

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 60



IGB·TUBS

Pfahl-Symposium 1999

25 Jahre Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Fachseminar: 25./26. Februar 1999

Zusammengestellt von:

U. Ernst
T. Huch
F. Kirsch

Braunschweig 1999



VORWORT

Gleichzeitig mit dem 25. Geburtstag unseres Instituts können wir auch ein kleines Jubiläum unseres Pfahl-Symposiums feiern. Das Pfahl-Symposium findet 1999 zum 5. Mal statt, seitdem es ab 1991 regelmäßig alle zwei Jahre vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität in Braunschweig veranstaltet wird. Aus diesem Anlaß möchte ich mich für das konstant große Interesse bei allen Referenten und Teilnehmern bedanken. Die rege Beteiligung wird uns motivieren, auch in Zukunft alle zwei Jahre ein interessantes Pfahl-Symposium auszurichten. Sie sind herzlich eingeladen, regelmäßig daran teilzunehmen - als Zuhörer oder als Referent (dies gilt ebenso für unsere Tagungen 'Deponieseminar' und 'Messen in der Geotechnik', die ebenfalls alle zwei Jahre - das nächste Mal im Jahre 2000 - stattfinden).

Die Beiträge zum diesjährigen Pfahl-Symposium '99, deren schriftliche Fassungen Ihnen mit diesem Tagungsband übergeben werden, versprechen wieder eine interessante Tagung. Wachsende Anforderungen an die Pfähle, wie immer größer werdende Belastungen verbunden mit großen Pfahlabmessungen, geforderte geringere Lärm- und Erschütterungsbelästigung, aber auch neue Verfahren haben zu neuen Pfahltypen geführt. Die Dimensionierungsverfahren halten mit dieser Entwicklung kaum Schritt. Aus der Sicht der Auftraggeber, der Planer und der Hersteller von Pfahlsystemen und natürlich, da der Veranstaltungsort die Technische Universität Braunschweig ist, auch aus Sicht der Forschung werden daher Problemstellungen, neue Techniken und Aussichten auf weitere Entwicklungen zum gegenseitigen Verständnis und als Diskussionsgrundlage präsentiert.

Für das Zustandekommen dieses Tagungsbandes zum Pfahl-Symposium '99 möchte ich mich bei allen Referenten sehr herzlich bedanken. Insbesondere auch dafür, daß die schriftlichen Fassungen der Beiträge rechtzeitig bei uns eingegangen sind. Für die Betreuung der Referenten bedanke ich mich bei meinen Mitarbeitern, den Herren Diplom-Ingenieuren Uwe Ernst, Thomas Huch und Fabian Kirsch. Schließlich möchte ich auch der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität für die hervorragende Arbeit während der Vorbereitung und sicherlich auch bei der Durchführung des Symposiums sehr herzlich danken.

Braunschweig, im Februar 1999



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz



Inhaltsverzeichnis

25 Jahre IGB-TUBS - Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik in den Jahren 1974 bis 1999 AR Dr.-Ing. M. Rosenberg	1
Die Herstellung und Verwendung von Spannbetonrammpfählen in den Niederlanden T.C.G. van Oudenallen	13
Zur Wechselwirkung zwischen Pfahlgründung und Tragwerk Prof. Dr.-Ing. J. Bergfelder	29
Tragverhalten und Sicherheitsniveau von Pfahlgründungs- elementen unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten Dr.-Ing. M. Thaher, Dipl.-Ing. K. Konrad	49
Vermeidung von Problemen bei Rammarbeiten unter Berücksich- tigung der Schwingungseinwirkungen auf Menschen und Gebäude Dipl.-Ing. W.-J. Gerasch	63
Eindringwiderstand und Erschütterungsausbreitung beim Rammen von Spundbohlen Prof. Dr.-Ing. K.R. Massarsch, Dipl.-Ing. M. Meyrer	81
Der Einsatz von Ortbetonrammpfählen mit Innenrammung in der Nähe bestehender Bauwerke Dipl.-Ing. W. Brieke	107
Durchführung und Analyse instrumentierter Pfahlprobe- belastungen am Beispiel Doppelschleuse Hohenwarthe Dipl.-Wirtsch.-Ing. O. Stahlhut, Dipl.-Ing. U. Ernst	129

Tragverhalten von Pfahlgruppen zur Auftriebsicherung tiefer Baugruben in Berlin - Meßergebnisse und numerische Analysen Univ. Prof. Dr.-Ing. S.A. Savidis, Dr.-Ing. K.M. Borchert, Dipl.-Ing. J. Mittag, Dipl.-Ing. F. Rackwitz	145
Wann wendet man die dynamische Belastungsprüfung an und wann die statnämische Prüfung? Dipl.-Ing. P. Middendorp	159
Dynamische Prüfung von Großbohrpfählen Fallmasse, Fallhöhe und nachweisbare Traglast Dr.-Ing. O. Klingmüller	179
Dynamische Messungen bei der Rammpfahlherstellung Dipl.-Ing. T. Huch, Dipl.-Ing. F. Kirsch	189
Dynamische Pfahlprüfungen im Dritten Jahrtausend Dr.-Ing. F. Rausche, Dipl.-Ing. C.-J. Grävare	207
Sind Kleinverpreßpfähle knickgefährdet? Dr.-Ing. J.W. Meek	221
Viskoses Tragverhalten von Pfählen und seine Anwendungen Dipl.-Ing. S. Krieg, Dr.-Ing. M. Goldscheider	235
Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach, Dipl.-Ing. C. Moormann, Dipl.-Ing. O. Reul	261
Zum Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Flächengründungen mit setzungsmindernden Pfählen Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz, Dr.-Ing. G. Maybaum	301

Neue Möglichkeiten mit dem Düsenstrahlinjektionspfahl PH-Pfahl Dipl.-Ing. P. Conrad, Dipl.-Ing. T. Marks	317
Geothermische Energienutzung mittels Pfählen, Schlitzwänden und Stützbauwerken o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. H. Brandl, Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. D. Adam, Dipl.-Ing. F. Kopf	329
Großbohrpfähle My Thuan Brücke Vietnam Dipl.-Geol. S. Pröck	357
Ortsumgehung Bad Salzdetfurth, Überschnittene und aufgelöste Bohrpfahlwände als Böschungssicherungen Dipl.-Ing. H. Richter, Dipl.-Ing. L. Wackermann	375
Interpretation der Meßergebnisse von Betonverformungsgebern in instrumentierten Probepfählen Dipl.-Ing. A. Geiß	393
Pfahlrostsystem der Kaiplatte 'Verlängerung Europakai', Hamburg - Änderung des Einbringverfahrens aufgrund geotechnischer Messungen - AR Dr.-Ing. J. Gattermann	407
Autorenverzeichnis	421
Mitteilungshefte des IGB-TUBS	425



Wir danken den Inserenten:

SOLEXPERTS AG, Schwerzenbach, Schweiz	11
FRIEDR. ISCHEBECK GmbH, Ennepetal	79
TEERBAU Spezialtiefbau GmbH, Hamburg	105
HINRICH KÖNIG KG GmbH & Co., Stade	127
DMT Gründungstechnik GmbH, Holzbunge	205
PILE DYNAMICS, INC., Cleveland, USA	219
PROF. RODATZ UND PARTNER, Braunschweig	Umschlagseite 3



25 Jahre IGB-TUBS

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik in den Jahren 1974 bis 1999

M. Rosenberg

1. GESCHICHTE

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik an der Technischen Universität Braunschweig wurde 1974 gegründet und Dr.-Ing. Hanns Simons zum Lehrstuhlinhaber ernannt.

Professor Simons und seine Mitarbeiter bauten in kurzer Zeit ein Institut auf, das durch kompetentes und engagiertes Wirken bei Forschungsvorhaben und bei einer Vielzahl von Projekten in der Praxis schnell zu einem der bedeutenden Grundbauinstitute Deutschlands wurde.

Nach dem Tod von Professor Simons im Jahr 1984 wurde das Institut unter der kommissarischen Leitung von Professor Kayser, dem Leiter des Instituts für Siedlungswasserwirtschaft, und den Mitarbeitern weitergeführt. Durch das dabei von den wissenschaftlichen Mitarbeitern gezeigte hohe Engagement und einen hohen Einsatz gelang es, den Stil und die Arbeit von Professor Simons fortzuführen und Tätigkeitsfelder umfassend auszuweiten sowie weitere hinzu zu gewinnen. Herr Dr.-Ing. Meiseck und Herr Dr.-Ing. Knüpper verdienen in diesem Zusammenhang besondere Erwähnung.

Zum 1. Januar 1988 wurde Dr.-Ing. Walter Rodatz zum neuen Leiter des IGB-TUBS berufen. Unter seiner Leitung wurde nicht nur der Drittmittelbereich ausgebaut sondern es wurden auch Forschungsgelder eingeworben, so daß das Institut heute, nach 25 Jahren, zu den führenden in Deutschland zählt. Dies wird unter anderem durch den umfänglichen Finanzhaushalt deutlich, aber auch durch die Mitarbeit in verschiedenen Gremien und Ausschüssen, wie beispielsweise DIN-Ausschüssen und im Arbeitskreis 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik.

Regelmäßig, im jährlichen Wechsel, veranstaltet das IGB-TUBS ein bzw. zwei Seminare, um zu den Themen **Pfähle, Deponie- und Dichtwandtechnik** sowie **Messen in der Geotechnik** den Stand der Forschung darzustellen und regelmäßig mit über 200 Teilnehmern aus Ingenieurbüros, Wirtschaft, Behörden und anderen Forschungseinrichtungen einen umfangreichen Erfahrungs- und Informationsaustausch auf diesen Gebieten zu ermöglichen.

Das IGB-TUBS ist unter der Adresse <http://www.tu-bs.de/institute/igb> auch im Internet vertreten. Dort sind neben den aktuellen Informationen über unsere Seminare

und die Vorlesungsveranstaltungen auch alle Mitarbeiter mit ihren Arbeitsgebieten und den direkten Durchwahlnummern nachzulesen. Im Rahmen der Schriftenreihe „Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik“ werden alle Tagungsbände und Dissertationen herausgegeben; die Inhaltsverzeichnisse und Zusammenfassungen können direkt im Internet nachgelesen werden. Bestellungen sind selbstverständlich auch direkt dort möglich.

2. MITARBEITER

Die aktuelle Personalbesetzung des IGB-TUBS sieht wie folgt aus:

In der Gaußstraße 2:

Institutsleiter: Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

Geschäftszimmer: Christiane Wichmann-Kehr
Verwaltung: Edeltraut Muuß-Papenfuß

Akademischer Rat Dr.-Ing. Jörg Gattermann
Wiss. Mitarbeiter Dipl.-Ing. Thomas Huch
Wiss. Mitarbeiter Dipl.-Ing. Fabian Kirsch
Wiss. Mitarbeiter Dipl.-Ing. Bernd Plaßmann
Wiss. Mitarbeiter Dipl.-Wirtsch.-Ing. Olaf Stahlhut
Wiss. Mitarbeiter Dipl.-Ing. Teja Vittinghoff

Im Labor, Pockelsstraße 2:

Laborleitung: AR Dr.-Ing. Matthias Rosenberg
Uwe Zeemann

Werkstatt: Eckhard Feistel
Henning Lührig

Wiss. Mitarbeiter Dipl.-Ing. Thomas Bergs
Wiss. Mitarbeiter Dipl.-Ing. Uwe Ernst
Wiss. Mitarbeiterin Dipl.-Ing. Sabine Schröder
Wiss. Mitarbeiter Dipl.-Ing. Thomas Schulz
Wiss. Mitarbeiter Dipl.-Geol. Matthias Witte

Als Lehrbeauftragte für verschiedene Wahlveranstaltungen im Vertiefungsstudium sind zur Zeit folgende Herren am IGB-TUBS tätig:

Prof. Dr.-Ing. J. Drescher: Deponien – Planung und Betrieb
Dr.-Ing. K.-H. Elmer: Baugrunddynamik
Prof. Dr.-Ing. W. Schnell: Baubegleitende Meßverfahren im Grund- und Tunnelbau

Der Personalbestand fester Mitarbeiter ist zur Zeit am höchsten seit Gründung des Instituts. Zusätzlich zu den fünf planmäßigen Stellen für wissenschaftliche Mitarbeiter werden ständig fünf und bis acht wissenschaftliche Mitarbeiter über Dritt- und Forschungsmittel finanziert. Durch die Umwandlung zweier befristeter Planstellen in unbefristete Stellen ist es gelungen, am IGB-TUBS auch einen akademischen Mittelbau einzurichten und die bislang stetigen Wechseln unterworfenen Position des Laborleiters fest zu besetzen.

Das IGB-TUBS beschäftigt z. Zt. durchgehend ca. 30 Studenten als wissenschaftliche Hilfskräfte. Das Institut ist auf die Mitarbeit dieser hoch motivierten Studierenden angewiesen, die schnell erkennen, daß sie über den üblichen Studieninhalt hinaus und neben dem Geldverdienen durch diese Arbeiten praktische Erfahrungen sammeln und Kontakte knüpfen können, die ihnen beim Berufseinstieg von großem Nutzen sind.

3. LEHRE

Das Institut lehrt Studierenden des Bauingenieurwesens und des Wirtschaftsingenieurwesens, Fachrichtung Bauingenieurwesen, theoretisch und praktisch im Grundfachstudium im 4. und 5. Semester Geotechnik und im Vertiefungsstudium im 8. und 9. Semester spezielle Anwendungen und Verfahren des Grund- und Tunnelbaus. Die Lehrinhalte berücksichtigen jeweils aktuelle Entwicklungen der Praxis und der Forschung.

Die Ausbildungsschwerpunkte sind:

- Baugrunderkundung
- Bodenklassifikation
- Spannungs- und Verformungsverhalten von Böden
- Besondere Erd- und Wasserdruckprobleme
- Spannungs- und Verformungsberechnungen von Böden und Bauwerken
- Standsicherheitsuntersuchungen bei Böschungen
- Flächengründungen
- Pfahlgründungen
- Eingespannte Pfähle / Seitendruck auf Pfähle
- Tiefgründungen
- Stützmauern
- Spundwände
- Kaianlagen
- Verankerungen
- Baugruben
- Wasserhaltung
- Flächenabdichtungen
- Dichtwände
- Deponiebau
- Baugrundverbesserung
- Bentonite im Bauwesen
- Finite-Element-Methode im Grund- und Tunnelbau
- Tunnel in offener Bauweise

- Staudämme
- Fangedämme
- Senkkästen
- Bewehrte-Erde-Bauwerke
- Tunnel mit bergmännischem Vortrieb
- Tunnel mit Schildvortrieb
- Rohrvortriebe, Rohrvorpreßvortriebe, Mikrotunnel

Die Vorlesungen und Übungen finden traditionell freitags statt und werden ergänzt durch freiwillige gemeinsame Bearbeitungen der Hausübungen für die Grundfachstudenten und regelmäßigen Exkursionen mit allen Studenten zu interessanten Baustellen. Im letzten Semester wurden Tagesexkursionen zur Thermischen Restwertungsanlage der Braunschweigischen Kohlen Bergwerke in Helmstedt und zu den großen Baugruben im Zentrum Berlins durchgeführt. Einmal jährlich veranstaltet das IGB-TUBS in der Exkursionswoche eine große, über mehrere Tage gehende Exkursion, die z. B. im letzten Jahr nach Hamburg (4. Röhre Elbtunnel, Sperwerk Cranz), Dänemark (Storebelt-Brücke, Metro Kopenhagen, Öresund-Tunnel) und Schweden (Öresund-Brücke) führte.

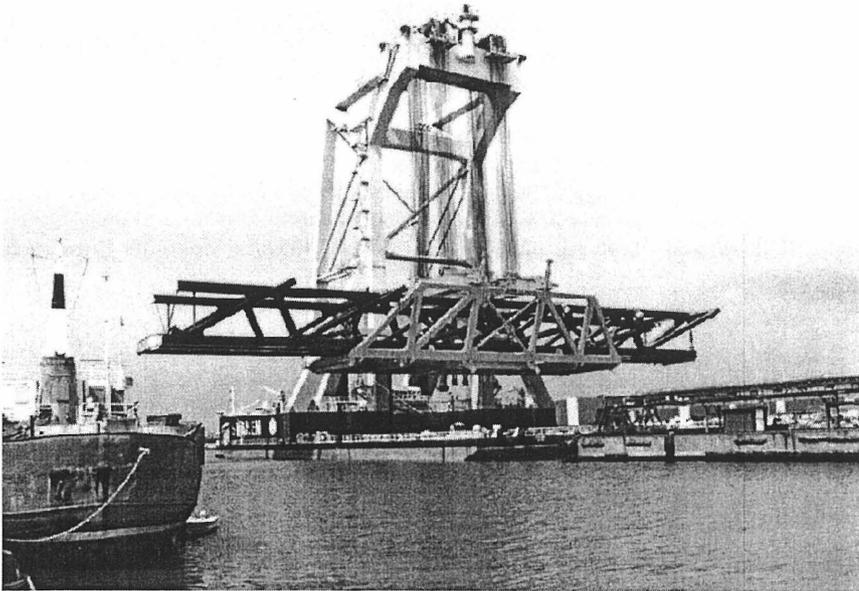


Bild 1: Exkursionsziel Schweden, der Öresund
Schwimmkran „Swanen“ mit angeschlagenem Brückenelement

Zu allen Veranstaltungen werden umfangreiche Vorlesungs- und Übungsumdrucke angeboten, die zum Teil auch weitergehendes Wissen für den Berufsstart enthalten

und in großer Zahl auch von Praktikern und Studierenden anderer Hochschulen genutzt werden.

Ergänzend werden als Wahlveranstaltungen angeboten:

- Bodenmechanisches Praktikum I und II mit selbständiger Durchführung von Labor- und Feldversuchen
- Grundbaudynamik mit den Grundlagen der Schwingungslehre, Baugrund- und Erdbebendynamik und dem Entwurf erdbebensicherer Bauwerke
- Messen im Grund- und Tunnelbau mit Meßverfahren für baupraktisch relevante Kräfte und Verformungen und Grundlagen der Modellversuchstechnik
- Seminar für Grund- und Tunnelbau mit Vorträgen von Praktikern über neue Bauverfahren, aktuelle Baumaßnahmen und Planungen

Für das Seminar für Grund- und Tunnelbau werden jedes Semester etwa 12 Vortragende aus Baufirmen, Behörden, Ingenieurbüros und anderen Forschungseinrichtungen nach Braunschweig gebeten, um über aktuellste Entwicklungen zu berichten.

Jährlich werden derzeit ca. 200 Studierende im Grundfach und ca. 60 Studierende in der Vertiefung betreut. Durch die Mitarbeit bei Forschungsaufgaben und Aufträgen von Behörden, Bauherren, Beratenden Ingenieuren, Baufirmen und Baumaschinenherstellern können die wissenschaftlichen Hilfskräfte des Instituts während des Studiums erste Erfahrungen für das spätere Berufsleben sammeln.

4. FORSCHUNG

Neben der Grundlagenforschung beschäftigt sich das Institut vor allem mit angewandter Forschung und Entwicklung neuer Technologien für die Praxis. Bisher wurden zahlreiche Forschungsarbeiten für die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG), den Bundesminister für Forschung und Technologie (BMFT), die Niedersächsische Bauindustrie, die Stiftung Volkswagenwerk, das Umweltbundesamt, die Deutsche Bundesstiftung Umwelt, das Institut für Bautechnik und mit Mitteln der Förderung der wissenschaftlichen Forschung in Niedersachsen durchgeführt bzw. sind in Bearbeitung. Die Forschungsergebnisse werden in den Mitteilungen des Instituts, auf Tagungen und in Fachzeitschriften veröffentlicht und fließen auch in unsere Mitarbeit bei verschiedenen Gremien ein.

Aktuelle Forschungsvorhaben sind:

Einfluß der Temperatur auf das Spannungs - Verformungs - Verhalten und die Durchlässigkeit von Dichtwandmassen im frischen Zustand

Dieses Forschungsvorhaben wurde durch die „Stiftung der Niedersächsischen Bauindustrie“ gefördert und ist gerade abgeschlossen worden. Es sind Erkenntnisse gewonnen worden, die belegen, daß die Anmachwasser- und Lagerungstemperatur Einfluß auf die Suspensionkennwerte und die Kennwerte der erhärteten Dichtwandmasse hat.

Spannungs - Verformungs - Verhalten zementgebundener Dichtwandmassen

Dieses von der DFG geförderte Forschungsvorhaben wurde im Dezember 1997 abgeschlossen. Es beinhaltet ein umfangreiches Laborprogramm u.a. mit Triaxial-, Kriech-, Kompressions- und Zugversuchen mit praxisgerechten Empfehlungen für die Prüfung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Dichtwandmassen für das Einphasenverfahren.

Erforschung des Abtrocknungsverhaltens bindiger Böden

Auch dieses Forschungsvorhaben wird durch die „Stiftung der Niedersächsischen Bauindustrie“ gefördert. Es beinhaltet die Entwicklung und Durchführung eines Versuchskonzeptes, welches die Ermittlung des Trocknungsverhaltens in Abhängigkeit der unterschiedlichen Einflußfaktoren ermöglicht.

Integritätsprüfung von Pfählen - Messung und deren Auswertung

Die Beantragung dieses Forschungsvorhabens bei der DFG läuft derzeit. Es soll der Verbesserung von Auswertestrategien unter Anwendungen der FEM dienen.

Auswertung der Messungen am CT III in Bremerhaven

Dieses Vorhaben wird unterstützt durch das „Hansestadt Bremische Amt“ in Bremerhaven. Hierbei sollen über mehrere Jahre gewonnene Meßdaten verschiedener Meßsysteme an einer in spundwandbauweise hergestellten Kaimauer ausgewertet werden und mit Meßdaten an anderen Kaimauern verglichen werden.

Studien an einem Modell der 4.Elbtunnelröhre Hamburg

In diesem Vorhaben geht es um die Weiterentwicklung eines Tunnelbauverfahrens im Hinblick auf die Ausblärsicherheit bei geringen Überdeckungshöhen. Damit werden auch die Aspekte Arbeitssicherheit und Umweltschutz betrachtet. Das Vorhaben ist ein Eigenforschungsvorhaben.

Im Zeitraum 1975 bis einschließlich 1998 wurden am Institut insgesamt **33 Dissertationen** und rund 450 Diplomarbeiten abgeschlossen. Die Titel aller Dissertationen sind im Anhang dieses Heftes (und im Internet) nachzulesen und können als Mitteilungsheft des IGB-TUBS bestellt werden.

Trotz der chronisch leeren öffentlichen Kassen haben wir das Glück, unsere Geräteausstattung für Forschungszwecke erweitern zu können:

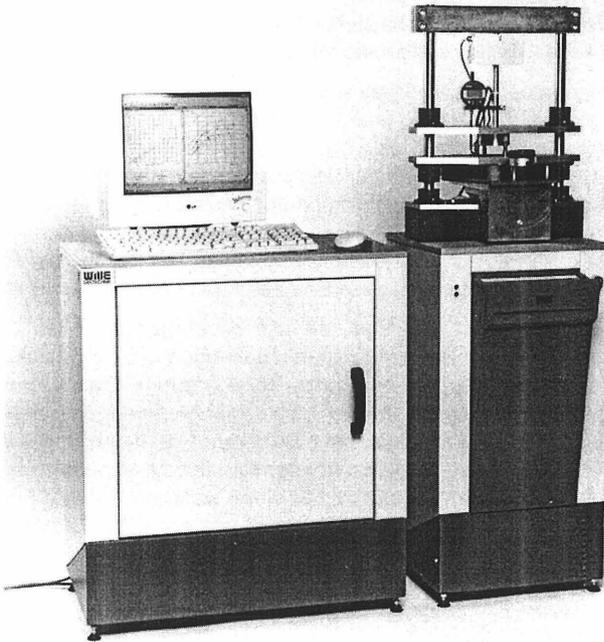


Bild 2: Unser neues vollautomatisches Rahmenschergerät, angeschafft mit Jahreswechsel 98/99

Wir hoffen, mit diesem Gerät wissenschaftliche Untersuchungen zu Einflußparametern bei Scherversuchen machen zu können und erwarten, damit für die kommenden Jahre eine ausbaufähige Spitzentechnologie derartiger Versuchstechnik zu besitzen.

5. PROJEKTTÄTIGKEIT

Für alle geotechnischen Aufgaben steht heute ein engagiertes Team von Mitarbeitern und Mitarbeiterinnen zur Verfügung, das sich bei den Studierenden sowie bei Auftraggebern aus Wissenschaft und Praxis einen Namen gemacht hat. Ein großes und modern ausgestattetes Labor, mehrere Modellversuchsstände, die umfangreiche EDV-Ausstattung sowie eine Vielzahl von teilweise selbstentwickelten Feld- und Meßgeräten kennzeichnen die besondere Leistungsfähigkeit des Instituts bei der Durchführung der Lehr-, Forschungs- und Auftragsarbeiten. Hervorzuheben ist, daß die bestehenden Versuchstechniken in der hauseigenen Werkstatt jederzeit auf besondere Fragestellungen zugeschnitten werden können.

Als besondere Qualitätsmerkmale unserer Arbeit können wir unsere hohe Flexibilität, die Schnelligkeit und Möglichkeit gleichzeitig große Probenmengen im bodenmechanischen Labor bearbeiten zu können sowie eine durch die Einbindung in die älteste Technische Universität Deutschlands mögliche interdisziplinäre Bearbeitung von Problemen nennen. Trotz der hohen fachlichen Kompetenz verlieren wir jedoch nicht die Notwendigkeit einer transparenten Darstellung unserer Ergebnisse aus den Augen. Dabei legen wir nicht nur Wert auf eine präsentationsfähige Darstellung der Ergebnisse sondern sind auch gerne zu persönlichen Erläuterungen bereit.

Neben den mittlerweile üblichen Labortätigkeiten, die alle bodenmechanischen Laborversuche umfassen und den dynamischen Pfahluntersuchungen auf Tragfähigkeit und Integrität führen wir auch derzeit mehrere große Projekte durch. Dies ist zum einen die Entwicklung eines Meßkonzeptes und der Einbau der Meßwertgeber in Altenwerder beim Erweiterungsbau der Kaianlagen im Hamburger Hafen und sind zum anderen Fremd- und Eigenüberwachungsarbeiten bei der Herstellung von Dichtwänden in Hamburg-Eidelstedt, Magdeburg und Berlin. Für einen weiteren Überblick unserer Tätigkeiten verweisen wir auf unser Internet-Angebot, unsere Mitteilungshefte und Informationsmappen, die wir gerne zur Verfügung stellen.

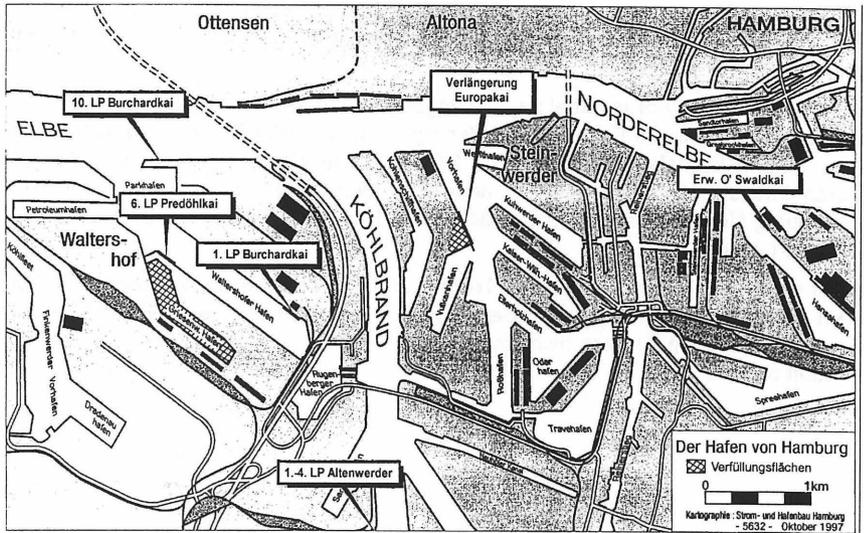


Bild 3: Übersicht der Meßstätigkeiten des IGB-TUBS im Hamburger Hafen

6. PERSPEKTIVEN

Unter Professor Simons ist innerhalb kurzer Zeit ein namhaftes Institut auf dem Gebiet von Grundbau und Bodenmechanik entstanden. Während mehrerer Jahre nach seinem plötzlichen Tod haben die engagierten Mitarbeiter die weitere Existenz des Instituts sicherstellen können und sogar neue Wege beschritten. Heute sind seit der Berufung von Professor Rodatz zum Institutsvorstand bereits schon wieder mehr als 11 Jahre vergangen, während derer die Entwicklung des IGB-TUBS weiter vorange-trieben worden ist.

Umfangreiche Haushaltsmittel werden über sogenannte Drittmittel erwirtschaftet. Die Aufgaben haben im Bereich der Deponietechnik in den vergangenen Jahren erheb-lich abgenommen, während mit Messungen in der Geotechnik und mit Betreuungen von Dichtwandmaßnahmen neue Arbeitsgebiete erschlossen werden konnten.

Natürlich werden auch die Studentenzahlen von konjunkturellen Schwankungen be-einflußt. Zur Zeit der Institutsgründung lag die Zahl der Studienanfänger im Bauinge-nieurstudium zwischen 60 und 70. Nach einem Anstieg auf 233 im Jahr 1983 wurden diese geringen Zahlen mit 74 in der zweiten Hälfte der 80er Jahre wieder erreicht. Anfang der 90er Jahre erreichte die Zahl der Studienanfänger ihren vorläufigen Hö-hepunkt mit 268 (im Jahr 1992), wenn man die Studenten des im Jahr 1989 einge-führten Studienganges Wirtschaftsingenieurwesen mit hinzuzählt, sind es sogar 298

Studenten. Die aus dem Lehrbetrieb resultierende Belastung, insbesondere für Sprechstunden und die Betreuung von Studienarbeiten und Diplomarbeiten ist damit erheblichen Veränderungen unterworfen.

Die Möglichkeiten, Fördermittel zu beantragen, veränderte sich. Während am Anfang der Institutsgeschichte Forschungsförderungen seitens BMFT und Zahlenlotto standen, werden Vorhaben heute von der DFG in eingeschränktem Umfang gefördert. Durch intensive Bemühungen um andere Förderer wie z.B. die Deutsche Bundesstiftung Umwelt oder die Niedersächsische Bauindustrie konnten einige Projekte finanziert werden.

Nicht nur die Weiterentwicklung der Technik und des Standes der Wissenschaft sondern auch diese dynamischen Prozesse stellen die Mitarbeiter des IGB-TUBS stetig vor neue Aufgaben. Unsere bisherige Entwicklung läßt uns dabei optimistisch in die Zukunft blicken.

Innovative Lösungen für Pfahlbelastungsversuche

- ▶ Design, Instrumentierung und Durchführung von Tests für verschiedenste Pfahltypen
- ▶ Erfassung der axialen Deformationen mittels Präzisionsinstrumenten (Solexperts Gleitmikrometer, Trivec)
- ▶ Automatische Erfassung aller relevanten Parameter (Pfahlkopfverschiebung, Belastung) mittels Solexperts GeoMonitor
- ▶ Berechnung der Mantelreibung, Spitzenwiderstand und Pfahlbeanspruchung (Normalkräfte, Momentenbeanspruchung)

*Flughafen Zürich-Kloten
Kombinierter Pfahldruck-
und Pfahlzugversuch*

Zur lückenlosen Erfassung der axialen Dehnungen/Stauchungen eines Pfahles (Meter für Meter) während der Belastung kommen unsere hochpräzisen Messgeräte zur linienweisen Deformationsmessung (z.B. Gleitmikrometer) zum Einsatz.

Mit dem automatischen Datenerfassungssystem Solexperts GeoMonitor werden gleichzeitig versuchsrelevante Parameter (Pfahlkopfverschiebung, aufgebrachte Last) aufgezeichnet. Das System ermöglicht die automatische Steuerung und Kontrolle der Pressen via Modem sowie die Datenfernübertragung zu externen Ingenieurbüros. Die gewonnenen Ergebnisse bilden die Grundlage zur Optimierung der Pfahllänge und zur Reduktion der Baukosten.

SOLEXPERTS AG

Geotechnische und Hydrogeologische Instrumentierungen und Versuche

Ilfangstrasse 12, Postfach 230, CH-8603 Schwerzenbach
Tel.: +41 (0)1/825 29 29 Fax: +41 (0)1/825 00 63

Email: contact@solexperts.com Website: <http://www.solexperts.com>



DIE HERSTELLUNG UND VERWENDUNG VON SPANNBETONRAMMPFÄHLEN IN DEN NIEDERLANDEN

T.C.G. van Oudenallen

1 EINLEITUNG

Die Baugrundverhältnisse in den Niederlanden sind durch einen weichen Boden gekennzeichnet. Von der Erdoberfläche bis zu einer Tiefe von über 500 Meter bestimmen Sedimentablagerungen den Charakter des Bodens. Wind, schmelzendes Eis, langsam strömende Flüsse, die See, alle diese Faktoren haben einen Beitrag zu dem Sedimentboden geleistet, ebenso wie die Vegetation in früheren Lagunen, Tiere, Muscheln und Ablagerungen in Hohlräumen.

Harte Felsformationen kommen daher nur in großer Tiefe vor. Weiches Gestein in der Form von Mergel findet man nur im äußersten Süden, in der Provinz Limburg. Dieser Boden und Erd falten, die durch Bewegungen von Eiskappen entstanden sind, geben dem Land etwas Relief, aber Steigungen von über 8% kommen kaum vor.

In zahlreichen Ländern der Erde, auch in Deutschland, gibt es einen solchen Bodenaufbau. Stromgebiete von Flüssen und vor allem auch Küstengebiete weisen eine ähnliche Geologie auf. Es gibt jedoch einen bemerkenswerten Unterschied: die Bodenoberfläche befindet sich in den Niederlanden unter oder nur geringfügig über dem Meeresspiegel. Die Höhenlinie von fünf Metern über dem Meeresspiegel in dem abgedruckten geologischen Profil zeigt, daß sich der größte Teil des niederländischen Bodens - insgesamt über 70% - unter diesem Niveau befindet. (siehe Abbildung 1).

