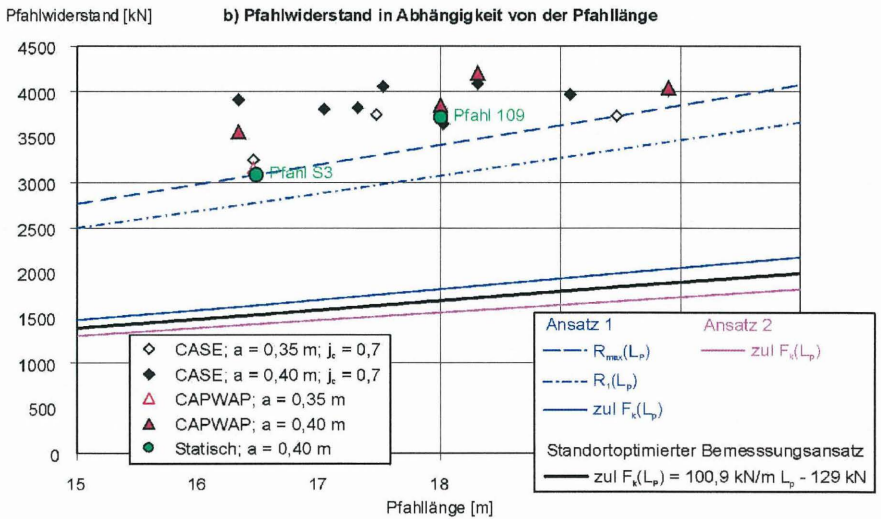
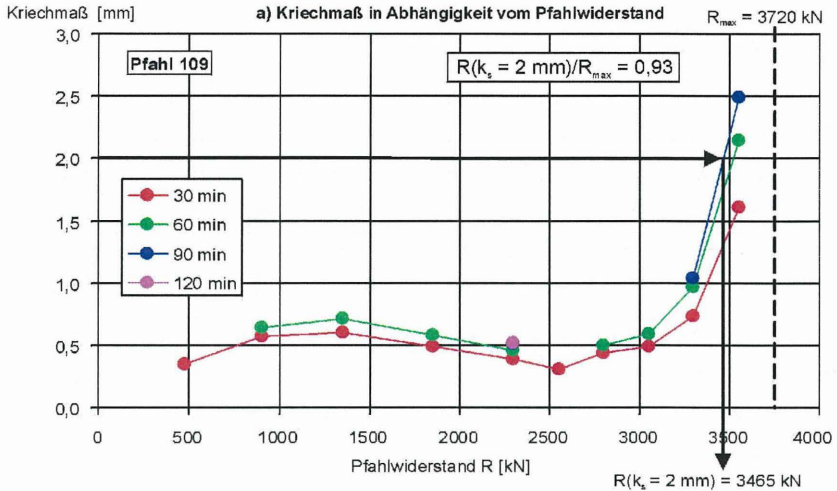


Bild 9 Bemessungsdiagramm

5.2 Gebrauchstauglichkeit

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der dafür erforderlichen Prognose der Verformungen innerhalb der Lebensdauer des Bauwerks muss die Setzungsgeschwindigkeit bekannt sein. Wegen der vergleichsweise kurzen Beobachtungszeit sowie der begrenzten Auflösung der Setzungsmessung lieferten die Versuche keine ausreichend genauen Werte für die Prognose. Nachfolgend wird deshalb der Bereich der zu erwartenden Verformungen aufgrund unterschiedlicher Betrachtungen soweit wie möglich eingegrenzt.

Für den Einzelpfahl im Gebrauchszustand (Lastbereich bis rd. 1850 kN) werden die innerhalb von 50 Jahren nach der Belastung des Pfahls (Rohbauende) durch Kriechen hervorgerufenen zusätzlichen Pfahlkopfsetzungen unter Berücksichtigung eines Kriechmaßes $k_s \approx 0,6 \text{ mm}$ (Bild 8) zu $s_k \approx 5 \text{ mm}$ abgeschätzt. Die Definition des Kriechmaßes (vgl. Abschnitt 4.2) geht von einer Abnahme der Verformungsgeschwindigkeit entsprechend dem Logarithmus der Zeit aus. Da nach den Versuchen das Kriechmaß in den einzelnen Laststufen im Laufe der Zeit jedoch zunahm, ist die tatsächliche Abnahme der Verformungsgeschwindigkeit geringer als nach dieser Definition angenommen. Eine Berechnung der Verformungen aufgrund des Kriechmaßes ist deshalb als unterer Grenzwert anzusehen.

Eine lineare Hochrechnung der in den Probelastungen ermittelten niedrigsten Verformungsgeschwindigkeiten liefert dagegen unrealistisch hohe Werte, da die Verformungsgeschwindigkeit noch in der Abklingphase war (Bild 7).

Als genauere Abschätzung wurde die Verformungsgeschwindigkeit über die Beobachtungszeit durch verschiedene Funktionen approximiert. Dabei lieferte eine Potenzfunktion die beste Übereinstimmung. Anschließend wurden die so ermittelten Geschwindigkeits-Zeitverläufe des Pfahles S3 über 50 Jahre integriert, dabei ergaben sich folgende Setzungsbeträge:

Laststufe 1.388 kN: $s_k = 387 \text{ mm}$

Laststufe 1.850 kN: $s_k = 47 \text{ mm}$

Laststufe 2.775 kN: $s_k = 22 \text{ mm}$

Das zunächst überraschende Ergebnis, dass bei kleineren Laststufen höhere Endsetzungen errechnet werden, erklärt sich daraus, dass bei den geringeren Laststufen und der dabei auch geringeren Setzung der Pfähle die Tragfähigkeit des Bodens nur in geringerem

Maße mobilisiert war als bei den höheren Laststufen. Eine annähernd volle Mobilisierung innerhalb der kurzen Versuchszeit ist erst nahe dem Grenzzustand, d.h. nahe der Grenzlast gegeben. Insofern kommen die Ergebnisse aus der höchsten Laststufe vor dem Versinken der Realität, d.h. der vollen Mobilisierung der Tragfähigkeit im Laufe der Zeit am nächsten.

Für Pfahlgruppen ist ein um ca. 4-, im ungünstigsten Fall bis zu 6-fach höherer Wert als die für den Einzelpfahl prognostizierten Setzungen von rd. 5 mm (aus Kriechmaß) bis 20 mm (aus Verformungsgeschwindigkeit) zu erwarten. Bei erheblich niedrigeren Gebrauchslasten fallen die Sofortsetzungen in erster Näherung proportional zur Last geringer aus, die Kriechsetzungen nehmen bei geringerer Last überproportional ab. Die Gesamtsetzungen des Bauwerks innerhalb einer Standzeit von 50 Jahren werden daher auf unter 4 cm bis 5 cm absolut geschätzt. Die Differenzsetzungen werden bei der bemessungsbedingt relativ gleichmäßigen Auslastung der Pfähle erheblich geringer ausfallen.

6 Verformungsmessungen am Bauwerk

Seitens der bauausführenden Firma wurden an insgesamt 11 Punkten am neuen Bauwerk innerhalb eines Monats in Intervallen von ca. zwei Wochen verschiedene Setzungsmessungen ausgeführt. Die Messungen zeigten während dieser Zeit maximale Verformungen von 2 mm. Dabei war zu berücksichtigen, dass infolge des Baufortschritts in einigen der gemessenen Punkte die Pfahllasten von 15% auf 65% bzw. von 20% auf 100% der Gesamtlast (Bauwerkslast) zunahmen.

Der Anstieg im ersten Fall beträgt 555 kN je Pfahl, im zweiten Fall 960 kN. In beiden Fällen wurde eine Setzung von 2 mm gemessen. Die Setzungen lagen damit in gleicher Größenordnung wie bei den Prüfpfählen bei vergleichbarer Belastung. Im Bereich eines der Treppenhäuser war die gemessene Verformung jedoch nur halb so groß, was auf die Wirkung der relativ großen Bodenplatte (ca. 3,4 m² je Pfahl) zurückzuführen war.

Insgesamt bestätigen die Messungen die Ergebnisse der statischen Pfahlprobebelastungen, eine Prognose auf das Langzeitverhalten war jedoch nicht möglich, da bei der relativ geringen Auslastung der Pfähle nennenswerte Kriechverformungen auch im Messzeitraum von immerhin einem Monat nicht feststellbar sind.

7 Zusammenfassung

- Die aus den dynamischen Probelastungen ermittelten maximalen Pfahlwiderstände werden durch die statischen Probelastungen bestätigt.
- Für die vorliegenden Baugrundverhältnisse muss der maximale Pfahlwiderstand für die Ermittlung der Pfahltragfähigkeit abgemindert werden. Der Abminderungsfaktor kann aus statischen Probelastungen bestimmt werden.
- Für Verformungsprognosen sollten nur Kriechkurven in der Nähe des maximalen Pfahlwiderstandes, d.h. bei möglichst weitgehender Mobilisierung der Bodenfestigkeit, verwendet werden.
- Aus den Auswertungen der dynamischen Pfahlprobelastungen mit dem CASE-Verfahren wurde im Zeitraum von 29 Tagen bis 50 Tagen nach Pfahlerstellung eine Erhöhung des Pfahlwiderstands um rd. 10 % ermittelt.
- Durch die Herstellung benachbarter Pfähle kam es zu einer Reduktion des Pfahlwiderstandes.
- Mit den durchgeführten Pfahlprobelastungen konnte für die vorliegenden Baugrundverhältnisse, auch unter Berücksichtigung des die Tragfähigkeit reduzierenden Einflusses der Viskosität, für eine mittlere Pfahllänge von 15,8 m eine zulässige Pfahllast von 1465 kN nachgewiesen werden.

8 Danksagung

Die Autoren danken der Bremer AG, Paderborn, als ausführendem Generalunternehmer für die Zustimmung zur Veröffentlichung der Versuchsergebnisse.

9 Literatur

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) (1998)

Arbeitskreis 2.1: Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen.

DIN 1054 (2003)

Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau.

DIN 4125 (1990)

Verpressanker; Kurzzeitanker und Daueranker; Bemessung, Ausführung und Prüfung.

DIN EN 1537 (2001)

Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau); Verpressanker; Deutsche Fassung EN 1537: 1999 + AC:2000.

Sommer, H., Wittman, P., Ripper, P. (1984)

Zum Tragverhalten von Pfählen im steif-plastischen Tertiärton. Vorträge zur Baugrundtagung 1984 in Düsseldorf; DGEG, Essen, 501-531.

10 Anschriften

Dipl.-Ing. Peter Wardinghus
Centrum Pfähle GmbH
Friedrich-Ebert-Damm 111
22047 Hamburg

Dr.-Ing. Wolfgang Orth,
Dr.-Ing. Jens Döbbelin
Dr.-Ing. Orth GmbH
Tiroler Straße 7
76227 Karlsruhe

Dr.-Ing. Oliver Reul
CDM AG
Niederlassung Rhein-Main
Neue Bergstraße 9-13
64665 Alsbach

Dipl.-Ing. Roger Schulze
DMT Gründungstechnik GmbH
Pfarrgasse 6
71735 Hochdorf



Centrum**Pfähle** GmbH

Pfahlgründungen

Wir sind Ihr bundesweit tätiger Partner für die Beratung, Planung und Ausführung von Tiefgründungen mit Niederlassungen in Hamburg, Karlsruhe und Oberhausen.

Wir liefern Stahlbetonfertigpfähle in unbegrenzten Längen durch zugelassenes Kupplungssystem, Energiepfähle, Injektionspfähle und Minipfähle.

Besuchen Sie unseren Stand in der Fachausstellung auf dem Pfahlsymposium in der TU Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005.

Hauptsitz Hamburg

Friedrich-Ebert-Damm 111
D-22 047 Hamburg
Telefon 040.69 672-0
Telefax 040.69 672-222
www.centrum.de
info@centrum.de

CentrumPfähle GmbH

Niederlassung Oberhausen

Eimersweg 34
D-46 147 Oberhausen
Telefon 0208.62 93 763
Telefax 0208.62 93 764
schemm@centrum.de

Niederlassung Karlsruhe

Kirchenstraße 31
D-76 344 Eggenstein
Telefon 0721.78 15 711
Telefax 0721.78 15 714
plohmann@centrum.de

CentrumPfähle informiert



Weiterentwicklungen im Bereich der Verpresspfahltechnik

Klaus Dietz, Jörg Menke

1. Einleitung

Der Begriff der Verpresspfahltechnik beschreibt Pfahlsysteme deren Lastabtragung im wesentlichen über Mantelreibung erfolgt. Die Verpresspfähle gehören in den Bereich der Mikropfähle deren Ausführung und Herstellung in DIN 4128 geregelt wird.

Zum Einsatz kommen verschiedene Arten von Mikropfählen wie der Rohrpfahl System Stump, der Verbundpfahl System Stump oder der bewehrte Kleinbohrverpresspfahl. In Abbildung 1 sind die Pfahltypen exemplarisch dargestellt.