Diese geologischen Bedingungen erklären, warum in den Niederlanden in den meisten Fällen Pfähle zur Gründung von Bauwerken verwendet werden. Nur in Ausnahmefällen ist es möglich Flachgründungen einzusetzen.

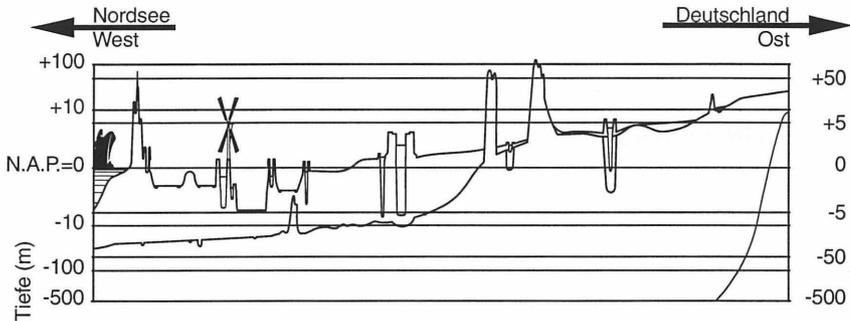


Abbildung 1: Geologischer Profilquerschnitt der Niederlande über die Ost-Westachse.

Die tragfähigen Bodenschichten, oftmals Sandschichten aus dem Pleistozän und daher als pleistozäne Schichten bezeichnet, befinden sich in Tiefen von einigen Metern bis zu - relativ häufig - über 30 Metern. Manche Lehmschichten werden ebenfalls als tragfähig angesehen. Man kann feststellen, daß der Abstand, der von den Pfählen überbrückt werden muß, oft mehr als 20 Meter beträgt.

Der niederländische Boden wurde und wird außerdem stark durch menschliche Aktivitäten beeinflusst. Im niedrigstgelegenen Teil des Landes, im westlichen und teilweise im nördlichen Teil des Landes, haben Landgewinn, wasserbauliche Arbeiten, Hafenaufbau, intensiver Ackerbau, Anlage der Infrastruktur, Städtebau und der Bau von Industrieanlagen großen Einfluß auf die oberen Bodenschichten gehabt. In den sogenannten hohen Niederlanden haben Abgrabungen, die Urbarmachung und Trockenlegung, sowie die Kanalisierung von Bächen und Flüssen und der Bergbau den Boden beeinflusst.

2 DIE GESCHICHTE DER GRÜNDUNGSPFÄHLE

Die Annahme liegt nahe, daß in einem Land mit einer solchen Bodenbeschaffenheit, das außerdem durch einen relativ hohen Grundwasserspiegel und viel Feuchtbiotope gekennzeichnet ist, schon früh in der Geschichte Pfahlfundamente verwendet wurden. In den Niederlanden geht die Geschichte des Pfahlfundaments jedoch nicht weiter zurück als bis in die Römerzeit. Es gibt keine Hinweise auf eine frühere Verwendung von Pfählen als Teil einer Fundamentskonstruktion. Damit sind Pfahlbauten gemeint, wie sie vom Neolithikum bis in die Bronzezeit gebaut wurden. Solche Pfahlbauten gab es in der Schweiz, in Italien, in Österreich, im Wurmsee in Bayern und beispielsweise auch in Mecklenburg. Obwohl die Römer vorzugsweise an Stellen bauten, wo eine Flachgründung von Gebäuden möglich war, konnten sie Tiefgründungen nicht immer vermeiden. Hierbei standen insbesondere Konstruktionen im Vordergrund, die nur auf einem wenig tragfähigen Boden realisiert werden konnten, wie z. B. Brückenpfeiler. Abbildung 2 zeigt die Gründung eines Pfeilers einer solchen spätrömischen Brücke über die Maas im Osten der Niederlande.

Als jedoch das römische Reich unterging, verschwand die Pfahlgründung wieder aus dem bautechnischen Bild, sogar als im Mittelalter schon Gebäude von größerem Umfang wie Kapellen, Klöster und später Kirchen und Kathedralen entstanden. Diese Gebäude wurden meist auf Böden gebaut, die so hoch wie möglich lagen, während man außerdem den Boden verbesserte (abgraben und mit Sand auffüllen), Feuchtigkeitssperrschichten (Häute) anbrachte und außerdem zusätzliche Sicherheit durch die Verwendung von plattenartigem Naturstein suchte. Bei allen nichtmoorigen Böden konnte man durch diese Maßnahmen gute Resultate erreichen, ohne daß man sich auf das unbekannte Gebiet der Pfahlgründung begeben mußte.

Als im Mittelalter Großbrände eine Stadt nach der anderen zerstörten, kam die Pfahlgründung wieder auf. Feuerschutzbestimmungen und Verordnungen führten

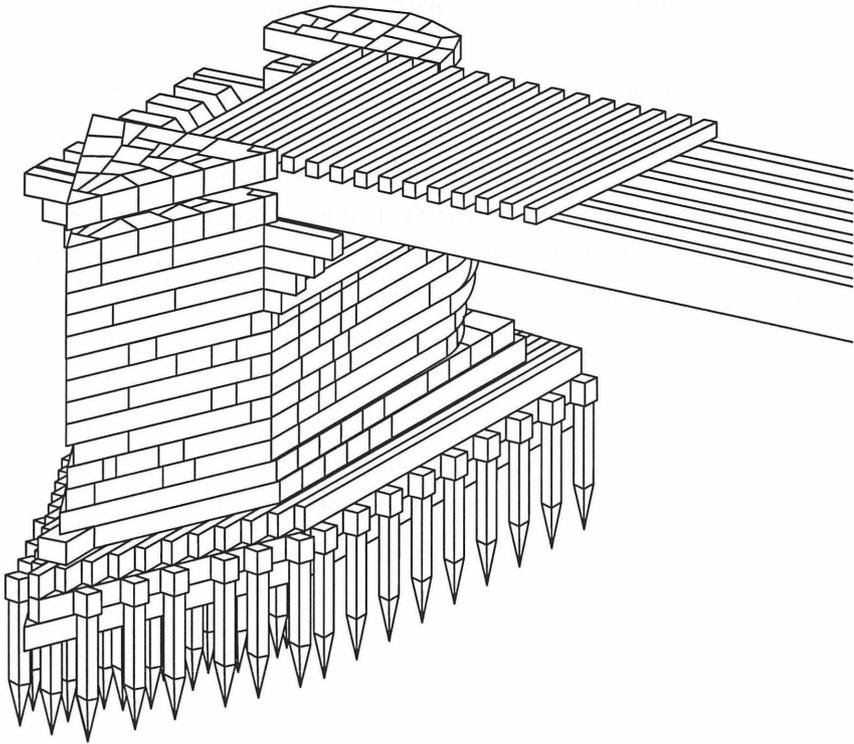


Abbildung 2: Rekonstruktionszeichnung eines Pfeilers unter einer von den Römern gebauten Brücke über die Maas bei Cuijk.

dazu, daß wenigstens gebäude- und wohnungstrennende Wände aus nicht-brennbarem Material gebaut werden mußten. Die daraus resultierenden höheren Belastungen des Fundaments, machten die Gründung mit Pfählen wieder interessant. Dies war an sich ein langsamer Prozeß: die ersten brandsicheren Konstruktionen beruhten auf der Verwendung eines Gebindes, das mit Lehm oder steinartigen Materialien gefüllt wurde. Erst später wurde der Backstein genutzt,

dessen Einsatz ein gestapeltes und "gemauertes" Fundament ermöglichte. Erst später verwendet man Ramppfähle aus Holz.

Erst im Spätmittelalter und den darauffolgenden Perioden - in der Renaissance, im Barock, im Rokoko - und im Industriezeitalter, das in den Niederlanden spät begann, entwickelte sich die Pfahlgründung zur wesentlichen Gründungsart. Es ist dann immer noch die Rede von Gründungspfählen aus Holz. Insbesondere haben Erfahrungen mit Palisaden, wie sie beim Küstenschutz verwendet wurden, die Anlage von Molen und Kais und der Bau von Verteidigungsanlagen das frühe und auch das spätere Wissen über das Tragverhalten von Pfählen beeinflusst.

Es sollte bis zum Jahr 1907 dauern, bis in den Niederlanden die erste Probelastung von Betonpfählen unter Aufsicht des Staates stattfand. Getestet wurden sechs Ramppfähle, die aus sogenanntem Zementeisen hergestellt und unterschiedlich konstruiert waren. Die Pfähle wurden zunächst in "den reinen Sandboden" eingespült und anschließend noch 0,5 bis 1 Meter in den tragfähigen Boden nachgerammt. Die Probelastung konnte nicht erfolgreich beendet werden, da alle Pfähle infolge des Rammens unter der Bodenoberfläche gerissen waren.

Es ist bemerkenswert, daß man mit dem System der zementeisernen Ramppfähle in Deutschland, England und Frankreich schon zu umfangreichen Rammarbeiten gekommen war. 1905 wurden Pfähle mit einer Länge von 16 Metern für das Fundament des Bahnhofs von Metz in den Boden gerammt. Auf diesen Pfählen wurde auf Grund der Brixschen Rammformel eine Belastung von 460 bis 600 kN zugelassen. Die Bruchlast wurde durch eine Probelastung bis 1.200 kN verifiziert. Von den 3.000 Pfählen waren weniger als 0,5% gebrochen.

Beim Bau einer Schokoladenfabrik in Noisiel bei Paris wurden im Jahre 1906 die bis dahin gängigen Bügel an den Ramppfählen durch eine Spiralbewehrung ersetzt. Die

Pfähle besaßen einen achteckigen Querschnitt und eine Länge zwischen 11,5 und 17,0 Meter. Die maximale Belastung betrug 550 kN. Die Niederländer, die ein knappes Jahrhundert danach tonangebend auf dem Gebiet des vorgefertigten Betonrammpfahls sein sollten, waren davon nicht beeindruckt. Daß die eigenen Probelastungen ein Jahr später mißglückten, schrieb man einer "weniger gewissenhaften" Direktion in Metz, Paris und auch bei der Marinewerft in Southampton zu, wo vermutlich die ersten Pfähle des genannten Typs verwendet wurden. Als sie 1956 kontrolliert wurden (sie wurden für eine Krangerüstkonstruktion verwendet) zeigte sich, das sie noch "in excellent condition" waren. Abbildung 3 gibt zusätzliche historische Informationen.

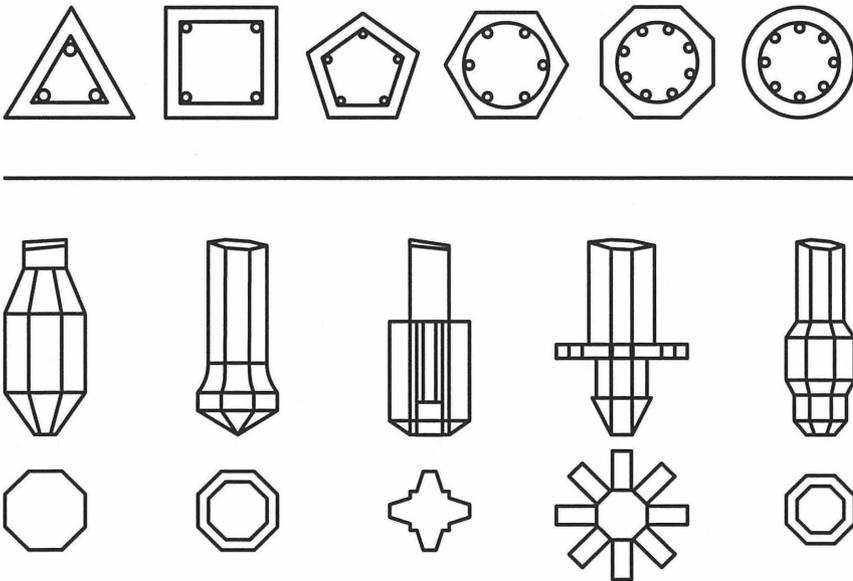


Abbildung 3: Pfahlquerschnitte und Pfahlfußformen, mit denen in der Periode 1895-1955 experimentiert wurde.

In den Niederlanden bevorzugte man auch in den ersten Jahrzehnten des zwanzigsten Jahrhunderts hölzerne Gründungspfähle, nicht zuletzt weil diese preiswert waren. Das Defizit hinsichtlich der "natürlichen" Abmessungen und der daraus folgenden Abweichungen wurde ebenso in Kauf genommen, wie die negativen Einflüsse die Veränderungen des Grundwasserspiegels auf die Haltbarkeit der Pfähle haben.

Merkwürdigerweise haben andere Vorzüge als man oft annimmt, die Verwendung von Betonpfählen in den Niederlanden geprägt. Man sollte meinen, daß die feste Maßführung und die im Laufe der Entwicklung niedrigeren Preise die Verwendung von Betonpfählen positiv beeinflusst haben. Der Erfolg des Betonpfahls ist jedoch vor allem auf die stark zugenommene Verwendung von Dampfwerkzeugen zurückzuführen, wodurch der Nachteil der viel schwereren Betonpfähle überwunden wurde. Auch die Unempfindlichkeit des Betonpfahls gegenüber dem Grundwasser war ein Argument, das für die Verwendung des Betonpfahls sprach. Ein weiterer Vorteil war die feste Verbindung zwischen dem Pfahl und der Übergangskonstruktion. Diese feste Verbindung machte und macht es schließlich möglich, eine hohe Zugkraft aufzunehmen. Außerdem sah man einen Vorzug in der Verwendung von Pfählen mit einem verdickten Fuß. Diesen Ausgangspunkt hat man inzwischen längst verlassen. Schließlich haben die höheren zulässigen Spannungen im Beton dafür gesorgt, daß der Betonpfahl die Oberhand gewann. Übrigens ist es möglicherweise interessant, den Grund für die Abwendung vom verdickten Fuß zu nennen: wurde früher nur die negative Mantelreibung in die Bestimmung der Tragfähigkeit einbezogen, so ist jetzt auch die positive Mantelreibung ein wichtiger Faktor. Wenn man sich außerdem die gängigsten Fertigungsmethoden ansieht, dann sieht man schnell, daß der verdickte Fuß die Pfahlfertigung behinderte.

Die Produktion von Pfählen fand in den Anfangsjahren im Freien statt. Erst 1934 wurde das erste überdachte und winddichte Betonwerk für Fertigteilpfähle gebaut.

Die Frage nach immer längeren Pfählen, die durch die Erweiterung von Städten und Industriegebieten in wirtschaftlich interessanten Gebieten entstand, die sich meist an Stellen befanden wo tragfähige Schichten erst in großer Tiefe zu finden waren, erklärt die zunehmende Entwicklung nach schlanken Pfählen von großer Festigkeit. Es zeigte sich, daß Vorspannung die ausgezeichnete Methode war, das zu erreichen.

3 DER SPANNBETONRAMMPFAHL

Wenn wir die Geschichte hinter uns lassen, so ist festzustellen, daß in den Niederlanden pro Jahr circa 850.000 Pfähle verwendet werden, von denen etwa 650.000 als Fertigteilpfähle hergestellt werden; vor allem als Spannbetonrammpfähle. Die Anzahl von Stahlbetonrammpfählen, die heute noch verwendet werden, ist geringer als 5%. Abbildung 4 zeigt Querschnitte eines standardmäßigen Spannbetonrammpfahls.

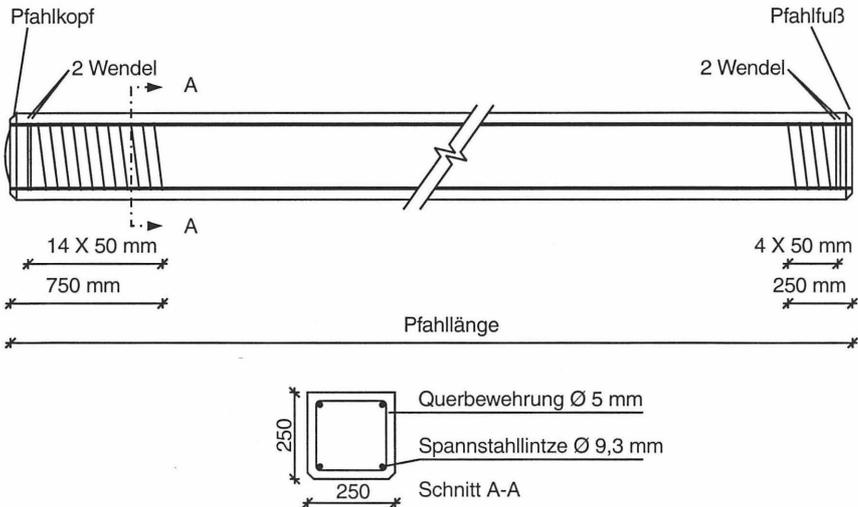


Abbildung 4: Längs- und Querschnitte eines Spannbetonrammpfahls

Ein bemerkenswerter Unterschied zwischen dem Fertigbetonrammpfahl, wie er in den Niederlanden verwendet wird und dem deutschen Pendant ist, daß die niederländische Norm (NEN 7053) nur Anforderungen in Bezug auf die Lage der Hauptbewehrung und die Anzahl von Längsstäben stellt, während die deutsche Norm (DIN 4026) Anforderungen an die Menge der Hauptbewehrung stellt, nämlich minimal 0,8% des Pfahldurchmessers bei einer Pfahlänge von mehr als 10 Metern.

Ein anderer Unterschied ist, daß die deutsche Norm eine Querbewehrung über die gesamte Pfahlänge fordert, während die niederländische Norm nur im Pfahlkopf und Fuß des Pfahles eine solche Bewehrung verlangt. Die deutsche Norm macht in Bezug auf die Menge der Längsbewehrung keinen Unterschied zwischen Stahl- und Spannbetonrammpfählen.

In den Niederlanden stellen Körperschaften wie das Ministerium für Straßen- und Wasserbau und die niederländische Eisenbahn wohl Anforderungen an die minimale Menge an Längsbewehrung; das führt in der Praxis jedoch nicht zu höheren Werten als ca. 0,5% bei kurzen Pfählen und 0,6% bei langen Rammpfählen. Diese Anforderungen in Bezug auf die minimale Menge an Spannbewehrung basieren auf dem eventuellen "spröden Brechen" des Spannbetonpfahls während des Rammens. Die heutige Verwendung von Spannstahlitzen Qualität FeP 1860 an Stelle der früheren gerippten Qualität von Spannstahlstäben Qualität Qp 160 schließen das spröde Brechen der modernen Spannbetonpfähle, wie Prof. Ir. W.R. de Sitter auf der Stress Wave Conference 1992 [Lit.1] feststellte, aus.

In diesem Zusammenhang ist es interessant zu erwähnen, daß die europäische Vornorm prEN 12974 nur 0,2% des Pfahldurchmessers als Minimum für Spannbetonpfähle von über 10 Meter fordert.

Die niederländischen Entwicklungen gehen jedoch weiter. Innerhalb der Branchenvereinigung Prepal, die die Interessen von fast allen niederländischen Pfahlproduzenten vertritt, ist man mit der Verwendung von Spannstahl mit einer größeren Stärke als FeP 1860 beschäftigt: FeP 2060. Außerdem kann eine momentan durchgeführte Untersuchung dazu führen, daß im Laufe der Zeit die Bügel- oder Spiralbewehrung im Pfahlkopf und -Fuß verringert wird oder eventuell völlig verschwindet. Eine andere interessante Entwicklung ist die Verwendung von Energiepfählen, bei denen mit Hilfe von integrierten Wärmetauschern Heizung und auch Kühlung von Gebäuden mit Hilfe von Wärmepumpeninstallationen stattfinden kann.

Kann man DIN 4026 als konservativ ansehen? Möglicherweise. Im Allgemeinen kann man feststellen, daß das Nichtvorhandensein von Normkonservatismus die schnellere Entwicklung in Bezug auf die Schlankheit von vorgespannten Pfählen in den Niederlanden positiv beeinflusst hat.

4 HERSTELLUNG UND VERWENDUNG

Vorgespannte Betonrammpfähle werden in den Niederlanden mit zwei Methoden hergestellt. Dabei ist in dem einen Fall die Betonmörtelzufuhr statisch und die Form mobil (Karussellsystem), während in dem anderen Fall die Formen statisch sind und die Betonmörtelzufuhr mobil. Das letztgenannte System ist das gängigste. Man nennt es auch das lange-Bank-System. (Siehe Abbildung 5).

Beim langen-Bank-System handelt es sich um ein Formenfeld von sehr großer Länge, das in der Breite in Stahlformen mit unterschiedlichem Durchschnitt aufgeteilt ist. Genau positionierte Trennwände bestimmen die Länge der zu produzierenden Pfähle. Nach dem Anbringen und Positionieren der Querbewehrung im Pfahlkopf- und Pfahlfußbereich wird der Spannstahl über die gesamte Länge der Form, also innerhalb der verschiedenen Bügel- oder Spiralbewehrung und durch die Trenn-

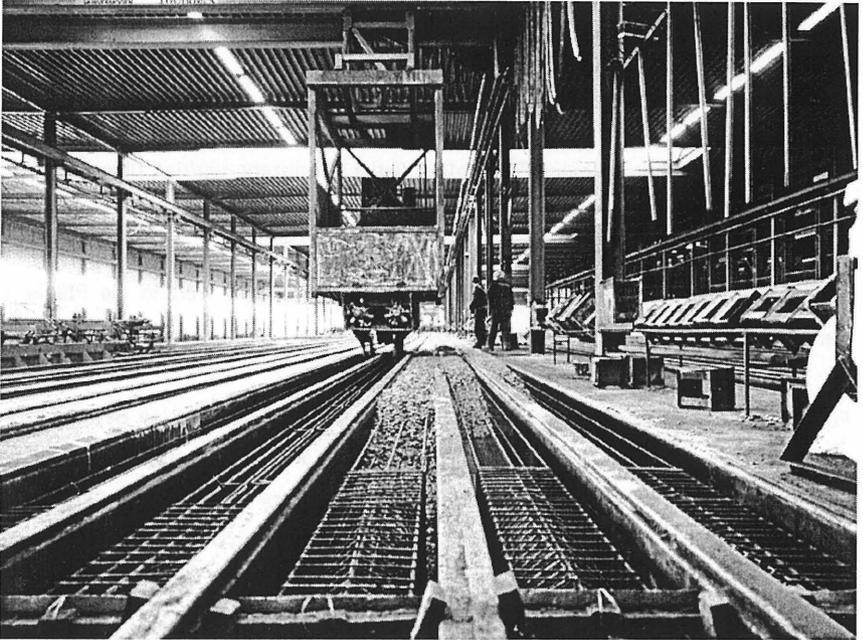


Abbildung 5: Betonieren der Pfähle beim lange-Bank-System.

wände, angebracht und danach mit Hilfe hydraulischer Zylinder gespannt. Die Anzahl der Spannstahllitzen hängt vom Pfahldurchmesser und von der Pfahllänge ab. Wenn die Spannphase beendet ist, wird der Frischbeton von der Betonmischanlage über interne Transportsysteme zum Betonverteiler zugeführt und die Formen werden mit Mörtel gefüllt. Nach dem ersten Aushärten des Betonmörtels, d. h. wenn die Pfähle nach ca. sechzehn Stunden eine Druckfestigkeit von mindestens 25 N/mm^2 erreicht haben, werden die Spannstahllitzen an der Stelle der Trennwände durchtrennt und dadurch die Vorspannung auf den Beton übertragen; bei Fertigteilpfählen handelt es sich immer um Vorspannung mit Haftung. Die so entstandenen Pfähle

werden mit Hilfe der Vakuumtechnik aus den Formen gehoben, um auf dem Lagerplatz weiter auszuhärten, bis sie nach 14 bis 21 Tagen die erforderliche Betonfestigkeit erreicht haben.

So ist es möglich, auf einem Formenfeld (jeder Produzent verfügt über mehrere) Pfähle von unterschiedlichem Durchmesser und unterschiedlicher Länge, wobei bereits Pfähle mit Längen bis 36 Meter gefertigt worden sind, unter kontrollierten Bedingungen zu produzieren. In den gängigsten Ausführungen werden die Pfähle in Serien gefertigt und auf Lager vorgehalten.

Für die im Allgemeinen sehr schlanken vorgespannten Pfähle gilt eine Betonqualität in der Festigkeitsklasse B 55. Kennzeichnend für den Spannbetonrammpfahl ist seine Fähigkeit, beträchtliche Rammzugspannungen aufzunehmen. Gegenüber Stahlbetonpfählen mit größeren Durchmessern gibt es beträchtliche Gewichtseinsparungen bei gleichwertiger Tragfähigkeit.

Für die Installation von Pfählen bis zu einer Länge von ca. 18 Metern verfügt man in den Niederlanden über kompakte Rammgeräte, die sich durch schnellen Auf- und Abbau auszeichnen. So werden Installationsverluste auf ein Minimum beschränkt. Für die Pfähle mit Längen bis ca. 28 Meter steht gleichfalls eine ausreichende Anzahl von Rammgeräten zur Verfügung. Außerdem gibt es Rammgeräte die eine Installation von Pfählen mit Längen bis über 42 Meter ermöglichen. Pfähle mit noch größeren Längen werden als Kuppelpfähle installiert. Dieser Pfahltyp wird auch verwendet wenn die Installationshöhe nicht ausreicht, z. B. beim Rammen in bestehenden Fabrikhallen.

Der niederländische Boden ist nicht nur wenig tragfähig in den oberen Sedimentschichten, er kann auch in starkem Maße verrieren. Infolgedessen kann im Abstand von einigen Metern die erforderliche Rammtiefe sehr unterschiedlich sein. (Siehe

Abbildung 6). Das erfordert im Allgemeinen viele Drucksondierungen während der geotechnischen Untersuchungen, die dem Bodengutachten vorausgehen.

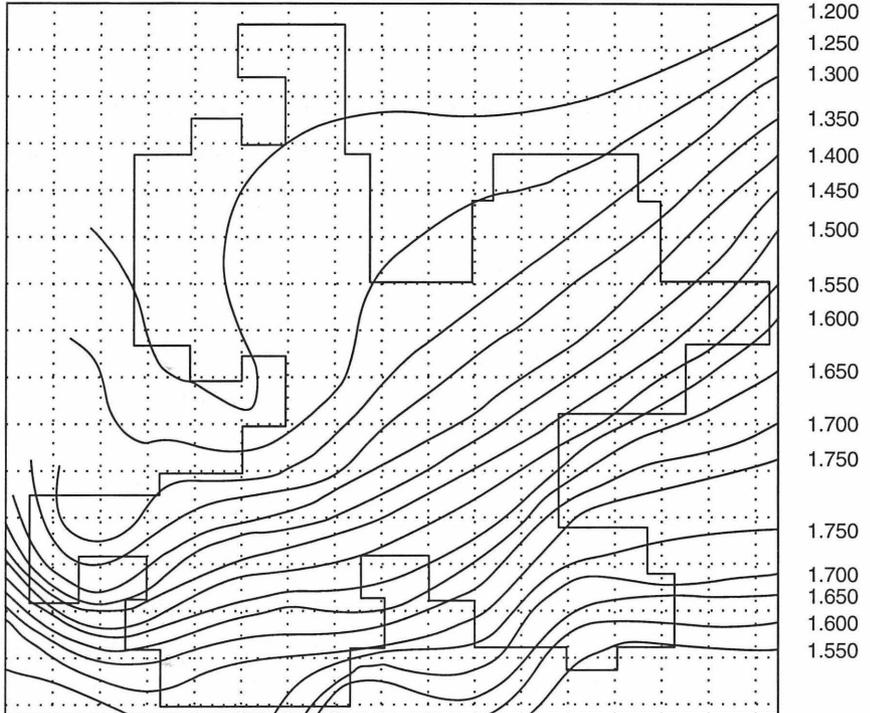


Abbildung 6: Unterschiedliche Rammtiefen auf einer Baustelle

Der Fertigbetonrammpfahl kann vor dem Einbringen visuell überprüft werden. Sofort nach der Installation ist eine Integritätsmessung möglich um die Integrität des Betonpfahls zu überprüfen. Fertigbetonrammpfähle sind nach dem Einbringen sofort belastbar.

Das Installationsgeräusch von Fertigbetonrammpfählen kann als störend empfunden werden. Lärmschutzmaßnahmen können das Rammgeräusch beträchtlich reduzieren. Das kann bei dem Einbringen von Pfählen in bebauter Umgebung sehr wichtig sein.

Erschütterungen infolge der Installation von schlanken Spannbetonrammpfählen können unter anderem mit Hilfe von neueren Entwicklungen adäquater Messapparatur einfach gemessen und genau vorhergesagt werden. Durch unterschiedliche Maßnahmen (wie z. B. Vorbohren), kann der Effekt innerhalb akzeptabler Grenzen gehalten werden.

Eine erste Kontrolle über die Tragfähigkeit kann schon während des Einbringens von Spannbetonrammpfählen über die Rammprotokolle erfolgen. Elektronische Messungen des Rammwiderstandes während des Einbringens können zu einem Vergleich von Daten führen, die dem Sondierdiagramm entnommen werden können.

Die Branchevereinigung Prepal hat vor kurzem eine Serie von drei Handbüchern [Lit.2] über Pfahlgründungen mit Hilfe von vorgespannten Fertigbetonrammpfählen vervollständigt und sie gibt außerdem eine hochangesehene Fachzeitschrift (Funderingstechnologie) heraus. Die Vereinigung ist auch auf dem Gebiet der technischen Ausbildung aktiv.

5 **Literatur**

- [1] de Sitter, W.R.: Stresses in reinforcement of pretensioned piles during driving Application of Stress Wave Theory to Piles, 1992.
- [2] Prepal : Handboek paalfunderingen deel 1 (1994), Handboek paalfunderingen deel 2 (1996) und Handboek paalfunderingen deel 3 (1998).



ZUR WECHSELWIRKUNG ZWISCHEN PFAHLGRÜNDUNG UND TRAGWERK

Jürgen Bergfelder

1. EINLEITUNG

Unter dem Begriff Boden-Bauwerk-Wechselwirkung (soil-structure-interaction) wird bei Pfahlgründungen im allgemeinen die Wechselwirkung zwischen den Pfählen einer Gründung (Gruppenwirkung) und die Wechselwirkung zwischen der Lastabtragung durch die Pfähle und die der Gründungsplatte (kombinierte Pfahl-Platten-Gründung KPP) behandelt. Im folgenden wird unter Boden-Bauwerk-Wechselwirkung die infolge von äußeren Lasten auftretende Pfahlverschiebung und deren Rückwirkung auf das Tragwerk bzw. den Überbau verstanden. Einwirkungen aus dem Baugrund - wie etwa die negative Mantelreibung - werden nicht betrachtet.

Pauschale Angaben von zulässigen Setzungen und Setzungsunterschieden können die ausreichende "Nutzungsfähigkeit" eines Tragwerks sicherstellen; für die Berechnung des Tragwerks kann das Verhältnis zwischen der Steifigkeit des Tragwerks und der Nachgiebigkeit der Gründung nicht außer Betracht bleiben. Nach dem neuen Teilsicherheitskonzept sind - mit den Bezeichnungen nach DIN V 1054-100 - sowohl der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZ2 als auch der Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ1B zu untersuchen. Die Last-Verformungs-Beziehung des Tragwerks ist im GZ2 mit ausreichender Genauigkeit linear, im GZ1B nichtlinear. Die Last-Setzungs-Beziehung einer Pfahlgründung ist in beiden Grenzzuständen im Gegensatz zum Vorgehen bei flach gegründeten Fundamenten nichtlinear.

Maßgebend für den Einfluß der Pfahlsetzung auf das Tragwerk ist die Festlegung der Grenzlast bzw. des Grenzwiderstandes. In früheren Normen wurden Grenzsetzungen definiert, die Auswirkungen auf das Tragwerk im allgemeinen ausschlossen. Erstmals in der Bohrpfahlnorm DIN 4014 von 1990 wurde eine Grenzsetzung von 10 % des Pfahlfußdurchmessers angegeben, die zusätzliche Untersuchungen zum Setzungsverhalten im Gebrauchszustand erforderte. In ENV 1997-1 von 1995 werden keine Angaben zu Grenzsetzungen gemacht. Es wird lediglich darauf verwiesen, daß die Setzungen mit den in Abschnitt 2.4.6 qualitativ aufgelisteten "Grenzwerten für Bewegungen" zu vergleichen seien. In den deutschen Änderungsvorschlägen zu ENV 1997-1, Abschnitt 7, "Pfahlgründungen" vom Oktober 1997 (Auszug im Anhang A) wird für alle Pfahlssysteme eine Grenzsetzung von 10 % des Pfahlfußdurchmessers vorgeschlagen.

Damit können in Zukunft auch Verdrängungsbohrpfähle und Rammpfähle höher ausgelastet werden. Hinsichtlich der damit verbundenen größeren Setzungen wird jedoch der bisherige Erfahrungsbereich verlassen. Hinzu kommt, daß neben dem bisher allein betrachteten Gebrauchszustand GZ2 auch der Grenzzustand GZ1B mit den 1,35- bis 1,50-fachen Lasten untersucht werden muß, bei dem die Setzungen das bis zu 2,5-fache der Setzungen im GZ2 betragen können.

2. BERECHNUNG DER FEDERKONSTANTEN C VON PFÄHLEN

Bei der Tragwerksberechnung wird eine Nachgiebigkeit der Stützung durch Ansatz einer Feder berücksichtigt. Die Federkonstante C ist definiert als das Verhältnis von Pfahlbelastung zur Pfahlsetzung infolge dieser Belastung. Sie entspricht somit dem Sekantenmodul der Widerstand-Setzungs-Linie (WSL). Für das weitere Vorgehen ist eine mathematische Formulierung der WSL notwendig. Hierfür hat sich eine Hyperbel in folgender Darstellung als zweckmäßig erwiesen.

$$R = s / (a + s / R_b) \quad (1a)$$

bzw.

$$s = a \cdot R / (1 - R/R_b) \quad (1b)$$

mit

s [mm] = Setzung

R [MN] = Pfahlwiderstand

a [mm/MN] = Neigung der WSL im Ursprung

R_b [MN] = Bruchwiderstand für s = ∞

Die Gleichung für den Sekantenmodul C [MN / mm] lautet:

$$R/s = C = (1 - R/R_b) / a \quad (1c)$$

Die Federkonstante ist somit linear abhängig von R mit C_o = 1 / a im Ursprung der WSL und C = 0 für R = R_b.

Es zeigt sich allerdings, daß eine Hyperbel allein die gesamte WSL im allgemeinen nur unzureichend beschreibt. In (BEHNE, 1998), (BERGFELDER, 1996), (FRANKE, 1993) wird daher vorgeschlagen, die WSL durch zwei Hyperbeln für einen oberen Bereich (Index o) und einen unteren Bereich (Index u) zu ersetzen. Der Schnittpunkt der beiden Hyperbeln ergibt sich zu

$$s_s = (a_u - a_o) / (1 / R_{b,o} - 1 / R_{b,u}) \quad (2a)$$

bzw.

$$R_s = (a_u - a_o) / (a_u / R_{b,o} - a_o / R_{b,u}) \quad (2b)$$

Der Knick der WSL im Schnittpunkt kann nach (BERGFELDER, 1996) durch eine gemeinsame Tangente an beide Hyperbeln ausgeglichen werden, jedoch steht der damit verbundene Aufwand im allgemeinen zu keinem angemessenem Verhältnis zu dem Gewinn an "Genauigkeit".

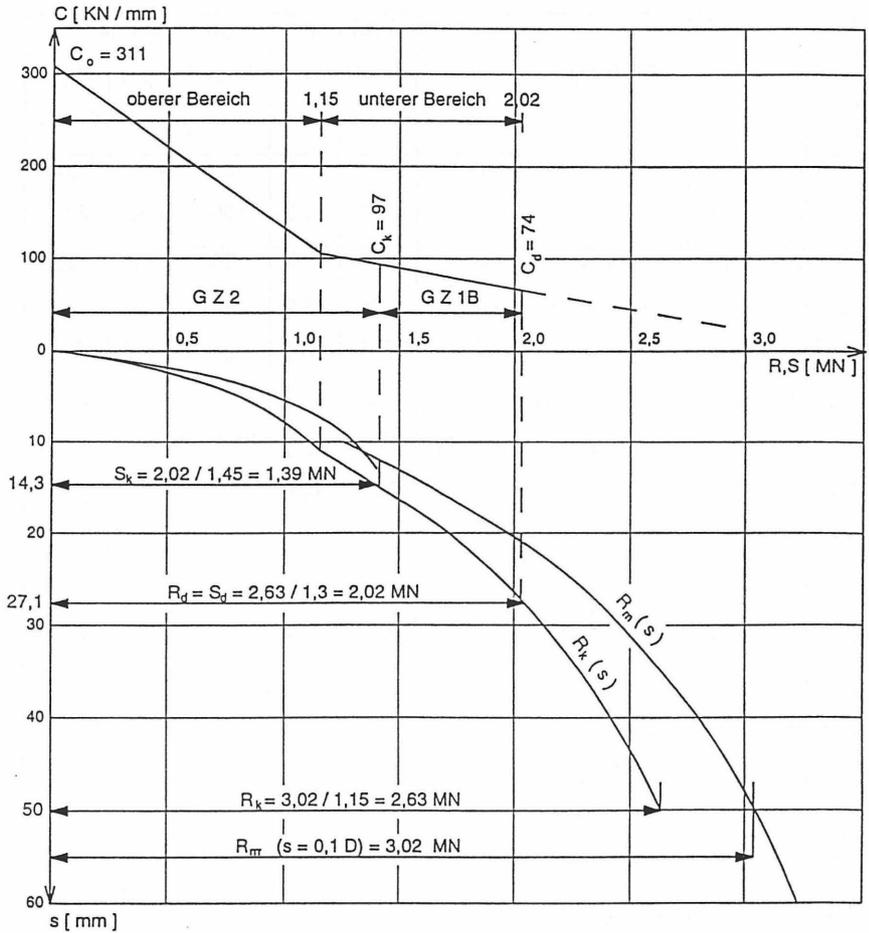


Bild 1: Widerstand-Setzungs-Linie für einen Schneckenbohrpfahl, D = 50 cm

In Bild 1 ist die WSL der Probelastung für einen Schneckenbohrpfahl D = 50 cm nach (BERGFELDER, 1996), bzw. Nr. 4 in Tab. 1 dargestellt. Der Grenzwiderstand bei einer Setzung von $s = 0,1 D = 50$ mm beträgt $R_m = 3,02$ MN. Die charakteristische WSL ergibt sich nach Anhang A bei einer Probelastung aus der Division der Widerstände durch 1,15 mit dem charakteristischen Grenzwiderstand $R_k = 2,63$ MN. Der Bemessungswert des Widerstandes R_d , der mindestens gleich dem Bemessungswert der Einwirkung S_d sein muß, folgt aus der Division durch $\gamma_p = 1,3$ nach Anhang A zu:

$$R_d = S_d = 2,63 / 1,3 = 2,02 \text{ MN}$$

Nr.	Pfahltyp		Probebel.		Hyperbelverfahren		
			max R MN	max s mm	D _{Fuß} cm	R _{grenz} s = 0,1 D, MN	R _{gr.k.}
1a.	Bohrpfahl	D _s /D _F = 1,10/1,53m	6,17	143	153	6,53	5,68
1b.	Bohrpfahl	D _s = 1,50 m	6,77	150	150	6,53	5,69
2a.	Bohrpfahl	tert.Sand, L=11,4 m	17,3	118	120	17,3	15,1
2b.	D _s =1,20 m	tert.Ton, L=21,4 m	9,00	93,2	120	9,02	7,84
3a.	SOB-Pfahl, kleines		5,00	30,0	55	6,44	5,60
3b.	Zentralrohr, D=55 cm	L _E =5,3m ¹⁾					
	SOB-Pfahl, gr. Zentralrohr, D=50 cm		3,40	69,0	50	3,03	2,63
5.	Strabag SVV-Pfahl, D = 41 cm		2,67	25,0	41	2,71	2,36
6.	Fundex-Pfahl, D=56 cm		2,86	18,3	56	3,69	3,21
7.	Atlas-Pfahl, D = 46/56 cm		3,00	12,2	56	4,22	3,67
8.	Franki-Pfahl, D _s /D _F = 50/90 cm		4,00	22,4	90	5,89	5,12
9.	Beton-Fertigpfahl 35 x 35 cm		1,50	20,9	40 ²⁾	1,53	1,33
10.	Rammpfahl PSt 350/12 - 9		2,52	20,7	41 ²⁾	3,17	2,76
11.	Rammpfahl PSp 400 S, 2 Flügel PSp 400 L		3,55	60	76 ²⁾	3,68	3,20
12.	Rammpfahl UP 164, 4 Flügel PSp 400 L		5,80	58	115 ²⁾	6,20	5,39
13.	Rammpfahl UP 164, je 4 Flügel PSp 400 L und IPE 400		5,60	58,7	131 ²⁾	6,53	5,68

Tabelle 1: Federkonstanten aus Probebelastungen

¹⁾ Einbindelänge in den tragfähigen Boden

²⁾ Durchmesser des Ersatzkreises der Pfahlfußfläche

	$R_d=S_d$	$s(S_d)$	S_k	$s(S_k)$	Federkonstante			$C(S_k)$	$C(S_d)$
	$\gamma_R=1,3$		$\gamma_S=1,45$		kN/mm				
	MN	mm	MN	mm	$C(S=0)$	$C(S_k)$	$C(S_d)$	$C(S=0)$	$C(S_k)$
1a.	4,37	98,0	3,01	53,7	106	56	45	0,53	0,80
1b.	4,38	86,4	3,02	43,6	152	69	51	0,45	0,74
2a.	11,59	55,7	7,99	27,2	870	294	208	0,34	0,71
2b.	6,03	4,91	4,16	2,34	2990	1780	1230	0,60	0,69
3a.	4,31	29,4	2,97	15,4	510	193	147	0,38	0,76
3b.	3,25	22,0	2,24	10,8	720	207	148	0,29	0,71
4.	2,02	27,1	1,39	14,3	311	97	74	0,31	0,77
5.	1,82	15,8	1,26	7,4	510	170	115	0,33	0,68
6.	2,47	17,7	1,70	7,6	470	224	140	0,48	0,63
7.	2,82	15,4	1,94	6,35	930	306	183	0,33	0,60
8.	3,94	30,1	2,72	13,4	660	203	131	0,31	0,65
9.	1,02	4,44	0,70	2,20	510	318	230	0,62	0,72
10.	2,12	17,6	1,46	8,3	340	176	120	0,52	0,68
11.	2,46	23,5	1,70	10,1	217	168	105	0,78	0,62
12.	4,15	21,9	2,86	10,6	435	270	189	0,62	0,70
13.	4,37	39,6	3,01	18,0	272	167	110	0,61	0,66

Der charakteristische Wert der Einwirkung - die frühere zulässige Pfahlbelastung - ist $S_k = S_d / \gamma_S$. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_S für die Einwirkung beträgt $\gamma_G = 1,35$ für die ständigen und $\gamma_Q = 1,50$ für die veränderlichen Einwirkungen. Der globale Sicherheitsbeiwert liegt somit zwischen

$$\min \gamma_{\text{Global}} = 1,35 \cdot 1,3 \cdot 1,15 = 2,02$$

und

$$\max \gamma_{\text{Global}} = 1,50 \cdot 1,3 \cdot 1,15 = 2,40$$

In dem Beispiel Bild 1 wurde ungünstig $\gamma_s = 1,45$ angenommen, d.h. 2/3 der Pfahlbelastung rühren aus veränderlichen Einwirkungen.

Die Federkonstante ist in Bild 1 in Abhängigkeit von S, bzw. R aufgetragen. Sie vermindert sich von $C_o = 311$ kN/mm für $S = 0$ auf $C_k = 97$ kN/mm für S_k . Unter Wirkung der Bemessungslasten nimmt die Federkonstante weiter auf $C_d = 74$ kN/mm ab. Die Grenze zwischen GZ2 und GZ1B liegt im vorliegenden Fall im unteren Bereich, sie kann aber durchaus auch im oberen Bereich liegen.

Wie auch in (BEHNKE, 1998) erwähnt, ist die WSL im Anfangsbereich sehr empfindlich bei der Auswertung nach dem Hyperbelverfahren. In dem Beispiel Bild 1, wie auch in (FRANKE, 1993) und (BEHNKE, 1998) ergeben sich $a_o < a_u$ und $R_{b, o} < R_{b, u}$. Dies bedeutet anschaulich, daß die Federkonstante bei zunehmender Last im oberen Bereich stärker abnimmt als im unteren Bereich. Bei der Auswertung der Probelastungen für Tabelle 1 ergab sich in einigen Fällen auch der umgekehrte Fall. Es ist nicht auszuschließen, daß dies nicht nur mit der Auswertungsgenauigkeit zu tun hat, sondern evtl. auch vom Pfahlsystem und dem Baugrund abhängt. Es sei noch darauf hingewiesen, daß der Fall $R_{b, o} = \infty$ einer geraden WSL im oberen Bereich entspricht.

Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, die Hyperbelkonstanten nicht wie üblich in einem $s / R - s -$ Koordinatensystem, sondern in einem $R / s - R -$ Koordinatensystem nach Gl (1c) zu ermitteln. R_b ist dann der Schnittpunkt mit der R-Achse, der Schnittpunkt mit der $R / s -$ Achse entspricht $C_o = 1 / a$.

In Tabelle 1 sind die Auswertungsergebnisse von Probelastungen verschiedenster Pfahlsysteme zusammengestellt. Mit einer Ausnahme wurden bewußt keine Angaben zu den Baugrundverhältnissen gemacht. Auswahlkriterium war vielmehr das Erreichen einer großen Setzung von möglichst 0,1 D bei der Probelastung. Dies wird im allgemeinen nur bei Probelastungen für Forschungszwecke angestrebt. In baupraktischen Fällen werden Probelastungen abgebrochen, wenn eine Grenzlast mit ausreichendem Sicherheitsabstand zur erforderlichen Gebrauchslast erreicht ist. Wenn die Grenzsetzung von 0,1 D nicht erreicht wurde, wurde der Grenzwiderstand aus der Ersatzhyperbel ermittelt.

Die Reihenfolge der Probelastungen in Tabelle 1 wurde bewußt nicht etwa nach der Tragfähigkeit sondern nach dem Pfahlsystem gewählt.

- | | |
|------------|---|
| Nr. 1 - 2: | Großbohrpfähle |
| Nr. 3: | Bohrpfahl mit kleinem Zentralrohr |
| Nr. 4: | Teilverdrängungsbohrpfahl |
| Nr. 5-7: | Vollverdrängungsbohrpfähle |
| Nr. 8: | Ortbetonrampfpfahl |
| Nr. 9: | Beton-Fertigpfahl |
| Nr. 10-13: | Stahlrampfpfähle mit zunehmender Anzahl von Flügeln |

Das Ziel der Auswertung war eine Abschätzung der Veränderlichkeit der Federkonstanten. Es zeigt sich, daß im Gebrauchszustand GZ2 die Steifigkeit im ungünstigsten Fall auf 30 % der Anfangsfedersteifigkeit abnimmt. Bei einer Laststeigerung auf die γ_S -fachen Werte im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ1B fällt die Steifigkeit im ungünstigsten Fall auf 60 % der Steifigkeit des GZ2 ab.

In einigen Fällen ergab sich für den Grenzwiderstand bei $s = 0,1 D$ nach dem Hyperverfahren ein erheblicher höherer Wert, als er in der Probelastung erreicht wurde. Bei geringeren Grenzwiderständen werden jedoch beide Bereiche und somit auch die Abnahmen der Federkonstanten kleiner, so daß Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen. Es wäre jedoch wünschenswert, die Aussagen durch systematische Auswertung weiterer Probelastungen und Pfahlsysteme auf eine breitere Basis zu stellen.

3. DURCHLAUFTRÄGER ÜBER ZWEI FELDER

3.1 Berechnung im Gebrauchszustand GZ2

Die qualitativen Auswirkungen einer elastischen Stützung werden am einfachsten statisch unbestimmten System des Zweifeldträgers erläutert. In Bild 2 sind die jeweils für das Stützmoment und das Feldmoment ungünstigsten Pfahlverteilungen und Belastungen dargestellt.

Bei einem Pfahl unter dem Endauflager und vier Pfählen unter der Mittelstütze nach Bild 2a sind letztere nicht ausgelastet, d.h. sie setzen sich weniger als die Endpfähle. Bei einem steifen Überbau werden dadurch die Endauflager entlastet, was sich in einer Erhöhung des Absolutwertes des Stützmomentes auswirkt. Wenn die Federsteifigkeit bei abnehmender Pfahlauslastung ansteigt, wird dieser Effekt noch verstärkt. Im ungünstigsten Fall nach Tabelle 1 von $C(S_k) = 0,3 C_0$ ($S = 0$) steigt das Verhältnis der Steifigkeit von $1 : 4 : 1$ auf $1 : 5,5 : 1$.

Für das maximale Feldmoment ist die Pfahlanordnung und die Belastung nach Bild 2b am ungünstigsten. In diesem Fall sind die Endpfähle nicht ausgelastet, d.h. sie setzen sich weniger als der Pfahl der Mittelstützung. Bei einem steifen Überbau werden die Lasten auf die Endpfähle umgelagert und das Feldmoment wird vergrößert. Bei einer lastabhängigen Federkonstanten ändert sich das Verhältnis $1 : 1 : 1$ ungünstig auf bis zu $1,6 : 1 : 1,9$.

Der Einfluß einer nachgiebigen Stützung beim Zweifeldträger kann in Abhängigkeit von drei dimensionslosen Kennwerten dargestellt werden. Dominierend ist der Systemkennwert

$$K = E \cdot I / L^3 \cdot C_B \quad (3a)$$

mit $E \cdot I$ = Biegesteifigkeit
 L = Stützweite
 C_B = Federkonstante der Mittelstützung.

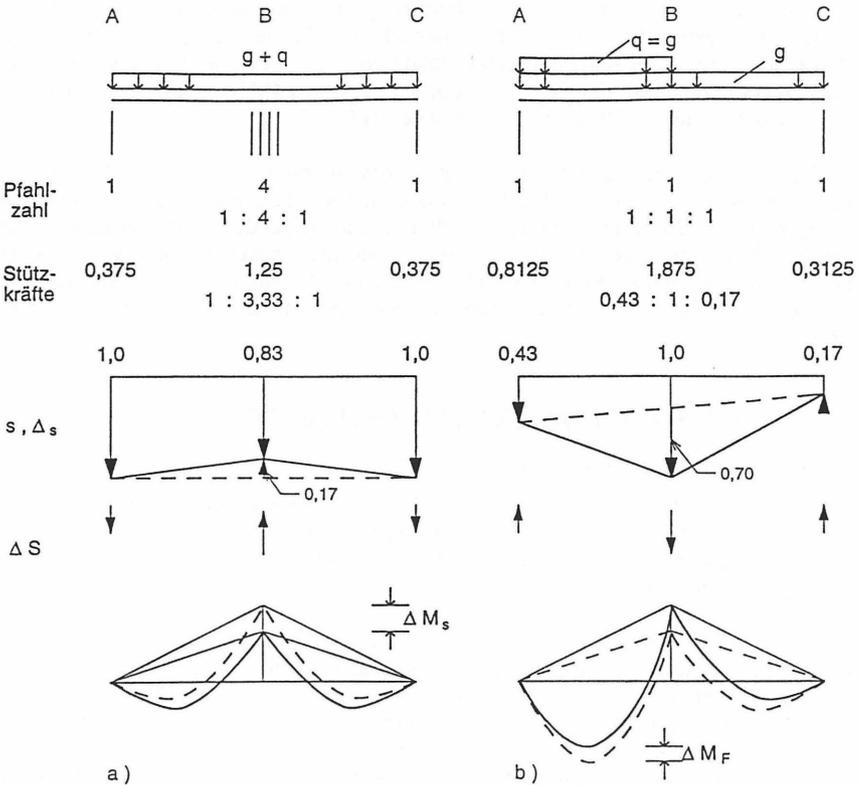


Bild 2: Zweifeldträger mit der jeweils ungünstigsten Pfahlverteilung und Belastung für das Stützmoment (Fall a) und das Feldmoment (Fall b)

Außerdem sind noch die Verhältniswerte der Federkonstanten der Mittelstütze zu denen der Endstützen von Bedeutung

$$\alpha = C_B / C_A \quad (3b)$$

$$\gamma = C_B / C_C \quad (3c)$$

Der Einfluß auf die Schnittkräfte nimmt mit wachsendem Systemkennwert K zu. Wenn man einen Fehler von 5 % bei der Schnittkraftermittlung toleriert, kann bei Unterschreitung von

$$\text{grenz } K = 0,003 \quad (4)$$

auf eine Berücksichtigung der Pfahnachgiebigkeit verzichtet werden. Hiermit sind Pfahlverteilungen von 1:1:1 bis 1:4:1 und eine Veränderlichkeit der Federkonstan-

ten C ($S_k \geq 0,3 C_o$ ($S = 0$)) abgedeckt. Außerdem wird vorausgesetzt, daß sich die Bodenverhältnisse benachbarter Stützen nicht wesentlich unterscheiden. Eine genauere Abgrenzung ist mit der Tabelle B1 im Anhang B möglich. Es zeigt sich, daß eine Berücksichtigung der Pfahlnachgiebigkeit nur in seltenen Fällen erforderlich sein wird.

Beim Plattenbalkenquerschnitt ist wegen der unterschiedlichen mitwirkenden Plattenbreiten das Trägheitsmoment I_F im Feld größer als das Trägheitsmoment I_S über der Stütze. Mit ausreichender Genauigkeit kann mit einem mittleren Trägheitsmoment

$$I_m = I_F / (0,6 + 0,4 \cdot I_F / I_S) \quad (6)$$

gerechnet werden.

Der Einfluß der Pfahlnachgiebigkeit auf die Pfahlkräfte ist wesentlich geringer als auf die Biegemomente. Die maximalen Pfahlkräfte nehmen grundsätzlich ab, der Einfluß auf die Menge der Bewehrung ist nur von Bedeutung, wenn die Pfähle unterschiedlich bewehrt werden.

Die Nachgiebigkeit der Stützung kann näherungsweise berücksichtigt werden, indem die Pfahlkopfverschiebungen als Setzungen auf das starr gestützte System aufgebracht werden. Für den Zweifeldträger bedeutet das:

$$\Delta s_B = s_B - (s_A + s_C) / 2 \quad (5a)$$

$$\Delta A = 3 \Delta s_B \cdot E \cdot I / L^3 = 3 \Delta s_B \cdot K \cdot C_B \quad (5b)$$

$$\Delta B = -2 \Delta A \quad (5c)$$

Diese Näherung liegt immer auf der sicheren Seite. Das Vorgehen wird an einem Beispiel im Anhang C gezeigt. Eine genauere iterative Rechnung ist auch unter dem Gesichtspunkt der mit Unsicherheiten behafteten Ausgangsgrößen nur in Ausnahmefällen sinnvoll.

3.2 Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ1B

Nach Tabelle 1 nimmt die Federkonstante in GZ1B gegenüber dem GZ2 im ungünstigsten Fall auf 60 % ab. Andererseits nimmt jedoch auch die Biegesteifigkeit des Tragwerkes im GZ1B stark ab gegenüber dem als ungerissen angenommenen Querschnitt, der den Berechnungen im GZ2 zugrunde liegt. Bild 3 zeigt eine starke Abhängigkeit dieses Verhältniswertes von dem Bewehrungsgehalt ρ . In Bild 3 sind für die gängigen Betonfestigkeitsklassen der DIN V ENV 1992-1-1 die maximalen Bewehrungsgehalte in Abhängigkeit von dem Verhältnis Betondruckzonenhöhe x zu Nutzhöhe d eingetragen. $x/d = 0,45$ ist der Grenzwert für den Nachweis des Rotationsvermögens nach 2.5.3.4.2 (3) und $x/d = 0,617$ der Grenzwert für die Anordnung von Druckbewehrung. Bei Plattenbalken ist der Verhältniswert der Biegesteifigkeiten im Feld etwas größer und über der Stütze etwas kleiner.

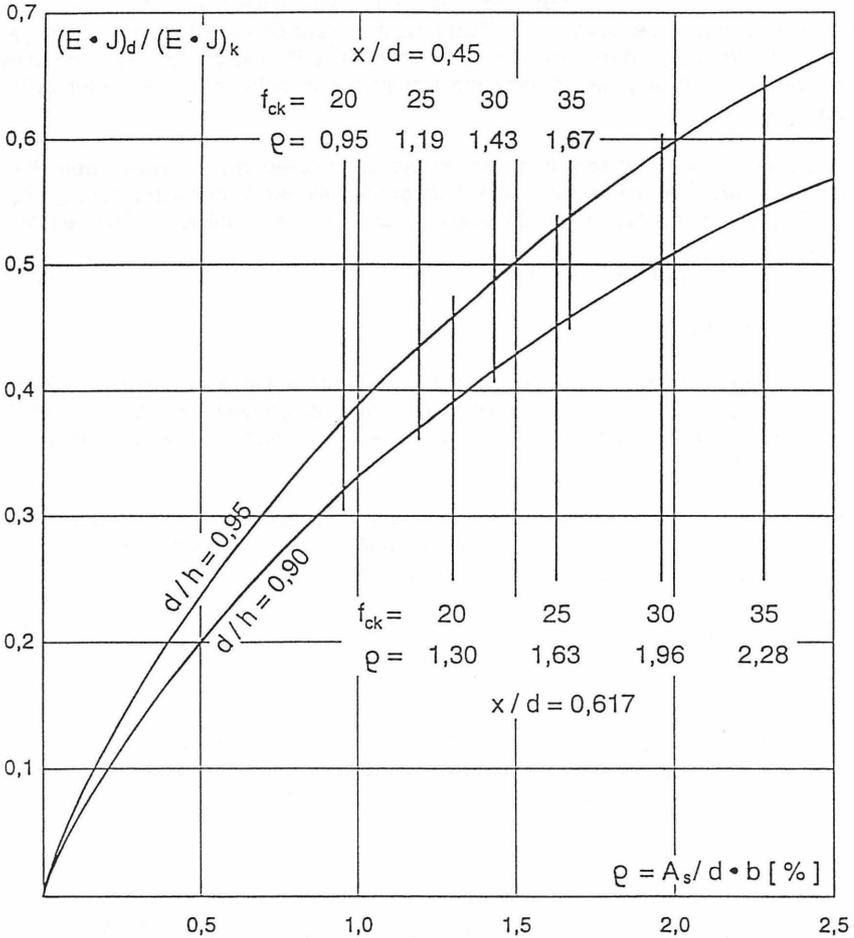


Bild 3: Verhältnis der Biegesteifigkeit eines Rechteckquerschnittes ohne Druckbewehrung im GZ1B zu der im GZ2 in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt

In jedem Fall liegt der Verhältniswert der Biegesteifigkeit jedoch unter 0,60. Daraus folgt, daß der Systemkennwert K im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ1B immer kleiner ist, als im Gebrauchszustand GZ2. Somit ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit keine zusätzliche Berechnung des Tragwerkes erforderlich. Die Bemessungsschnittkräfte können wie üblich durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_s für die Einwirkungen ermittelt werden.

Diese Aussage gilt nicht für vorgespannte Tragwerke. Außerdem wären weitere Untersuchungen zur Auswirkung einer Momentenumlagerung wünschenswert.

4. DER DURCHLAUFTRÄGER ÜBER MEHRERE FELDER

Beim Durchlaufträger mit unendlich vielen Feldern sind die Stützkräfte infolge Eigengewicht und infolge veränderlicher Lasten in feldweiser Anordnung für das maximale Feldmoment gleich. Damit treten keine Setzungsdifferenzen auf. Bei der Lastanordnung für das maximale Stützmoment setzt sich die betrachtete Stütze stärker als die Nachbarstützen; das Stützmoment verringert sich. Untersuchungen zum Einfluß der Pfahlnachgiebigkeit erübrigen sich.

Dies gilt nicht für die Endfelder und Durchlaufträger mit bis zu fünf Feldern. Es ist zu vermuten, daß der Grenzwert $K = 0,003$ nach Gl. (4) auch diese Fälle abdeckt. Hierzu wären jedoch weitergehende Untersuchungen erforderlich, die auch unterschiedliche Stützweiten beinhalten sollten.

5. DER ELASTISCH GEBETTETE TRÄGER

Ein auf Pfählen gegründeter Kranbahnbalken ist nach den EAU 1996, E120, Abschnitt 6.16.2.2 als elastischer Balken auf elastischer Stützung zu rechnen. Zur Abschätzung des Tragverhaltens kann wegen des im allgemeinen geringen Pfahlabstandes L die Stützung als kontinuierlich angenommen werden, d.h. die Federkonstante wird durch den Pfahlabstand geteilt. Damit ergibt sich die bekannte elastische Länge als Kenngröße eines elastisch gebetteten Trägers

$$L_{-el} = \left(\frac{4 \cdot E \cdot J}{C/L} \right)^{0,25}$$

Durch Erweiterung des Klammersausdruckes mit L^3 läßt sich die elastische Länge auf den Systemkennwert K nach Gl. (3a) zurückführen.

$$L_{-el} = \sqrt{2} \cdot K^{0,25} \cdot L$$

Für eine wandernde Einzellast Q wird:

$$\begin{aligned} \text{max. Pfahlkraft} &= 0,354 \cdot Q / K^{0,25} \\ \text{max } M &= 0,354 \cdot Q \cdot K^{0,25} \cdot L \\ \text{min } M &= - 0,074 \cdot Q \cdot K^{0,25} \cdot L \end{aligned}$$

Mit zunehmender Biegesteifigkeit des Kranbahnbalkens und abnehmender Steifigkeit der Pfähle vermindern sich die Pfahlkräfte und vergrößern sich die Biegemomente. Der steife Balken verteilt also die Last auf mehrere Pfähle, womit naturgemäß Biegemomente verbunden sind.

Die Fahrwerke moderner Verladebrücken weisen unter den Stützen in der Regel acht bis zehn Laufräder auf, so daß zwischen den Puffern näherungsweise mit einer Gleichstreckenlast gerechnet werden kann. Aus Bild 4 kann man die Pfahlkraft P und das maximale Biegemoment des Kranbahnbalkens in Abhängigkeit von

$$\begin{aligned} a &= \text{Länge zwischen den Puffern} \\ L &= \text{Pfahlabstand} \\ L_{-el} &= \text{Elastische Länge} \end{aligned}$$

entnehmen.

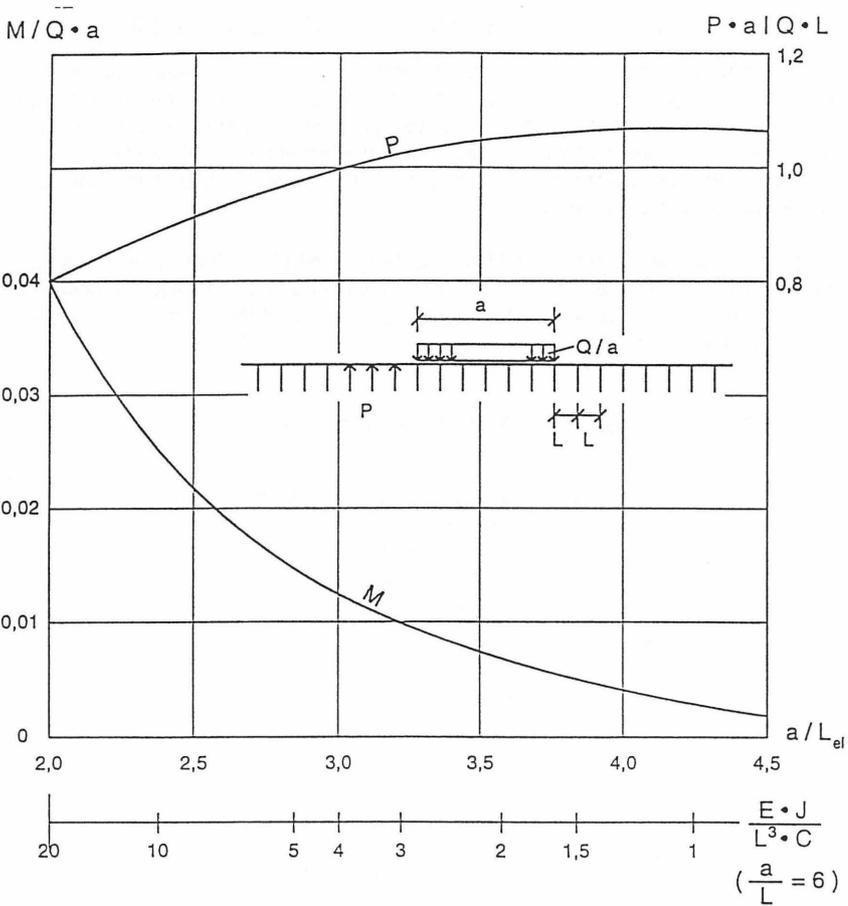


Bild 4: Abhängigkeit der Pfahlkräfte und Momente eines Kranbahnbalkens von der Belastungslänge a und der elastischen Länge L_{el}

In dem praktisch interessanten Bereich von $a/L_{el} = 2,5$ bis $4,0$ beträgt die maximale Pfahlkraft 91 % bis 106 % der anteiligen Belastung, das maximale Biegemoment verringert sich um rd. 80 %.

Sehr anschaulich kann man diese große Abhängigkeit von der Systemsteifigkeit auch aus Bild 5 für das Verhältnis $a/L = 6$ entnehmen.

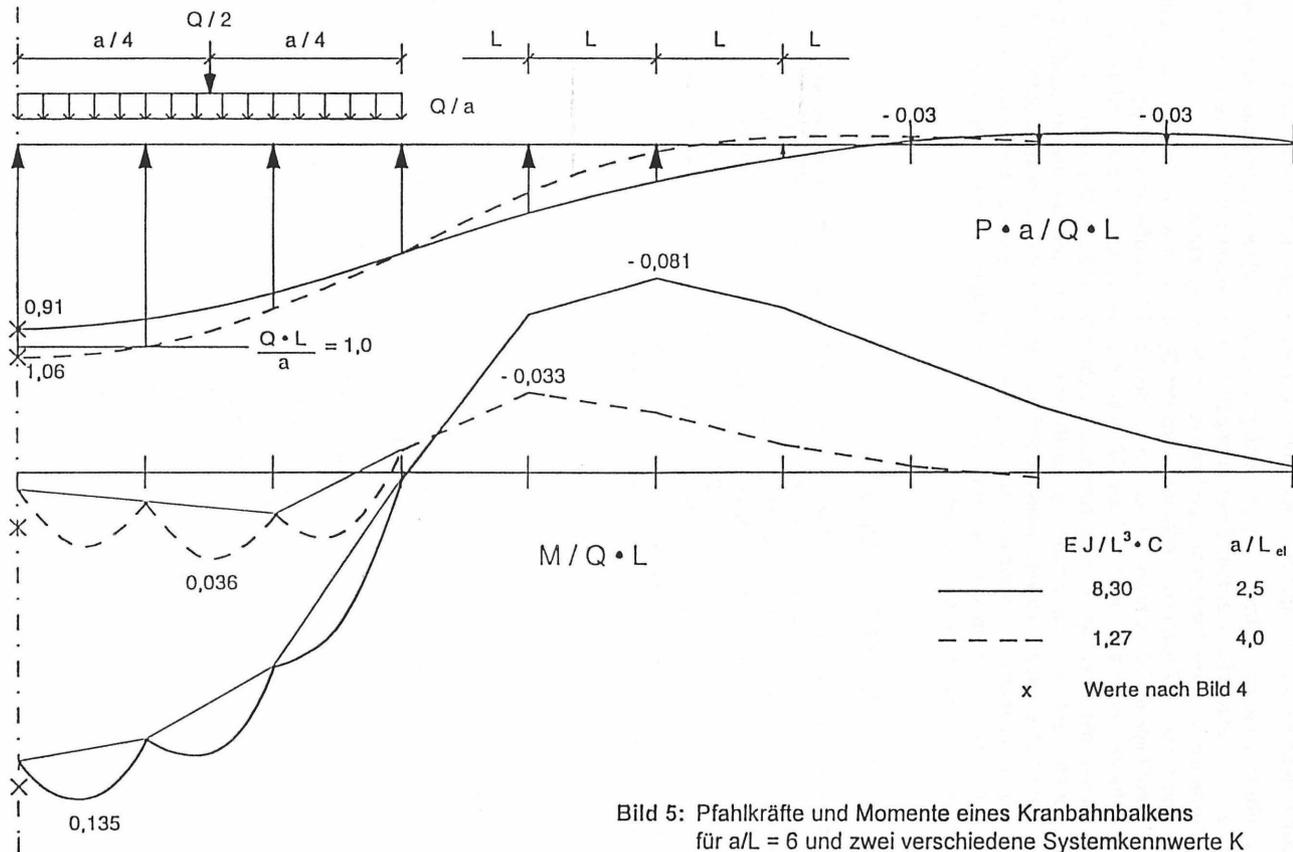


Bild 5: Pfahlkräfte und Momente eines Kranbahnbalkens für $a/L = 6$ und zwei verschiedene Systemkennwerte K

Als Ergebnis können folgende allgemeingültigen Aussagen gemacht werden:

- Wenn keine betrieblichen Gründe maßgebend sind, sollten Kranbahnbalken nicht zu steif entworfen werden. Einer geringen Verminderung der Pfahllasten stehen erheblich größere Kosten für den Kranbahnbalken gegenüber.
- Wie schon in Abschnitt 3 erläutert, wird der Systemwert K im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZ 1B kleiner. Dadurch werden die Pfahlkräfte geringfügig über das γ_S -fache hinaus ansteigen und der GZ1B kann bemessungsentscheidend werden.
- Wegen der "vorwiegend nicht ruhenden" Belastung und des Vorzeichenwechsels der Momente wird bei Ermittlung der Bewehrung des Kranbahnträgers häufig der Betriebsfestigkeitsnachweis maßgebend. Hierbei kann die Federkonstante für die Wiederbelastung C_w angesetzt werden, die näherungsweise der Anfangsfederkonstanten C_o entspricht. Hierdurch werden die Momente für den Betriebsfestigkeitsnachweis erheblich verringert.