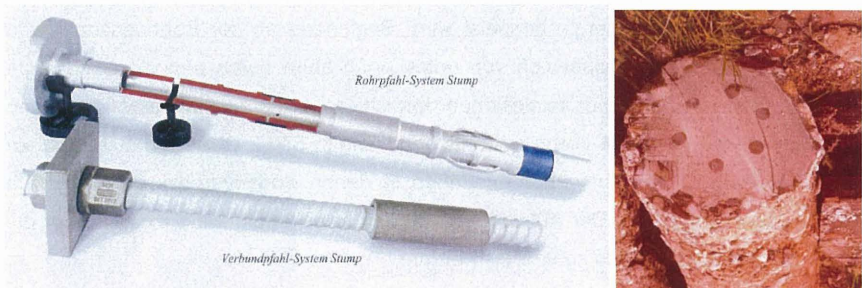


Bild 1: Mikropfähle (Rohrpfahl, Verbundpfahl, bewehrter Kleinbohrpfahl)

Der Einsatz dieser Pfähle ist universell in allen Bodenarten möglich. Zudem können diese Pfähle auch unter sehr beengten Platzverhältnissen und beschränkter Arbeitshöhe hergestellt werden und dennoch hohe Tragfähigkeiten erreichen. Äußere Pfahltragfähigkeiten von bis zu 2000 kN Gebrauchslast im Kiessand konnten beispielsweise beim Bauvorhaben St. Kolumba in Köln nachgewiesen werden (siehe Schürmann et al. 2004).

Trotz des bereits jetzt breiten Anwendungsspektrums und der erzielbaren Tragfähigkeiten von Kleinbohrpfählen, die durch die Weiterentwicklung der Systeme und Verfahren in den letzten Jahren erreicht werden konnte, sind die Grenzen des Systems noch nicht erreicht.

Durch die kontinuierliche Weiterentwicklung der Verfahren und durch den Einsatz von Sondermaßnahmen wird das Anwendungsgebiet stetig erweitert, die Tragfähigkeit erhöht, die Setzungen verringert ohne dabei die Wirtschaftlichkeit der Systeme zu vernachlässigen. Im folgenden werden zwei Weiterentwicklungen vorgestellt.

2. EIT Verfahren

Die Besonderheit bei der Elektro-Impuls-Technologie (EIT) besteht darin, dass nach dem Auffüllen der Bohrung das Bohrloch durch elektro-hydraulische Entladungen aufgeweitet wird. Durch diese explosionsähnlichen Entladungen und die damit verbundenen Fuß- und Schaftaufweitungen sowie die Verdichtung des umgebenden Baugrunds wird die Pfahltragfähigkeit verbessert.

Hierzu wird nach dem Einbringen des Betons oder der Suspension eine Sonde eingeführt, die über eine Station mit Energie gespeist wird. Beginnend ab der Bohrlochsohle wird dann der Beton bzw. die Suspension von unten nach oben durch periodisch erzeugte Impulse in Form von Mikrohydroexplosionen verdichtet, verdrängt und teilweise in den umgebenden Boden gedrückt. Hierdurch entstehen, wie in Bild 2 verdeutlicht, zum einen Bohrlochaufweitungen und zum anderen Zonen in denen Bodenverbesserungen durch Verdichtung bewirkt werden. Der Aufweitungsvorgang bzw. -erfolg kann indirekt über die Lage des Suspensionsspiegels kontrolliert werden.

Die nachfolgend beschriebenen Versuche wurden unter gutachterlicher Begleitung ausgeführt und dienen als Voraussetzung für die bauaufsichtliche Zulassung des Verfahrens in Deutschland. Das Verfahren wurde schon häufig im Ausland erfolgreich, vorwiegend in bindigen Böden, eingesetzt.

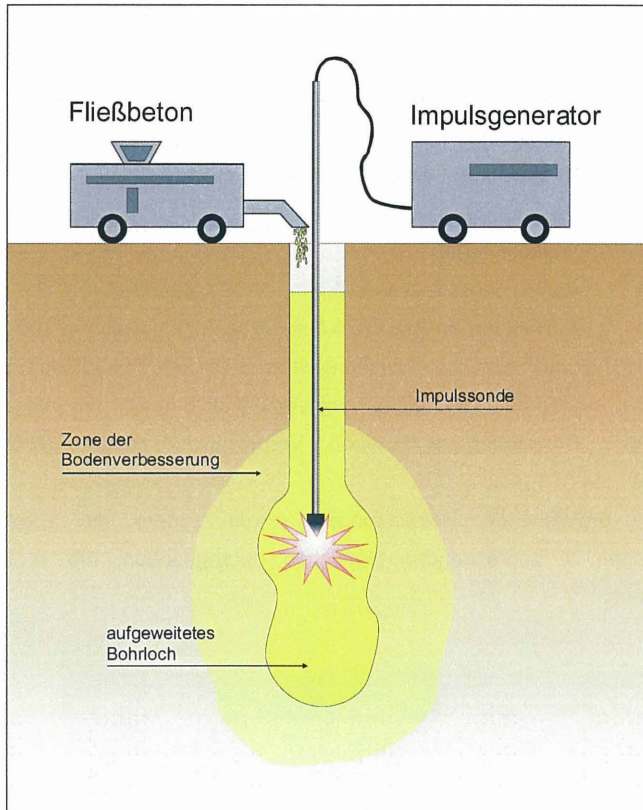


Bild 2: Schematische Darstellung des EIT-Verfahrens

2.1. Versuchsfeld

Vor Durchführung der Versuche wurde der Bereich des Versuchsfeldes zunächst erkundet. Im Bereich der Probepfähle wurden eine Schlauchkernbohrung und vier Drucksondierungen ausgeführt. Daraus ergibt sich folgendes Bodenprofil: bis maximal 1,25 m unter GOK Mutterboden, Feinsand und Mittelsand locker gelagert, bis maximal 4,80 m Geschiebelehm und Geschiebemergel, darunter bis in ca. 20 m Tiefe Fein- bis Mittelsand, mitteldicht bis dicht gelagert.

Innerhalb des Versuchsfeldes wurden 5 Reaktionspfähle und 4 Druckpfähle mit dem EIT-Verfahren ausgeführt. Neben den mit dem EIT-Verfahren ausgeführten Pfählen wurde

zusätzlich ein konventioneller Druckpfahl hergestellt. Als Tragglied wurde für den konventionellen Pfahl und die Reaktionspfähle ein GEWI 63,5 verwendet. In die 4 Drückpfähle im EIT-Verfahren wurden Bewehrungskörbe eingestellt. Weiterhin wurde ein unter 20° geneigtes Zugelement hergestellt (vgl. Bild 3). Die Mantelreibung im oberen Bereich der Pfähle PP 1-4 wurden durch Hüllrohre ausgeschaltet.

Pfähle für Druckprobelastungen:

- | | | |
|------|----------|---|
| PP 2 | L = 8 m | Aufweitungsstrecke ca. 5,5 m, DN 279 mm, Beton, (EIT) |
| PP 3 | L = 8 m | Aufweitungsstrecke ca. 5,5 m, DN 279 mm, Beton, (EIT) |
| PP 1 | L = 13 m | unterhalb GW, Aufweitungsstrecke ca. 5 m, DN 305 mm, Beton, (EIT) |
| PP 4 | L = 13 m | unterhalb GW, Aufweitungsstrecke ca. 8 m, DN 305 mm, Beton, (EIT) |
| GK 1 | L = 13 m | Bewehrung aus GEWI 63,5 Verpresstrecke ca. 5 m, DN 305 mm |

Für weitere vergleichende Betrachtungen wurde zudem die Ergebnisse von Probelastungen in angrenzenden Bereichen herangezogen, die in Dietz (2003) beschrieben sind.

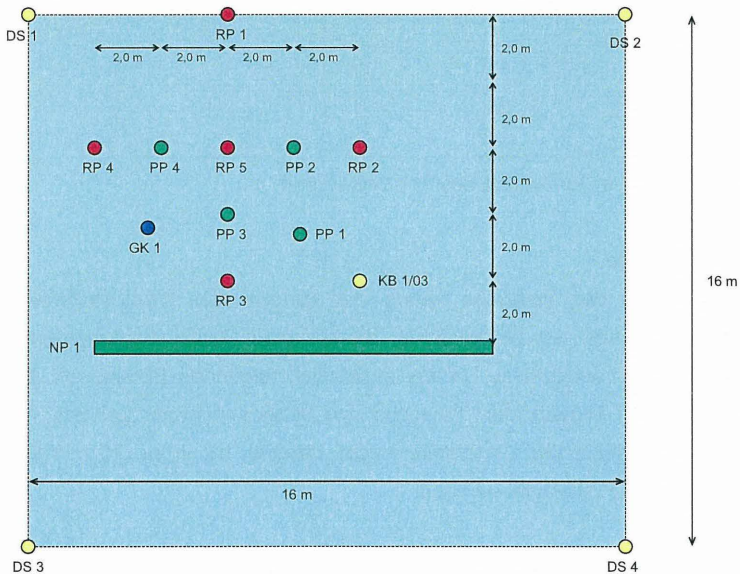


Bild 3 : Übersicht Versuchsfeld

2.2 Herstellung von Pfählen mit EIT Verfahren

Die Bohrungen zur Pfahlherstellung können mit den bekannten Bohrverfahren ausgeführt werden. Für das Versuchsfeld wurden die Bohrungen als Überlagerungsbohrungen mit Wasserspülung ausgeführt (siehe Bild 4). Das Bohrloch wurde dann von unten nach oben mit Fließbeton aufgefüllt. Für die Ausführung der Probepfähle wurde ein Fließbeton der Druckfestigkeitsklasse C 25/30 verwendet. Die Betonrezeptur wurde im Vergleich zu den verfügbaren Fertigmischungen leicht abgeändert und durch Zusatzmittel ergänzt. Die Konsistenz des Materials wurde mittels Ausbreitprüfung auf der Baustelle mehrfach kontrolliert.

Nachdem die Verrohrung gezogen war, wurde die EIT-Sonde eingebracht (Bild 5a). Die Sonde wurde an einem Gestänge geführt. Innerhalb des Gestänges war die Sonde über eine Elektroleitung mit den Kondensatoren verbunden. Die Impulse an der EIT-Sonde wurden bereits beim Abteufen der Sonde ausgelöst, um eine weitere Verflüssigung des Betons zu erreichen.

Die Impulse wurden planmäßig, ausgehend von der Bohrlochsohle, in den entsprechenden Tiefen ausgelöst, bis der gewünschte Aufweitungseffekt, der über die Absenkung des Betonspiegels im Bohrloch ermittelt wird, erzielt war. Dieser Aufweitungsprozess wurde im Abstand von ca. 50 cm im gesamten Bereich mit vorgesehenen Tragkafterhöhung ausgeführt.

Während der Aufweitung wurde mehrfach, nach Absacken des Betonspiegels Beton nachgefüllt. Die Aufweitung bzw. das Absinken des Betonspiegels wurde bei allen Pfähle gemessen und protokolliert (siehe Bild 5b). Nach Beendigung der Aufweitung wurde die Sonde gezogen, das Bohrloch aufgefüllt und anschließend der Bewehrungskorb bzw. das Tragglied eingestellt.

Zur Beurteilung der Tragfähigkeit und des Last-Setzungsverhaltens wurden an den Pfählen nach Aushärtung des Betons Druckprobelastungen ausgeführt. Die Pfähle RI 1– 5 dienten dabei als Reaktionselemente zur Aufbringung der Last. Der Aufbau der Probelastungen ist Bild 6 zu entnehmen.



Bild 4: Herstellung der Vertikalpfähle / Bohrarbeiten



Bild 5: a) EIT-Sonde



b) Aufweitung und Kontrolle der Absenkung

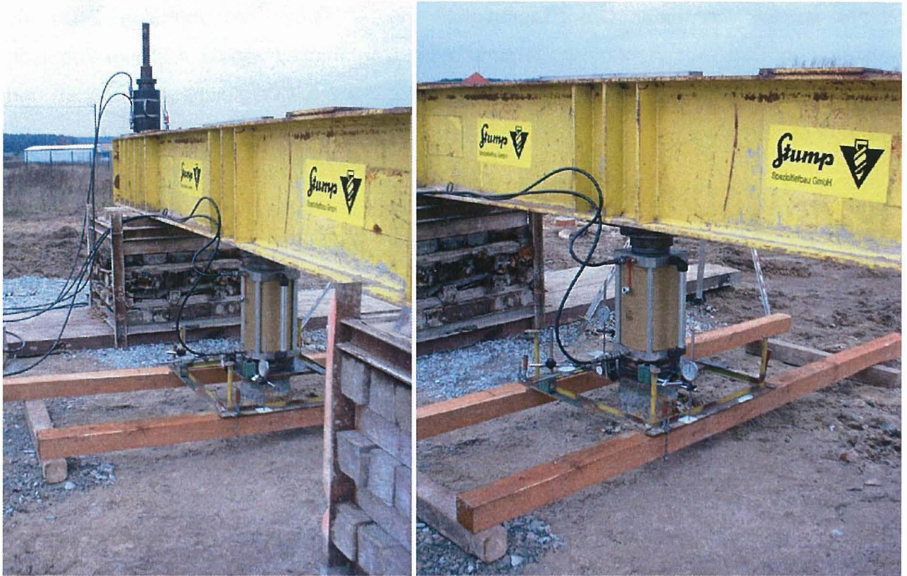


Bild 6: Aufbau der Druckprobelbelastungen

2.3 Ergebnisse der Probelbelastungen

Die wesentlichen Ergebnisse der Probelbelastungen sind in den Tabellen 1 und 2 aufgeführt. In der Tabelle 1 sind die maßgeblichen Daten zu den mit EIT-Verfahren hergestellten Pfählen zusammengestellt. Die Tabelle 2 enthält entsprechende Daten zu Duktilen und Gewi Pfählen.