6. ZUSAMMENFASSUNG

Bei steifen, pfahlgegründeten Tragwerken treten Lastumlagerungen auf, die durch die Nichtlinearität der WSL erheblich vergrößert werden können. Die Auswirkungen auf die Pfahlbemessung sind gering, bei der Tragwerksbemessung dürfen sie nicht ohne weiteres vernachlässigt werden. Die Tragwerksberechnungen können im GZ2 durchgeführt werden, die Bemessungsschnittkräfte können durch Multiplikation mit den Lastsicherheitsbeiwerten γ_S ermittelt werden. Die vorgestellten Überlegungen sollten in erster Linie als Hinweise betrachtet werden. Weitere Untersuchungen, verbunden mit Parameterstudien, wären wünschenswert.

Literaturhinweise

- BEHNE, D.; VON BLOH, G.: Tragfähigkeitsermittlung von Pfahlgründungen durch Drucksondiererergebnisse, Vorträge der Baugrundtagung 1998 in Stuttgart
- BERGFELDER, J.: Pfahlgründungen und verankerte Platten, Teil 1: Zum Tragverhalten von Pfählen unter Druck- und Querbelastrung, Baugrundtagung 1996 in Berlin, Spezialsitzung "Nachweis der Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk nach DIN V ENV 1997-1 und DIN V 1054-100
- FRANKE, E.: Design of bored piles, including negative skin friction and horizontal loading, Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on deep Foundations on bored and Auger Piles, Ghent/Belgium, 1993.

Fundstellen der Probelastungen der Tabelle 1

1. FRANKE, E.; GARBRECHT, D.: Drei Serien von Probelastungen an Großbohrpfählen in Sand, Mitt.Bl. d.BAW (1977) Nr. 41, (Pfähle Nr. 6 und 7)
2. SCHMIDT, H.G.; HETTLER, A.: Probelastungen an zwei Großbohrpfählen im Bereich einer Verwerfungszone, Bautechnik 1989, H. 6 und Unterlagen von Herrn Dr. Schmidt, B+B
3. Unterlagen von Herrn Dr. Stocker, Firma Bauer
- 4., 5., 9. Eigene Unterlagen
- 6., 10. Unterlagen von Herrn Dr. Miller, Strom- und Hafengebäude Hamburg
- 7., 8. Unterlagen von Herrn Brieke, Franki-Grundbau GmbH
- 11., 12. CONRAD, C.; OBEN, H.; Meseck, H.: Statische und dynamische Probelastungen beim Bau der Containerkaje Bremerhaven Nord, Bautechnik 1984, H. 1 und 2 und Unterlagen von Herrn Dr. Meseck, Baugrund Berlin
13. SCHENCK, W.: Bau der Stromkaje für das Containerkreuz Bremerhaven Bautechnik 1975, H. 7

ANHANG A

Auszug aus den "Änderungsvorschlägen zu ENV 1997-1 Abschnitt 7, Pfahlgründungen" vom Oktober 1997

Einwirkungen

Es wird vorausgesetzt, daß in ENV 1997-1 im Abschnitt Einwirkungen für Pfahlgründungen folgende Regelungen aufgenommen werden (nach deutscher Stellungnahme von 02.05.1997).

Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand 1 (GZ 1):

Lastfall	LF 1	LF 2	LF 3
Ständige Einwirkungen γ_G	1,35	1,20	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen γ_Q	1,50	1,30	1,00

7.6.2 Pfahlwiderstände aus Probelastungen

(5) Wenn der charakteristische Wert R_k des Grenzzustands des Pfahlwiderstands aus gemessenen Werten R_m von einer oder mehreren Probelastungen abgeleitet wird, muß ein Abschlag zur Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Baugrundes und der Herstellungseinflüsse vorgesehen werden. Mindestens müssen die beiden Bedingungen (a) und (b) der Tabelle 7.1 in der Gleichung erfüllt sein.

$$R_{1k} = R_{1m} / \xi$$

Tabelle 7.1: Anpassungsfaktoren ξ zur Ermittlung von R_k

Anzahl der Probelastungen	1	2	>2
a) Faktor ξ bezogen auf den Mittelwert von R_m	[1,15]	[1,10]	[1,05]
b) Faktor ξ bezogen auf den Kleinstwert von R_m	[1,15]	[1,05]	[1,00]

(6) Die Anpassungsfaktoren ξ sind auch auf die Mittelwerte bzw. auf den Kleinstwert des gesamten Widerstands-Setzungs- bzw. Widerstands-Hebungs-Linie anzuwenden. Man erhält dann die charakteristische Widerstands-Setzungs- bzw. Widerstands-Hebungs-Linie.

$$R_{k(s)} = \frac{R_{m(s)}}{\xi}$$

(7) Sofern aus Pfahlprobelastungen an Druckpfählen die Tragfähigkeit an der Widerstands-Setzungs-Linie nicht eindeutig zu erkennen ist, gilt

$$s_1 = 0,1 \cdot D_F \quad (D_F = \text{Pfahlfußdurchmesser})$$

$$R_{1m} = R_m(s_1)$$

7.6.6 Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZ 1) eines Einzelpfahles

Eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen eines axial belasteten Einzelpfahles ist gegeben, wenn die Bedingung

$$S_{1d} \leq R_{1d}$$

erfüllt ist.

Zum Bemessungswert der Einwirkungen siehe Abschnitt x.

Der Bemessungswert des Widerstandes des Einzelpfahles im GZ 1 ergibt sich zu

$$R_{1d} = \eta \cdot R_{1k} / \gamma_p$$

mit

$$R_{1k} \text{ bzw. } R_{1k} = R_{bk}(s_1) + R_{sk}(s_1)$$

nach Abschnitt 7.6.2 bis 7.6.5.

Der Anpassungsfaktor η berücksichtigt Widerstandseinflüsse, z.B. Pfahltragverhalten bei zyklischen oder dynamischen Einwirkungen und wird im Normalfall zu $\eta = 1$ gesetzt.

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_p ist Tabelle 7.x zu entnehmen.

Tabelle 7.x: Teilsicherheitswerte für axial belastete Einzelpfähle im GZ 1

Lastfall	LF 1	LF 2	LF 3
Pfahlwiderstand auf Druck bei Pfahlprobelastungen γ_p	[1,30]	[1,30]	[1,30]

ANHANG B

$M_F, q = 0$

α	$\gamma = \alpha$
3,00	39,4
2,75	17,7
2,50	11,4
2,25	8,4
2,00	6,7
1,75	5,5
1,50	4,7
1,25	4,1
1,00	3,7
0,75	3,3
0,50	3,0

$M_F, q = 0,5 \text{ g}$

$\alpha \backslash \gamma$	3,00	2,75	2,50	2,25	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
3,00	59,0	38,3	28,3	22,5	18,6	15,9	13,9	12,3	11,1	10,1	9,2
2,75		24,0	19,7	16,7	14,5	12,8	11,4	10,3	9,4	8,7	8,1
2,50			15,1	13,2	11,8	10,6	9,7	8,9	8,2	7,7	7,2
2,25				11,0	10,0	9,1	8,4	7,8	7,3	6,8	6,4
2,00					8,6	8,0	7,5	7,0	6,6	6,2	5,9
1,75						7,1	6,7	6,3	5,9	5,6	5,4
1,50							6,0	5,7	5,4	5,2	5,0
1,25								5,3	5,0	4,8	4,6
1,00									4,7	4,5	4,3
0,75										4,2	4,0
0,50											3,8

$M_F, q = \text{g}$

$\alpha \backslash \gamma$	3,00	2,75	2,50	2,25	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
3,00	80,0	53,3	40,0	32,0	26,7	22,9	20,0	17,8	16,0	14,5	13,3
2,75		29,1	24,6	21,3	18,8	16,8	15,2	13,9	12,8	11,9	11,0
2,50			17,8	16,0	14,5	13,3	12,3	11,4	10,7	10,0	9,4
2,25				12,8	11,9	11,0	10,3	9,7	9,1	8,6	8,2
2,00					10,0	9,4	8,9	8,4	8,0	7,6	7,3
1,75						8,2	7,8	7,4	7,1	6,8	6,5
1,50							7,0	6,7	6,4	6,2	5,9
1,25								6,0	5,8	5,6	5,4
1,00									5,3	5,2	5,0
0,75										4,8	4,6
0,50											4,3

M_S

α	$\gamma = \alpha$
4,00	9,8
4,25	6,8
4,50	5,2
4,75	4,3
5,00	3,6
5,25	3,1
5,50	2,7

Tabelle B1: Grenzwerte 1000 K nach Gl. (3a), bei deren Überschreitung der Fehler bei der Momentenermittlung mehr als 5 % beträgt, in Abhängigkeit von α und γ nach Gl. (3b, c).

ANHANG C

Beispiele für einen Zweifeldträger

Für Belastung und Biegesteifigkeit des Trägers wurden extreme Annahmen getroffen, um die Auswirkungen deutlich zu machen.

Kennwerte des Tragwerks:

$$L = 10,0 \text{ m}, \quad E \cdot J / L^3 = 4,0 \text{ MN/m}$$

Kennwerte des Pfahles:

Charakteristische WSL eines Schneckenbohrpfahles $D = 50 \text{ cm}$, Tab. 1, Nr. 4

$$R \text{ [MN]}, \quad s \text{ [mm]}, \quad C \text{ [MN/mm]}$$

oberer Bereich

unterer Bereich

$$R = s / (3,22 + s / 1,74)$$

$$R = s / (6,79 + s / 4,09) \quad (1a)$$

$$s = 3,22 \cdot R / (1 - R / 1,74)$$

$$s = 6,79 \cdot R / (1 - R / 4,09) \quad (1b)$$

$$C = (1 - R / 1,74) / 3,22$$

$$C = (1 - R / 4,09) / 6,79 \quad (1c)$$

Schnittpunkt der beiden WSL

$$s_s = 10,81 \text{ mm}, \quad R_s = 1,146 \text{ MN}$$

Äußere Tragfähigkeit:

$$\text{grenz } s = 50 \text{ mm} \Rightarrow R_k = 50 / (6,79 + 50 / 4,09) = 2.630 \text{ MN}$$

$$S_d \leq R_d = 2,630 / 1,30 = 2,023 \text{ MN}$$

Beispiel 1 für das Feldmoment

$$\text{Pfahlzahl: } n_A : n_B : n_C = 1 : 2 : 1$$

$$\text{Belastung: } g = 110 \text{ kN/m}, \quad g_d = 110 \cdot 1,35 = 148,5 \text{ kN/m}$$

$$q = 110 \text{ kN/m}, \quad q_d = 110 \cdot 1,50 = 165,0 \text{ kN/m}$$

Maximale Pfahlbelastungen:

$$\max A_d = (0,375 \cdot 148,5 + 0,4375 \cdot 165,0) \cdot 10,0 = 1279 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } n = 1,279 / 2,023 = 0,63 < 1$$

$$\max B_d = 1,25 (148,5 + 165,0) \cdot 10,0 = 3919 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } n = 3,919 / 2,023 = 1,94 < 2$$

Nachweis im GZ2 für das Feldmoment am starr gestützten System:

$$\max A = (0,375 \cdot 110 + 0,4375 \cdot 110) \cdot 10,0 = 894 \text{ kN, oberer Bereich}$$

$$C_A = (1 - 0,894 / 1,74) / 3,22 = 0,151 \text{ MN/mm}$$

$$\text{zug B} = (1,25 \cdot 110 + 0,625 \cdot 110) \cdot 10,0 = 2063 \text{ kN}$$

$$\text{je Pfahl: } 2063 / 2 = 1031 \text{ kN, oberer Bereich}$$

$$C_B = 2 (1 - 1,031 / 1,74) / 3,22 = 0,253 \text{ MN/mm}$$

$$\text{zug C} = (0,375 \cdot 110 - 0,0625 \cdot 110) \cdot 10,0 = 344 \text{ kN, oberer Bereich}$$

$$C_C = (1 - 0,344 / 1,74) / 3,22 = 0,249 \text{ MN/mm}$$

$$M_{F, \text{starr}} = A^2 / 2(g + q) = 1816 \text{ kNm}$$

Nachweis der Systemsteifigkeit:

$$K = 4,0 / C_B = 4,0 / 253 = 0,0158 > 0,003$$

$$\text{Nach Tabelle B1, } M_F, q = g: \quad \alpha = 0,253 / 0,151 = 1,68$$

$$\gamma = 0,253 / 0,249 = 1,02$$

$$\text{grenz } K = 0,0069 < 0,0158 \Rightarrow \text{Fehler bei starrer Stützung } > 5 \%$$

Näherung nach Gl. (5a, b, c):

$$s_A = 0,896 / 0,151 = 5,92 \text{ mm}$$

$$s_B = 2,063 / 0,253 = 8,15 \text{ mm}$$

$$s_C = 0,344 / 0,249 = 1,38 \text{ mm}$$

$$\Delta s_B = 8,15 - (5,92 + 1,38) / 2 = 4,50 \text{ mm} \quad (5a)$$

$$\Delta A = 3 \cdot 4,50 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0158 \cdot 253 = 0,054 \text{ MN} \quad (5b)$$

$$M_{F, \text{Näh.}} = (894 + 54)^2 / 2 (110 + 110) = 2043 \text{ kNm} = 1,125 \cdot M_{F, \text{starr}}$$

Das Feldmoment wird somit um 12,5 % größer. Eine genaue Berechnung ergibt

$$M_{F, \text{el.}} = 1984 \text{ kNm} \text{ und somit nur eine Erhöhung um } 9,3 \text{ \%}.$$

Beispiel 2 für das Stützmoment

Pfahlzahl: $n_A : n_B : n_C = 1 : 4 : 1$

Belastung: $g = 400 \text{ kN/m}$, $g_d = 400 \cdot 1,35 = 540 \text{ kN/m}$, $q = 0$

Maximale Pfahlbelastungen:

$$\max A_d = \max C_d = 0,375 \cdot 540 \cdot 10,0 = 2025 \text{ kN}$$

$$\text{erf } n = 2,025 / 2,023 = 1,001 \sim 1$$

$$\max B_d = 1,25 \cdot 540 \cdot 10,0 = 6750 \text{ kN}$$

$$\text{erf } n = 6,750 / 2,023 = 3,34 > 3 < 4$$

Nachweis im GZ 2 am starr gestützten System:

$$A = C = 0,375 \cdot 400 \cdot 10,0 = 1500 \text{ kN, unterer Bereich}$$

$$C_A = C_C = (1 - 1,50 / 4,09) / 6,79 = 0,0933 \text{ MN/mm}$$

$$B = 1,25 \cdot 400 \cdot 10,0 = 5000 \text{ kN}$$

$$\text{je Pfahl: } 5000 / 4 = 1250 \text{ kN, unterer Bereich}$$

$$C_B = 4 (1 - 1,25 / 4,09) / 6,79 = 0,409 \text{ MN/mm}$$

$$M_{S, \text{starr}} = -400 \cdot 10,0^2 / 8 = -5000 \text{ kNm}$$

Nachweis der Systemsteifigkeit

$$K = 4,0 / C_B = 4,0 / 409 = 0,00978 > 0,003$$

Nach Tabelle B1, M_s : $\alpha = \gamma = 0,409 / 0,0933 = 4,38$

grenz $K = 0,0060 < 0,00978 \Rightarrow$ Fehler bei starrer Stützung $> 5 \text{ \%}$

Näherung nach Gl. (5a, b, c):

$$s_A = s_C = 1,50 / 0,0933 = 16,08 \text{ mm}$$

$$s_B = 5,00 / 0,409 = 12,22 \text{ mm}$$

$$\Delta s_B = 12,22 - 16,08 = -3,86 \text{ mm} \quad (5a)$$

$$\Delta A = -3 \cdot 3,86 \cdot 10^{-3} \cdot 0,00978 \cdot 409 = -0,0463 \text{ MN} \quad (5b)$$

$$\Delta M_S = -46,3 \cdot 10,0 = -463 \text{ kNm}$$

$$M_{S, \text{Näh.}} = -5000 - 463 = -5463 \text{ kNm} = 1,093 M_{S, \text{starr}}$$

Das Stützmoment wird somit um 9,3 % größer. Eine genaue Berechnung ergibt

$$M_{S, \text{el.}} = -5358 \text{ kNm} \text{ und somit nur eine Erhöhung um } 7,2 \text{ \%}.$$



TRAGVERHALTEN UND SICHERHEITSNIVEAU VON PFAHLGRÜNDUNGSELEMENTEN UNTER WIRTSCHAFTLICHEN GESICHTSPUNKTEN

Dr.-Ing. Mahmud THAHER

Dipl.-Ing. Klaus KONRAD

1. EINLEITUNG

Zur Gründung von Bauwerken kommen in der Regel Flächengründungen (Einzel-, Streifen-, Plattengründungen) oder Pfahlgründungen (Einzelpfahl-, Pfahlgruppengründungen) in Frage. Verbunden mit sicherheitstechnischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten finden bei bestimmten Gegebenheiten immer mehr die relativ neueren Pfahl-Platten-Gründungen Anwendung; als gründungstechnisch-wirtschaftlich optimierte Kombination einer Flächengründung (i. d. R. Plattengründung) mit einer Pfahlgründung (i. d. R. Pfahlgruppe).

Nicht zuletzt die im Rahmen der europäischen (geotechnischen) Normung entflammte Diskussion bezüglich sicherheitstechnischer Betrachtungen veranlaßt zu grundsätzlichen Überlegungen hinsichtlich geeigneter Rechenmodelle zum Tragverhalten und zur Herleitung des Sicherheitsniveaus von Gründungssystemen. Im allgemeinen stehen sich aufwendige numerische und praxisorientiert vereinfachte Betrachtungsweisen gegenüber, die beide durch intensive Vergleichsuntersuchungen und an Erfahrungen aus Modellversuchen und Prototypbeobachtungen adjustiert werden bzw. werden sollten.

Auf der Grundlage vereinfachter Rechenmodelle wird in diesem Beitrag das Tragverhalten und das Sicherheitsniveau vertikal auf Druck belasteter Pfahlgründungselemente/-systeme von Bauwerken, auch anhand von Beispielen diskutiert.

2. TRAGVERHALTEN

Flächengründungen leiten ihre Bauwerkslasten ausschließlich über die Sohlfläche in Form von Sohlspannungen in den Baugrund ein. Pfahlgründungen ermöglichen es, weiche Bodenschichten zu überbrücken und Bauwerkslasten ausschließlich durch Pfähle in Form von Mantelreibungs- und Spitzendruckkräften in tieferliegende, tragfähige Baugrundsichten abzutragen. Abhängig davon, welche Komponente bei der Lastabtragung überwiegt, spricht man von einer schwebenden bzw. stehenden Pfahlgründung.

Pfahl-Platten-Gründungen stellen hinsichtlich ihres Tragverhaltens eine Kombination einer Flächengründung (i. d. R. eine Platte) mit einer schwebenden Pfahlgründung (im wirtschaftlichen Sinne mit einem größeren Pfahlabstand) dar, wobei sowohl die Platte als auch die Pfähle für die Lastabtragung herangezogen werden. Zusätzlich zur besseren Wirtschaftlichkeit gegenüber einer reinen Pfahlgründung wird die Pfahl-Platten-Gründung, bezogen auf eine Flächengründung, zur Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit (Reduktion von Setzungen und Setzungsunterschieden) und des Sicherheitsniveaus, die Pfähle im Sinne einer Gründungsverstärkung eingesetzt. Hierbei kommt der Lastaufteilung auf die Pfähle und die Gründungsplatte eine wichtige Bedeutung als Bemessungsgröße von Pfahl-Platten-Gründungen zu.

Hinsichtlich der Baugrundverhältnisse macht die Anwendung von Pfahl-Platten-Gründungen (mehr) Sinn, wenn der Baugrund durchgehend relativ tragfähig ist und seine Steifigkeit mit der Tiefe zunimmt. Pfahlgründungen im konventionellen Sinne werden eingesetzt, wenn die oberen Baugrundbereiche nicht tragfähig sind und mittels Pfähle überbrückt werden müssen, um die Bauwerkslasten auf die tragfähigen Schichten übertragen zu können. Flächengründungen finden ihre Anwendung beim Anstehen von tragfähigem Baugrund bereits in der Gründungssohle und beim Erfüllen der entsprechenden Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsanforderungen ohne weitere Maßnahmen (d. h. wirtschaftlichst).

In Abbildung 1 sind die verschiedenen Tragkomponenten von Gründungssystemen schematisch dargestellt, deren gemeinsames Zusammenwirken wirtschaftlich und sicherheitstechnisch von Bedeutung ist und dies - wo immer es geht - bei der Gründungsdimensionierung berücksichtigt werden sollte.

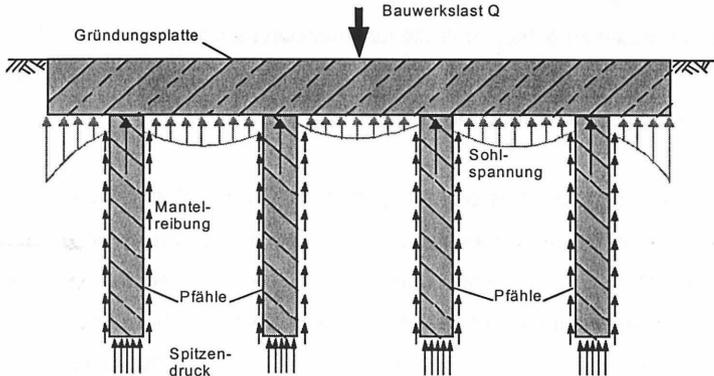


Abbildung 1: Gründungssysteme, Tragkomponenten bei der Lastabtragung

3. SICHERHEITSNIVEAU (ÄUßERE SICHERHEIT)

Das rechnerische Sicherheitsniveau von Gründungssystemen wird durch das angewendete Nachweisverfahren (Rechenmodell) maßgeblich beeinflusst. Zuverlässige Aussagen zum Sicherheitsniveau werden nur durch eine realistische ingenieurmäßige Abbildung des Tragverhaltens mit Hilfe eines geeigneten Rechenmodells möglich. Diese muß im Hinblick auf die praktische Anwendung durch vereinfachte ingenieurmäßige Betrachtungsweisen analytisch und mit möglichst wenig Aufwand ausreichend genau erfolgen können.

Bei der Anwendung der globalen Sicherheitstheorie kann der Tragfähigkeitsnachweis für das Gesamtsystem im allgemeinen über den Grundbruchnachweis

(Flächengründung) nach DIN 4017 und über die Widerstandssetzungslinie (Bohrpfahlgründung) nach DIN 4014 erbracht werden. Für Pfahl-Platten-Gründungen kann analog DIN 1054, DIN 4017 für Flächengründungen und DIN 4014 für Bohrpfehlgründungen vorgegangen werden. Dabei ist die Tragfähigkeit beider Gründungskomponenten (Pfähle, Platte) in einem Gesamtsystemnachweis zu berücksichtigen. Einzelnachweise für die Gründungskomponenten sind nicht maßgebend. Hierbei ist darauf zu achten, daß die Lastaufteilung auf die Pfähle und die Platte vor allem von den Baugrundverhältnissen sowie von der Gründungskonfiguration und vom Belastungsniveau der Gründung abhängt.

Der Gesamtstandsicherheitsbeiwert η ist im Sinne der globalen Sicherheitstheorie als das Verhältnis „Grenzlast/Gebrauchslast bzw. vorhandene Last“ einer Gründung bzw. eines Gründungselementes definiert. D. h. die mobilisierbaren Widerstände des Gründungssystems müssen beim Tragfähigkeitsnachweis die Abtragung von der η -fachen Gebrauchslast ermöglichen. Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis (Verformungsnachweis) führt unter Ansatz der Gebrauchslasten zu einer zutreffenderen Größenordnung der Verformungen (z. B. Setzung).

Die partielle Sicherheitstheorie basiert in Bezug auf Eurocode 7 (EC7) darauf, daß die Einwirkungen (Gebrauchslasten) beaufschlagt mit entsprechend unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten zu keiner Überschreitung der mobilisierbaren Systemwiderstände, d. h. des Grenzzustandes führen. Beim Tragfähigkeitsnachweis ist es denkbar, die Einwirkungen mit Sicherheitsbeiwerten zu beaufschlagen und die Widerstände mit den charakteristischen Werten zu ermitteln. Für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis führt so ein Ansatz jedoch unvermeidlich zur Fehleinschätzung der Verformungen (Setzungen, Schiefstellungen). Daher empfiehlt es sich hierbei, sowohl die Einwirkungsseite als auch die Widerstandsseite unbeaufschlagt in die Berechnung einzubeziehen.

4. BEISPIELE

Die obigen Überlegungen sind Gegenstand zweier Beispiele E und S mit Elementar- bzw. Systembetrachtungen, die das Tragverhalten und das Sicherheitsniveau verschiedener Gründungselemente/-systeme gegenüberstellt und einen fließenden Übergang hinsichtlich der Tragfähigkeit aufzeigt. Daraus wird eine Steuerbarkeit der Tragfähigkeiten durch die geeignete Gründungswahl ersichtlich, die sicherheitstechnisch und wirtschaftlich von großem Interesse ist.

Abbildung 2 zeigt die verschiedenen Gründungselemente (E) und -systeme (S) unterschiedlichen Tragverhaltens. Bei den Pfahlgruppen ist zu beachten, daß sich keine Sohlspannungen unter der Pfahlkopfplatte aufbauen, d.h. die Platte liegt theoretisch nicht auf. Im Gegensatz dazu trägt die Gründungsplatte bei den Pfahl-Platten-Gründungen zur direkten Lastabtragung in Form von Sohlspannungen bei.

Beispiel E: Gründungselemente **E** in Abbildung 2

- E1: Einzelfundament 6 m x 6 m x 1 m
- E21: Einzelpfahl als Bohrpfahl L=30 m, D=1,0 m
- E22: PPG-Element bestehend aus E1+E21
- E31: Pfahlgruppenelement aus 4 Bohrpfählen E21, s/D=3
- E32: PPG-Element bestehend aus E1+E31

Beispiel S: Gründungssysteme **S** in Abbildung 2

- S1: Flächengründung 60 m x 60 m x 1 m
- S21: Pfahlgruppe aus 100 Bohrpfählen L=30 m, D=1 m, s/D=6
- S22: PPG-System bestehend aus S1+S21
- S31: Pfahlgruppe aus 400 Bohrpfählen wie S21 jedoch s/D=3
- S32: PPG-System bestehend aus S1+S31

s/D: der auf den Pfahldurchmesser D bezogene Pfahlabstand s

PPG: Pfahl-Platten-Gründung

Gründungstiefe = Grundwassertiefe = Geländeoberkante GOK

Druckbelastung: vertikal, Laststufen jeweils bis zum Grenzzustand

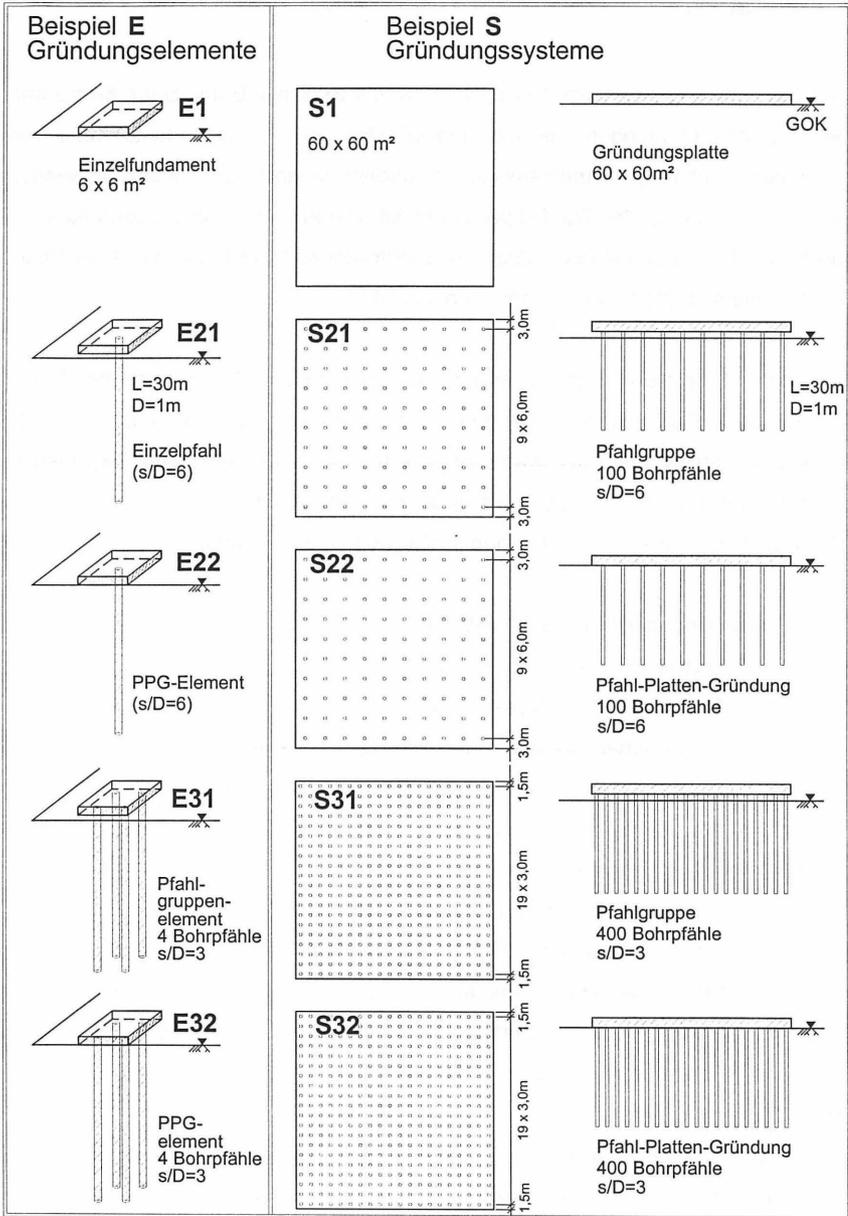


Abbildung 2: Betrachtete Gründungselemente und -systeme, Beispiele E und S

Bindiger Baugrund

$$\text{Wichte } \gamma/\gamma' = 20/10 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Steifemodul } E_s = 7 + 2,45 \times t \text{ Tiefe } t \text{ in [m] unter GOK, } E_s \text{ in [MN/m}^2\text{]}$$

$$\text{Querdehnzahl } \nu = 0,25$$

$$\text{Scherfestigkeit } \varphi' = 20^\circ, \quad c' = 20 \text{ kN/m}^2, \quad c_u = 150 \text{ kN/m}^2$$

Den Berechnungen liegen vereinfachte Rechenmodelle und Betrachtungsweisen zu Grunde: Die Berechnung der Flächengründungen (Einzelfundament E1 und Gründungsplatte S1) erfolgte in Anlehnung an DIN 1054, 4017 und 4019, der Pfahlgründungen (Einzelpfahl E21 und Pfahlgruppen E31, S21 und S31) in Anlehnung an DIN 1054 und 4014, wobei bei entsprechendem Lastniveau im Mittel die Bruchwerte der Mantel- und Spitzenwiderstände zur Anwendung kommen. Bei der Berechnung der Pfahlgruppen wurde die Gruppenwirkung mit einem Faktor von näherungsweise 1 bei einem $s/D=6$ ((E21), S21) bzw. von ca. 0,7 bei einem $s/D=3$ (E31, S31) berücksichtigt. Die Pfahl-Platten-Gründungen (PPG-Element E22 und (E32) sowie die PPG-Systeme S22 und S32) wurden u.a. in Anlehnung an THAHER 1991 berechnet.

Unter Berücksichtigung zunehmender Baugrundspannungen mit der Tiefe und von Abschirmungseffekten im oberen Pfahlbereich, z. B. durch die Pfahlkopfplatte ist bei üblichen Gründungsgrößen ein Ansatz der Mantelreibung, bezogen auf die Bruchwerte nach DIN 4014 von 50 % im oberen, 100 % im mittleren und 150 % im unteren Pfahldrittel erfahrungsgemäß denkbar. Diese Staffelung ist zumindest für Pfahl-Platten-Gründungen sowohl durch Forschungsergebnisse als auch durch praktische Erfahrungen größenordnungsmäßig belegt und wurde in den vorliegenden Beispielen berücksichtigt.

Abbildung 3 gibt die wesentlichen Ergebnisse hinsichtlich Tragverhalten und Sicherheitsniveau wieder (Abbildung 3E und 3S für das Beispiel E bzw. S). Im Abbildungsteil a sind jeweils die Arbeitslinien der verschiedenen Gründungselemente/-systeme und in b die Lastaufteilung auf die Pfähle und die Gründungsplatte dargestellt. Abbildungsteil c stellt das jeweilige Sicherheitsniveau der Gründungselemente/-systeme in Abhängigkeit der Gesamtlast gegenüber.

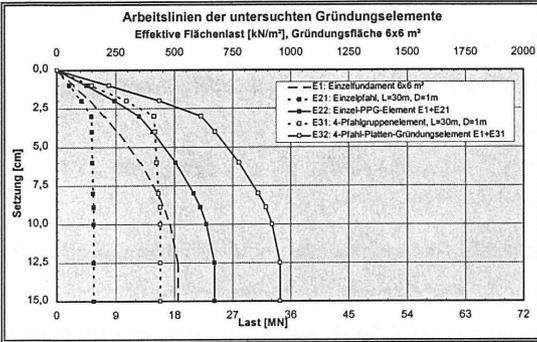


Abbildung 3Ea: Arbeitslinien der untersuchten Gründungselemente

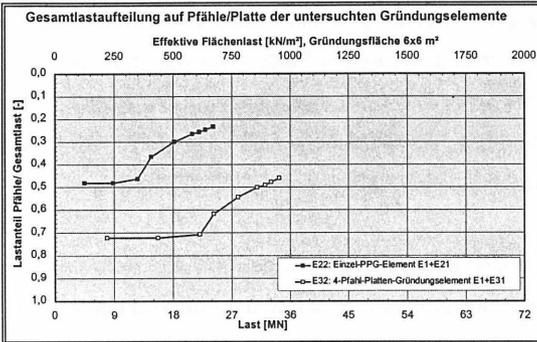


Abbildung 3Eb: Gründungselemente, Gesamlastaufteilung auf Pfähle/Platte

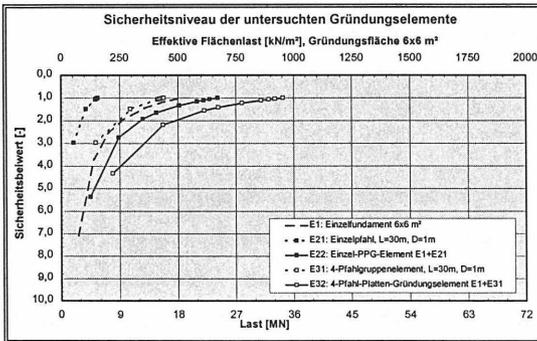


Abbildung 3Ec: Sicherheitsniveau der untersuchten Gründungselemente

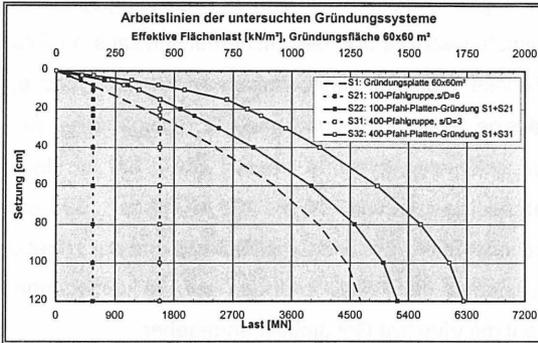


Abbildung 3Sa: Arbeitslinien der untersuchten Gründungssysteme

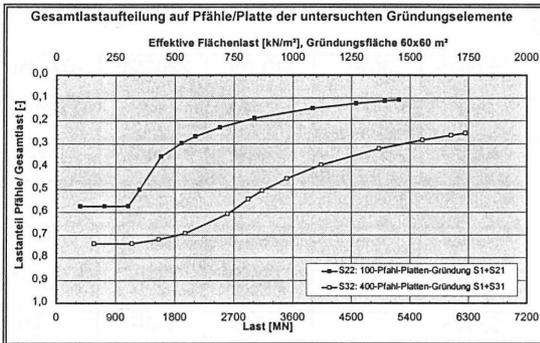


Abbildung 3Sb: Gründungssysteme, Gesamlastaufteilung auf Pfähle/Platte

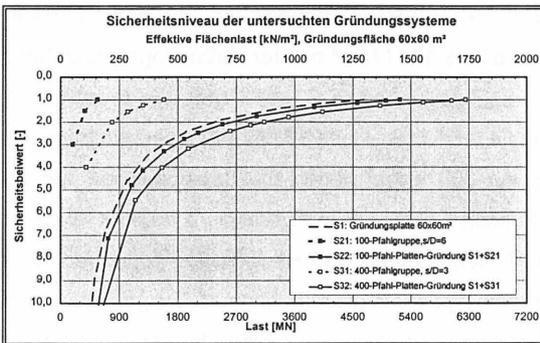


Abbildung 3Sc: Sicherheitsniveau der untersuchten Gründungssysteme

Eine eingehende Auswertung der Ergebnisse macht ein großes Anpassungspotential des Tragverhaltens, der Gebrauchstauglichkeit und des Sicherheitsniveaus an Bauwerksanforderungen deutlich. Tabelle 1 gibt für bautechnisch erforderliche Sicherheitsbeiwerte (η ca. 2) die zulässige Systembelastung und die dazugehörige Setzung der untersuchten Gründungselemente/-systeme wieder, sowie bei im Hochhausbau üblichen effektiven Gebrauchslasten von 200 bis 400 kN/m² (z.B. 300 entsprechen in etwa 20 bis 25 Geschoßwerken) das Sicherheitsniveau und die zugehörige Setzung. Ebenso ist der Lastanteil der Pfähle bezogen auf die vorliegenden Gründungskonfigurationen und auf die effektive Gesamtlast angegeben.

Gründungselement/-system	E1/S1	E21/S21	E22/S22	E31/S31	E32/S32
Standsicherheitsbeiwert $\eta = 2$:					
Zulässige Belastung [kN/m ²]	250/620	80/80	330/700	220/220	470/840
Lastanteil Pfähle/Gesamtlast [-]	0/0	1/1	0,47/0,23	1/1	0,72/0,52
zugehörige Setzung [cm]	4,0/37	1,5/4	2,8/30	1,5/5	2,3/22
Gesamtlast 300 kN/m²:					
Standsicherheitsbeiwerte [-]	1,8/4,4	-/-	2,3/4,8	1,5/1,5	3,6/6,1
Lastanteil Pfähle/Gesamtlast [-]	0/0	1/1	0,47/0,57	1/1	0,72/0,74
zugehörige Setzung [cm]	5,0/16	-/-	2,5/8	2,0/7	1,4/5

Tabelle 1: Beispielhafte Belastung, Lastaufteilung, Setzung und Sicherheitsniveau

Bei einem Sicherheitsniveau von η ca. 2 ist somit abhängig von der Gründungskonfiguration eine Lastabtragung von 80 bis 470 kN/m² bei den Gründungselementen **E** und 80 bis 840 kN/m² bei den Gründungssystemen **S** realisierbar. Die entsprechende Setzung liegt zwischen 1,5 und 4,0 cm bzw. 4 und 37 cm. Bei einer durchaus realistischen effektiven Belastung von 300 kN/m² liegen die Setzungswerte der betrachteten Gründungssysteme je nach Gründungskonfiguration zwischen 16 und 5 cm. Die Setzungsreduktion bei Pfahlgründungen und Pfahl-Platten-Gründungen gegenüber der Flächengründung begünstigt durch die zunehmende Baugrundsteifigkeit mit der Tiefe ist deutlich zu erkennen. Das Sicherheitsniveau ist bei Pfahl-Platten-Gründungen vergleichsweise günstiger. Die ermittelten Sicherheitsbeiwerte liegen

bedingt durch die vereinfachte Betrachtungsweise auf der sicheren Seite. Tatsächlich liegt das Sicherheitsniveau etwas höher.

Bei der Betrachtung der Berechnungsergebnisse sollte die praktische Größenordnung und weniger das absolut genaue Ergebnis im Vordergrund stehen, da aufgrund des erforderlichen umfangreichen Rechenaufwands der Beispiele lediglich die wesentlichen Parameter detailliert berücksichtigt wurden.

5. WIRTSCHAFTLICHE GESICHTSPUNKTE

Die Kosten von Gründungssystemen sind logischerweise „proportional“ zum erforderlichen bautechnischen Aufwand. Dieser Aufwand läßt sich erfahrungsgemäß mehr in der Planungsphase als bei der Ausführung beeinflussen, so daß der Grundstein für eine wirtschaftliche Gründung hauptsächlich in der Planung, nicht selten bereits bei der Vordimensionierung gelegt wird. Eine kritische Prüfung der Gründungskonzeption mit fortschreitender Planung ist zwingend notwendig. Leider unterbleibt sie oft zu Lasten der Wirtschaftlichkeit und zu Gunsten von Sondervorschlägen, die dann i. d. R. unter großem Zeitdruck in der Angebots- oder Ausführungsphase erarbeitet werden.

Grundsätzlich steigen die Gründungskosten in der Reihenfolge: Einzel-, Streifen-, Plattengründungen, Pfahl-Platten-Gründungen, Pfahlgründungen u.ä. an. Tragfähigkeitsverbessernde Maßnahmen wie z.B. Pfahlfuß- und/oder Pfahlmantelverpressung stellen einen weiteren Kosten- und Zeitfaktor dar, den es zu berücksichtigen gilt.

Die o.g. Ausführungen einschließlich Beispiele zeigen technische Optimierungspotentiale von Gründungen deutlich auf. Die Gegenüberstellung verschiedener Gründungselemente/-systeme hinsichtlich ihres Tragverhaltens und Sicherheitsniveaus verdeutlicht, daß bei bestimmten Gegebenheiten (Bauwerk, Baugrund) große Einsparungsmöglichkeiten bei ausreichendem Sicherheitsniveau und eventuell geringfügig höheren, jedoch noch verträglichen Verformungen gegeben sind. Abbildung 4

verdeutlicht den fließenden Übergang zwischen den einzelnen Gründungstypen und die Größenordnung möglicher Einsparpotentiale. Den fließenden Übergang bildet die Pfahl-Platten-Gründung, deren Modellierung, Möglichkeiten und Grenzen u.a. von THAHER 1991, EL-MOSSALLAMY und FRANKE 1997 und KATZENBACH et. al. 1997 diskutiert worden sind.

Bezogen auf eine Pfahlgründung (Pfahlgruppe mit einem auf den Pfahldurchmesser bezogenen Pfahlabstand $s/D = 3$) sind bei der Anwendung von Pfahl-Platten-Gründungen mit z.B. $s/D=6$ Einsparungen von bis zu 50 % der Gründungskosten möglich. Das Beispiel S zeigt, daß bei Pfahleinsparungen von bis zu 75% (von 400 Pfählen bei S32 auf 100 Pfähle bei S 22) keine für den Normalfall bedeutende Beeinträchtigung im Tragverhalten und Sicherheitsniveau festzustellen ist.

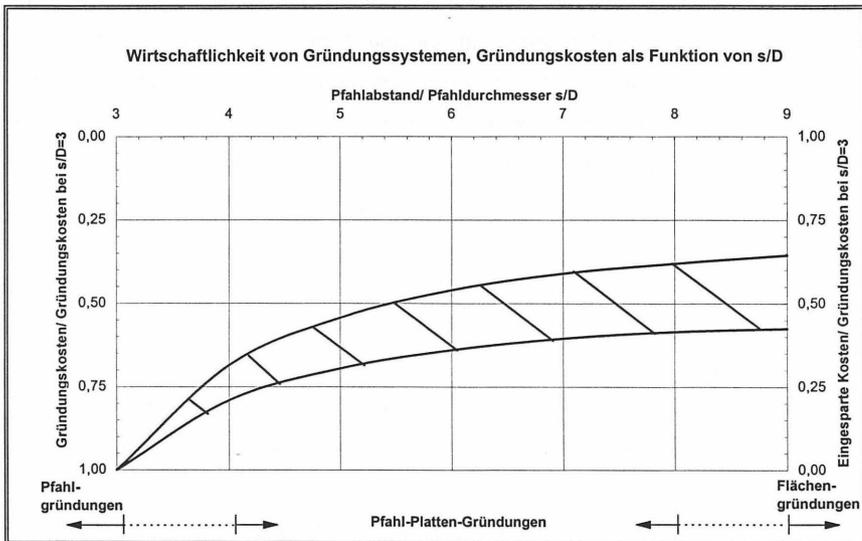


Abbildung 4: Wirtschaftlichkeit von Gründungssystemen

6. ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUßBETRACHTUNG

In diesem Beitrag wurden verschiedene vertikal auf Druck belastete Gründungselemente und -systeme hinsichtlich ihres Tragverhaltens und Sicherheitsniveaus gegenübergestellt. Das Tragverhalten wurde mit vereinfachten Rechenmodellen erfaßt, das Sicherheitsniveau vordergründig mit der globalen Sicherheitstheorie untersucht. Diese Untersuchungen zeigen auch anhand der Beispiele auf, welche Optimierungspotentiale in bautechnischer und sicherheitstechnischer Sicht beim Entwurf von Gründungssystemen zur Verfügung stehen, die für eine bessere Wirtschaftlichkeit genutzt werden können und eigentlich müssen. Eine nicht unbeträchtliche Reduzierung der Gründungskosten kann - im Sinne wirtschaftlichen Bauens - bei weiterhin ausreichendem Sicherheitsniveau und eventuell geringfügig höheren, jedoch noch verträglichen Verformungen (Setzungen, Schiefstellungen) erzielt werden.

LITERATUR:

EL-MOSSALLAMY, Y. und FRANKE, E.: Piled Rafts, Numerical Modelling to Simulate the Behaviour of Piled Raft Foundations, Darmstadt, August 1997

KATZENBACH, R. et. al.: Möglichkeiten und Grenzen der kombinierten Pfahl-Plattengründung, Vorträge zum 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, TU Darmstadt, März 1997

THAHER, M.: Tragverhalten von Pfahl-Platten-Gründungen im bindigen Baugrund, Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, April 1991.



THE UNIVERSITY OF MICHIGAN LIBRARY

THE UNIVERSITY OF MICHIGAN LIBRARY
ANN ARBOR, MICHIGAN 48106-1000
TEL: (734) 763-1000
WWW.LIBRARY.MICHIGAN.EDU

VERMEIDUNG VON PROBLEMEN BEI RAMMARBEITEN UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER SCHWINGUNGSEINWIRKUNG AUF MENSCHEN UND GEBÄUDE

W.- J.Gerasch

1 EINLEITUNG

Anhand zweier Beispiele wird gezeigt, daß auch heute noch bei der Planung von Bauvorhaben, bei denen dynamische Kräfte in den Boden eingeleitet werden, die Auswirkungen auf die Nachbarschaft (Menschen, Gebäude) häufig nicht bedacht werden. Dieses trifft nicht nur bei kleinen Bauvorhaben und für kleine Firmen zu, sondern ist ebenso bei großen Bauvorhaben und Firmen zu beobachten. Handelt es sich bei dem Bauherren um die öffentliche Hand, so wird davon ausgegangen, daß die Vorschriften und Bestimmungen eingehalten werden. Leider trifft dieses nicht immer zu, da der Bauherr häufig die Verantwortung auf die bauausführenden Firmen überträgt oder aufgrund eigener Planungsfehler das vorgegebene Bauverfahren ohne Rücksicht auf Menschen und Gebäude einsetzt. Ein Bauvorhaben wird nur dann gelingen, wenn auch die Interessen und Ängste der Nachbarschaft ernst genommen werden. Als Vorbild kann in Hannover schon seit den siebziger Jahren das damalige U-Bahn-Bauamt angesehen werden.

2 PROBLEMSTELLUNG

Sollen z.B. Spundbohlen, Stahlpfähle oder Betonpfähle kostengünstig eingebracht werden, so kann dieses nur mit Bauverfahren erfolgen, die auch dynamische Kräfte (Rammen, Vibratoren) in den Boden einleiten. Ist keine Bebauung in der Nähe, wobei der Begriff „in der Nähe“ quantifiziert werden muß, so kann ein kostengünstiges Bauverfahren eingesetzt werden. Wird ein Bauvorhaben von der Nachbarschaft abgelehnt, z.B. das Emssperrwerk, so werden von den Anliegern auch Probleme geschaffen, die in Wirklichkeit nicht vorhanden sind. Dort liegt die nächste Bebauung 500 m vom Rammort entfernt. Trotzdem müssen die Menschen ernst genommen und ihre Fragen sachlich beantwortet werden. Im Rahmen der Umweltverträglichkeitsprüfung sind auch die Auswirkungen von Schwingungen auf den Menschen und die Gebäude in der Planungsphase zu untersuchen. Dieses ist nur über sehr teure Proberammungen oder über Prognosen möglich.

3 VORSCHRIFTEN

3.1 Allgemeines

Über die Einwirkung von Schwingungen auf Menschen und Gebäude macht die DIN 4150, Teil 2 und Teil 3 umfassende Aussagen. Der Ingenieur, der in der Praxis steht, kann mit der Norm arbeiten und weiß, daß bei der Einhaltung der in der Norm genannten Anhaltswerte im Normalfall keine Probleme zu erwarten sind.

Schäden an Gebäuden werden aber nicht allein durch die Schwingungen von Bauteilen (Geschoßdecken, Wände, ...) verursacht, sondern wesentlich häufiger durch Kornumlagerungen im Boden unterhalb der Fundamente, so daß Setzungen auftreten können. Zur Zeit fehlen noch Vorschriften, Richtlinien oder Empfehlungen, die dem Ingenieur in der Praxis zulässige Schwingungsamplituden des Bodens nennen. Bei der Anwendung der DIN 4150, Teil 3 werden die Probleme im Bereich der Gründung ausgespart. Da größere Schäden an Gebäuden aber nur auftreten, wenn die Schwingungen zu größeren unterschiedlichen Setzungen der Fundamente führen, ist die Wissens- und Informationslücke möglichst bald zu schließen.

3.2 Zulässige Schwingungsamplituden im Boden

Liegt ein nichtbindiger Boden vor, der mitteldicht gelagert und ungleichförmig ist, so ist im Boden eine Beschleunigungsamplitude von

$$a \leq 1/3 g \quad ; \quad (g : \text{Erdbeschleunigung})$$

als zulässig anzusehen. Diese Amplitude entspringt den Erfahrungen des Curt-Risch-Institutes.

Bei dicht gelagerten nichtbindigen Böden kann eine Beschleunigungsamplitude von

$$a \leq 1 g$$

angesetzt werden.

Die Beschleunigungsamplitude ist auch ein wesentlicher Parameter, um das Fließen des Bodens voraussagen zu können. Eine Voraussetzung, daß es zum Fließen des Bodens kommen kann, ist das Vorhandensein von gleichförmigen Böden. Weitere quantitative Angaben können |1| und |2| entnommen werden. Außer den Beschleunigungsamplituden haben die Verzerrungen einen wesentlichen Einfluß auf das Tragverhalten des Bodens. Liegen Verzerrungen von

$$\gamma > 10^{-5}$$

vor |3|, so sind Veränderungen des Schubmodules möglich, so daß Setzungen auftreten können. Die Verzerrung kann folgendermaßen berechnet werden :

$$\gamma = \frac{V_R}{c_s}$$

mit : v_R : resultierende Schwinggeschwindigkeitsamplitude

c_s : Geschwindigkeit der Scherwelle

3.3 Zulässige Schwingungen in Gebäuden

3.3.1 Einwirkung auf Menschen

Die DIN 4150, Teil 2 macht im Abschnitt 6.5.4 Aussagen über die Wirkung der Erschütterungen bei Baumaßnahmen auf Menschen in Gebäuden. Es werden dort in Tabelle 2 keine festen Anhaltswerte genannt, sondern es sind drei Stufen vorhanden. Werden die Anhaltswerte der beiden tiefsten Stufen eingehalten, so ist eine erhebliche Belästigung der Menschen in Gebäuden zu vermeiden.

Der Anhaltswert hängt wesentlich von der Dauer der Baumaßnahme ab, die Schwingungen verursacht. Wird von einer Baumaßnahme ausgegangen, die über sechs Tage Schwingungen in einem Gebäude erzeugt ($v_{\max} > 0,4 \text{ mm/s}$), so sind folgende Anhaltswerte anzusetzen:

$$A_u = 0,8; A_o = 5,0; A_r = 0,6.$$

Bei einer effektiven Rammzeit von $T_e = 4$ Std. ergibt sich folgende zulässige Schwinggeschwindigkeitsamplitude in einem Gebäude:

$$v \cong 0,6 * 1,41 * \sqrt{\frac{16}{4}} / 0,9 \cong 2,0 \text{ mm/s}.$$

Liegt eine kürzere oder längere effektive Rammzeit vor, so verändert sich die zulässige Schwinggeschwindigkeitsamplitude mit

$$\sqrt{\frac{16}{T_e}}$$

T_e : effektive Rammzeit in Stunden

In Bild 1 sind die zulässigen mittleren Schwinggeschwindigkeitsamplituden in Abhängigkeit von A_r dargestellt. Der Anhaltswert A_r hängt wesentlich von der Dauer der Arbeiten, die Erschütterungen verursachen, ab.

Dauer 1 Tag: $A_r = 0,8$;

Dauer 6 - 26 Tage: $A_r = 0,6$;

Dauer 26 - 78 Tage: $A_r = 0,4$.

Es dürfen kurzzeitig Amplituden von

$$v_{\max} = 5 * 1,41 / 0,9 = 7,8 \text{ mm/s}$$

auftreten.

Treten keine Amplituden von $v > 1,25 \text{ mm/s}$ auf ($A_u = 0,8$), so sind die Bedingungen der Norm erfüllt, so daß das A_r - Kriterium entfällt.

3.3.2 Einwirkung auf Gebäude

Wird für das Einbringen von Spundbohlen oder für die Herstellung von Betonpfählen mit einer Schlagramme (Impulserregung) gearbeitet, so kann mittels den Schwinggeschwindigkeitsamplituden am Fundament auf die Möglichkeit des Eintretens von Schäden im Gebäude geschlossen werden. Die Vorgehensweise und die Anhaltswerte der entsprechenden DIN 4150, Teil 3 basiert allein auf der

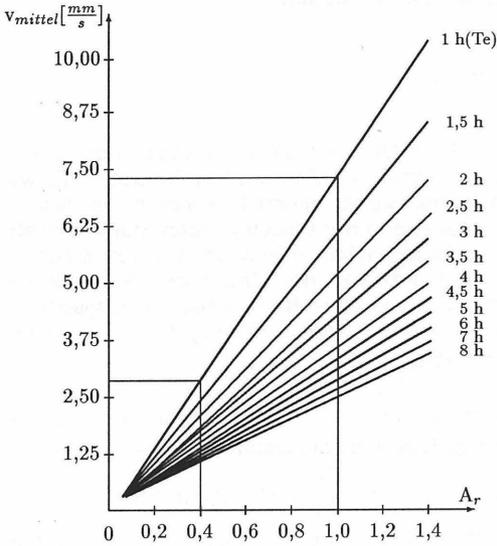


Bild 1: Zul. v_{mittel} in Abhängigkeit von A_r
DIN 4150, Teil 2

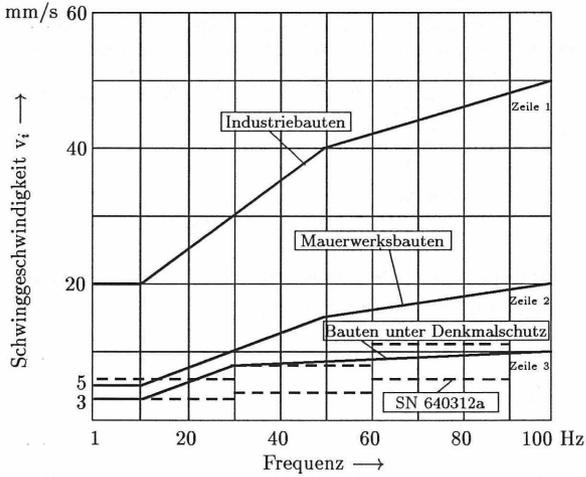


Bild 2: Graphische Darstellung der Fundament-Anhaltswerte
der DIN 4150, Teil 3 und der SN 640312a (Schweiz)

Erfahrung der letzten 50 - 60 Jahre. Es wird dabei von der maximalen Einzelkomponente der Schwinggeschwindigkeiten am Fundament ausgegangen. Bei einem Wohngebäude -Mauerwerk, Holzbalken- oder Stahlbetondecken- kann von einem Anhaltswert von

$$5 \text{ mm/s} \leq v_i \leq 7,5 \text{ mm/s}$$

ausgegangen werden (Bild 2). In Bild 2 sind die Anhaltswerte graphisch dargestellt. Enthalten sind ebenfalls die Richtwerte der Schweizer Norm (v_R).

Liegen Erschütterungen vor bei denen Resonanz nicht ausgeschlossen werden kann, so nennt die DIN 4150, Teil 3 keine Anhaltswerte am Fundament. Die Schweizer Norm SN 640 312 a nennt dagegen Richtwerte von

$$v_R = 6 \text{ mm/s} .$$

Mit :

$$v_R = \sqrt{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}$$

Es kann damit von einer maximalen Einzelkomponente von

$$v_i \leq 4 \text{ mm/s}$$

ausgegangen werden.

Diese Amplitude ist sicherlich zu hoch, wenn Resonanz möglich ist. Liegen die Erregerfrequenzen unter

$$f = 30 \text{ Hz (1800 U/min.),}$$

so sollte am Fundament keine größere Einzelkomponente als

$$v_i = 2,0 \text{ mm/s}$$

auftreten.

Werden vor den Bauarbeiten an den Gebäuden Messungen durchgeführt, um die wesentlichen Eigenfrequenzen der Geschößdecken zu ermitteln, so kann die höhere Amplitude auch bei Erregerfrequenzen unter

$$f = 30 \text{ Hz}$$

angesetzt werden.

Außerdem sind im Gebäude folgende Amplituden einzuhalten, damit die Schwingungen keine Schäden am Gebäude verursachen :

$$v_{x,y} = 15 \text{ mm/s (Horizontalschwingungen bei Einsatz einer Schlagramme)}$$

$$v_{x,y} = 5 \text{ mm/s (Horizontalschwingungen bei Einsatz eines Vibrators)}$$

$$v_z = 20 \text{ mm/s (Vertikalschwingungen bei Einsatz einer Schlagramme)}$$

$$v_z = 10 \text{ mm/s (Vertikalschwingungen kein Einsatz einer Schlagramme)}$$

4 PLANUNGSPHASE

4.1 Allgemeines

Wird ein Bauvorhaben geplant, bei dem Spundbohlen oder Pfähle in den Boden eingebracht werden sollen, so ist zu untersuchen, ob ein kostengünstiges Einbringen der Spundbohlen oder Pfähle mittels dynamischer Kräfte möglich ist. Untersucht wird hier nicht, ob die Bauteile auf Tiefe gebracht werden können, sondern ob die beim Einbringen verursachten Schwingungen Schäden an Baukörpern verursachen können oder eine erhebliche Belästigung von Menschen eintreten kann. Als Baukörper sind zum Beispiel : Pfeiler und Widerlager von Brücken, Bahndämme, Düker, Tunnel, Rohrleitungen und Gebäude zu betrachten, wenn Schäden durch Erschütterungen nicht ausgeschlossen werden können. In diesem Aufsatz werden allein Gebäude betrachtet, die in der Nähe einer Baumaßnahme stehen, bei denen dynamische Kräfte in den Boden eingeleitet werden. Sind die wesentlichen Randbedingungen bekannt : Entfernung Rammort - Gebäude, Bodenparameter wie Kornverteilung, Lagerungsdichte und Gebäude, wie Art der Gründung, Deckenkonstruktion, etc., so können die Rammgeräte ermittelt werden, die zum Einbringen von z.B. Spundbohlen eingesetzt werden können.

4.2 Beispiel 1

Entlang einer Straße sollen Lärmschutzwände erstellt werden. Der Abstand zwischen der Lärmschutzwand und den Gebäuden liegt bei $l \geq 20$ m. Die Lärmschutzwand weist jeweils im Abstand $l = 6,0$ m Fundamente auf. Zur Herstellung der Fundamente wird ein Stahlrohr in den Boden geschlagen ($D = 813$ mm, $l = 4,50$ m). Die Schlagenergie je Schlag liegt bei

$$E_{\max} = 1,15 * 50 = 57,5 \text{ kNm.}$$

$$E_{\text{zul}} = \left(\frac{v_{R,\text{zul}} * l}{c_1 * c_2} \right)^2$$

mit :

E : Energie je Schlag [kJ]

v_R : Resultierende Schwinggeschwindigkeitsamplitude
im Boden [mm/s]

l : Entfernung Rammort - Gebäude [m]

c_1 : Boden- und frequenzabhängig

c_2 : Abhängig vom Rammgut

Für die Parameter c_1 und c_2 ergibt sich [4]

$$c_1 * c_2 = 20$$

Im Abstand von $l = 20$ m ergibt sich die resultierende Schwinggeschwindigkeitsamplitude zu

$$v_R = \frac{20 * \sqrt{57,5}}{20} = 7,6 \text{ mm/s.}$$

Die Einzelkomponenten ergeben sich zu :

$$v_x = 5,8 \text{ mm/s}$$

$$v_y = 2,2 \text{ mm/s}$$

$$v_z = 4,4 \text{ mm/s} .$$

Entsprechend den Bodengutachten steht ein Tonboden an. Bei Verzerrungen von

$$\gamma \leq 5 * 10^{-5}$$

sind Veränderungen des Schubmodules nicht zu erwarten. Die zulässige Schwinggeschwindigkeitsamplitude im Boden kann mit

$$v_R = \gamma * c_s$$

berechnet werden.

$$c_s : \text{Geschwindigkeit der Scherwelle (250 m/s)}$$

Sie ergibt sich zu

$$v_R = 5 * 10^{-5} * 250 * 10^3 = 12,5 \text{ mm/s}.$$

Die zulässige Amplitude liegt unter der zu erwartenden Schwingung, so daß unterschiedliche Setzungen nicht zu erwarten sind.

Beim Übergang der Schwingungen vom Boden auf das Gebäude werden die Amplituden kleiner. Am Fundament sind folgende Amplituden zu erwarten :

$$v_x = 2,0 \text{ mm/s}$$

$$v_y = 0,7 \text{ mm/s}$$

$$v_z = 2,2 \text{ mm/s} .$$

Im Obergeschoß des Gebäudes und auf den Geschoßdecken ist von den Amplituden :

$$v_x = 3,0 \text{ mm/s}$$

$$v_y = 1,0 \text{ mm/s}$$

$$v_z = 4,4 \text{ mm/s}$$

auszugehen.

Da die Anhaltswerte der DIN 4150, Teil 3 wesentlich unterschritten werden :

$$5 \text{ mm/s} \leq v_i \leq 7,5 \text{ mm/s} \quad (\text{Fundament})$$

$$v_{x,y} = 15 \text{ mm/s} \quad (\text{Obergeschoß})$$

$$v_z = 20 \text{ mm/s} \quad (\text{Geschoßdecken})$$

können die Schwingungen keine Schäden an dem Gebäude verursachen.

Eine erhebliche Belästigung der Menschen in den Gebäuden kann ebenfalls vermieden werden, wenn die effektive Rammzeit (Einwirkzeit) täglich unter $T = 2$ Stunden liegt. Die Ramarbeiten können somit durchgeführt werden, ohne daß Schäden an Gebäuden auftreten können und eine erhebliche Belästigung der Menschen in den Gebäuden zu erwarten ist.

4.3 Beispiel 2

Ein Parkhaus soll in einer Innenstadt auf Pfählen gegründet werden. Der Abstand zwischen den Pfählen und Gebäuden beträgt

$$l \geq 20 \text{ m}.$$

Es ist zu untersuchen, mit welcher Schlagenergie gearbeitet werden kann, damit an den benachbarten Gebäuden keine Schäden verursacht werden und eine erhebliche Belästigung vermieden wird.

Da die Zusammensetzung der Aufschüttung unsicher ist, wird eine Beschleunigungsamplitude von

$$a \leq 150 \text{ cm/s}^2$$

als zulässig angesetzt.

Bei einer mittleren Frequenz von

$$f_{\text{Er}} = 15 \text{ Hz}$$

die bei diesem Boden zu erwarten ist, sollte die resultierende Schwinggeschwindigkeitsamplitude nicht über

$$v_R = 1500 / (2\pi * 15) = 15,9 \text{ mm/s}$$

liegen. Wird diese Amplitude unterschritten, so ist das Auftreten von Setzungen der Gebäude unwahrscheinlich. Werden die Anhaltswerte, die im Abschnitt 3.3.2 für kurzzeitige Erregung dargestellt sind, nicht überschritten, so sind Schäden an Gebäuden auszuschließen, die durch die Schwingungen verursacht werden können. Wird von einer täglichen Einwirkzeit von $T_e = 6 \text{ Std.}$ und der Stufe III der Tabelle 2 der DIN 4150, Teil 2 ausgegangen, so sind im Gebäude auf den Geschoßdecken mittlere Amplituden von

$$v \leq 1,06 * 1,41 * 1,0 * \sqrt{\frac{16}{6}} / 0,8 = 3,1 \text{ mm/s}$$

als zulässig anzusehen. Die Schwingungen stellen eine erhebliche Belästigung dar, unter besonderen Bedingungen können sie aber als noch zulässig angesehen werden.

Der Maximalwert darf nicht über

$$v = 9,4 \text{ mm/s}$$

liegen.

Die zulässige Schlagenergie je Schlag kann folgendermaßen abgeschätzt werden:

$$E_{\text{zul}} = \frac{20^2 * v_{\text{zul}}^2}{19^2} = \frac{20^2 * 15,9^2}{19^2} = 280 \text{ kNm}$$

Damit der Anhaltswert am Fundament von

$$v_i = 5 \text{ mm/s}$$

nicht überschritten wird, sollte die resultierende Schwinggeschwindigkeitsamplitude im Boden unter den Fundamenten nicht den Wert von

$$v_R = \sqrt{(3 * 3)^2 + (3 * 0,5)^2 + (2 * 4)^2} = 12,1 \text{ mm/s}$$

überschreiten.

Bei Arbeiten im Abstand von $l = 20 \text{ m}$ vom Gebäude entfernt sollte die Energie je Einzelschlag nicht über

$$E = \frac{20^2 * 12,1^2}{19^2} = 162 \text{ kNm}$$

liegen.

Um zu vermeiden, daß die Schwingungen im Gebäude für die Menschen unerträglich sind, sollte die resultierende Amplitude im Boden vor dem Gebäude

$$v_R \leq \sqrt{(2,0 * 3,1)^2 + (0,5 * 3,1)^2 + (1,5 * 3,1)^2} = 7,9 \text{ mm/s}$$

sein.