Die Pfähle weisen jedoch zum Teil deutlich unterschiedliche Durchmesser und Längen der Verpresstrecke auf. Dies ist beim Vergleich der Ergebnisse zu beachten. Weiterhin zu beachten ist, dass ein Teil der Duktilen Pfähle nur über Spitzendruck abträgt und die Aktivierung des Spitzendrucks bei allen Pfählen in Abhängigkeit des Fußdurchmessers erfolgt.

Vergleicht man Gewi 3 bzw. den duktilen Pfahl DU 2, die ähnliche Längen und Durchmesser aufweisen, mit den Pfählen PP 1 und PP 4, so ist zu erkennen, dass Gewi 3 und DU 2 ihre Grenztragfähigkeit bei 1700 kN fast erreicht haben. Die beiden EIT-Pfähle haben jedoch noch Tragreserven. Extrapoliert man die maximale Tragfähigkeit der EIT-

Pfähle so ist von einer Grenztragfähigkeit in der Größenordnung von 2400 kN auszugehen. Dies entspricht einer Steigerung der Tragfähigkeit von ca. 40 % im Vergleich zum normalen Gewi Pfahl oder zum Duktilen Pfahl DU 2 mit vergleichbaren Längen und Durchmessern.

Tabelle 1: Versuchsergebnisse Druckprobelastung EIT-Pfähle

Pfahl	Bohr DN	Max. rechn. Aufweitung	Länge	Aufweit -länge	Max Prüflast	ks P _{max}	bleibende Verformung	Erwartete Grenzlast
	[mm]	[mm]	[m]	[m]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]
PP 1	305	452	13	5	1750	0,257	2,27	2400
PP 2	279	408	8	5,5	1400	0,579	8,63	1500
PP 3	279	377	8	5,5	1500	0,903	6,91	1550
PP 4	305	423	13	8	1650	0,257	1,97	2400

Tabelle 2: Versuchsergebnisse Druckprobelastung Duktile- und Gewi-Pfähle

Pfahl	Platten / Bohr DN	Verbund	Länge	Verpress- länge	Max Prüflast	ks P _{max}	bleibende Verformung	Erwartete Grenzlast
	[mm]		[m]	[m]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]
DU 2	250	Vermörtelt	10	10	1425	0,4	2,58	1700
DU 3	170	ohne	10	-	700	2,2	17,86	600
DU 4	200	Vermörtelt	15	15	1200	0,8	4,25	1400
DU 5	200	Vermörtelt	10	10	900	3	15,21	900
DU 6	118	ohne	15	-	482	0,8	8,81	480
DU 7	118	ohne	10	-	650	1,3	3	600
GEWI 1	185	Verpresst	10	10	900	0,5	5,13	1000
GEWI 2	185	Verpresst	10	10	900	0,5	7,75	950
GEWI 3	305	Verpresst	13	5	1700	0,83	8,52	1700

Die Auswertung der Last-Setzungslinien wiesen daraufhin, dass mit der EIT-Technologie nicht nur eine Laststeigerung bei gleicher Länge und Bohrdurchmesser erzielt, sondern auch eine setzungsarme Gründung hergestellt werden kann. Diese Schlussfolgerung lässt sich anhand der Diagramme in den Bildern 7 und 8 veranschaulichen. In den Säulendiagrammen ist in vertikaler Richtung die Setzung bei den vorgegeben Lasten von

500, 750, 1000, 1250 und 1500 kN angegeben. Im Diagramm in Bild 7 sind die Werte der Pfähle mit Längen bis 10 m dargestellt. Im Diagramm in Bild 8 für die Pfähle mit Längen zwischen 13 und 15 m. Neben der höheren Tragfähigkeit der EIT Pfähle lässt sich in beiden Diagrammen auch erkennen, dass bei gleicher Lasten geringere Verformungen bei Verwendung von EIT Pfählen auftreten.

Ein wesentlicher Faktor für die höheren Pfahltragfähigkeiten ist die durch die Impulse erzielte Aufweitung. Zur Abschätzung der erzielten Aufweitung bietet sich als messbare Größe die Absenkung des Suspensions- bzw. des Betonspiegels im Bohrloch an. Diese Absenkung kann einer Vergrößerung des Volumens im Bereich des Impulses nahezu gleichgesetzt werden. Die Absenkungen lassen sich in entsprechende Volumen umrechnen. Das entsprechende Volumen führt zu einer Aufweitung im Bereich des Impulses, woraus sich der aufgeweitete Pfahldurchmesser ergibt.

Ein weiterer wichtiger Faktor der zur Erhöhung der Tragfähigkeit beiträgt, ist die Verdichtung des Baugrunds. Die Verdichtung des Baugrunds durch die Impulse führt zu einer Verbesserung der Baugrundeigenschaften. Als messbare Kenngröße zur Abschätzung der Verdichtungswirkung kann der gemessene Wert Δh (Absenkung des Suspensionsspiegels / Betonspiegels) in Zusammenhang mit der Anzahl der Impulse bei gleicher Impulsstärke herangezogen werden. Die eingebrachte Energie kann im Zusammenhang mit der jeweils erzielten Absenkungen bzw. Verformungen Aussagen über die Baugrundverbesserung und Baugrundbeschaffenheit geben. Im Fall der Impulstechnologie können der eingebrachten Energie Verformungen zugeordnet werden. Zur Ableitung von Bodeneigenschaft fehlen jedoch bisher die benötigten Untersuchungen bzw. Erfahrungswerte.

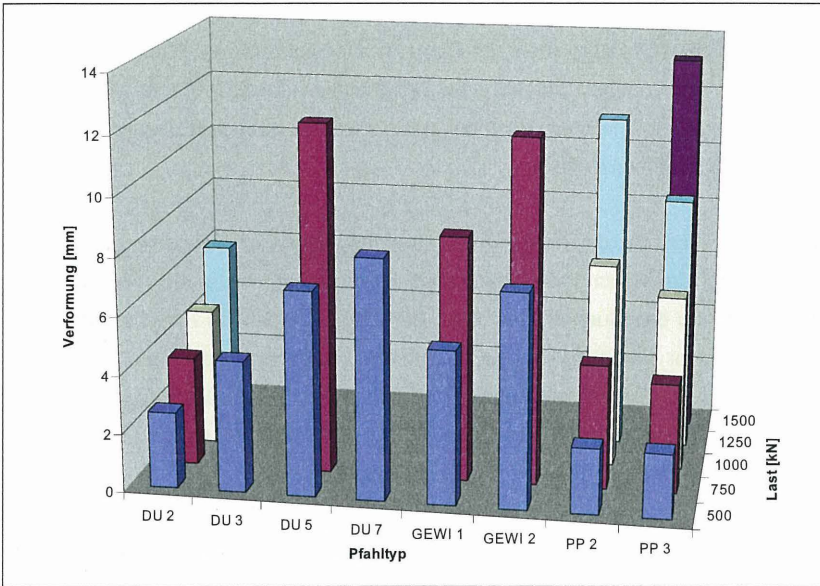


Bild 7: Vergleich der Lastsetzung für Pfahllängen ≤ 10 m

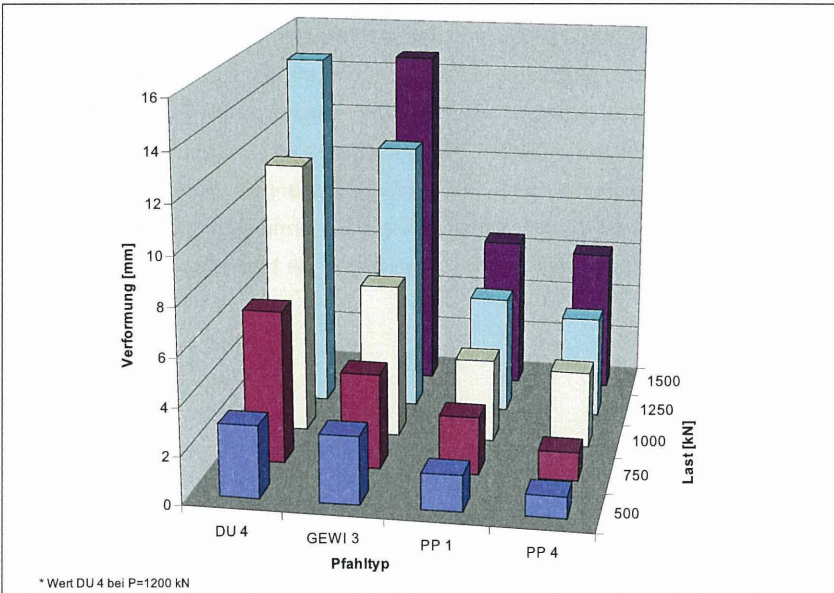


Bild 8: Vergleich der Lastsetzung für Pfahllängen ≥ 10 m

In Bild 9 ist der Fußbereich eines EIT-Pfahls im Detail abgebildet. Hier ist u. a. zu erkennen wo die Krone der Aussenverrohrung abgesetzt wurde. Die Ausbildung des Fußbereiches ist durch die Impulse der EIT-Technologie entstanden. In diesem Bereich wurde der umgebende und der unterhalb des Fußes liegenden Boden verdichtet bzw. darin vorhandene ungleichmäßige Lagerungsdichten ausgeglichen.

Der Aufweitungsbereich des Pfahls wurde durch die Impulse sehr regelmäßig ausgebildet und ist augenscheinlich glatter als die nicht aufgeweiteten Bereiche. Es sind optisch nur leichte Unterschiede im Bereich des Durchmessers zu erkennen. Erst im Bereich oberhalb der Aufweitungsstrecke wiesen die Pfähle deutliche Unregelmäßigkeiten im Durchmesser auf (vgl. Bild 10). Ursache für die regelmäßige Ausbildung des Aufweitungsbereichs ist möglicherweise, dass aufgelockerte Bodenbereiche gleichmäßig verdichtet werden.

Die Ursache für eine Erhöhung der Tragfähigkeit ist daher nicht in großen einzelnen Aufweitungen zu suchen, sondern in einer relativ gleichmäßigen Vergrößerung des Bohrlochdurchmessers. Zudem entsteht eine guten Verbindung zwischen Pfahl und angrenzenden Bodenschichten. Der optisch zunächst als glatt einzustufende Bereich weist beim genaueren Betrachten eine feine Struktur auf, die der Struktur und Korngrößenverteilung des umgebenden Bodens angepasst ist. Daher ergeben sich eine Vielzahl von Kontaktstellen über die Lasten vom Pfahl in den Baugrund übertragen werden können. Diese Pfahl-Boden-Kontaktfläche wird zudem dadurch verbessert, dass eine Verdichtung der angrenzender Bodenbereiche stattgefunden hat.

Für die Dimensionierung von EIT-Pfählen existiert ein Bemessungsansatz (Richter & Valeri 2003), der auf einer Vielzahl von ausgeführten Versuchen beruht. Durch den Vergleich der Ergebnisse der Probelastungen mit dem Bemessungsansatz zeigt sich, dass die Tragfähigkeit der Zugpfähle leicht unterschätzt und die der Druckpfähle überschätzt wurde. Die Überschätzung der Tragfähigkeit ist jedoch auch darauf zurückzuführen, dass im oberen Bereich die Mantelreibung ausgeschaltet wurde, die jedoch auch zur Tragfähigkeit beiträgt.



Bild 9: Fußausbildung Druckpfahl PP 2



Bild 10: Aufweitungsbereich Zugpfahl RP 2

3. Tragkraftherhöhung mittels DSV

Durch den Einsatz der Düsenstrahltechnik (DSV) ist es möglich den Krafteinleitungsbereich so zu vergüten, dass hohe Gebrauchskräfte auch bei schwierigen Baugrundverhältnissen in den Untergrund abgeleitet werden können. Die Vorgehensweise wird an Hand der Baumaßnahme Sartorikai in Kiel näher beschrieben.

3.1 Projekt Sartorikai

Um zusätzliche Liegeplätze für Fahrgastschiffe zu schaffen, wurde von der Seehafen Kiel GmbH & Co. KG im Abstand von 9 m vor den vorhandenen Sartorikaianlagen eine neue Kaimauer hergestellt (Bild 11). Der Ausbau besteht aus einer einfach verankerten und voll hinterfüllten kombinierten Rohrspundwand mit oberem Betonholm. Um Setzungen zu vermeiden wurden im Bereich der vorhandenen Speicheranlagen Bohr-Verpresspfähle System Stump mit bis zu 1200 kN Gebrauchslast eingesetzt. Die Pfähle wurden so angeordnet, dass sie vor den Gebäuden enden (Bild 12).

3.2 Baugrund

Für die Baugrunderkundung wurden zwischen 1998 und 2001 Rammkernsondierungen und schwere Rammsondierungen durchgeführt. Zur Dimensionierung der Krafteinleitungsstrecke kamen im Jahr 2002 zusätzlich 4 Rammsondierbohrungen und fünf Drucksondierungen, die vor den Gebäuden platziert wurden, hinzu.

Es steht zunächst Hafenschlick gefolgt von organischen Ablagerung an, die senkenartig bis ca. -23,5 m NN reichen. Unterhalb dieser Muddeschicht folgt überwiegend eine bis in die Endteufen der Erkundungsbohrungen reichende Schlufflage von breiiger bis steifer Konsistenz, wie sie auch schon an anderen Stellen im Kieler Hafen erbohrt wurde, an. Dieser Schluff lässt sich im wesentlichen in den oberen und unteren, verfestigten Schluff gliedern. Den Schluffen überlagert wurden vereinzelt Sandschichten als obere oder untere Sande erbohrt. Bereichsweise wurden durch Sanierungsmaßnahmen bei angrenzenden Bauvorhaben bereits Mudde und Hafenschlickschichten ausgetauscht und durch Sande ersetzt. Insgesamt war der Untergrund als sehr heterogen einzustufen. Abschnittsweise wurden daher idealisierte Bodenprofile angegeben und für die Bemessung der Verpresspfähle herangezogen (Bild 12).



3.3 Verpresspfahlsystem

Zum Einsatz kamen Bohr-Verpresspfähle System Stump. Bei diesem Pfahlsystem handelt es sich um Vollstäbe mit 4 Zoll Durchmesser, die in den Verankerungsbereichen mit einer Gewindeprofilierung versehen werden. Um die bis zu 1200 kN hohen Gebrauchskräfte mit ausreichender Sicherheit in den Untergrund ableiten zu können, mussten in der Krafteinleitungstrecke zusätzliche Maßnahmen getroffen werden. Üblicherweise werden die Pfähle mit einer 7 bis 10 m langen und bis 0,30 m Durchmesser betragenden Krafteinleitungstrecke hergestellt. Wegen der sehr schwierigen Untergrundverhältnisse wurden mit Hilfe der Düsenstrahltechnik mehrere Aufweitungen bis zu 1,0 m Durchmesser und 3,0 m Länge vorgesehen (Bild 12).

Die Aufweitung wurde dadurch erreicht, dass nach dem Abteufen der Bohrung über ein spezielles Gestänge drehend und ziehend ein definierter Düskörper aus Zement und Boden im Krafteinleitungsbereich hergestellt wurde. Die Drücke betrugen dabei ca. 100 – 300 bar. Abhängig von den in jeder Bohrung festgestellten Bohrergebnissen wurden bis zu 3 Aufweitungsstrecken ausgeführt. Nach Herstellung der Düskörper wurde nochmals das Bohrgestänge eingefahren und das Bohrloch insgesamt im Kontraktorverfahren mit Zement aufgefüllt. Im Bereich der Krafteintragungstrecke wurde zusätzlich ein Verpressdruck auf die Zementsäule aufgebracht, um so einen ausreichenden Verbund zwischen Verpresskörper und Düskörper auf der einen, und dem Baugrund auf der anderen Seite zu erzielen. Zusätzlich wurde im Bereich der Krafteinleitungstrecke eine Wendelbewehrung vorgesehen.

Bei der Dimensionierung der Krafteinleitungstrecke wurden sowohl Mantelreibung als auch der Spritzendruck für die über den gewöhnlichen Durchmesser hinausragende Aufweitung angesetzt.

3.4 Probelastungen und Ausführung

Um den Erfolg der getroffenen Maßnahmen zu überprüfen, wurden an drei Pfählen Probelastungen durchgeführt (Bild 13).



Bild 13: Durchführung der Probelastung

1



Bild 14: Pfahlherstellung vor dem Sellspeicher

Die Prüfkkräfte wurden mit einer hydraulischen Presse stufenweise und in Belastungszyklen in Anlehnung an die Empfehlungen der DGGT und der DIN 4125 aufgebracht. Damit die wasserseitigen Rohre bei den Belastungsversuchen nicht unzulässig verformt wurden, wurde eine rückwärtige Abstützung zum alten Sartorikai angebracht (vgl. Bild 13).

Die Pfahlkopfverschiebungen wurden mit Feinmessuhren (Messgenauigkeit 1/100 mm) erfasst. Als Messbrücke wurde eine von der Belastungsvorrichtung unabhängige Traverse an den benachbarten Rohrpfählen installiert. Die Prüflast betrug das 1,5-fache der Gebrauchslast von 1200 kN.

Die Probepfähle waren über die Bauwerkslänge verteilt und hatten Längen zwischen 29 und 45 m. Die Prüflast konnte bei allen Pfählen ohne Probleme aufgebracht und gehalten werden. Damit war nachgewiesen, dass die vorgesehene Herstellungsweise unter den gegebenen ungünstigen Baugrundverhältnissen erfolgreich eingesetzt werden konnte. Insgesamt wurden auf diese Weise 36 Pfähle vor der Bebauung hergestellt (Bild 14).

4. Zusammenfassung

Der Anwendungsbereich von Verpresspfählen wird stetig erweitert. Insbesondere wird versucht immer größere Lasten über die Pfähle in den Baugrund einzuleiten. Mit der EIT-Technologie steht eine neue Alternative zur Verfügung den Krafteinleitungsbereich zu vergüten. Durch Elektroimpulse wird der Verpresspfahlbeton verdichtet und das Bohrloch aufgeweitet. Damit wird gleichzeitig der umgebende Boden verdichtet und verbessert.

Durch den Einsatz der Düsenstrahltechnik kann die Tragfähigkeit von Verpresspfählen ebenfalls erhöht werden. Am Beispiel des Bauvorhabens Sartorikai wird dieses Verfahren vorgestellt.

5. Literatur

Schürmann et al. (2004): A. Schürmann, T. Groß, O. Schwab, R. Lemke: Gründungsmaßnahmen für den Neubau des Diözesanmuseums des Erzbistums Köln und auf der historischen Bausubstanz der Kirche St. Kolumba; Hrsg.: DGGT; Vorträge der Baugrundtagung 2004 in Leipzig; S.131-138, Verlag Glückauf GmbH, Essen, ISBN 3-7739-5980-X, 2004

Dietz (2003): K. Dietz: Duktile Pfähle; Pfahl-Symposium 2003, Hrsg.: J. Stahlmann; Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 71, S.115-124, ISBN 3-927 610-62-3, 2003

Richter & Valeri (2003): T. Richter, E. Valeri: Electrical discharge (explosions) in geotechnical engineering; XIII European Conference on soil mechanics and geotechnical engineering; The Czech Geotechnical Society CICE; Geotechnical Problems with man-made and man influenced grounds, Volume 2; S.413-418; ISBN 80-86769-01-1, 2003

Köster et al. 2003: H. Köster, P. Nachtigall, K. Dietz.: Sartorikai Kiel - Herstellung von Hochlastpfählen in sensiblen Baugrund; 14. Tagung für Ingenieurgeologie, Kiel, 2003

Kontaktadresse:

Stump Spezialtiefbau GmbH

Abteilung Zentrale Technik

Dipl.-Ing. Klaus Dietz,

KlausDietz@stump.de

www.stump.de

Friedrich-Krupp-Str. 18

40764 Langenfeld

Tel.: 02173/271 97 810

Fax: 02173/271 97 990

Dr.-Ing. Jörg Menke

joerg.menke@stump.de

Beratung • Planung • Ausführung

Daueranker und Kurzzeitanker bis 12.500 kN Prüflast
Stahlrohr-Verpresspfähle • Stahlbeton-Verpresspfähle • GEWI-Verpresspfähle
Bohrträgerverbau • Spundwandverbau • Ort betonpfähle
Spritzbetonarbeiten • Boden- und Felsnägel
Zement-Injektionen • Feinstzement-Injektionen • Kunstharz-Injektionen
Chemikal-Injektionen • DSV-Verfahren Stump Jetting • Elektro-Osmose
Mauerwerk- und Betonsanierung • Aufschlussbohrungen



Neubau Diözesanmuseum St. Kolumba, Köln. Gründung mit Kleinbohrverpresspfählen System Stump, Gebrauchslast bis 1.500 kN

ZN Langenfeld, Auslandsabteilung, Zentrale Technik

Tel. 021 73/2 71 97-0 • Fax 021 73/2 71 97-990

ZN München

Tel. 089/96 07 01-0 • Fax 089/96 31 51

ZN Hannover

Tel. 05 11/9 49 99-0 • Fax 05 11/49 94 98

ZN Berlin

Tel. 030/75 49 04-0 • Fax 030/75 49 04-20

ZN Chemnitz

Tel. 03 71/49 00-2 66 • Fax 03 71/49 00-2 68

GS Colbitz

Tel. 03 92 07/8 56-0 • Fax 03 92 07/8 09 27

Tragfähigkeit von auf Druck beanspruchten Mikropfählen (Verpresspfählen) im Fels

Mark Rumpel, Lothar Maßmeier

1. Einleitung

Im Rahmen des Umbaus bzw. der Erweiterung des Druck- und Verlagszentrums (DVZ) der WAZ Mediengruppe im Norden der Stadt Hagen war u.a. der Austausch von Druckmaschinen (Rotationen) vorgesehen. Im Bereich des Bauabschnittes aus dem Jahr 1982 war nach vorheriger Demontage der Altrotation die Aufstellung einer neuen, leistungsfähigeren Rotationsmaschine auf der bestehenden Fundamentierung geplant. Der Gründungskörper, der sich im Schwankungsbereich des Grundwassers befindet, besteht aus einem Blockfundament (Abmessungen: ca. 50 m x 5 m x 2,5 m), das zur Beherrschung der dynamischen Erregerkräfte aus dem Maschinenbetrieb auf schwingungsisolierenden Platten (Feder- und Dämpferelemente) in einer weißen Wanne errichtet wurde (s. Bild 1). Die neue Rotationsmaschine weist ca. 25 % höhere Lasten und veränderte dynamische Einwirkungen auf, auf die die bestehenden Schwingungsisolatoren planmäßig nicht ausgelegt sind.

Um die hohen Anforderungen an die Lagegenauigkeit bzw. das Last-Verformungsverhalten der neuen Rotation einzuhalten, wurde eine Ertüchtigung der Altgründung durchgeführt, bei der der bestehende Gründungskörper erhalten bleibt und die Lasten über eine Gruppe von Mikropfählen (Verpresspfählen) bis in das zur Tiefe anstehende unverwitterte Festgestein tiefergeführt werden. Eine Vorbemessung des auf Druck beanspruchten Verpresspfahlensystems erfolgte zunächst, unter Beachtung der Hinweise der DIN 4128 [1], anhand der Ergebnisse von vorliegenden Zugversuchen, d.h. ausschließlich unter Ansatz von Mantelreibung. Unter Berücksichtigung des tatsächlichen Tragverhaltens von Druckpfählen im Festgestein mit einem zu erwartenden Lastabtrag über Mantelreibung und anteiligem Spitzendruck ergeben sich dabei allerdings unwirtschaftliche Einbindelängen. Die DIN 4128 macht zur Beurteilung des Lastabtrages auf Druck beanspruchter Verpresspfähle im Fels, insbesondere zum Ansatz von Spitzendruck, keine weiteren Angaben. Sie gibt lediglich den Hinweis, dass die Krafteintragungslänge $t \geq 0,5$ m betragen soll.

Im Vorfeld der Baumaßnahme wurden unter Berücksichtigung geotechnischer und statisch-konstruktiver Aspekte (Stabilitätsprobleme) die Einbindelängen der Pfähle im Fels optimiert und zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Druckprobelastungen durchgeführt.

Im vorliegenden Beitrag werden zunächst die Problemstellung, die Baugrundverhältnisse sowie die bautechnischen Randbedingungen bei der Fundamentertüchtigung erläutert. Anschließend werden die Bemessungsansätze zur Auslegung der Verpresspfähle unter Berücksichtigung normativer Hinweise sowie die Ergebnisse der durchgeführten Probelastungen (Druck) vorgestellt. Abschließend wird das prinzipielle Tragverhalten auf Druck beanspruchter Verpresspfähle mit Einbindung im Fels diskutiert.

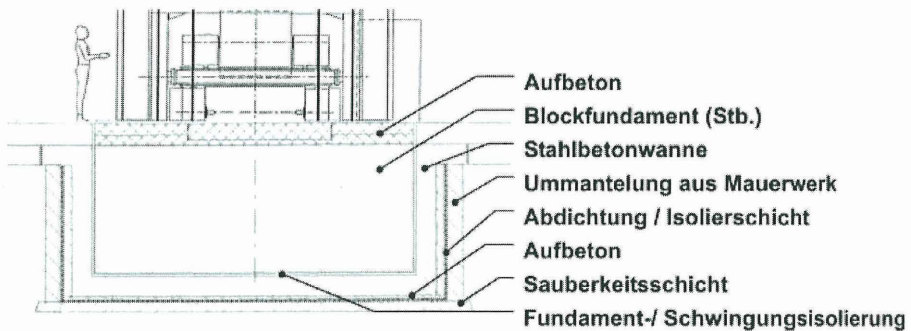


Bild 1: **Aufbau der bestehenden Rotationsgründung (1982)**

2. Bauvorhaben / Bautechnische Randbedingungen

2.1. Rotation

Die neue Druckmaschine (Zeitungsrotation) besteht aus insgesamt 3 Sektionen (Druckeinheiten) und hat Grundrissabmessungen von ca. 50 m x 5 m. Ihre Höhe beträgt ca. 14 m bei einem Gesamtgewicht von ca. 3.700 t. Die Konstruktion zur Aufnahme der Maschine besteht aus einem Blockfundament mit aufgeständertem Maschinentisch aus Stahlbeton. Die Rollensternbeschickung für den Zeitungsdruck erfolgt über das Untergeschoss (s. Bild 2).