Die maximal zulässige Energie ergibt sich damit zu :

$$E_{\text{zul}} \leq \frac{20^2 * 7,8^2}{19^2} = 67 \text{ kNm}$$

Wird im Abstand von $l \geq 20 \text{ m}$ von einem Gebäude ein Pfahl eingebracht, so sollte

die maximale Schlagenergie nicht über :

$$E = 162 \text{ kNm} \quad (\text{Schäden})$$

$$E = 67 \text{ kNm} \quad (\text{Belästigung})$$

liegen.

5 DURCHFÜHRUNG DER BAUMAßNAHMEN

5.1 Allgemeines

Die im Abschnitt 4 dargestellte Vorgehensweise wurde bei den beiden vorgestellten Bauvorhaben nicht gewählt. Das Thema Erschütterungen wurde als unwesentliches Problem betrachtet und deshalb nicht weiter untersucht.

Als die Fundamente für die Lärmschutzwand vor einem Gebäude hergestellt wurden, das einen Abstand von $l = 20 \text{ m}$ aufwies, erzwang der Eigentümer des Gebäudes einen Baustopp. Das Bauverfahren wurde im Bereich des Gebäudes ($l \leq 100 \text{ m}$) umgestellt, d.h. das Stahlrohr wurde mittels einer Presse in den Boden gedrückt. Außerdem wurden vom Eigentümer Kosten von etwa 500.000,- DM geltend gemacht, da die Erschütterungen, die vor dem Baustopp aufgetreten waren, am Gebäude Schäden verursacht hätten. Außerdem lagen schon Schadensmeldungen von Eigentümern vor, deren Gebäude einen Abstand von $l > 100 \text{ m}$ zum Rammort aufwiesen. Das Curt-Risch-Institut wurde eingeschaltet, als geplant worden war, im Abstand von $l \cong 60 \text{ m}$ von dem Gebäude mit den großen Schäden erneut Rammarbeiten durchzuführen.

Nachdem vom Institut eine Prognose erstellt worden war, die zeigte, daß die Schwingungen keine Schäden erzeugen konnten, auch nicht im Abstand von $l = 20 \text{ m}$, wurden die Forderungen des Eigentümers abgelehnt und an anderen Stellen Schwingungsmessungen durchgeführt.

Beim zweiten Bauvorhaben wurden die Schwingungsmessungen zu Beginn der Rammarbeiten durchgeführt.

5.2 Beispiel 1

Es wurden Schwingungsmessungen durchgeführt, als die Bauarbeiten vor einem Gebäude durchgeführt wurden, das einen Abstand von $l = 18 \text{ m}$ zum Rammort aufwies (Bild 3).

Die maximale Schlagenergie, die in der Prognose zu

$$E = 57,5 \text{ kNm}$$

angesetzt wurde, trat in der Wirklichkeit nicht auf. Es wurde mit einer Energie von

$$E = 0,4 \cdot 50 = 20 \text{ kNm}$$

gearbeitet. Für das Einbringen eines Rohres wurden etwa

$$T = 150 \text{ s}$$

benötigt.

Die Schwingungsmessung führte zu folgenden Schwingungsamplituden :

l [m]	10	15	17	19	20
v_x [mm/s]	7,0	3,5	3,7	3,5	2,0
v_y [mm/s]	0,8	3,0	1,0	1,6	2,4
v_z [mm/s]	5,5	3,5	2,3	2,0	2,7
v_R [mm/s]	8,9	5,8	4,5	4,3	4,1

Am Fundament des Gebäudes traten Maximalamplituden von

$$v_x = 1,6 \text{ mm/s}$$

$$v_y = 0,3 \text{ mm/s}$$

$$v_z = 2,8 \text{ mm/s}$$

auf (Bild 4).

Auf den Geschloßdecken und im Obergeschoß wurden folgende Amplituden erfaßt :

$$v_x = 0,5 \text{ mm/s}$$

$$v_y = 0,2 \text{ mm/s}$$

$$v_z = 3,3 \text{ mm/s}$$

Die Spektren eines Einzelschlages weisen auf dem Boden Amplituden im Frequenzbereich von

$$f = 5 - 35 \text{ Hz}$$

auf (Bild 5). Auch für die schwach gedämpfte Kellerdecke, die eine Eigenfrequenz von

$$f \cong 14 \text{ Hz}$$

aufweist, kann die Antwort für jeden Einzelschlag getrennt betrachtet werden.

Die Schwingungsmessung und weitere Messungen an anderen Orten der Baustelle führten zu dem gleichen Ergebnis, daß auch bei Abständen von

$$l \geq 18 \text{ m}$$

vom Rammort entfernt Schäden am Gebäude durch die Schwingungen nicht verursacht werden können. Auch eine erhebliche Belästigung der Menschen in den Gebäuden ist nicht zu erwarten, da die Einwirkzeit täglich unter $T_e = 1 \text{ Std.}$ liegen wird.

5.3 Beispiel 2

Zu Beginn der Rammarbeiten wurden Schwingungsmessungen durchgeführt (Bild 6). Bei einer maximalen Energie je Schlag von

$$E = 266 \text{ kNm}$$

traten auf der Halbraumoberfläche folgende Maximalamplituden auf :

l [m]	18	20	23	43	53
v_x [mm/s]	14,1	10,0	9,0	3,9	4,1
v_y [mm/s]	6,4	5,0	4,3	3,9	2,3
v_z [mm/s]	9,7	7,0	5,2	2,7	2,8
v_R [mm/s]	18,0	13,2	11,2	6,2	5,4

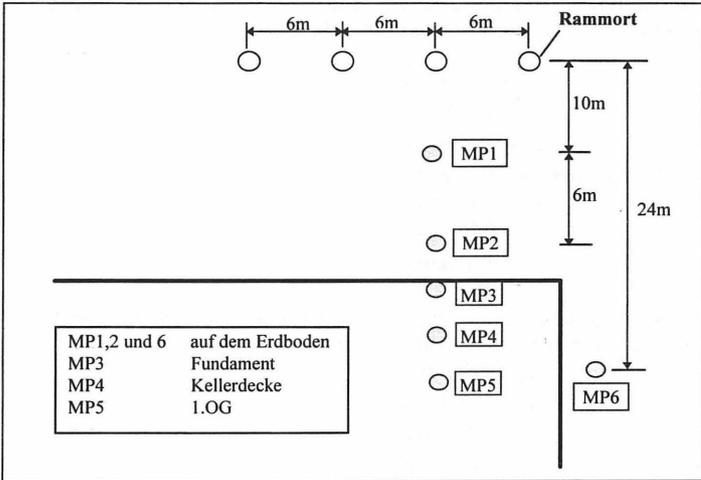


Bild 3: Anordnung der Meßpunkte

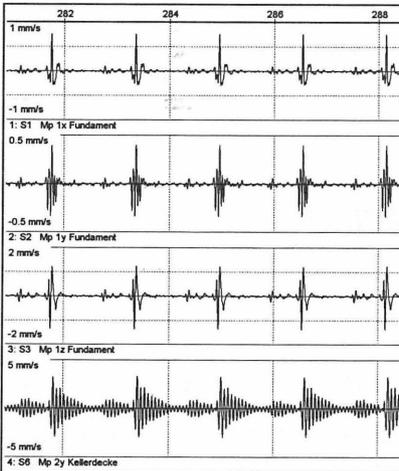


Bild 4: Zeitverlauf - Fundament/Geschoßdecke

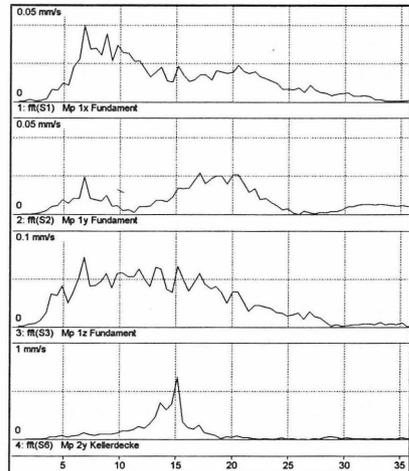


Bild 5: Spektrum - Fundament/Geschoßdecke

Während der ersten Messung betrug der Abstand zum nächsten Gebäude $l = 53$ m. Am Fundament traten folgende Amplituden auf (Bild 7)

$$v_x = 2,6 \text{ mm/s}$$

$$v_y = 1,1 \text{ mm/s}$$

$$v_z = 2,1 \text{ mm/s}$$

Im Obergeschoß wurden die Amplituden

$$v_x = 1,7 \text{ mm/s}$$

$$v_y = 0,9 \text{ mm/s}$$

$$v_z = 8,6 \text{ mm/s}$$

gemessen.

Die Messungen führten zu dem Ergebnis, daß bei einem Abstand von $l = 20$ m im Gebäude folgende Amplituden auftreten können :

Fundament :

$$v_x = 6,3 \text{ mm/s}$$

$$v_y = 2,4 \text{ mm/s}$$

$$v_z = 5,3 \text{ mm/s}$$

1. Obergeschoß :

$$v_x = 4,1 \text{ mm/s}$$

$$v_y = 2,2 \text{ mm/s}$$

$$v_z = 22,0 \text{ mm/s}$$

Die Messung führte zu dem Ergebnis, daß bei Arbeiten im Abstand von $l = 20$ m vom nächsten Gebäude entfernt Schäden am Gebäude verursacht werden können und daß die Schwingungen für Menschen in Gebäuden unzumutbar sind.

Die Arbeiten wurden, mit einer Änderung, d.h. im Nahbereich wurde mit einer Schlagenergie von

$$E = 154 \text{ kNm}$$

gearbeitet, um Schäden am Gebäude auszuschließen, durchgeführt.

Die Schwingungen im Gebäude blieben für die Menschen weiterhin unzumutbar.

6 VERGLEICH PROGNOSE - MEßERGEBNISSE

6.1 Allgemeines

Im Abschnitt 4 ist kurz dargestellt, wie während der Planungsphase die Erschütterungen berechnet werden können, die beim Einleiten dynamischer Kräfte in den Boden in der Nachbarschaft zu erwarten sind. Die gewählten Ansätze basieren auf empirisch ermittelten Zusammenhängen, so daß die Schwingungsmessungen wesentlich sind, um die Zuverlässigkeit der gewählten Parameter zu beobachten und wenn erforderlich Verbesserungen vorzunehmen. Die Energie wird als wesentlicher Parameter bei der Ermittlung der zu erwartenden Schwingungen auch in den USA verwandt. Es hat sich gezeigt, daß die Schwierigkeiten nicht mehr bei der Berechnung der zu erwartenden Schwingungen zu sehen ist, sondern daß die Unsicherheiten bei der Beurteilung der Auswirkungen der Schwingungen auf Menschen und Gebäude liegen.

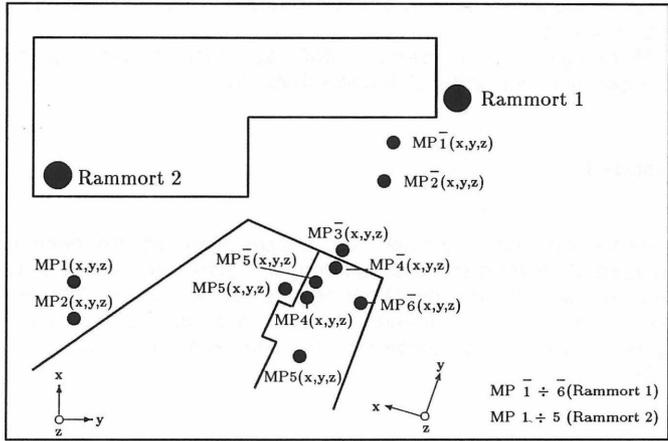


Bild 6: Anordnung der Meßpunkte

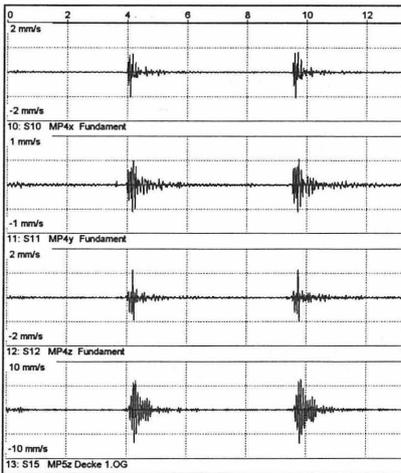


Bild 7: Zeitverlauf - Fundament/Obergeschöß

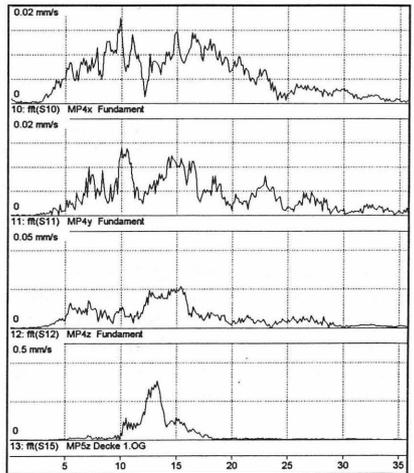


Bild 8: Spektrum - Fundament/Obergeschöß

In der amerikanischen Literatur und teilweise auch in Europa wird als Parameter die Impedanz angesetzt.

Eigene Messungen haben gezeigt, daß der Einfluß der Impedanz auf die Schwingungsamplituden wesentlich überschätzt wird.

6.2 Beispiel 1

Die Prognose war erstellt worden, um festzustellen, ob die beim Erstellen der Lärmschutzwand erzeugten Erschütterungen Schäden an den benachbarten Gebäuden verursachen konnten. Die Prognose zeigte, daß die Schwingungen keine Schäden verursachen können. In zwei anderen Bereichen wurden später Schwingungsmessungen durchgeführt. Der Vergleich der Ergebnisse ist in Bild 9 dargestellt :

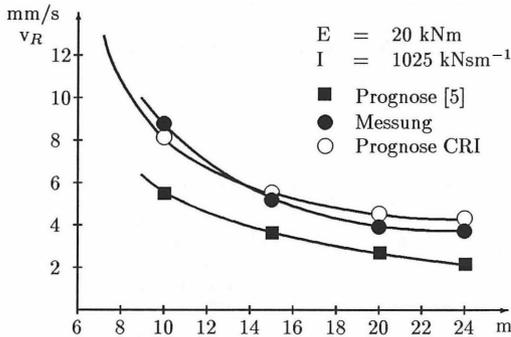


Bild 9: Abnahme der res. Schwinggeschwindigkeiten

Die Schwinggeschwindigkeitsamplituden, die unter Berücksichtigung des K-Faktors nach [5] berechnet wurden, liegen wesentlich unter den Meßwerten. Die Auswirkung der Impedanz auf die Schwingungsamplituden im Boden wird wesentlich überschätzt. Die vom Curt-Risch-Institut durchgeführte Prognose führte zu einer sehr guten Übereinstimmung mit den Meßwerten, so daß alle Aussagen auch nach der Messung noch zutrafen.

6.3 Beispiel 2

Da zu Beginn der Rammarbeiten Schwingungsmessungen durchgeführt werden sollten, erfolgte vorher eine Prognose, damit die ersten Rammschläge in einem vertretbaren Abstand zum nächsten Gebäude erfolgen konnten. Es war in jedem Fall zu vermeiden, daß die Erschütterungen Schäden an den benachbarten Gebäuden verursachen.

Die Messungen und die Prognose haben zu folgenden Amplituden geführt : (Bild 10)

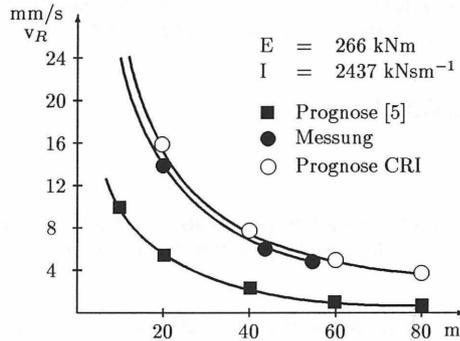


Bild 10: Abnahme der res. Schwingungsgeschwindigkeiten

Auch bei diesem Bauvorhaben stimmt die Prognose des Curt-Risch-Institutes gut mit den Meßwerten überein. Wird der K-Faktor entsprechend [5] verwendet, so werden wesentlich zu kleine Amplituden berechnet. Ziel einer Prognose sollte es sein, möglichst über den vorhandenen Schwingungsamplituden zu liegen.

Anhand der Prognose war festgelegt worden, daß mit der maximalen Energie gearbeitet werden kann, wenn der Abstand zum nächsten Gebäude bei $l \geq 30 \text{ m}$ liegt, um Schäden an den Gebäuden zu vermeiden.

Die Schwingungen stellen bei Entfernungen von $l \leq 100 \text{ m}$ zum nächsten Gebäude für die Menschen eine erhebliche Belästigung dar. Entsprechend der DIN 4150, Teil 2 sind sie unzumutbar. Ob die Arbeiten trotzdem durchgeführt werden können, ist in Absprache mit den betroffenen Menschen zu vereinbaren.

7 ZUSAMMENFASSUNG

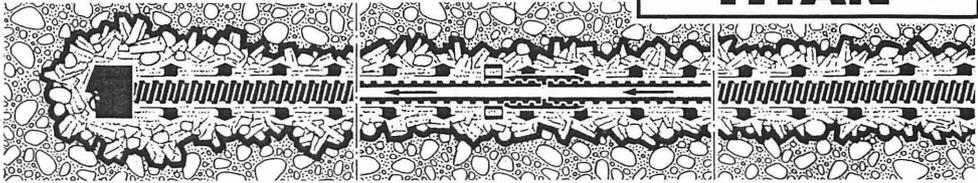
Auch heute noch steht der Bauingenieur, unabhängig davon ob er als Statiker, Bauleiter, Bodengutachter, ... tätig ist, beim Auftreten dynamischer Belastungen, soweit sie nicht mittels statischer Ersatzlasten Berücksichtigung finden können, hilflos vor dem Problem. Eine Ursache ist auch darin zu sehen, daß die Vorschriften und die Literatur auf dem Gebiet der Baudynamik nicht konkret genug sind, um dem Praktiker die Möglichkeit der eigenen Bearbeitung geben. Bezogen auf die in diesem Aufsatz betrachteten dynamischen Vorgänge ist es von Bedeutung, daß ein Problembewußtsein bezüglich Frschütterungen vorhanden ist, so daß die eventuell

anstehenden Schwingungen während der Planung eines Bauvorhabens umfassend beurteilt werden können. Es hat sich gezeigt, daß eine derartige Vorgehensweise wesentlich mehr Sicherheit des Bauablaufes gewährleistet, Baukosten gespart werden können und die Menschen in der Nachbarschaft durch entsprechende Informationen auch gut spürbare Schwingungen akzeptieren.

8 LITERATURHINWEISE

- [1] KTA 2201. L,
Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen.
Teil 2 : Baugrund 11.82, Carl Hagmanns Verlag KG, Köln/Bonn
- [2] JAGAU, H.:
Verhalten unvorbelasteter tonig-schluffiger Böden unter zyklischen
Einwirkungen.
Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik,
Universität Karlsruhe, Heft 118
- [3] HAUPT, W.; HERRMANN R.:
Querschnittsbericht 1986, Dynamische Bodenkenwerte,
Grundbauinstitut der Landesgewerbeanstalt Bayern, Eigenverlag 1987
- [4] FUNK, K.; GERASCH, W.-J.:
Expertensystem für Lärm- und Erschütterungsprognosen beim Einbringen
von Spundbohlen.
Pfahl - Symposium '95, Mitteilung des Institutes für Grundbau und
Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft Nr. 48, 193-210
- [5] HECKMANN, W.; HAGERTY, J.:
Vibrations Associated with Pile Driving.
Journal of the Construction Division, Dec. 1978, 385-394

Der Anker. Der Bodennagel. Die Injektionslanze. Der Pfahl.



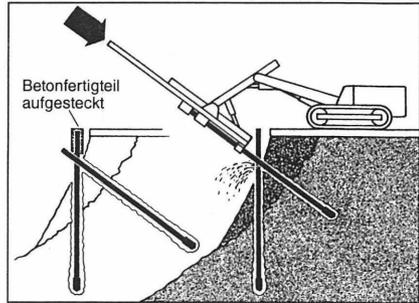
Auftriebsicherung



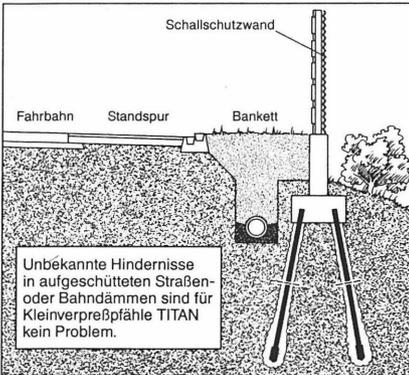
Bankettsicherung

durch Bodenvernagelung

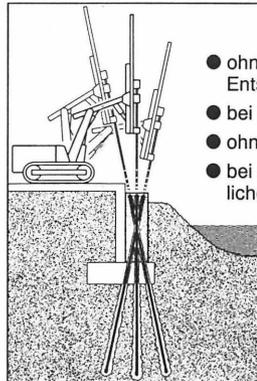
- nur halbseitige Straßenspernung
- ohne zusätzliche Belastung der Straße durch Ab- und Zufuhr
- ohne zusätzliche Belastung der Böschung



Gründung von Schallschutzwänden



Fundament-Verstärkung und Nachgründung



- ohne Aushub- und Entsorgungsprobleme
- bei laufendem Betrieb
- ohne Wasserhaltung
- bei schwer zugänglichen Baustellen

FRIEDR. ISCHEBECK GMBH

POSTFACH 13 41 · D-58242 ENNEPETAL · ☎ (0 23 33) 8 30 50 · FAX (0 23 33) 83 05 55





EINDRINGWIDERSTAND UND ERSCHÜTTERUNGS-AUSBREITUNG BEIM RAMMEN VON SPUNDBOHLN

K. Rainer Massarsch, GEO Engineering AB und Marc Meyrer, ProfilARBED

1 EINLEITUNG

Spundwände können zur Lösung einer Vielzahl von Gründungsaufgaben verwendet werden und haben, wenn richtig geplant und ausgeführt, oft technische und ökonomische Vorteile gegenüber anderen Alternativen. Sie können als eigenständige Bauwerke ausgeführt werden, oder als Elemente eines Bauwerkes Anwendung finden. Obwohl der Entwurf und die Ausführung von Spundwandprojekten Stand der Technik sind, handelt es sich dabei um Spezialarbeiten, deren Erfolg von der Erfahrung, Umsicht, Sorgfalt und dem Sachverstand abhängt. Für einen technisch ausgereiften Entwurf sowie den effektiven Einbau von Spundwänden ist es notwendig, daß der Baugrund und die Umgebung in Bezug auf die Rammbarkeit und das konstruktive Verhalten der Spundwand untersucht werden. Dies stellt geotechnische Anforderungen, die über konventionelle Gründungsprobleme hinausgehen. Leider ist es nicht ungewöhnlich, daß auch komplexe Bauvorhaben unter großem Kosten- und Zeitdruck mit unzureichenden Unterlagen geplant werden müssen. Dies führt oft zu konservativen Annahmen und technisch unbefriedigenden Lösungen, wobei die Vorteile der Spundwand nicht voll ausgenutzt werden können.

Das zunehmende Umweltbewußtsein der Öffentlichkeit sowie das Vorhandensein von erschütterungsempfindliche Bauwerke und Installationen stellt außerdem neue Anforderungen in Bezug auf Erschütterungsemission, wenn Spundbohlen in bebauten Gebieten eingesetzt werden, beispielsweise für die Umschließung von Baugruben im innerstädtischen Bereich.

Die erfolgreiche Anwendung der Spundwandbauweise setzt eine effektive Anwendung der Rammtechnik voraus, wobei Geräte und Verfahren auf Rammelement und Untergrund abgestimmt sein müssen. In den letzten Jahren wurde die Ramm- und vor allem die Vibrationstechnik entscheidend weiterentwickelt

und bietet heute Anwendungsbereiche, die vor einigen Jahren noch nicht denkbar gewesen wären. Mittels elektronischer Prozeßsteuerung von variablen Vibratoren kann der Rüttelvorgang durch Variation verschiedener Betriebsparameter (wie Frequenz, statischem Moment, vertikaler Vorspannung) optimal an projektspezifische Verhältnisse (geotechnische Voraussetzungen, Erschütterungsausbreitung) angepaßt werden. Verschiedene Rammhilfen (zum Beispiel das Rüttelspülverfahren, Entlastungsbohren oder Auflockerungssprengen) ermöglichen auch in schwierigen Böden und Lockergesteinen die effektive und kostengünstige Anwendung der Spundwandtechnik. Wenn diese neuen Möglichkeiten im Entwurf und bei der Planung des Arbeitsablaufes berücksichtigt werden, können Spundwandprojekte mit verbesserter Wirtschaftlichkeit und größerer technischer Flexibilität angewendet werden, auch unter umweltfreundlichen Bedingungen.

Die geotechnischen und geodynamischen Voraussetzungen im Baugrund, sowie die dynamischen Eigenschaften der Spundbohle, sind für den Einbauvorgang oft von größerer Bedeutung als die Bemessung der Spundwand für die eigentliche statische Anwendung im Endzustand. Trotzdem beschäftigen sich Forschungsprojekte noch immer hauptsächlich mit der Rammproblematik (vor allem dem statischen und dynamischen Tragverhalten) von Pfählen, während für die Baupraxis wichtige Fragen wie das Vibrieren und Schlagrammen von Spundbohlen noch immer stiefmütterlich behandelt werden. Daher ist das theoretische Verständnis für Faktoren, die das Rammen von Spundbohlen beeinflussen, mangelhaft und daher kommen bei der Projektplanung hauptsächlich vereinfachte, empirische Verfahren und Berechnungsmethoden zur Anwendung. Bei der Abschätzung des Eindringwiderstandes der Spundbohlen und der Erschütterungsemission werden Erkenntnisse aus dem Pfahlbereich kritiklos auf Spundbohlen übertragen, obwohl sich Spundbohlen in Bezug auf die dynamischen Eigenschaften von Pfählen maßgeblich unterscheiden. Spundbohlen für Wände oder Baugruben müssen oft eine vorgegebenen Mindesttiefe erreichen, während die Länge von Pfählen durch die Tragfähigkeit bestimmt wird, und daher vom Bodenwiderstand abhängt. Spundbohlen werden außerdem fast ausschließlich „im Schloß“ gerammt; ein wichtiger Aspekt, der den Rammvorgang entscheidend beeinflussen kann, aber schwierig zu beurteilen ist und daher oft vernachlässigt wird.

2 DAS SIPDIS PROJEKT

Um das theoretische Verständnis für das Rammen von Spundbohlen zu verbessern und den vorhandenen Informationsbedarf zu befriedigen, wurde von den beiden führenden europäischen Spundwandherstellern ProfilARBED und British Steel sowie von MTS (MRC Technique Services) ein europäisches Forschungsprojekt, **SIPDIS** („Development of a new soil investigation procedure determining the installation of steel sheet piling and impact to the environment“) initiiert und finanziert, das auch durch die Europäische Kommission für Stahl und Kohle (EGKS/ECSC) gefördert wird. Das Projekt wurde 1996 gestartet und soll Ende 1999 abgeschlossen sein. Da die Auswertung der verschiedenen Untersuchungen noch läuft, beschränkt sich vorliegender Bericht auf die Beschreibung der Zielsetzungen, sowie der Grundzüge des theoretischen Modells. Das SIPDIS Projekt umfaßt folgende Hauptabschnitte:

- Entwicklung von theoretischen Modellen die den Eindringwiderstand von Spundbohlen beim Schlag- und Vibrationsrammen beschreiben,
- Entwicklung einer praktisch anwendbaren Sonde („SIPDIS-Sonde“) zur Untersuchung von Böden in Bezug auf Rammpbarkeit und Erschütterungsausbreitung,
- Entwicklung eines Meßsystems und von Datenerfassungsprogrammen zur Dokumentation des Einbringvorganges sowie der Erfassung von Schwingungsparametern in der Sonde/Spundbohle und im Boden,
- Prototypversuche zur Ermittlung eines geeigneten Verfahrens sowie zur Erprobung der Sonde, der elektronischen Komponenten und Datenerfassung,
- großmaßstäbliche Feldversuche in schwer rammbaren, rolligen und bindigen Böden mit der SIPDIS Sonde, sowie mit Spundbohlen (Einzel- und Doppelbohlen mit Schloßreibung) im Maßstab 1:1,
- Entwicklung von zwei Berechnungsprogrammen zur Vorhersage und Simulierung des dynamischen Eindringwiderstandes und der Vibrationsausbreitung für Spundbohlen, sowie
- Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse in einem Handbuch für die Baupraxis, sowie Vorschlägen zur eventuellen Entwicklung einer SIPDIS Sonde.

Nachstehend werden die Hauptabschnitte des SIPDIS Projektes übersichtlich beschrieben.

2.1 Theoretisches Modell

Einleitend wurden die vorliegenden Erfahrungen aus der Forschung und Erkenntnisse aus der Baupraxis über das Verhalten von Spundbohlen beim Rammen und Ziehen zusammengestellt. Es zeigte sich jedoch, daß theoretische Kenntnisse und wissenschaftlich dokumentierte Untersuchungen über den Eindringwiderstand und die Erschütterungsausbreitung von Spundbohlen äußerst mangelhaft sind. Es existieren zwar verschiedene theoretische Modelle über den Bodenwiderstand beim Schlagrammen von Pfählen, aber für das Vibrationsrammen, vor allem in festen Böden, gibt es aber wenig praktisch relevante Informationen. In Bezug auf die Erschütterungsausbreitung sind die vorhandenen theoretischen Modelle und Berechnungsmethoden so vereinfacht, daß sie in der Praxis nur begrenzt und im Fernbereich (wo die Einrammtiefe der Spundbohle vernachlässigbar ist) anwendbar sind.

Da die vorhandenen theoretischen Unterlagen für die im Rahmen des SIPDIS Projektes gestellten Anforderungen nicht ausreichen, wurde ein neues theoretisches Modell für das Schlag- und Vibrationsrammen von Spundbohlen durch MTS entwickelt. Dabei soll der gesamte Weg der Energieübertragung von der Ramme über das Rammgut (Spundbohle, Pfahl, Sonde) in den Boden und die Umgebung berücksichtigt werden, Abb. 1.

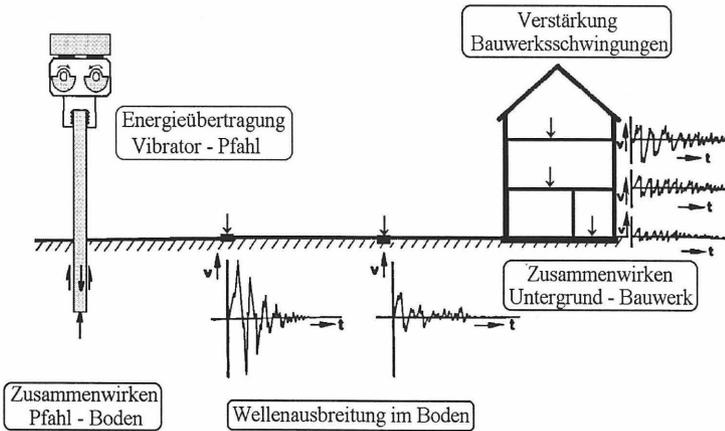


Abbildung 1. Weg der Rammenergie von der Quelle in den Boden

Ein wichtiger Aspekt dieses neuen theoretischen Modells ist, daß der dynamische Bodenwiderstand und die Erschütterungsausbreitung direkt miteinander verknüpft werden, wobei als Quelle der Erschütterungsausbreitung im Boden der geschwindigkeitsabhängige Bodenwiderstand am Mantel und an der Spitze der Spundbohle angesetzt werden.

Die Erkenntnisse der im Rahmen des Projektes durchgeführten Feldversuche fließen in das theoretische Modell ein und bilden eine wichtige Grundlage der Berechnungsprogramme welche aufgrund der Ergebnisse bestätigt, kalibriert und gegebenenfalls abgeändert werden.

Für die Berechnung des Eindringwiderstandes wird das theoretische SIPDIS Model in das von PDE/GRL entwickelte Computerprogramm WEAP umgesetzt, den Anforderungen des SIPDIS Projektes angepaßt und mit den Ergebnissen der Feldversuche kalibriert. Für die Berechnung der Vibrationsausbreitung im Boden wurde von Geo Engineering AB ein neues Programm entwickelt, das die Schwingungsausbreitung von der Spundbohle (Spitzenwiderstand und Mantelwiderstand) in den umgebenden Boden simuliert. Die Berechnungen können entweder aufgrund von Sondierungen oder den dynamischen Messungen mittels der SIPDIS Sonde erfolgen.

Ebenso soll es in Zukunft möglich sein, Korrelationen zu erstellen zwischen den dynamischen Bodenwiderständen von Messungen mit der SIPDIS Sonde und Ergebnissen von konventionellen Bodenuntersuchungen (zum Beispiel Ramm- oder Drucksondierungen) in einer Datenbank zu sammeln und allgemein zugänglich zu machen.

Einige Grundzüge des theoretischen Modells für das SIPDIS Projekt werden nachfolgend behandelt.

2.2 SIPDIS Sonde

Ein wichtiges Ziel des SIPDIS Projektes ist es, die Grundlagen für eine großmaßstäbliche, instrumentierte SIPDIS Sonde zu entwickeln, die in der Zukunft als Industriestandard zur Voruntersuchung bei Spundwandprojekten eingesetzt werden kann. Herkömmliche geotechnische Untersuchungsverfahren erfüllen zwar eine wichtige Aufgabe im Planungsstadium, können aber bei komplexen Projekten

nicht die notwendigen Informationen für eine realistische Beurteilung des Eindring- und Ziehwiderstandes, sowie über die Erschütterungsausbreitung in der Umgebung geben. Durch die SIPDIS Sonde soll in der Zukunft der Bedarf und Umfang der bisher notwendigen Proberammungen mit großmaßstäblichen Geräten verringert werden. Im Rahmen des SIPDIS Projektes sollen die Form, die optimalen dynamischen Eigenschaften der Sonde und die praktische Durchführung des Sondierverfahrens festgelegt werden.