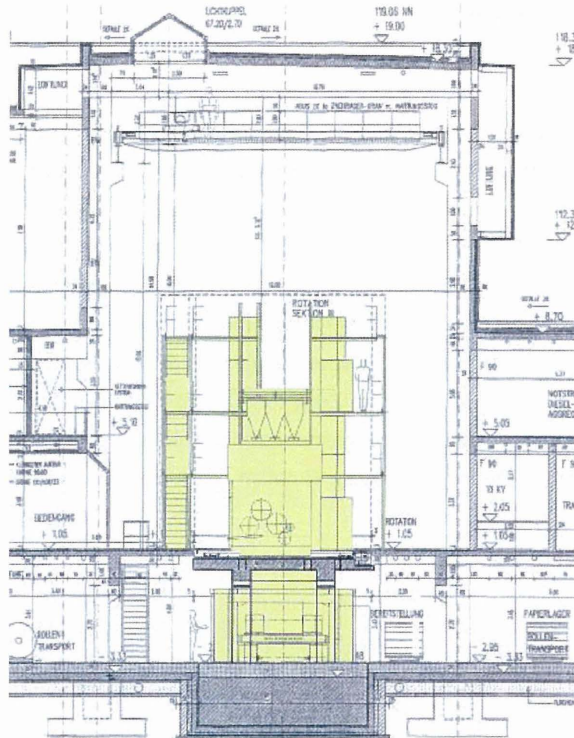


Bild 2: Schnitt durch die neue Rotationsmaschine in der bestehenden Druckmaschinenhalle

Zur Gewährleistung eines uneingeschränkten Druckbetriebes werden sehr hohe Anforderungen an die Lagegenauigkeit der Rotation sowohl während der Maschinenmontage als auch während des späteren Betriebes gestellt. Die Setzungen des Rotationsfundamentes während des Montagevorgangs sind auf $s \leq 5 \text{ mm}$ zu begrenzen. Die maximal zulässige Schrägstellung von Rotation bzw. Maschinentisch beträgt in Längs- sowie in Querrichtung $0,2 \text{ mm/m}$. Der vertikale Versatz zwischen zwei Druckeinheiten darf ein Maß von $\pm 1 \text{ mm}$ nicht überschreiten.

2.2 Untergrundverhältnisse

Aus den Ergebnissen durchgeführter Baugrunderkundungen (1982-2003) im Bereich des DVZ ist bekannt, dass im Bauwerksbereich unterhalb von Auffüllungen zunächst fluviatile Ablagerungen der Flüsse Ruhr und Lenne anstehen. Oberflächennah bestehen die quar-
tären Sedimente ab einer Kote von ca. +98,0 m NN aus feinsandigen, tonigen Schluffen in
überwiegend weicher Konsistenz (Auelehme) in Dicken von i.M. ca. 2,0 m. Darunter folgt
eine ca. 5,0 m dicke Schicht aus unterschiedlich schluffigem, steinigem Sand und Kies
(Flussschotter) in mitteldichter bis dichter Lagerung. Zur Tiefe, d.h. ab einer Höhenkote
von ca. +91,0 m NN, steht das karbonische Festgestein in Form von Ton- und Sandstein,
z.T. in Wechsellagerung, an. Die obere Zone (ca. 0,5 m) ist dabei noch stärker verwittert.
Der unverwitterte Festgesteinshorizont befindet sich einheitlich bei ca. +90,5 m NN.
Die Gründungssohle der bestehenden Rotation liegt bei einer Höhenkote von ca.
+94,4 m NN, also im Flussschotter.

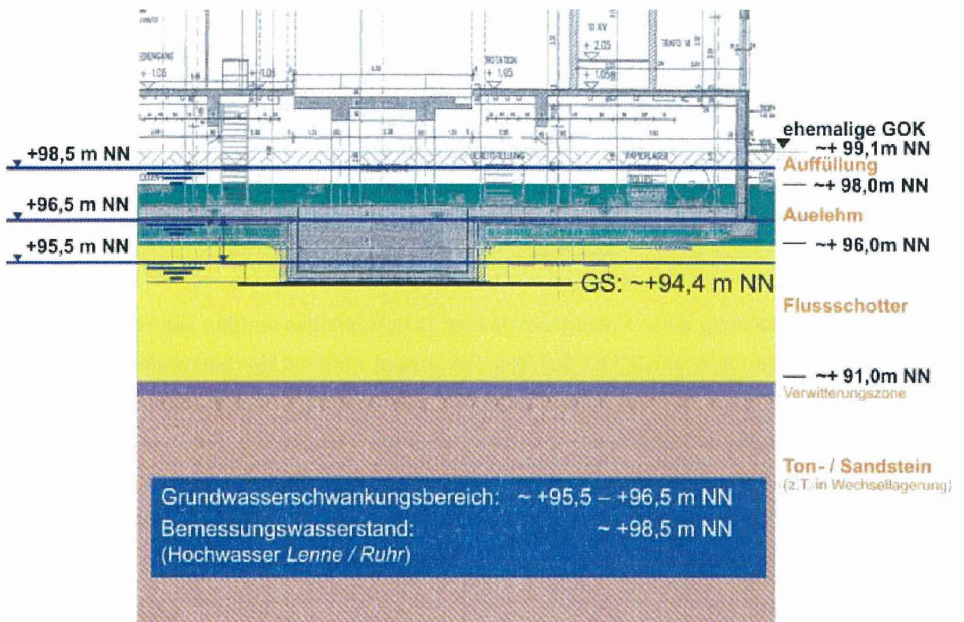


Bild 3: Untergrundverhältnisse und hydrologische Situation im Bereich des DVZ

Die hydrologischen Verhältnisse im Bereich des Druckzentrums werden im Wesentlichen durch die in der Nähe befindlichen Flüsse Lenne und Ruhr beeinflusst. Der Grundwasserschwankungsbereich in den quartären Lockergesteinen liegt bei ca. +95,5 – +96,5 m NN. Der Bemessungswasserstand wurde unter Berücksichtigung der Flusshochwasserstände zu +98,5 m NN festgelegt (vgl. Bild 3).

2.3 Bautechnische Randbedingungen / Sanierungsvorschlag

Im Zuge der Errichtung der Rotationsgründung im Jahr 1982 wurden zur Vermeidung einer starren Verbindung zwischen dem Blockfundament und der weißen Wanne schwingungs-isolierende Platten (in Kombination mit Polystyrol) eingesetzt, die auf die höhere Belastung sowie auf die veränderten dynamischen Einwirkungen aus der neuen Druckmaschine nicht ausgelegt sind. Zuverlässige Prognosen zum Last-Verformungsverhalten der nunmehr aufzustellenden Rotation, und damit die Gewährleistung der einzuhaltenden Maßtoleranzen, sind ohne die Ergreifung zusätzlicher Maßnahmen nicht möglich. Die Rotationsmaschine war daher (unter Verwendung geeigneter Schwingungsisolatoren) neu zu gründen oder alternativ die Altgründung für die uneingeschränkte Aufnahme der Lasten aus der neuen Rotation zu ertüchtigen.

Die bautechnischen Randbedingungen zur Durchführung der erforderlichen Maßnahmen sind nachfolgend aufgeführt:

- Das verfügbare Zeitfenster für die Gründungsarbeiten war aus produktionstechnischen Gründen auf **30 Tage** beschränkt.
- Durchführung der Arbeiten im Bestand: Arbeitshöhe auf maximal ca. 3,2 m begrenzt.
- Unmittelbare Nähe zu weiteren Rotationen sowie zum hoch empfindlichen EDV-Zentrum des DVZ (Erschütterungen).
- Die Arbeiten mussten unter einem hohen, stark schwankenden Grundwasserspiegel erfolgen.

Ein konventioneller Abriss und Neubau des Rotationsfundamentes war unter Berücksichtigung der o.g. Randbedingungen aus wirtschaftlichen und bautechnischen Gründen nicht möglich. Zur Gewährleistung einer verformungsarmen Aufstellung/Montage der Rotation

sowie eines uneingeschränkten Druckbetriebes war die bestehende Gründung zu ertüchtigen und hierfür eine Sonderlösung zu entwickeln. Der Fundamentkörper bleibt dabei erhalten, und die Lasten werden mittels einer Gruppe von Mikropfählen (Verpresspfählen entsprechend DIN 4128) bis in das zur Tiefe anstehende unverwitterte Festgestein tiefergeführt (s. Bild 4).

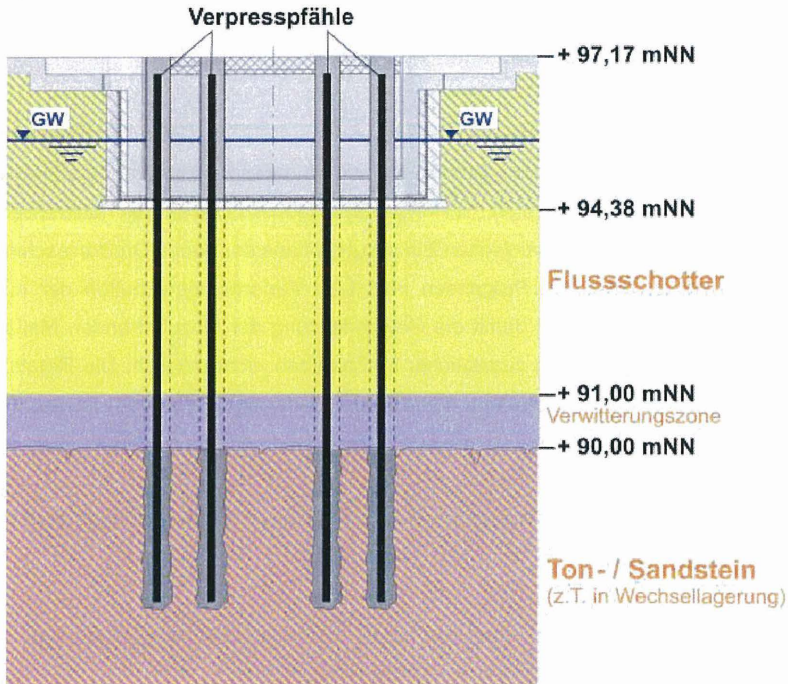


Bild 4: Fundamentertüchtigung mittels Verpresspfählen entsprechend DIN 4128 (Prinzipiskizze)

Das System der Schwingungsisolierung mittels Feder- und Dämpferelementen in Verbindung mit einer weißen Wanne wurde aufgegeben. Es erfolgte durch den Tragwerksplaner in Zusammenarbeit mit dem Maschinenhersteller eine erneute dynamische Berechnung des Gesamtsystems, wobei die Verbundpfähle eine Erhöhung der Federsteifigkeit der vertikalen Wegfeder sowie der Drehfeder bewirken. Die Tragfähigkeit der Pfähle wird durch die dynamischen Einwirkungen aus dem Maschinenbetrieb nicht beeinträchtigt, da der dynamische Anteil der Normalkraft in den Stützen des Maschinentisches wesentlich kleiner als 5 % des statischen Lastanteils ist.

3. Vorbemessung des Verpresspfahlsystems (Einzelpfahl)

3.1 Normative Vorgaben

Die DIN 4128 (04/1983) liefert für die Bemessung von Verpresspfählen (sowohl als Zug- als auch als Druckpfähle) mit Einbindung im **Lockergestein** folgende Lösungsansätze:

Die zulässige Pfahlbelastung ist aufgrund von Probelastungen, die nach DIN 1054 (11/1976) [2] durchzuführen sind, festzulegen (Kap. 3.1 „Nachweis der äußeren Tragfähigkeit“). Die Ergebnisse von Zugversuchen dürfen dabei zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Druckpfählen grundsätzlich herangezogen werden. Der Lastabtrag in den Untergrund erfolgt überwiegend über Mantelreibung. Zusätzlicher Spitzendruck für Druckpfähle darf bei Verwendung der in DIN 4128 (Tabelle 3) angegebenen Grenzmantelreibungswerte $\tau_{m,f}$ nicht in Ansatz gebracht werden. (Spitzendruck ist anteilig in den erhöhten Grenzmantelreibungswerten enthalten.)

Bezüglich des Lastabtrages im **Festgestein**, und hier insbesondere zum Ansatz von Spitzendruck bei Druckpfählen mit Einbindung im Fels, werden in DIN 4128 keine Angaben gemacht. Es wird lediglich der Hinweis gegeben, dass die „Krafteintragungslänge 0,5 m nicht unterschreiten soll“ (Kap. 3.1).

Eine besondere Beachtung bei Ausführung von schlanken, auf Druck beanspruchten Verpresspfählen erfordert die Beurteilung der Stabilität der Pfähle, d.h. die potentielle Gefahr des Knickens, die aufgrund der (vertikalen) Unverschieblichkeit des Auflagers im Festgestein gegeben ist. Nach DIN 4128 ist zunächst lediglich ein Knicksicherheitsnachweis zu führen, wenn die Scherfestigkeit c_u bei undrainierten bindigen Böden kleiner ist als 10 kN/m^2 (Kap. 9.3 „Kicksicherheitsnachweis“).

Die zwischenzeitlich eingeführte neue DIN 1054 (01/2003) [3] sowie der Norm-Entwurf E DIN EN 14199 „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Minipfähle)“ (06/2004) [4] liefern zur Thematik keine ergänzenden Hinweise.

3.2 Erfahrungswerte aus Zugversuchen im Fels (Raum Hagen)

Zur Vorbemessung der Verpresspfähle bzw. zur Ableitung der erforderlichen Einbindelängen im Fels wurden zunächst Ergebnisse von Zugversuchen an Verpresspfählen im Fest-

gestein (Ton-/Sandstein) ausgewertet, die unter vergleichbaren Bedingungen durchgeführt wurden (s. Tabelle 1).

Bauvorhaben	Bohrdurchmesser im Fels d_b [mm]	Krafteintragungslänge im Fels l_v [m]	maximale Prüfkraft F_p [kN]	aktivierte Mantelreibung τ_m [kN/m ²]
BV 1 Hagen-Hohenlimburg	130	6,4	1020	~ 390
BV 2 Hagen-Vorhalle	130	4,2	700	~ 408
BV 3 Hagen-Boele	130	9,4	910	~ 237
BV 4 Arnsberg	127	7,5	950	~ 317
BV 5 Iserlohn-Letmathe	129	6,05	580	~ 236
BV 6 Olpe	130	7,25	1476	~ 498

Tab. 1: Ergebnisse von Probelastungen an Verpresspfählen im karbonischen Ton-/Sandstein (aus Zugversuchen)

Im Rahmen der durchgeführten Zugversuche konnten „Grenzmantelreibungswerte“ zwischen $\tau_{mf}' \approx 240 - 500$ kN/m² nachgewiesen werden, wobei bei keiner Probelastung die Prüflasten bis zum Bruchzustand gesteigert wurden. Teilweise wurde das Aufbringen der Belastung durch das Erreichen der inneren Tragfähigkeit begrenzt.

Zur Vorbemessung der Verpresspfähle bei der Fundamentertüchtigung der WAZ in Hagen wurde unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse der Tabelle 1 ein Mittelwert gebildet und auf der sicheren Seite liegend eine „Grenzmantelreibung“ von $\tau_{mf}' = 300$ kN/m² ($\tau_{m,zul} = 150$ kN/m² bei $\eta = 2,0$ im LF 1 nach DIN 1054) angesetzt. Nach der Sanierung erfolgt der Lastabtrag aus Maschine und Fundament ausschließlich über die Verpresspfähle, die auf eine Gebrauchslast von $F_w \approx 500$ kN / Pfahl ausgelegt werden (s. hierzu auch Kap. 4.1). Es ergeben sich für die Pfähle erforderliche Krafteintragungslängen im Festgestein von $l_{v, Zug} \approx 9$ m.

Zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit wurden Druckprobelastungen an 2 Probenpfählen (P 1 und P 2) im Außenbereich des DVZ durchgeführt. Ausgehend davon, dass beim Lastabtrag im Fels ein anteiliger Spitzendruck vorhanden sein muss, wurden für die durchzuführenden Druckprobelastungen nachfolgende reduzierte Krafteintragungslängen l_v (im Fels) in Ansatz gebracht:

$$P\ 1: \quad l_v \approx 33\ \% \times l_{v,zug} \approx 3,0\ m$$

$$P\ 2: \quad l_v \approx 50\ \% \times l_{v,zug} \approx 4,5\ m$$

Eine weitere Reduzierung bis hin zu den in DIN 4128 genannten 0,5 m ($\hat{=}$ 5% $\times$ $l_{v,zug}$) erfolgte unter Berücksichtigung der hohen Anforderungen an die Maschinengründung sowie des kurzen Planungs- und Ausführungszeitraumes nicht.

4. Pfahlsystem und Probelastung

4.1 Pfahlherstellung

In Abstimmung mit dem Tragwerksplaner wurde, auch unter Berücksichtigung geometrischer / symmetrischer Randbedingungen der neuen Rotation, festgelegt, die Lasten aus Maschine und Konstruktion über insgesamt 74 Verpresspfähle (Verbundpfahlssystem Stump [5]) mit Traggliedern aus Betonstahl mit gerippter Oberfläche (BSt 500 S-GEWI) $\varnothing = 50\ mm$ in den Untergrund abzutragen. Jedem Pfahl wurde dabei eine Gebrauchslast von $F_w = 500\ kN/Pfahl$ zugeordnet. Die Bohrdurchmesser beliefen sich auf $d_a = 152\ mm$ bis zum Fels und $d_b = 127\ mm$ im Fels.

Die Probepfähle (P 1 und P 2) wurden im Vorfeld im Außenbereich des DVZ hergestellt und zur Gewährleistung der inneren Sicherheit mit Stahltraggliedern $\varnothing 63,5\ mm$ mit einfachem Korrosionsschutz versehen. Die Bohrungen wurden unmittelbar nach dem Bohrvorgang und dem Traggliedeinbau drucklos mit Zement CEM I 42,5 R (Wasserzementwert $w/z = 0,45$) im Kontraktorverfahren aufgefüllt. Eine Nachinjektion nach 24 h (im Fels) zeigte keine Aufnahme. Zum Zeitpunkt der Belastungsprüfung waren die Pfähle 7 bzw. 8 Tage alt. Um ungewollte Außermittigkeiten bei der Lasteinleitung in die Pfahlköpfe während der Probelastungen zu minimieren, wurden diese über ein mit hochfließfähigem, nicht schrumpfendem Vergussmörtel (Pagel V12) verfülltes Stahlmantelrohr verstärkt.

4.2 Druckprobelastung

Die Prüfkriterien zur Durchführung der Probelastungen sowie der Aufbau der Versuchseinrichtung richteten sich nach den „Empfehlungen für statische und dynamische

Pfahlprüfungen“ des AK 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) [6]. Die Belastungseinrichtung bestand aus einer Traverse, die mittels 4 Reaktionsankern (Längen jeweils $l_A \approx 19,50$ m) im zur Tiefe anstehenden Fels verankert war (s. Bild 5). Der vertikale Abstand zwischen UK-Probepfahl und OK-Ankerverpresskörper betrug $d \geq 3,0$ m (s. Bild 6). Zum Aufbringen der Prüfkkräfte wurde eine elektrisch-hydraulische Presse verwendet. Die Kraftmessung erfolgte über ein Feinmessmanometer der Güteklasse 0,6. Die vertikalen Verschiebungen des Pfahlkopfes wurden jeweils durch 2 Feinmessuhren (Messgenauigkeit 1/100 mm) gemessen. Des weiteren erfolgten zur Kontrolle einer zentrischen und axialen Einleitung der Versuchslast in den Pfahl Messungen der horizontalen Pfahlkopfverschiebungen ebenfalls durch jeweils 2 Feinmessuhren.

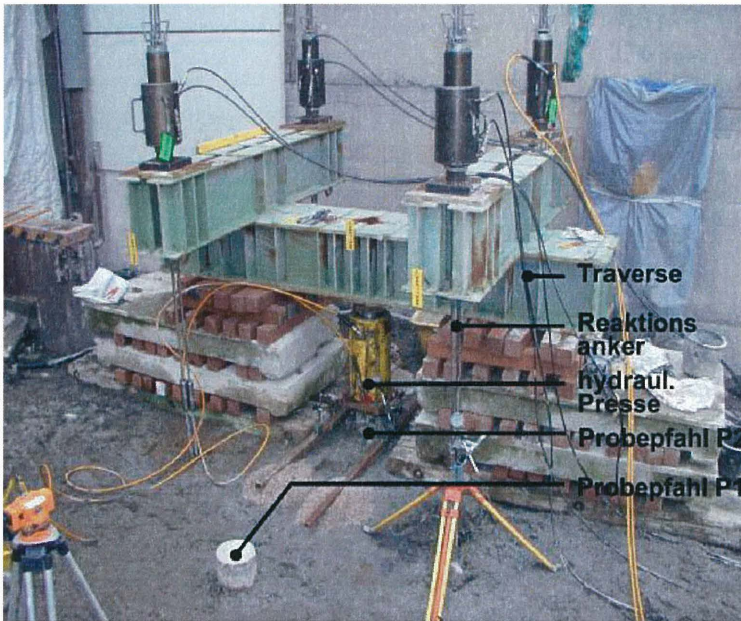


Bild 5: Versuchseinrichtung zur Durchführung der Druckprobelastungen

Vor Beginn der Probelastungen wurden die Reaktionsanker (Verpressanker) gemäß DIN 4125 geprüft, um ungleiche Erstverformungen vorwegzunehmen und das Deformationsverhalten zu vergleichmäßigen. Während der Versuchsdurchführung erfolgte eine Kontrolle der Ankerverformungen durch Messen jeweils nach Erreichen der nächsthöheren Belastungsstufe sowie nach den Zwischenentlastungen.

In Anlehnung an DIN 4128 ergibt sich unter der vorgenannten Gebrauchslast $F_w \approx 500 \text{ kN}$ im Lastfall 1 ($\eta = 2,0$) eine Prüfkraft von etwa $F_p' = 1000 \text{ kN}$. Um Systemeinflüsse, wie z. B. Kricheinflüsse o.ä., abzudecken, wurde die Prüfkraft um 10 % erhöht. Die max. Prüfkraft wurde somit zu $F_p = 1100 \text{ kN}$ festgelegt.

Die geprüften Verbundpfähle konnten beide bis zur vorgesehenen Prüflast $F_p = 1100 \text{ kN}$ belastet werden, ohne die äußere Grenztragfähigkeit zu überschreiten. Die gemessenen bleibenden Verschiebungen s_{plast} betrugen (in vertikaler Richtung) $s_{\text{plast}} \leq 2,5 \text{ mm}$ (s. Tab. 2). Das beobachtete Kriechmaß war mit $k_s < 0,1 \text{ mm}$ vernachlässigbar gering. Die ermittelten Kennlinien der Kraft-Weg-Diagramme (Arbeitslinien) wiesen einen annähernd linearen Verlauf auf. Das Ergebnis der Probelastung ist beispielhaft für den Pfahl P2 im Bild 7 dargestellt.

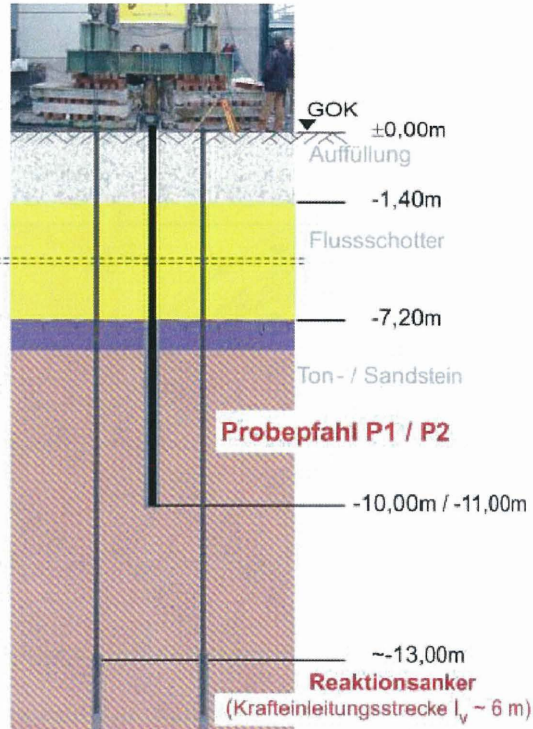


Bild 6: Schematische Darstellung der Probelastungen

Pfahlnummer	vertikale Verformung am Probpfahl P 1 [mm]	vertikale Verformung am Probpfahl P 2 [mm]
Gebrauchslast $F_w = 500 \text{ kN}$	$s_{\text{ges}} = 6,0$	$s_{\text{ges}} = 4,8$
Plastische Verformung nach Entlastung s_{plast,F_w}	$s_{\text{plast},F_w} = 1,3$	$s_{\text{plast},F_w} = 1,1$
Prüflast $F_p = 1.100 \text{ kN}$	$s_{\text{ges}} = 16,0$	$s_{\text{ges}} = 13,4$
Plastische Verformung nach Entlastung s_{plast,F_p}	$s_{\text{plast},F_p} = 2,5$	$s_{\text{plast},F_p} = 2,0$

Tab. 2: Vertikale Pfahlkopfsenkungen [mm] – Nachweis des Gebrauchszustandes

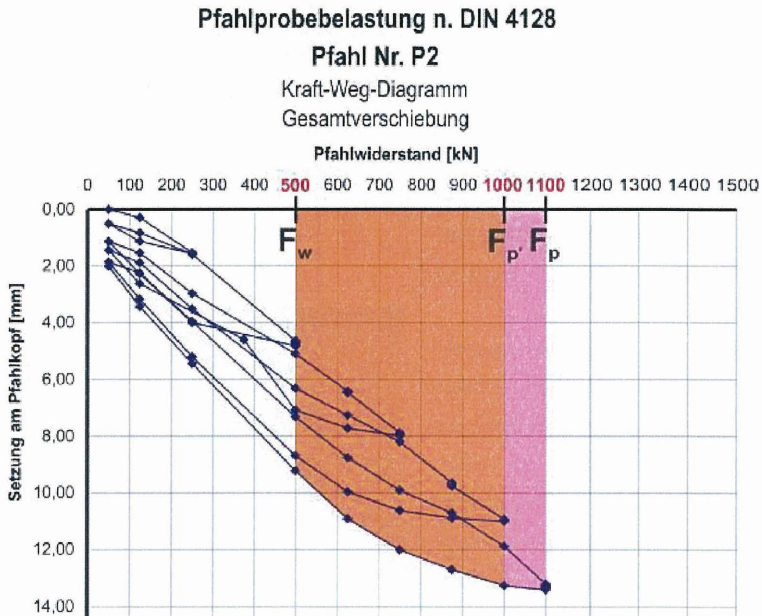


Bild 7: Kraft-Weg-Diagramm, Pfahl Nr. P 2, Pfahlprobelastung nach DIN 4128

Im Zuge der Pfahlprobelastungen konnte die aus der Tragwerksplanung resultierende Gebrauchsbeanspruchung mit ausreichender Sicherheit ($\eta \geq 2,2$) nachgewiesen werden. Des weiteren wurde der Gebrauchstauglichkeitsnachweis im Hinblick auf die zulässigen Verformungen der Gründung bzw. der Rotationsmaschine erbracht. Die Bauwerkspfähle wurden dementsprechend gemäß dem geprüften Pfahl P 2 mit einer Krafteintragungslänge im unverwitterten Festgestein von $l_v \approx 3,0$ m ausgeführt.