Die SIPDIS Sonde besteht aus drei Hauptelementen:

- Rammereinheit (variabler Vibrator sowie hydraulische Rammmeiße),
- Sonde mit Rammkopf,
- Sensorik in der Sonde und
- Spülsystem für Wasser und/oder Luft.

Die SIPDIS Sonde hat einen Durchmesser von ca. 110 mm, besteht aus Elementen mit eingebauter Sensorik und kann bis zu einer Länge von 15 m zusammengebaut werden.

Für die Untersuchungen wurden drei verschiedene Prototypsonden entwickelt: eine Rammsonde, eine Vibriersonde sowie eine Spülsonde. Die Ramm- und Vibriersonden, sowie deren Instrumentierung wurden von BRE, England konstruiert und hergestellt. Die Spülsonde sowie das System für kombiniertes Wasser- und Luftspülen wurden von Krupp TBT entwickelt und gefertigt.

2.3 SIPDIS Meßsystem

Ein wichtiger Teil des SIPDIS Projektes ist die Entwicklung und Erprobung eines elektronischen Datenerfassungssystems und „anwenderfreundliche“ Computer Software zur effektiven Auswertung der Meßergebnisse. Das von der Firma Loster GmbH entwickelte elektronische Datenerfassungssystem kann sowohl für die Versuche mit der SIPDIS Sonde als auch für die Messungen beim Spundwandrammen verwendet werden. Die Meßdaten umfassen eine Vielzahl von Parametern, die über Sensoren am Einbringgerät (Schlagramme oder Vibrator), am Rammgut (Sonde oder Spundbohle) und im Boden registriert und in einer zentralen Datenerfassungseinheit gespeichert werden.

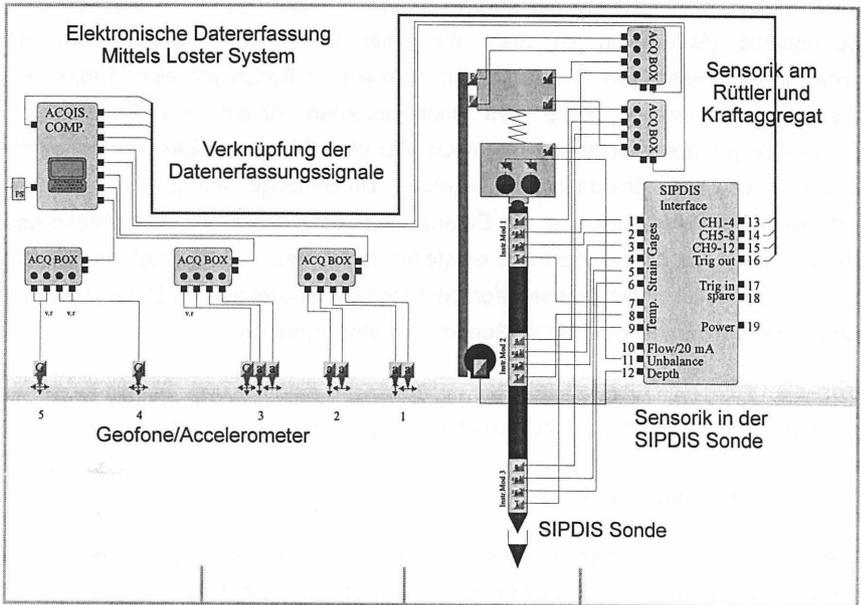


Abbildung 2. Prinzipbild der Meßkomponenten beim Vibrationsrammen der SIPDIS Sonde mit dem Loster Datenerfassungssystem „Famos“

Die gemessenen Parameter zur Dokumentation des Rammvorganges können in folgende Gruppen zusammengefaßt werden:

- Einbringgerät (Frequenz, Öldruck und Beschleunigung am Vibrator oder Schlagzahl und Energie an der Schlagramme),
- Spüldruck (Luft und Wasser) sowie Wasserdurchflußmenge an Sonde und Spundbohlen,
- Rammfortschritt (Tiefenmessung an der Sonde/Spundbohle),
- Beanspruchungen am Rammgut (Kräfte und Beschleunigungen am Spundwandkopf, bzw. an drei Meßebenen in der Sonde), sowie
- Bodenschwingungen an der Oberfläche und bis zu einer Tiefe von 5 m (Geophone und Beschleunigungsgeber).

Um den Baustellenbedingungen gerecht zu werden, mußten die verschiedenen Sensoren, die Verkabelung und das elektronische Datenerfassungssystem äußerst robust und für die wechselnden Wetterverhältnisse konzipiert werden. Eine von vielen technischen Herausforderungen bei der Entwicklung des SIPDIS

Datenerfassungssystem war der Bedarf, „schnelle“ Messungen an der Sonde oder Spundbohle (Stoßwellen im Stahl mit einer Dauer von Millisekunden) mit „langsamen“ Messungen (Schwinggeschwindigkeit im Boden mit einer Dauer von mehreren Sekunden), sowie den kontinuierlichen Ablauf des Ramm- und Ziehvorganges dokumentieren zu können. Bei einer Versuchsdauer von zwischen 5 Minuten und einer Stunde war die anfallende Datenmenge sehr groß. Eine andere wichtige Aufgabenstellung war, die Datenaufzeichnung direkt im Feld während des Versuchsablaufes überwachen und darstellen zu können. Abb. 2 zeigt als Beispiel ein Prinzipbild der verschiedenen Komponenten der elektronischen Datenerfassung für die Messungen mit der SIPDIS Sonde beim Vibrierversuch.

Für die Komprimierung, Bearbeitung, Veranschaulichung und Auswertung der Meßdaten wurden umfangreiche Berechnungs- und Analyseprogramme erstellt.

2.4 Prototypversuche

Die Prototypversuche hatten das Ziel, die verschiedenen Komponenten des SIPDIS Systems sowie den Versuchsablauf zu überprüfen und eventuelle Probleme bei der Anwendung der Sonden und der elektronischen Datenerfassung korrigieren zu können. Ein wichtiger Gesichtspunkt bei diesen Prototypversuch war die Erprobung eines Einbauverfahrens für drei-axiale Geophone welche bis zu einer Tiefe von 4,5 im Boden eingebaut wurden um die Erschütterungsausbreitung auch unter der Bodenoberfläche messen zu können. Dabei musste die präzise Positionierung der Geber gewährleistet werden. Ein anderer wichtiger Aspekt der Prototypversuche war die Ermittlung der Verstärkungseinstellung für die verschiedenen Geber. Die gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse waren von großer Bedeutung für die zügige und erfolgreiche Durchführung der nachfolgenden Feldversuche.

Die Prototypversuche wurden von MTS geplant und in Zusammenarbeit mit Franki Grundbau in Hamburg durchgeführt. Bei der Planung und dem sachgemäßen Einbau der Geophone war die Landesgewerbeanstalt (LGA) Nürnberg maßgebend beteiligt.

2.5 Feldversuche

Hauptziel des SIPDIS Projektes ist, durch wirklichkeitsnahe Feldversuche das Eindringverhalten von Spundbohlen beim Schlag- und Vibrationsrammen in festen Bodenschichten zu ermitteln und mit dem der Sonden zu vergleichen. Außerdem soll

die Erschütterungsausbreitung während des gesamten Eindring- und Ziehvorganges untersucht werden.

Ein erstes Feldversuchsprogramm wurde unter der Leitung der LGA geplant und wieder in Zusammenarbeit mit Franki Grundbau im Bereich Hamburg durchgeführt. Der Untergrund im Versuchsbereich bestand hauptsächlich aus mitteldicht bis dicht gelagerten Sanden mit einem Spitzenwiderstand der Drucksonde von bis zu 35 MPa und erfüllte die gestellten Anforderungen auf schwere Rammbarkeit.

Ein zweites Programm wurde in Immingham (im Osten Englands) in Zusammenarbeit mit dem englischen Rammunternehmer Stent durchgeführt in einem bindigen, steifen Ton. Unter der bis zu 8 m mächtigen, überkonsolidierten Tonschicht wurde ein fester Geschiebemergel (boulder clay) angetroffen.

Auf beiden Baustellen, wie bereits bei den Prototypversuchen, wurden umfangreiche Versuche durchgeführt mit den 3 verschiedenen Sonden. Als Einbringgeräte kamen dazu zum Einsatz der kürzlich von Krupp GfT TBT konzipierte Vibrator, MS-10 HFMV mit variablen auf der Welle verstellbaren Unwuchten (statisches Moment von 0-10 kgm und Frequenzbereich von 0 – 40 Hz) sowie eine hydraulische Freifallramme, Ramtec 1000 (Masse 1000 kg und Fallhöhe 0-1 m).

Nachfolgend wurden dann auf den beiden grossen Baustellen verschiedene Spundbohlenprofile der U- und Z-Reihen (15 m lang) eingesetzt, die als Einzelbohlen (U-Profile) sowie als Doppelbohlen (U- und Z-Profile) einzeln und „im Schloß“ gerammt oder vibriert wurden. Einige Spundbohlen wurden mit Spüllanzen versehen und nach dem „Rüttelspülverfahren“ einvibriert. Die Einzel U-bohlen wurden mit den für die Sondenversuche verwendeten Geräten ingerammt und einvibriert (mit/ohne Wasserspülung). Zum Schlagrammen der Doppelbohlen stand ein Rammbar vom Typ Junttan 7 t zur Verfügung. Für das Einvibrieren sowie zum Ziehen aller Doppelbohlen kam eine frequenz- und amplitudenvariable Vibrationsramme vom Typ Müller MS 32 HF-V zum Einsatz.

Durch das schrittweise Verändern des statischen Moments (Schwingamplitude) bei beiden Vibrationsrammen konnten verschiedene Vibratorkapazitäten simuliert werden.

Zur Zeit laufen die Auswertungen der umfassenden Feldmessungen und daher können konkrete Meßergebnisse noch nicht vorgestellt werden.

3 THEORETISCHES MODELL

Bei der theoretischen Analyse von Pfahl- und Spundwandprojekten müssen folgende Fragestellungen untersucht werden:

- dynamischer Bodenwiderstand (Rammbarkeit),
- Erschütterungsausbreitung und
- Tragfähigkeit.

Im Rahmen des SIPDIS Projektes, wo Spundwandfragen im Vordergrund stehen, wird das Hauptaugenmerk auf die Rammbarkeit und die Erschütterungsausbreitung gelegt. Bei Pfahlgründungen ist oft das Hauptaugenmerk auf die Tragfähigkeit gerichtet und es wird vergessen, daß die drei Problembereiche eng mit einander verbunden sind. Zuverlässige Aussagen über die Tragfähigkeit von Pfählen lassen sich nur machen, wenn der Rammvorgang (dynamischen Bodenwiderstand und Erschütterungsausbreitung) in die Beurteilung einbezogen werden. Daher können Ergebnisse des SIPDIS Projektes auch für den Pfahlbereich angewendet werden. Für eine vollständige Analyse, die alle wichtigen Faktoren beachtet, ist es notwendig daß folgende Fragen in das theoretische Modell einbezogen werden, vgl. Abb. 1:

- Einwirken der Rammenergie (Schlagramme oder Vibrator) auf die Spundbohle,
- Einfluß der dynamischen Spundbohleneigenschaften auf die Energieübertragung,
- „Statischer“ und „dynamischer“ Bodenwiderstand am Mantel und der Spundwandspitze
- Einfluß der Schloßreibung auf den Rammwiderstand
- Einfluß von Rammhilfen (zum Beispiel durch Rüttelspülen)
- Erschütterungen, die durch den geschwindigkeitsabhängigen Bodenwiderstand verursacht werden, sowie
- Wellenausbreitung vom Mantel und von der Spundbohlenspitze in die Umgebung (Bodenschichten sowie Bauwerke und Bauwerksteile).

3.1 Schlag- und Vibrationsrammen

Das Schlagrammen unterscheidet sich vom Vibrationsrammen und die Form der Energieübertragung hat einen entscheidenden Einfluß auf den Rammvorgang. Beim Schlagrammen wird die Spundbohle bei jedem Schlag aus der Ruhelage beschleunigt, und dabei müssen die Trägheitskräfte sowie der „statische“

(geschwindigkeitsunabhängig) und der „dynamische“ (geschwindigkeitsabhängig) Bodenwiderstand überwunden werden. Die Energie wird am Spundwandkopf über eine Rammhaube eingeleitet, wobei bedeutende Energieverluste auftreten können. Die Effektivität von Schlagrammen wird durch mehrere, oft schwer zu kontrollierende Faktoren beeinflusst. Die Wellenlänge des Stoßes (mit einer Dauer von Millisekunden) entspricht nur einem Bruchteil der Länge der Spundbohle und die Energie pflanzt sich im Rammgut in Form einer Stoßwelle (mit kurzer Dauer) fort. Daher haben die dynamischen Eigenschaften der Spundbohle (Impedanz) und des Bodens eine große Bedeutung. Um die Spundbohle in den Boden einrammen zu können, muß zuerst der Mantelwiderstand überwunden werden. Die verbleibende Energie muß ausreichend sein um auch den Spitzenwiderstand überwinden zu können.

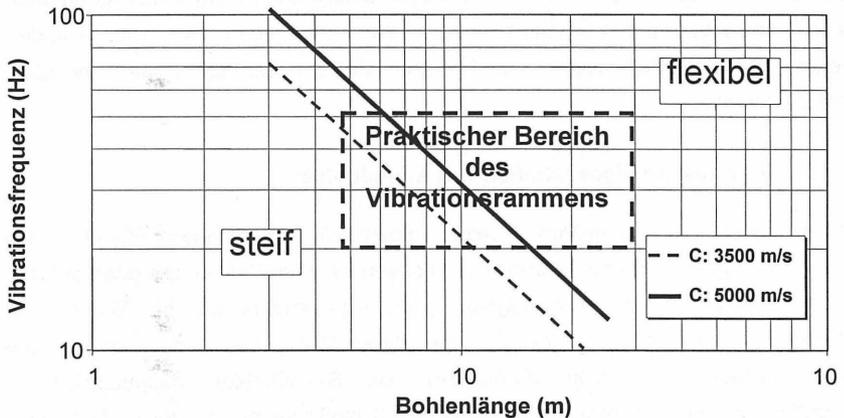


Abbildung 3. Diagramm zur Abschätzung der relativen Steifigkeit der Bohle im Verhältnis zur Vibrationsfrequenz

Beim Vibrationsrammen ist die Energiequelle (Rüttler) fest mit dem Rammgut verbunden und es kommen nur kleine Energieverluste vor (bei größeren Energieverlusten kommt die Zange zum Glühen und „reißt aus“). Die Spundbohle wird in sinusförmige Schwingungen versetzt („stehende“ Wellen) wobei die Schwinggeschwindigkeit der Bohle hauptsächlich von der Vibrationsfrequenz des Rüttlers bestimmt wird. Die Wellenlänge der Schwingungen entspricht ungefähr der Länge der Spundbohlen und stoßförmige Wellen sind nur unter bestimmten Voraussetzungen (zum Beispiel beim Rammen gegen sehr feste Schichten) von

Bedeutung. Die Spundbohle verhält sich wie ein steifer Körper, wenn die Wellenlänge ca. 4 mal länger als die Spundbohle ist. Dieser Zusammenhang ist in Abb. 3 dargestellt. Daraus läßt sich abschätzen, ob sich die Bohle beim Rütteln „steif“ (Wellenausbreitung in der Bohle vernachlässigbar) oder „flexibel“ (Stoß mit Berücksichtigung der Wellenausbreitung) verhält. Im steifen Körper kann die Schwinggeschwindigkeit als annähernd konstant längs der Bohle angenommen werden und die Wellenausbreitung vernachlässigt werden. Bei einer Vibrationsfrequenz von beispielsweise 30 Hz verhält sich eine 5 m lange Spundbohle steif, während bei einer Bohlenlänge von mehr als 15 m die Wellenausbreitung berücksichtigt werden muß, vgl. nächster Abschnitt.

Während beim Schlagrammen nur die Energie (Masse und Fallhöhe des Rammhärs) beeinflußt werden kann, können beim Vibrationsrammen mehrere Parameter verändert werden, wie die Rüttelfrequenz, das statische Moment und die Vorspannung (Zieh und Druckkraft).

3.2 Dynamische Eigenschaften von Spundbohlen

Spundbohlen unterscheiden sich bezüglich Eindringwiderstand und Erschütterungsausbreitung prinzipiell von konventionellen Pfählen. Die geometrische Form und die dynamischen Eigenschaften sind anders als bei Beton- und Stahlpfählen. Spundbohlen haben eine verhältnismäßig große Manteloberfläche und einen kleinen Querschnitt (Fußspitze). Da Spundbohlen hauptsächlich in Wandformationen angeordnet werden ist die Schloßreibung und der Einfluß durch bereits gerammte, benachbarte Spundbohlen von Bedeutung.

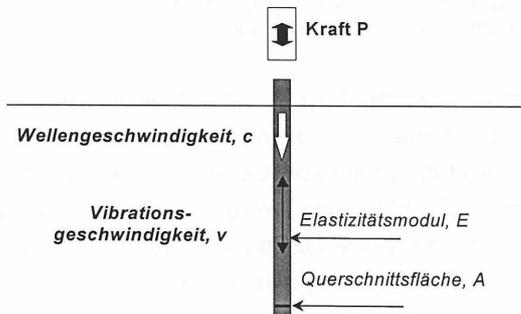


Abbildung 4. Zusammenhang zwischen dynamischer Kraft in der Spundbohle, Schwinggeschwindigkeit und Impedanz, vgl. Gl. 1 und 2

Die dynamische Kraft P , die durch einen Stoß von einer Spundbohle (oder Pfahl) übertragen werden kann, wird durch folgende Beziehung bestimmt:

$$P = v \cdot Z \quad (1)$$

Wo v die Schwinggeschwindigkeit und Z die Impedanz des Pfahls sind. Die Impedanz wird durch die Materialdichte ρ , die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit C und den Querschnitt A bestimmt, vgl. Abb. 4,

$$Z = \rho \cdot C \cdot A = (E \cdot A) / C \quad (2)$$

Dies bedeutet, daß beim Schlagrammen und in gewissen Fällen auch beim Vibrationsrammen von Spundbohlen, die maximal einleitbare Kraft durch die Impedanz beeinflusst wird. Je niedriger die Impedanz in der Spundbohle desto höher ist deren Schwinggeschwindigkeit.

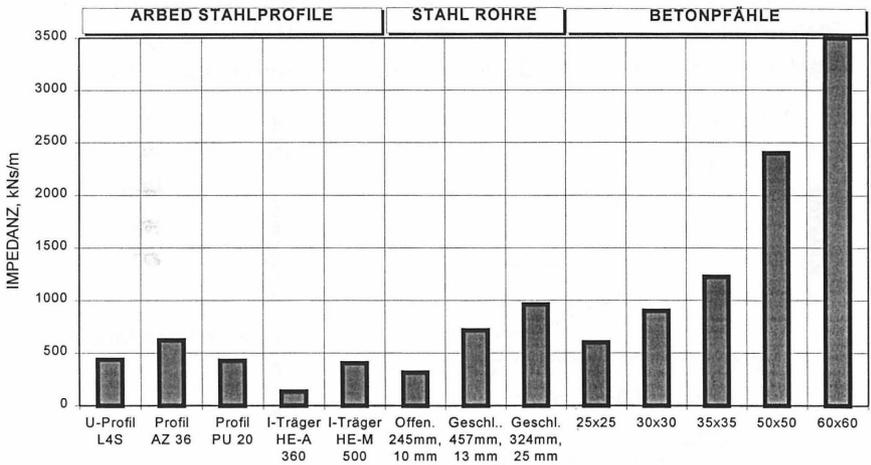


Abbildung 5. Typische Werte der Impedanz für Spundbohlen und Beton- sowie Stahlpfähle

Zwei Randbedingungen bestimmen das Eindringen der Spundbohle in den Boden. Einerseits muß die am Kopf der Bohle eingeleitete Kraft so groß sein, daß sowohl die Mantelreibung als auch der Spitzenwiderstand des Bodens überwunden werden

kann. Andererseits begrenzt die Impedanz die Größe der Kraft, die in der Bohle eingeleitet werden kann.

Die Impedanz kann innerhalb weiter Grenzen variieren, und hängt vom Pfahlmaterial sowie dem Pfahlquerschnitt ab (vgl. Gl. 2). Abb. 5 zeigt typische Werte der Impedanz für verschiedene Spundbohlenprofile und Pfahltypen. Daraus geht hervor, daß die Impedanz für Spundbohlen und Stahlprofilträger oft zwischen 200 - 1000 kNs/m liegt, während Betonpfähle bedeutend höhere Werte erreichen können.

Heckman und Hagerty (1978) haben die Schwingungsausbreitung in Böden bei der Pfahlrammung mittels Rammbar untersucht und gefunden, daß der Verstärkungsfaktor K, der ein Maß der Bodenerschütterung an der Bodenoberfläche ist, von der Pfahlimpedanz stark beeinflusst wird, und bestätigen somit die Erfahrungen von Svinkin, Abb. 6. Auch diese Messungen zeigen, daß wenn die Impedanz des Pfahls einen Wert um 1500 kNs/m unterschreitet, so erhöht sich die Vibrationsausstrahlung vom Pfahl markant. Es ist erstaunlich, daß der Einfluß der Pfahlimpedanz bei der Beschreibung des Rammvorganges und der Erschütterungsausbreitung im Boden in der Baupraxis bisher kaum beachtet wurde.

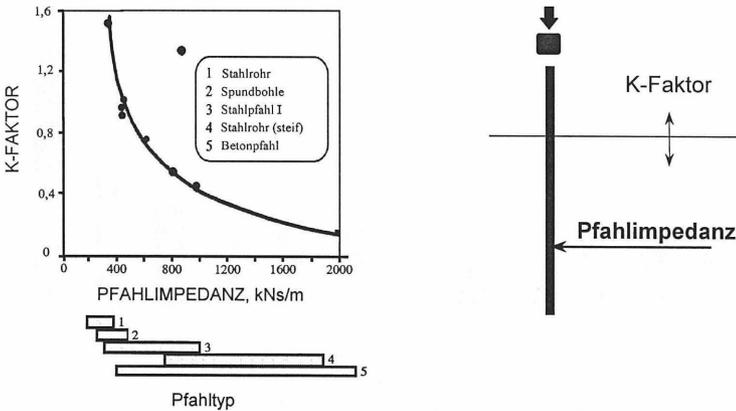


Abbildung 6. Einfluß der Pfahlimpedanz auf die Vibrationsverstärkung im Boden bei gerammten Pfählen (nach HECKMAN & HAGERTY, 1978)

3.3 Statischer und dynamischer Pfahlwiderstand

Der totale Rammwiderstand setzt sich aus dem geschwindigkeitsunabhängigen („statischen“) Bodenwiderstand, R_S und dem geschwindigkeitsabhängigen („dynamischen“) Bodenwiderstand R_D zusammen

$$R_{tot} = R_S + R_D \quad (3)$$

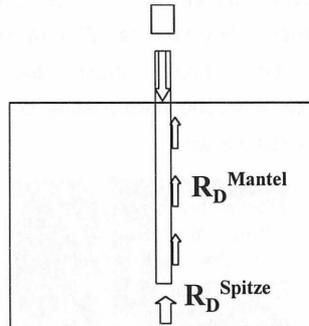


Abbildung 7. Dynamischer Mantel- und Spitzenwiderstand

Der sowohl längs des Mantels als auch an der Spitze auftritt. Der statische Rammwiderstand ist vergleichbar mit der Mantelreibung oder dem Spitzenwiderstand der aus Drucksondierungen ermittelt wird.

Der dynamische Bodenwiderstand hängt von der Deformationsgeschwindigkeit. Die längs des Mantels A_M in den Boden einleitbare dynamische Scherkraft kann vereinfacht durch folgende Beziehung abgeschätzt werden, vgl. Abb. 6,

$$R_D^{Mantel} = \tau_f \cdot A_M = v_{max} \cdot Z_S^* \cdot A_M \quad (4)$$

wo τ_f die undränierete Scherfestigkeit, A_M die Manteloberfläche und Z_S^* die von der Scherdehnung abhängige Bodenimpedanz ist

$$Z_S^* = C_S^* \cdot \rho \quad (5)$$

Es muß betont werden, daß die Scherwellengeschwindigkeit C_S stark von der Scherdehnung abhängt. Die Scherdehnungsamplitude γ kann aus folgender einfacher Beziehung abgeschätzt werden

$$\gamma = v / C_S^* \quad (6)$$

Bei einer Schwinggeschwindigkeit von beispielsweise 500 mm/s und einer Scherwellengeschwindigkeit C_S^* von ca. 50 m/s ist die Scherdehnung in der Größenordnung von 1 %, was dem plastischen Verformungsbereich entspricht. Die maximale Schwinggeschwindigkeit, die im plastischen Bereich von der Spundbohle in den Boden übertragen werden kann, wird also durch die Scherfestigkeit (Impedanz) bestimmt. In einem plastischen Ton mit einer Scherfestigkeit von 50 kPa und einer Scherwellengeschwindigkeit C_S^* von ca. 50 m/s kann die maximale Schwinggeschwindigkeit einen Wert von ca. 500 mm/s nicht überschreiten. Mit zunehmender Scherfestigkeit nimmt auch die maximal übertragbare Vibrationsgeschwindigkeit zu. Ähnliche theoretische Beziehungen können für den Spitzenwiderstand R_D entwickelt werden.

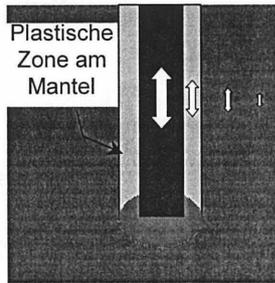


Abbildung 8. Schwingungsübertragung vom Mantel in die plastische Bodenzone

Umfangreiche Untersuchungen vor allem auf dem Gebiet der Erdbebentechnik haben gezeigt, daß die Bodensteifigkeit mit zunehmender Verschiebungsamplitude abnimmt. Da sich die Scherwellengeschwindigkeit C_S

$$C_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (7)$$

aus dem Schermodul G und der Dichte ρ ableiten läßt, kann die Abnahme der Scherwellengeschwindigkeit (und analog der Kompressionswellengeschwindigkeit) ermittelt werden. In Abb. 9 ist als typisches Beispiel die Abhängigkeit des Schermoduls für einen sandigen Boden als Funktion der Verschiebungsamplitude dargestellt, Haupt (1986). Aus Abb. 9 geht hervor, daß in einem sandigen Boden die Scherwellengeschwindigkeit bei einer Scherdehnungsamplitude von 0, 2 % (was einer Schwinggeschwindigkeit von 300 mm/s entspricht), nur 40% des

Maximalwertes (60 m/s) hat. Der Boden verhält sich daher im Nahbereich des Pfahls nicht linear-elastisch. Erst im Fernbereich der Schwingungsquelle, wenn beispielsweise in einem sandigen Boden die Schwinggeschwindigkeit unter 10 - 20 mm/s absinkt, können linear-elastische Verhältnisse angenommen werden. Um den Pfahl bilden sich daher drei klar unterscheidbare Zonen aus:

- der plastische Bereich, wo sich der Boden im Bruchzustand befindet,
- der nicht linear-elastische Bereich, in dem die Wellengeschwindigkeit von der Dehnungsamplitude abhängt und
- der elastische Bereich.

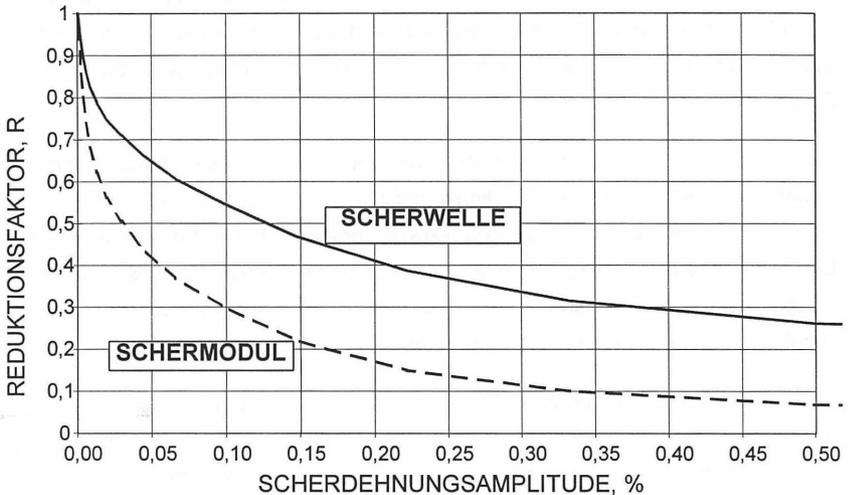


Abbildung 9. Abhängigkeit des Schermoduls und der Scherwellengeschwindigkeit von der Scherdehnungsamplitude für einen sandigen Boden

Die Beurteilung der Wellenausbreitung von der Spundbohle in den umgebenden Boden setzt die Kenntnis des dynamischen Bodenwiderstandes längs der Bohle (Mantelwiderstand und Spitzenwiderstand) voraus. Die Erschütterungsausstrahlung kann sich während des Rammvorganges verändern. Dabei muß zwischen den am Mantel entstehenden kegelförmigen Wellen, und den von der Spitze ausgestrahlten Raumwellen unterschieden werden. Diese breiten sich mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten im Boden aus. Die maximal übertragbare

Schwinggeschwindigkeit kann aus Sondierungen abgeschätzt werden. Dabei muß jedoch das nicht-lineare Bodenverhalten berücksichtigt werden.

Die von der Spundbohle entlang des Mantels sowie über die Spitze in den Boden übertragene Schwingenergie verursacht dort ein komplexes Wellenfeld, das sich aus Raum- und Oberflächenwellen zusammensetzt. Der Anteil der über den Mantel und die Spitze übertragenen Wellenenergie ist beim gerammten und beim vibrierten Bohlen unterschiedlich. In Reibungsböden ist bei vibrierten Spundbohlen die Mantelreibung geringer, und die Erschütterungsenergie wird hauptsächlich durch die Spitze in den Boden eingeleitet. Bei gerammten Bohlen entstehen Bodenwiderstände sowohl längs des Mantels als auch an der Spitze. In bindigen Böden (Tonböden) ist die Vibrationsausstrahlung bei gerammten und vibrierten Bohlen ähnlich, und die Energieeinleitung in den Boden erfolgt sowohl längs des Mantels als auch über die Spitze, Massarsch und Westerberg (1995).

Das Zentrum der Energieausstrahlung an der Bohle hängt von den Bodenschichtungen und den bodendynamischen Eigenschaften ab, und kann sich während des Einvibrierens längs des Mantels verschieben. Die Energie kann von der Bohle gleichzeitig über den Mantel als auch an der Spitze ausgestrahlt werden, beispielsweise wenn bindige Bodenschichten durchfahren werden und die Pfahls Spitze auf einen festen Untergrund trifft.

Um die Lage der Energieausstrahlung am Mantel abschätzen zu können, muß der dynamische Eindringwiderstand während des gesamten Rammverlaufes ermittelt werden. Westerberg et. al. (1996) haben ein semi-empirisches Verfahren entwickelt, bei dem der Vibrierwiderstand, ausgehend von Drucksondierungen, berechnet werden kann. Dabei wird der Einfluß der Vibrationsfrequenz, Schwingamplitude und der Anzahl von Vibrationszyklen der Bohle während des Durchdringens der verschiedenen Bodenschichten berücksichtigt. Auch die dynamischen Eigenschaften des Vibrator-Bohlensystems (Vibrierfrequenz, statisches Moment, Schwingamplitude etc.) werden dabei berücksichtigt. Umfangreiche Vibrationsmessungen im Zusammenhang mit Bodenverdichtungsprojekten deuten darauf hin, daß sich die Schwingungen, die vom Pfahlmantel in den umgebenden Boden ausgestrahlt werden, als zylindrische Wellenfelder ausbreiten. Diese Wellen weisen eine geometrische Dämpfung auf, die den Oberflächenwellen entspricht. An der Pfahls Spitze dagegen wird die Vibrationsenergie in Form von Stößen, ähnlich wie

beim Schlagrammen, an die darunter befindlichen Bodenschichten übertragen. Die Energie wird als Kompressions- und Scherwelle (Raumwelle) ausgestrahlt. Die Frequenz-Zusammensetzung der an der Pfahlspitze erzeugten Schwingungen kann komplex sein, und hängt von einer Vielzahl von Faktoren ab.

Trotz der hauptsächlich vertikalen Schwingungserregung des Pfahls können Wellen mit sowohl vertikalen als auch horizontalen Komponenten auftreten. Wenn der Mantelwiderstand überwiegt, entstehen hauptsächlich zylindrische Scherwellen längs der Pfahlachse. Beim Auftreffen des Pfahls auf eine feste Schicht werden dagegen vom Pfahlfuß Raumwellen (hauptsächlich Kompressionswellen) nach allen Richtungen ausgestrahlt. Das Wechselspiel zwischen Mantelreibung und Spitzenwiderstand ist komplex und ändert sich während des Eindringens des Pfahls in den Boden.

3.4 Vibrationsausbreitung im Boden

Im Fernbereich der Erschütterungsquelle kann der Boden als elastisches Medium angenommen werden. Dieses Problem kann mit ausreichender Genauigkeit durch analytische Methoden gelöst werden, wie der Finiten Elementberechnung. Bei der Abschätzung von Rammproblemen mit komplexen geotechnischen Bedingungen (Bodenschichtungen) sind diese Modelle jedoch oft zu kompliziert, aber auch zu ungenau, um in der Praxis anwendbare Ergebnisse zu erhalten. Für diese Fälle sind oft einfache Berechnungen, die jedoch die wesentlichen geodynamischen Faktoren berücksichtigen, besser anwendbar. Dafür genügen die relativ einfachen theoretischen Grundlagen der Ausbreitung von Wellen im Boden, Haupt (1986). Die Wellenausbreitung von einer punktförmigen Erschütterungsquelle in einem elastischem Halbraum kann theoretisch genau beschreiben werden. Die Schwingamplitude A nimmt mit zunehmendem Abstand R von der Erschütterungsquelle entsprechend folgendem Ausdruck ab

$$A_2/A_1 = (R_2/R_1)^n e^{-\alpha(R_2-R_1)} \quad (8)$$

wo A_1 und A_2 die Schwingamplituden in Abstand R_1 und R_2 sind. Der Exponent n hängt vom Wellentyp ab, Tabelle 1. Der Exponent α berücksichtigt den Einfluß der Materialdämpfung im Boden bei der Wellenausbreitung.