Nach Beendigung der Probelastung zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit wurde ein weiterer Belastungszyklus gefahren und die Last stufenweise bis zum Erreichen der inneren Tragfähigkeit (zul $F_I = 0,9 \cdot F_s \approx 1580$ kN) des GEWI-Stabes gesteigert. Die maximale Prüflast lag mit $F_{max} \approx 1500$ kN somit ca. beim 3-fachen der Gebrauchslast F_w . Die Gesamtverformung des Pfahlkopfes in vertikaler Richtung betrug bei Erreichen der maximalen Last $s_{ges} \approx 19,8$ mm. Der vorgenannte Wert beinhaltet sowohl elastische als auch plastische Anteile aus Boden und Pfahlsystem. Nach Entlastung verblieb eine Verformung von $s_{plast} \approx 3,2$ mm (vgl. Bild 8).

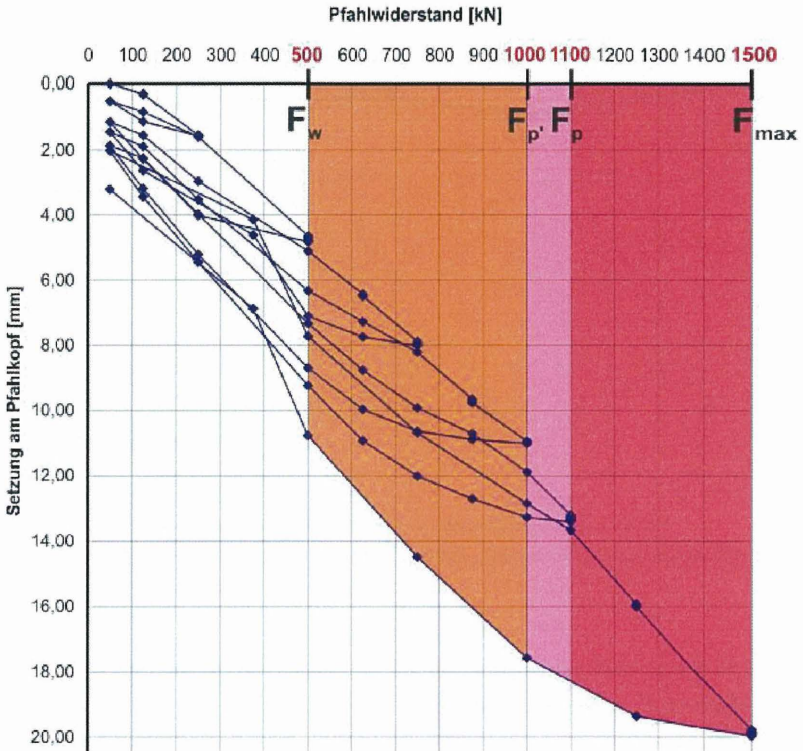
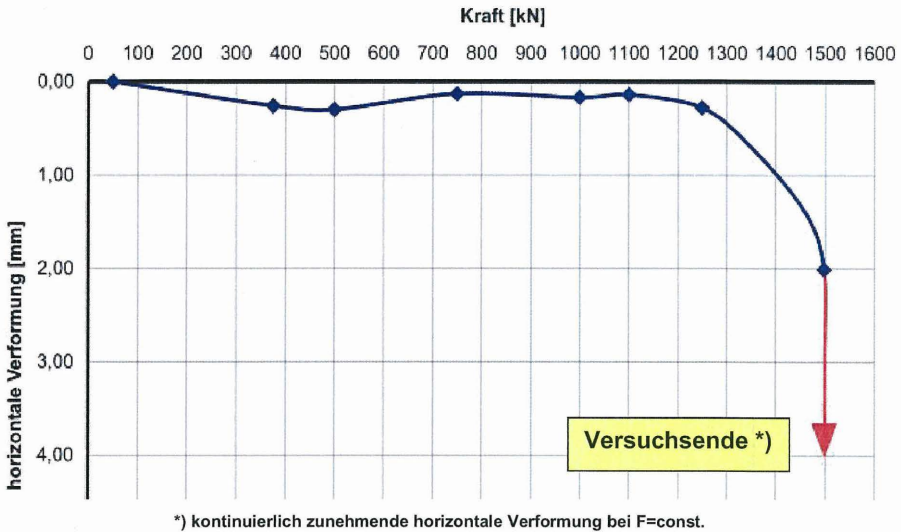


Bild 8: Kraft-Weg-Diagramm (vertikal), Pfahl Nr. P 2, maximale Prüflast $F_{max} = 1500$ kN

Der Verlauf der Last-Verformungskurven für die beiden Probepfähle P 1 und P 2 ist im Falle der vertikalen Verformung bis zum Erreichen der maximalen Prüflast F_{max} annähernd linear und identisch. Beim Pfahl P 1 wurde allerdings bei gleichbleibender Last F_{max} eine kontinuierlich zunehmende horizontale Auslenkung des Pfahlkopfes beobachtet, so dass der Versuch an dieser Stelle abgebrochen wurde (vgl. Bild 9). Da zu diesem Zeitpunkt die innere Tragfähigkeit des Verpresspfahls noch nicht erreicht war sowie ein Versagen des Baugrunds aufgrund der geringen vertikalen Verschiebungen auszuschließen ist, deutet das zuvor beschriebene Last-Verformungsverhalten auf eine Überbeanspruchung des Pfahls aus Biegung infolge exzentrischer Lasteinleitung bzw. Imperfektionen oder aber auf ein Stabilitätsproblem, d.h. ein Versagen des Pfahls infolge „Knicken“, hin.



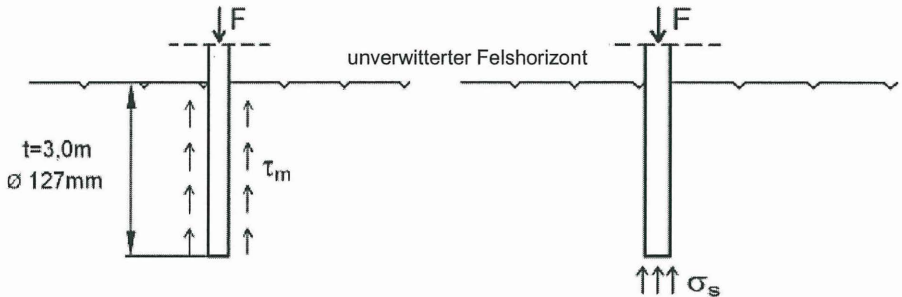
*) kontinuierlich zunehmende horizontale Verformung bei $F = \text{const.}$

Bild 9: Kraft-Weg-Diagramm (horizontal), Pfahl Nr. P 1, maximale Prüflast $F_{\text{max}} = 1500 \text{ kN}$

5. Gedankenmodell zum Tragverhalten von druckbeanspruchten Verpresspfählen im Fels/ Grenzbetrachtung

Im Rahmen der in Kap. 4.2 vorgestellten Druckprobelastungen wurde mit $F_{\text{max}} = 1500 \text{ kN}$ eine maximale Prüfkraft aufgebracht, die bis an die innere Pfahltragfähigkeit geführt wurde. Die im Versuchsverlauf gemessenen geringen, überwiegend elastischen vertikalen Verformungen zeigen, dass die äußere Tragfähigkeit bei Versuchsende noch nicht erreicht war. Am Pfahl P 1 wurde bei konstanter Maximallast eine kontinuierlich zunehmende horizontale Auslenkung des Pfahlkopfes beobachtet und die Probelastung abgebrochen. Die nach erfolgter Entlastung gemessenen plastischen vertikalen Verschiebungen betragen bei beiden Pfählen $s_{\text{plast, vert}} \approx 3,0 \text{ mm}$ und sind damit sehr gering. Bei Einbindung des Druckpfahles in einer nahezu unnachgiebigen Schicht (z. B. unverwitterter Fels) ist unter den zuvor genannten Verschiebungen im mm-Bereich davon auszugehen, dass der Lastabtrag nur bedingt über Mantelreibung erfolgt. Der resultierende Pfahlwiderstand setzt sich vielmehr aus einer Kombination von Mantelreibung und Spitzendruck zusammen.

Das nachfolgend vorgestellte Modell verdeutlicht diese Annahme. Bei einer gedanklichen Entkopplung der beiden Widerstandsanteile werden sowohl für die Mantelreibung τ_m als auch für den Spitzendruck σ_s unrealistisch hohe Werte ermittelt (vgl. Bild 10).



$$\tau_m = \frac{1,5 (1,3)}{\pi \cdot 0,127 \cdot 3,0} = 1,25 (\sim 1,1) \text{ MN/m}^2 \text{ *)}$$

$$\sigma_s = \frac{1,5 (1,3)}{\pi \cdot (0,127 / 2)^2} = 118,4 (\sim 103) \text{ MN/m}^2 \text{ *)}$$

*) Klammerwerte berücksichtigen anteilige Mantelreibung im Flussschotter

Bild 10: Geotechnisches Gedankenmodell zum Tragverhalten

Es verbleibt die Frage nach der anteilmäßigen Verteilung von Mantelreibung und Spitzendruck beim Lastabtrag, über die zunächst noch keine weiteren Aussagen getroffen werden können. Hierfür wären weitere Untersuchungen, wie die Durchführung von Druckprobelastungen mit entsprechender messtechnischen Ausstattung (z.B. Dehnungsmessstreifen, Kraftmessdosen usw.) sowie ggf. numerischer Modellierung erforderlich.

Vor dem Erreichen der inneren Tragfähigkeit (Materialversagen / Fließen des Stahls) wurde beim Pfahl P 1 bei konstanter Last eine zunehmende horizontale Verformung im Pfahlkopfbereich beobachtet, die Hinweise auf eine Überbeanspruchung infolge Biegung oder aber auf ein Stabilitätsproblem, d.h. ein knickähnliches Versagen des Pfahles, liefert. Die DIN 4128 verlangt für Druckpfähle (mit Ausnahme von bindigen Böden, bei denen die Anfangskohäsion c_u kleiner ist als 10 kN/m^2) keinen Stabilitätsnachweis. Nach hiesiger Auffassung ist dies allerdings nur im Lockergestein gerechtfertigt, da sich das Druckelement durch eine ausreichend große vertikale Verschiebung einer „kritischen Last“, die zum Knickversagen führen kann, teilweise entziehen kann. Die durchgeführten Probelastungen haben gezeigt, dass im Falle einer Einbindung im unverwitterten Fels das Fußauflager statisch als vertikal unverschieblich angesehen werden muss. Die Wahrscheinlichkeit des

Eintretens eines Stabilitätsproblems wird dadurch prinzipiell erhöht. Erste Hinweise auf die grundsätzliche potentielle Knickgefährdung schlanker Verpresspfähle, auch in nichtbindigen und bindigen Böden mit $c_u > 30 \text{ kN/m}^2$, wurden bereits früher gegeben (Meek, 1999 [7]).

Dass die Einbindelänge im Festgestein von auf Druck beanspruchten schlanken Verpresspfählen die Knickfigur, und somit auch die Tragfähigkeit des Pfahls, beeinflussen kann, zeigt nachfolgende einfache Betrachtung (Bild 11). Die dargestellten Knickfiguren (Eulerfälle) gelten dabei zunächst für eine seitliche Bettung von $\sigma_H = 0$.

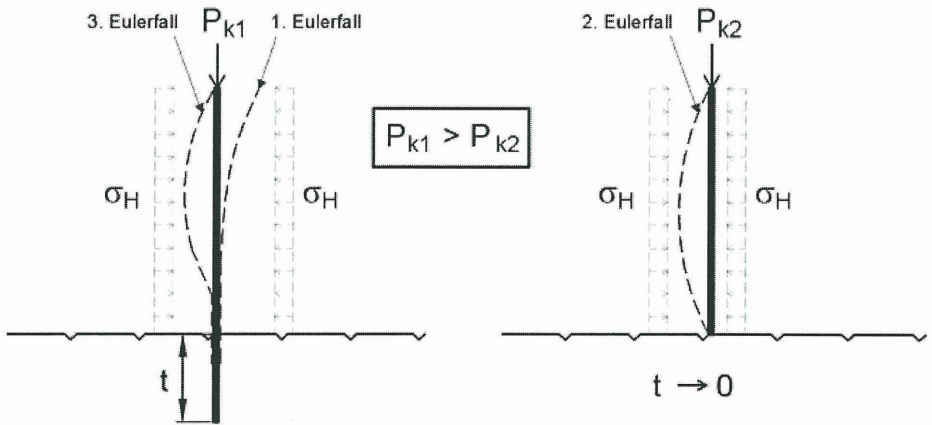


Bild 11: Statisches Gedankenmodell zum Tragverhalten

Im Rahmen der Modellbetrachtung korrespondiert das statische System des geprüften Pfahls annähernd mit einer Kombination von 1. und 3. Eulerfall (Einspannung am Fußauflager / teilweise Behinderung der horizontalen Verschieblichkeit des Kopfaufagers). Bei einer Verringerung der Einbindetiefe im unverwitterten Fels in Richtung $t = 0,5 \text{ m}$ wird für den Fußpunkt eine Verdrehung möglich und das Auflager kann zunehmend als gelenkig gelagert angesehen werden. Die resultierende Knickfigur entspricht somit mehr und mehr dem Eulerfall 2 (Normalfall). Bei Ermittlung und Vergleich der aufnehmbaren Pfahltragkräfte ist festzustellen, dass die Kombination 1./3. Eulerfall (mit Fuß einspannung) eine deutlich höhere Traglast aufweist als der gelenkig gelagerte Stab (Eulerfall 2).

Das Gedankenmodell zeigt, dass eine Reduzierung der Einbindung im Fels, die aus geotechnischer Sicht unter Berücksichtigung der äußeren Tragfähigkeit möglich ist, aufgrund einer Veränderung des statischen Systems zu einer (unverträglichen) Abminderung der Traglast führen kann. Eine Optimierung des Pfahlsystems bedarf daher in jedem Fall einer detaillierten Untersuchung und Abstimmung zwischen geotechnischen Aspekten (Tragfähigkeit des Baugrunds) sowie einer Stabilitätsbetrachtung des Systems. Ggf. sind zusätzlich Berechnungen nach Theorie II. Ordnung, die ungewollte Ausmitten sowie die tatsächlichen statischen Randbedingungen berücksichtigen, durchzuführen.

6. Ausführung

Unmittelbar nach Demontage der Altrotation wurde im Mai 2004 mit den Kernbohrarbeiten durch den Fundamentblock (Bohrdurchmesser $\varnothing = 200$ mm) begonnen, die vorlaufend zur eigentlichen Pfahlherstellung durchgeführt wurden (vgl. Bild 12 und 14).



Bild 12: Vorlaufende Kernbohrarbeiten durch den Fundamentblock



Bild 13: Herstellung der Verpresspfähle

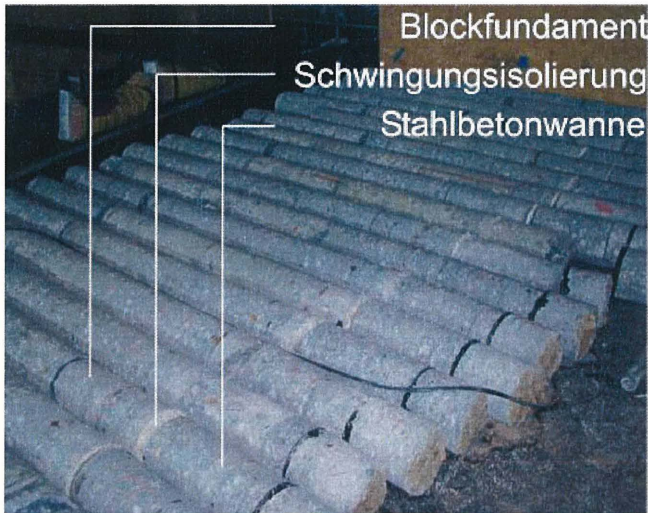


Bild 14: Bohrkern mit ehemaligen Schwingungsisolatoren

Die Herstellung der insgesamt 74 Verpresspfähle erfolgte zur Einhaltung der engen Terminalschiene mit mehreren Geräteeinheiten (s. Bild 13 und 15). Aufgrund der beschränkten Arbeitshöhe mussten die Pfähle an jeweils 5 Stellen gemufft werden (Traggliedlänge jeweils 2,20 m). 24 Stunden nach Herstellung wurden Nachverpressungen durchgeführt, die bei etwa der Hälfte der Pfähle Zementaufnahmen von ca. 100 – 150 kg bei Aufsprengdrücken von ca. 20 – 40 bar zeigten.



Bild 15: Herstellung der Verpresspfähle

Zum Nachweis einer ausreichenden Kraftübertragung des Stahltraggliedes des Verbundpfahles in den Fundamentkörper ohne zusätzliche Maßnahmen, wie maschinelles Aufrauen der Bohrlochwandungen, wurde im Vorfeld ein Ausziehversuch durchgeführt. Nach dem Einbau des Traggliedes ($\varnothing = 50 \text{ mm}$) wurde das Bohrloch mit Vergussmörtel (Pagel V 12) vergossen. Nach Aushärtung wurde als Prüfkraft die 2,0-fache Gebrauchslast aufgebracht und die Pfahlkopfverschiebungen beobachtet. Nachdem keine nennenswerten Verschiebungen des Pfahlkopfes beobachtet wurden, konnte der Nachweis eines ausreichenden Verbundes erbracht werden.

7. Zusammenfassung und Schlussbemerkung

Zur Ertüchtigung eines Rotationsfundamentes im Bereich des DVZ der WAZ Mediengruppe in Hagen wurden insgesamt 74 Verpresspfähle mit Einbindelängen von $l_v \approx 3,0 \text{ m}$ in das unverwitterte Festgestein, die planmäßig auf Druck beansprucht werden, hergestellt. Insbesondere unter den erschwerten Randbedingungen, wie beengte Platzverhältnisse, schwierige Untergrundverhältnisse, äußerst knappe Bauzeit usw., haben sich Mikropfähle im vorliegenden Fall als adäquates Mittel zur Nachgründung bewährt.

Zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit sowie der hohen Anforderungen an das Last-Verformungsverhalten der Druckmaschine wurden im Vorfeld im Außenbereich des DVZ an 2 Verpresspfählen Druckprobelastungen durchgeführt. Unter Zugrundelegung von Zugversuchen zur Bemessung des Lastabtrags allein über Mantelreibung werden bei einer Einbindung im Fels insgesamt unwirtschaftliche Krafteintragungslängen ermittelt. Der prinzipielle Ansatz von Spitzendruck bei Druckpfählen im Festgestein ist daher mit zu berücksichtigen und wird durch die gemessene äußerst geringe Verschiebung in vertikaler Richtung belegt.

Darüber hinaus wird deutlich, dass die Einbindelänge schlanker Verpresspfähle im unverwitterten Fels die Biegebeanspruchung bzw. die Stabilität (Knickverhalten) und somit die Tragkraft der Pfähle beeinflusst. Aus hiesiger Sicht ist daher eine Optimierungsbetrachtung sowohl unter Berücksichtigung des geotechnischen als auch des statischen Tragverhaltens der Pfähle erforderlich. Letztendlich erscheint es auch unter wirtschaftlichen Aspekten sinnvoll, den aufgeworfenen Fragestellungen mittels weiterer, entsprechend messtechnisch ausgestatteter Probelastungen (einschließlich ergänzender statischer Rück-

rechnung) nachzugehen und die Aussagen der DIN 4128 bezüglich des Tragverhaltens von druckbeanspruchten Mikropfählen im Fels zu präzisieren.

Literatur

- [1] DIN 4128 – Vepreßpfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung, April 1983
- [2] DIN 1054 – Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds, November 1976
- [3] DIN 1054 – Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Januar 2003
- [4] DIN EN 14199 – Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau); Pfähle mit kleinen Durchmessern (Minipfähle), Juni 2004
- [5] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-32.1-8 Verbundpfahl System Stump, 12.01.2001, Deutsches Institut für Bautechnik
- [6] Arbeitskreis 2.1 „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.: Empfehlungen für statische und dynamische Probelastungen von Pfählen, 1998
- [7] Meek, J.W.: Sind Kleinverpresspfähle knickgefährdet ?, Pfahl-Symposium 1999, S. 221-234

Dipl.-Ing. Mark Rumpel
Dr.-Ing. Lothar Maßmeier
ELE Erdbaulaboratorium Essen
Ingenieurgesellschaft für Geotechnik mbH
Susannastraße 31
45136 Essen

Tel.: 0201/8959-6
Internet: www.ele-e.de

Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

- | | | |
|----------|------------------------------|--|
| 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 Halb-
raum , 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 |



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 14 | Raabe, W. | Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen , Dissertation, 1984 |
| Nr. 15 | Früchtenicht, H. | Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden , Dissertation, 1984 |
| Nr. 16 | Knüpfer, J.
Meseck, H. | Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust , 1984 |
| Nr. 17 | N.N. | Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 * |
| Nr. 18 | Simons, H.
Reuter, E. | Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers , 1985 * |
| Nr. 19 | Meseck, H. | Dynamische Pfahltests - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985 * |
| Nr. 20 | Meseck, H. | Abdichten von Deponien, Altlasten und 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 Braunkohlenschen , 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 an organischen 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.
u.a. **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 Tiefdükers**, Dissertation, 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**, Dissertation, 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 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Hartung, M. | IGB-TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 3. Auflage 1993, 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.
Vittinghoff, T. | 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 Qualitäts-
sicherung mineralischer Abdichtungen , Dissertation,
1997 |
| Nr. 55 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Stahlhut, O. | Messen in der Geotechnik 1998 , Fachseminar in
Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998 |
| Nr. 56 | Rodatz, W.
Bachmann, M.
Rosenberg, M. | Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie-
und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig
am 12. und 13. März 1998 |
| Nr. 57 | Wienholz, B. | Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in
Abhängigkeit von der Einbringung , Dissertation, 1998 |
| Nr. 58 | Bachmann, M. | Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen
als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Unter-
suchungen an historischen Bauwerken im südöstli-
chen 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 Braun-
schweig 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.
Pläßmann, 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 Wasser-
stände infolge Tide , Dissertation, 2000 |

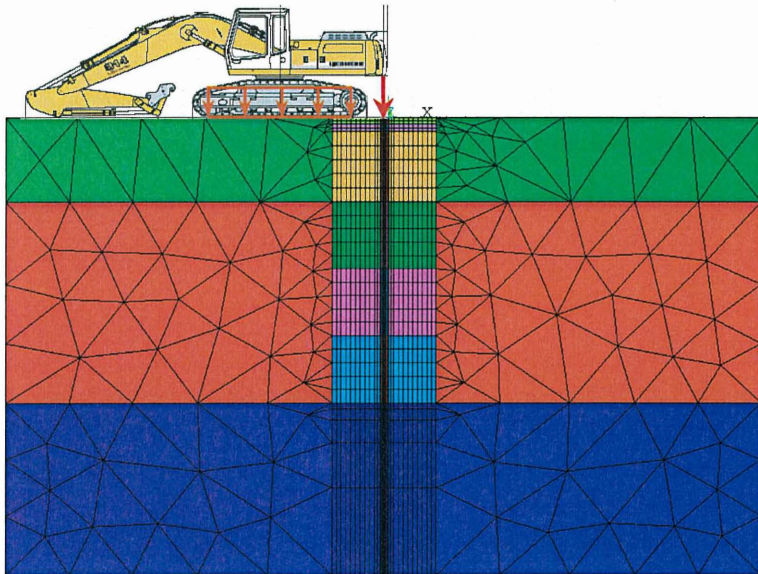
- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 65 | Rodatz, W.
Huch, T.
Kirsch, F.
Schallert, M. | Pfahl-Symposium 2001 , Fachseminar in
Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001 |
| Nr. 66 | Ernst, U. | Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfäh-
len im Grundwasser , Dissertation, 2000 |
| Nr. 67 | Pläßmann, 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. 71 | Stahlmann, J.
Kirsch, F.
Schallert, M.
Fritsch, M. | Pfahl-Symposium 2003 , Fachseminar in
Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003 |
| Nr. 72 | Vittinghoff, T. | Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwand
konstruktion in einem überkonsolidierten Ton ,
Dissertation, 2002 |
| Nr. 73 | Witte, M. | Veränderung des Festigkeits- und Verformungs-
verhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Poren
wasserspannungen , Dissertation, 2003 |
| Nr. 74 | Stahlmann, J.
Rosenberg, M.
Nendza, M. | 11. Braunschweiger Deponie
und Dichtwandseminar 2004 ,
Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004 |
| Nr. 75 | Kirsch, F. | Experimentelle und numerische Untersuchungen zum
Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen ,
Dissertation, 2004 |

- | | | |
|--------|--|--|
| Nr. 76 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M. | Geotechnik-Kolloquium,
30 Jahre IGB-TUBS,
Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004 |
| Nr. 77 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Kuhn, C. | Messen in der Geotechnik 2004, Fachseminar in
Braunschweig am 09. und 10. September 2004 |
| Nr. 78 | Bergs, T. | Untersuchungen zum Verformungs- und
Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion,
Dissertation, 2004 |
| Nr. 79 | Scholz, C. | Integrität von Einphasen-Dichtwänden
- Untersuchungen zum rheologischen und
mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter
Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 2004 |
| Nr. 80 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M. | Pfahl-Symposium 2005, Fachseminar in
Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005 |

DGGT	Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der deutschen Gesellschaft für Geotechnik für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998
------	---

* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden

Die Ingenieurgesellschaft PROF. RODATZ UND PARTNER entwickelt und realisiert Erkundungs- und Messkonzepte sowie Nachweismethoden und bautechnische Entwürfe für die wirtschaftliche Dimensionierung, Herstellung und Überwachung von Bauwerken des Erd-, Grund- und Spezialtiefbaus. Geotechnische Erkundungen und Messungen der Interaktion Baugrund - Bauwerk werden unter Berücksichtigung der Bauverfahren auf math.-statistischer Grundlage ausgewertet sowie mess- und ingenieurtechnisch beurteilt. Die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit erfolgt u. a. mit FE-Methoden, bspw. bei der Interpretation von Probebelastungen.



Für ausführliche Informationen stehen als Ansprechpartner gerne zur Verfügung:

Prof. Dr.-Ing. G. Maybaum Mobil: (01 71) 5 33 77 23 Tel.: (05 31) 7 01 36 - 12

Dipl.-Ing. W. Oltmanns Mobil: (01 71) 5 33 77 22 Tel.: (05 31) 7 01 36 - 11

Nußbergstraße 17 · D-38102 Braunschweig · e-mail: info@rup-geotechnik.com