Wellentyp	Exponent n
Raumwelle (P und S-Wellen) im Ganzraum	1,0
Raumwelle (P- und S-Wellen) an der Oberfläche	2,0
Kegelförmige und zylindrische Wellen im Ganzraum	0,5
Oberflächenwellen (R-Wellen) im Halbraum	0,5

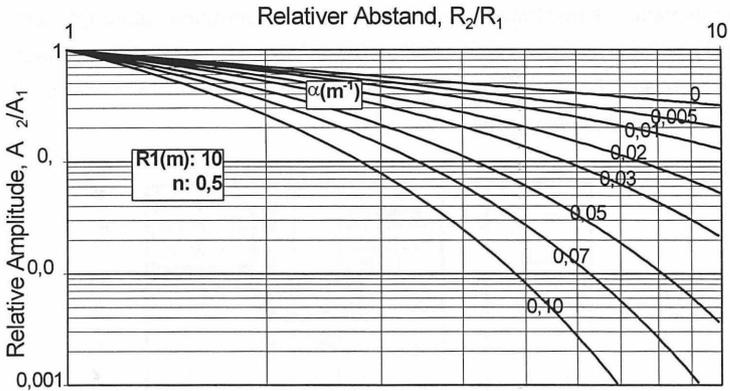
Tabelle 1. Exponent n für verschiedene Wellentypen

Raumwellen im Ganzraum treten beim Pfahlrammen hauptsächlich an der Pfahlspitze auf, beispielsweise beim Einrammen von Spitzenpfählen in eine tragfähige Bodenschicht. Raumwellen im Halbraum werden beim Durchdringen von festen Schichten nahe der Bodenoberfläche hervorgerufen. Kegelförmige und zylindrische Wellen im Ganzraum entstehen durch Mantelreibung. Oberflächenwellen (R-Wellen) ergeben sich durch Reflexion von P-, und S-Wellen an der Bodenoberfläche. Obwohl die geometrische Dämpfung (d. h. der Exponent n) für die zylindrischen Wellen und die Oberflächenwellen gleich ist, handelt es sich dabei um verschiedene Wellenformen. Die kegelförmigen Wellen sind im Nahbereich von Bedeutung, während die Oberflächenwellen im Fernbereich dominieren, d. h. im Abstand von mindestens einer Wellenlänge (ca. 10 m). In geschichteten Böden können sich komplizierte Wellenfelder ausbilden, die theoretisch nur schwer vorhersehbar sind.

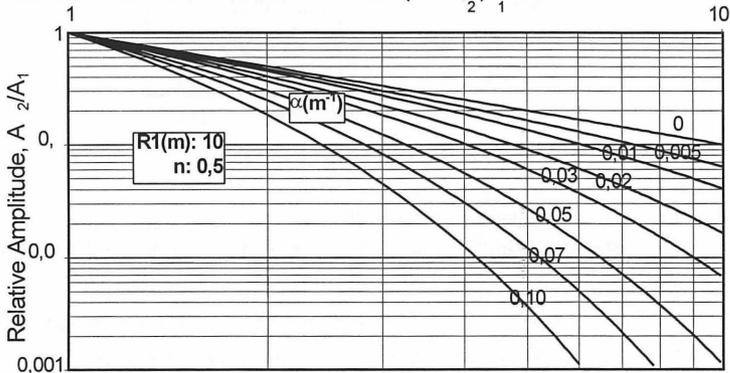
In Abb. 10 sind die aus Gl. 13 berechneten Dämpfungskurven für zwei Werte des Exponenten n dargestellt. Ein Vergleich der beiden Diagramme zeigt, daß im gleichen Abstand die Raumwellen bedeutend schneller gedämpft werden als die kegelförmigen Wellen oder Oberflächenwellen. Bei der Berechnung der Abstandsdämpfung muß beachtet werden, daß der Abstand R von der Erregerquelle zum Betrachtungspunkt so genau als möglich gewählt werden muß. Bei Raumwellen ist das Zentrum der Energieausstrahlung die Pfahlspitze, bei kegelförmigen Wellen die aktive Zone am Pfahlmantel.

Der Abstand der Pfahlspitze zur Bodenoberfläche (Rammtiefe) nimmt mit dem Rammvorgang zu. Außerdem werden die Raumwellen schneller gedämpft als kegelförmige Wellen. Andererseits treten beim Einrammen von Pfählen in tragfähige Schichten oft starke Erschütterungen auf. Oberflächenwellen werden langsamer gedämpft und dominieren vor allem im Fernbereich.

Aus Abb. 10 geht hervor, daß der Abklingkoeffizient α , der die Materialdämpfung D , berücksichtigt, bei der Abschätzung der Wellenausbreitung nicht vernachlässigbar ist. Der Einfluß der Materialdämpfung wird in vielen Fällen nicht berücksichtigt, was zu großen Fehlern bei der Abschätzung von Erschütterungsproblemen führen kann. Bei wichtigen Projekten sollte dieser, von der örtlichen Voraussetzungen abhängige, Parameter durch Feldmessungen ermittelt werden. Bei Oberflächenwellen im Fernbereich kann oft mit ausreichender Genauigkeit der Einstichpunkt des Pfahls an der Bodenoberfläche gewählt werden.



a) Zylindrische Welle oder Oberflächenwellen ($n = 0,5$)



b) Raumwellen von Pfahlspitze ($n = 1,0$)

Abbildung 10. Dämpfung der Schwingamplitude mit Abstand von einer punktförmigen Vibrationsquelle für Oberflächenwellen und Raumwelle

Zur Abschätzung des Abklingkoeffizienten α kann nachstehende Beziehung verwendet werden

$$\alpha = (2 \pi D f) / C \tag{9}$$

wo D die Materialdämpfung, f die Schwingfrequenz und C die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit ist. Die Wellengeschwindigkeit kann mittels dynamischer Messungen im Feld oder Labor bestimmt, oder überschlagsmäßig aus nachstehendem Diagramm geschätzt werden, Abb. 11. Daraus geht hervor, daß die Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten von der Bodenarten abhängt und große Unterschiede aufweisen kann. Kegelförmige Wellen breiten sich hauptsächlich als Scherwellen aus. Die Oberflächengeschwindigkeit ist etwas niedriger (ca. 10%) als die Scherwellengeschwindigkeit.

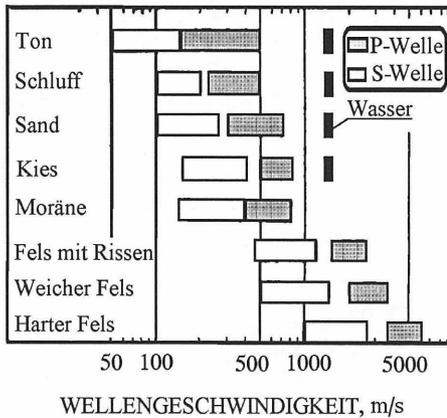


Abbildung 11. Typische Werte der Scher (S) - und Kompressionswellengeschwindigkeit (P) für verschiedene Boden- und Gesteinsarten.

Der Abklingkoeffizient α ist in Abb. 12 für eine angenommene Materialdämpfung von 4 % (typisch für die meisten Bodenarten im Fernbereich der Erregerquelle) graphisch dargestellt und ist von der Bodenart (Wellengeschwindigkeit) und der Schwingfrequenz abhängig. Mit Hilfe der Abb. 10, 11 und 12 kann beispielsweise der erschütterungsreduzierende Einfluß des Anhebens der Vibrationsfrequenz abgeschätzt werden. In einem Boden mit einer angenommenen Wellengeschwindigkeit (Oberflächenwelle) von 200 m/s (entspricht einem dicht

gelagerten Sandboden) steigt der Abklingkoeffizient von 0,022 (bei 20 Hz) auf 0,05 (bei 40 Hz) an, siehe Abb. 12. Aus Abb. 10a können in einem angenommenen Abstand von beispielsweise 30 m ($3 \times R_1$) folgende relative Schwingamplituden abgelesen werden: bei γ : 0,022 (20 Hz): 0,40 A_2/A_1 , bei γ : 0,05 (40 Hz): 0,20. Daher kann in einem mitteldichten Sandboden (Abstand von der Vibrationsquelle 30 m) durch die Erhöhung der Vibratorfrequenz von 20 auf 40 Hz theoretisch die Vibrationsamplitude im Boden auf ca. 50% verringert werden.

Die Berechnung der Wellenausbreitung kann mit Vorteil durch Computerprogramme erfolgen, die im Rahmen des SIPDIS Projektes entwickelt werden.

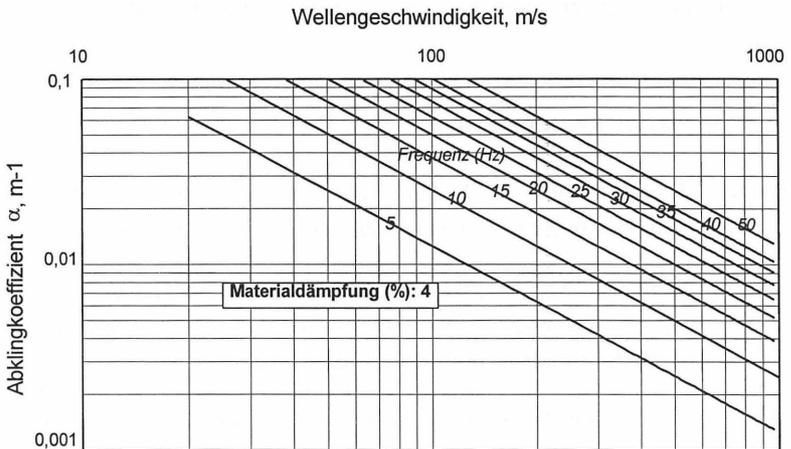


Abbildung 12. Abhängigkeit des Abklingkoeffizienten α von der Wellengeschwindigkeit und der Schwingfrequenz bei einer Materialdämpfung von 4%

4 SCHLUSSBEMERKUNG

In vorliegendem Bericht werden Spundwandprobleme in Bezug auf Rammbarkeit und Erschütterungsausbreitung behandelt. Wenn die Vorteile der modernen Rammtechnik voll ausgenutzt werden können, bieten Spundwände sowohl technisch als auch wirtschaftlich konkurrenzkräftige Lösungen für viele Gründungsprobleme. Leider hat die wissenschaftlichen Erkenntnisse über das Rammen von Spundbohlen mit der in den letzten Jahren sich sprunghaft entwickelten Rammtechnik nicht Schritt gehalten. Daher wurde von den europäischen Spundwandherstellern dieses

Forschungsprojekt, SIPDIS initiiert und finanziert. Die Zielsetzungen des SIPDIS Projektes unterscheiden sich von ähnlichen Untersuchungen dadurch, daß alle Aspekte des Rammens und der Erschütterungsausbreitung behandelt werden. Neben der Entwicklung eines theoretischen Modells wird der Prototyp einer Sonde entwickelt, welche den Einbringmethoden, wie sie für Spundwände angewandt werden, gerecht wird. Umfangreiche Feldversuche im Maßstab 1 : 1 geben praxisbezogene Ergebnisse. Spundwand-spezifische Fragen wie die Schloßreibung sowie der Erfolg des Rüttelspülverfahrens als Rammhilfe wurden in verschiedenen Bodenarten untersucht.

In vorliegendem Bericht werden einige Aspekte des theoretischen Modells beschrieben.

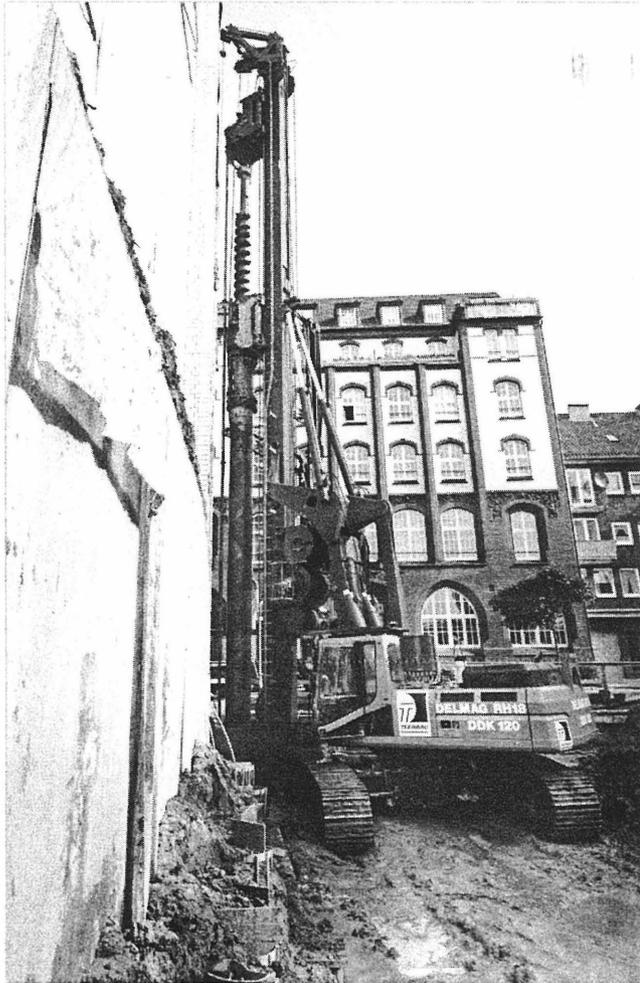
5 LITERATURHINWEISE

Heckman, W. S. & Hagerty, D. J., 1978. Vibrations Associated with Pile Driving. ASCE Journal of the Construction Division, Vol. 104, No. CO4, S. 385 - 394.

Massarsch, K. R. und Westerberg, E., 1995. "Neuentwicklungen bei der Anwendung von vibrierten Pfählen". Pfahlsymposium '95, 23 - 24. Februar 1995, Universität Braunschweig, IGB-TUBS, S. 319 - 342.

Westerberg, E., Massarsch, K. R. und Eriksson, K., 1996. Soil resistance during vibratory pile driving. Proceedings, International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Volume 3, S. 241 - 250.

Haupt, W., (Hrsg.) 1986. Bodendynamik - Grundlagen und Anwendung. Vieweg & Sohn, Braunschweig.



Ausführung von Pfahlgründungen

TEERBAU Spezialtiefbau GmbH

Winsberggring 3, 22525 Hamburg

Tel.: 040 / 853 254-0

Fax: 040 / 853 254-40

Geschäftsstelle Rostock

Silder Moor 12, 18196 Kavelstorf (Rostock)

Tel.: 038 208 / 83 7-0

Fax: 038 208 / 83 7-20

NL Berlin-Brandenburg

Großbeerenstr. 231

14480 Potsdam

Tel.: 0331 / 649 56-0

Fax: 0331 / 649 56-20

Unser Arbeitsprogramm umfaßt die Herstellung von:

- Verdrängungsbohrpfählen
- Großbohrpfählen
- GEWI-Pfählen
- Ortbetonrammpfählen
- Komplettbaugruben
- Bohrfahlwänden
- Berliner und Essener Verbau
- Dichtwänden
in Schlitzwandbauweise
- Grundwasserabsenkung

*Beratungen und Problemlösungen
für Baugruben und Tiefgründungen*



DER EINSATZ VON ORTBETONRAMMPFÄHLEN MIT INNENRAMMUNG IN DER NÄHE BESTEHENDER BAUWERKE

Werner Brieke

1. EINLEITUNG

Für die Herstellung von Tiefgründungen findet eine Vielzahl von Pfahlssystemen Anwendung, die sich u.a. dadurch unterscheiden, daß die jeweilige Herstellung der Pfähle als erschütterungsfrei gilt (z.B. Bohrpfähle), oder, wie bei Rammpfählen, mit Erschütterungsemissionen unterschiedlichen Grades verbunden ist.

Obwohl Erschütterungen bei Rammpfählen nur einen Ausschnitt des Emissionsspektrums bei der Herstellung von Pfählen darstellen (auch eine Bohrpfahlherstellung kann Emissionen verursachen, wie jeder weiß, der solche Arbeiten in schwierigem Baugrund beobachtet hat), werden aus ihnen aufgrund subjektiver Kriterien, insbesondere aus dem Bereich der menschlichen Wahrnehmung, bereits von planenden Fachleuten Vorbehalte abgeleitet. Dies führt oft zu technisch ungerechtfertigten Anwendungsausgrenzungen. Kommt es doch darauf an, ob die auftretenden Erschütterungen oberhalb oder unterhalb des Niveaus liegen, welches als zulässiger Grenzwert unter den baustellenspezifischen Randbedingungen ermittelt werden kann.

Wenn das Rammpfahlssystem zusätzlich noch die Möglichkeit bietet, die aufgebrachte Rammenergie gezielt zu variieren und an die jeweilige Situation anzupassen, wie das beim Ortbetonrammpfahl mit Innenrammung möglich ist, kann eine solche Pfahlgründung bei entsprechenden Randbedingungen auch in der Nähe bestehender Bauwerke ausgeführt werden.

Damit wird der in der Regel erhebliche wirtschaftliche Vorteil dieses Pfahlsystems gegenüber einer Bohrpfahlgründung auch bei Bauvorhaben mit bereits vorhandener Nachbarbebauung nutzbar.

Anhand einiger Beispiele ausgeführter Projekte sollen der Einsatz des Ortbetonrammpfahls mit Innenrammung neben bestehender Bebauung erläutert und die Randbedingungen dafür beschrieben werden. Die Maßnahmen, mit denen sich

Planer und Bauherren im Hinblick auf mögliche Erschütterungseinflüsse absichern können, werden aufgezeigt.

Einige Beispiele ausgeführter Projekte belegen die Vielzahl der Einsatzmöglichkeiten dieses Pfahlsystems neben Bauwerken verschiedenster Art und Nutzung.

2. HERSTELLUNGSVERFAHREN

Das Herstellungsverfahren des Ortbetonrammpfahls mit Innenrammung (*FRANKIPFAHL*) ist in Bild 1 dargestellt. Durch die Möglichkeiten bei der Variation der Fußgröße und einer Bodenverbesserung durch Kiesvorverdichtung (Bild 2) kann der Pfahl optimal an die vorhandene Baugrundsituation und die planmäßige Traglast angepaßt werden.

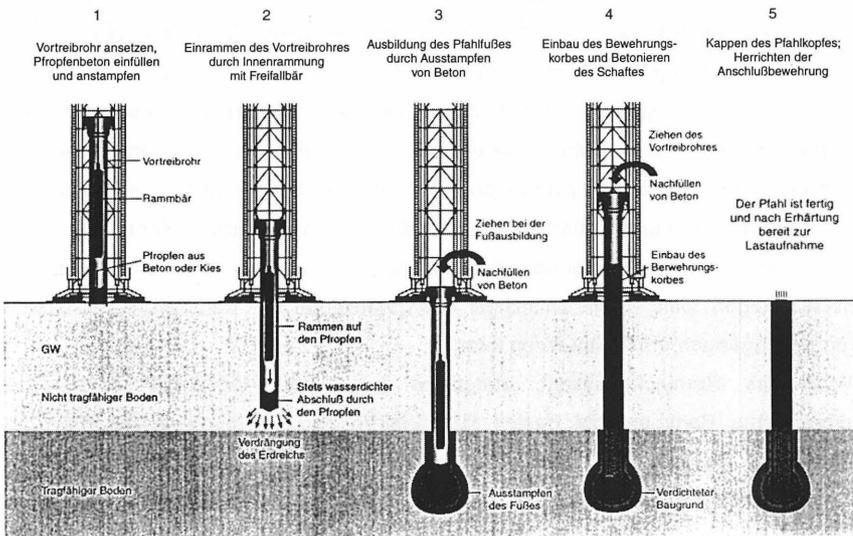


Bild 1: Herstellungsverfahren des *FRANKIPFAHLES*

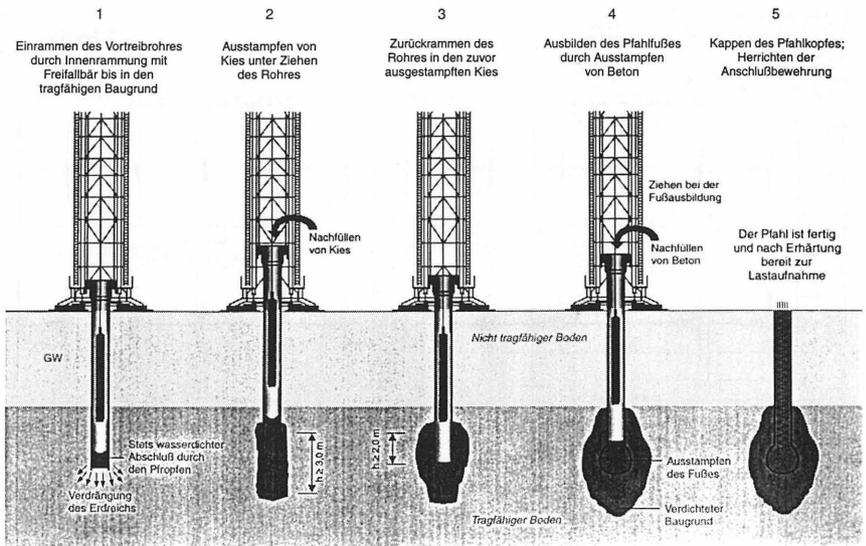


Bild 2: FRANKIPFAHL mit zusätzlicher Kiesvorverdichtung

Der Erschütterungen auslösende, immer wiederkehrende Verfahrensschritt ist das Aufschlagen des Rammbärs auf den Pfropfen im Rohr. Dabei wird ein Impuls auf den Boden übertragen und dieser zu Schwingungen angeregt. Durch Steuerung der Fallhöhe des Rammbärs kann die Rammerschütterung an vorgegebene Grenzwerte angepaßt werden. Bedingt durch die Schlagfrequenz von nur ca. 10 Schlägen pro Minute treten keine schädlichen Resonanzeffekte auf. Die Schwingungen nach einem Rammschlag sind abgeklungen bevor der nächste Rammschlag erfolgt. Bild 3 verdeutlicht das Abklingen der Schwingungen nach jedem Rammschlag.

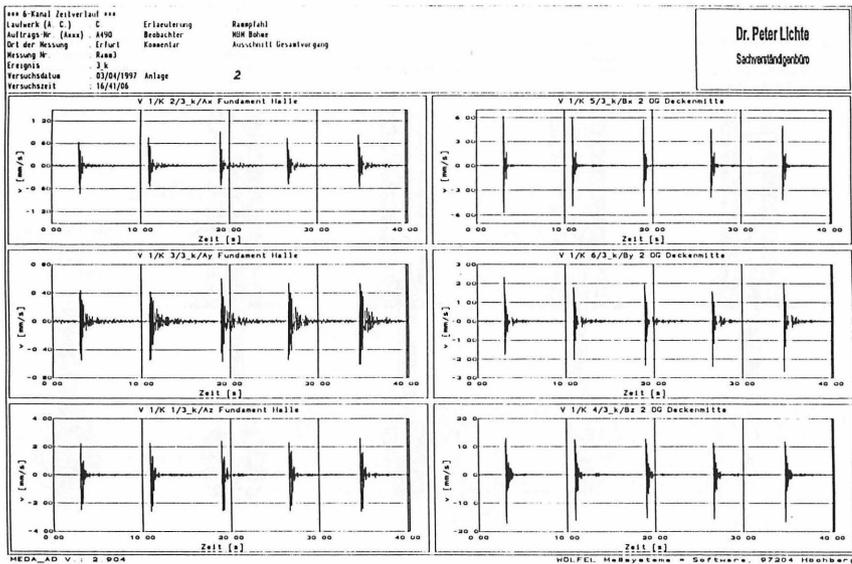


Bild 3: Zeitlicher Verlauf der Schwingungen bei der FRANKIPFAHL-Herstellung

3. BEURTEILUNGSKRITERIEN

Die Beurteilungskriterien für das zulässige Erschütterungsniveau bei vorhandener Nachbarbebauung hängen ab von der:

- Qualität der Bausubstanz
- Gründungssituation
- Bauwerksnutzung

In DIN 4150, Erschütterungen im Bauwesen, Teile 2 und 3, sind Anhaltswerte zur Beurteilung von Erschütterungen angegeben.

Mögliche negative Auswirkungen von Erschütterungen bei der Pfahlherstellung auf eine vorhandene Nachbarbebauung können sein:

- Beeinträchtigung der Bausubstanz infolge zu großer Bauwerksschwingungen
- Verdichtung des Untergrunds → Setzungen
- Beeinträchtigung der Nutzung
- Belästigung der Bewohner

Bei Einhaltung der in DIN 4150 genannten Anhaltswerte bzw. der für ein konkretes Bauvorhaben festgelegten Grenzwerte sind die oben genannten Risiken beherrschbar und Schäden ausgeschlossen.

Die zu erwartenden Erschütterungen können aus Erfahrungswerten von ausgeführten Projekten mit vergleichbaren Randbedingungen abgeschätzt und durch Proberammungen mit begleitenden Schwingungsmessungen konkretisiert werden.

Einen wesentlichen Einfluß auf die Größe der Bauwerksschwingungen hat naturgemäß die Entfernung zwischen Bauwerk und Rammort. In Bild 4 sind für eine Reihe von Bauvorhaben die an Nachbarbauwerken bei der Herstellung von *FRANKIPFÄHLEN* gemessenen Schwinggeschwindigkeitswerte in Abhängigkeit von der Entfernung (R) zum Rammort dargestellt.

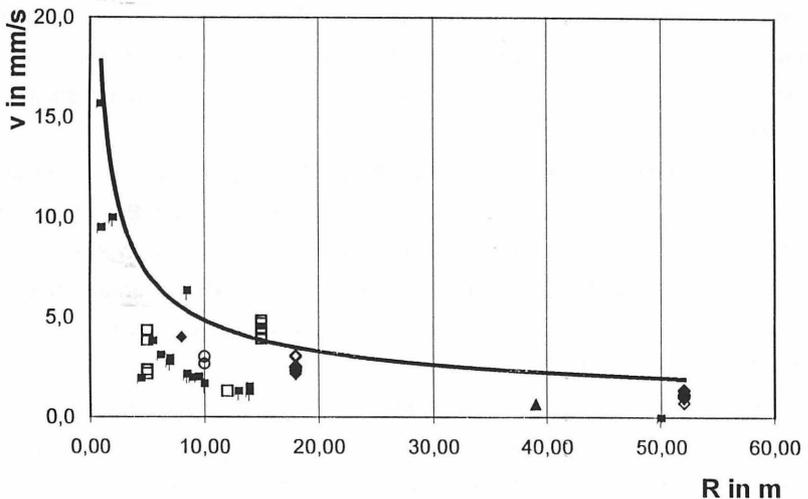


Bild 4: Abhängigkeit der Größe der Schwinggeschwindigkeitsamplituden von der Entfernung (R) zum Rammort bei der *FRANKIPFAHL*-Herstellung

4. AUSFÜHRUNGSBEISPIELE

4.1 Neubau der Mittellandkanalbrücken

Nr. 252 -Leinestrombrücke- und Nr. 253 -Leineflutbrücke- bei Hannover

Im Zuge des Ausbaus des Mittellandkanals wurden in den Jahren 1995 und 1996 die Leinestrom- und Leineflutbrücke neben den bestehenden Brücken der "Alten Fahrt" neu errichtet. Bedingt durch die Baugrundverhältnisse war für beide Brücken eine Tiefgründung auf Pfählen erforderlich. Im Bereich der Leinestrombrücke standen unterhalb einer ca. 2 m mächtigen Schluffschicht mitteldicht gelagerte Sande an.

Bei der Leineflutbrücke folgte nach einer ca. 6 m mächtigen Schicht aus weichem bis steifem Auelehm der "Hannoversche Ton" in halbfester Konsistenz.

Statt der ausgeschriebenen Bohrpfahlgründung kam in beiden Fällen ein Nebenangebot mit *FRANKIPFÄHLEN* zur Ausführung.

Dabei mußte selbstverständlich sichergestellt sein, daß sowohl an den vorhandenen Kanalbrücken als auch an den Übergängen zu den anschließenden Dammbauwerken Schäden und Undichtigkeiten durch Erschütterungseinflüsse ausgeschlossen waren.

Zum Einsatz kamen für beide Bauwerke *FRANKIPFÄHLE* mit einem Durchmesser $D = 0,5$ m und einer Gebrauchslast $Q = 1800$ kN. Für das Einrammen des Vortreibrohres wurde ein Rammbar mit einem Gewicht von 42,5 kN eingesetzt.

Die zu erwartende Größe der Rammerschütterungen und deren Verträglichkeit mit den bestehenden Bauwerken wurde vorab vom Curt-Risch-Institut Hannover ermittelt und bewertet [1].

Um Setzungen der bestehenden Bauwerke zu vermeiden, wurde die zulässige resultierende Schwinggeschwindigkeit im Boden unter den Fundamenten -maßgebend sind die Gründungen im mitteldicht gelagerten Sand- auf

$v_R \leq 35$ mm/s für die Widerlager bzw.

$v_R \leq 50$ mm/s für die Pfeiler

festgelegt.

Der höhere Wert für die Pfeiler ist durch die tiefere Lage der dortigen Fundamente im Vergleich zu denen der Widerlager begründet. Zur Einhaltung dieser Werte durfte die maximale Rammenergie je Schlag bei der Pfahlherstellung in Abhängigkeit

von der jeweiligen Entfernung zum Widerlager bzw. Pfeiler die Werte des Bildes 5 nicht überschreiten.

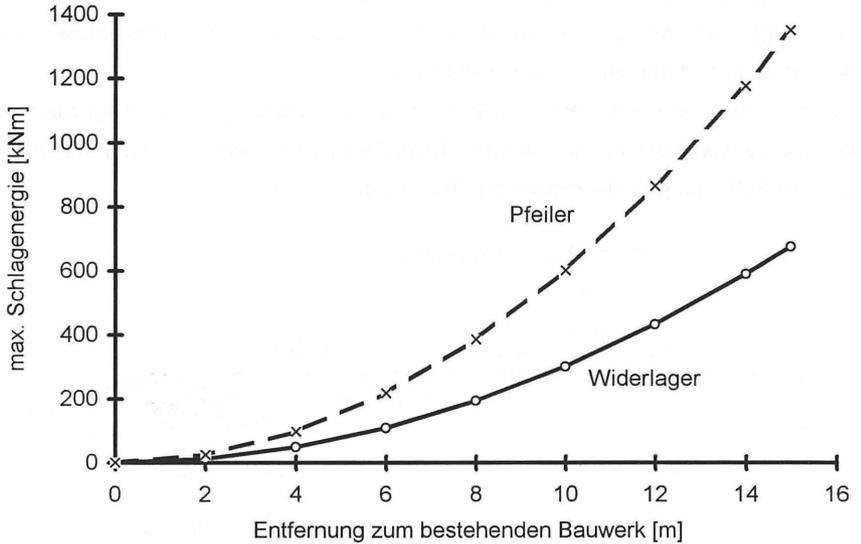


Bild 5: Maximal zulässige Schlagenergie für die FRANKIPFAHL-Herstellung nach [1]

Aus der beschriebenen Planung wurden die in Tabelle 1 angegebenen Schwinggeschwindigkeiten für die bestehenden Bauwerke prognostiziert.

Ort der Schwingungen	$V_{xmax}^{1)}$ [mm/s]	$V_{ymax}^{2)}$ [mm/s]	$V_{zmax}^{3)}$ [mm/s]	zul $V_{x,y,z}^{4)}$ [mm/s]
Boden ⁵⁾	40	15	26	---
Widerlager und Pfeiler	12,5	4	9	25
Überbau	19	6	18	25

¹⁾ Horizontale Schwinggeschwindigkeitskomponente senkrecht zur Kanalachse

²⁾ Horizontale Schwinggeschwindigkeitskomponente parallel zur Kanalachse

³⁾ Vertikale Schwinggeschwindigkeitskomponente

⁴⁾ Zulässige Schwinggeschwindigkeit für jede Einzelkomponente nach DIN 4150 Teil 3

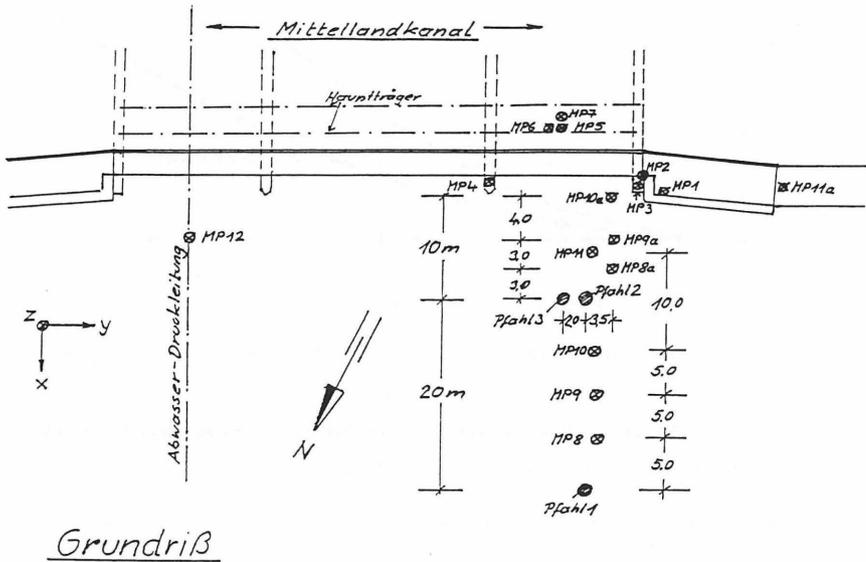
⁵⁾ Zulässige resultierende Schwinggeschwindigkeit $v_R = 50$ mm/s

Tabelle 1: Prognostizierte und zulässige Schwinggeschwindigkeitsamplituden

Zur Überprüfung der tatsächlich auftretenden Erschütterungen wurden vorab bei Proberammungen umfangreiche Schwingungsmessungen durchgeführt. Während der Versuche wurde die Fallhöhe des Rammjärs variiert.

Die Lage der Meßpunkte ist in Bild 6 dargestellt, die Ergebnisse der Schwingungsmessungen enthält Tabelle 2 [2].

Die darin angegebenen Werte stellen die maximalen Schwinggeschwindigkeiten an der Brückenkonstruktion dar. Sie traten beim Rammen mit einer Fallhöhe von 10 m auf. Die Entfernung der Rammung zur Brücke betrug 10 m.



Grundriß

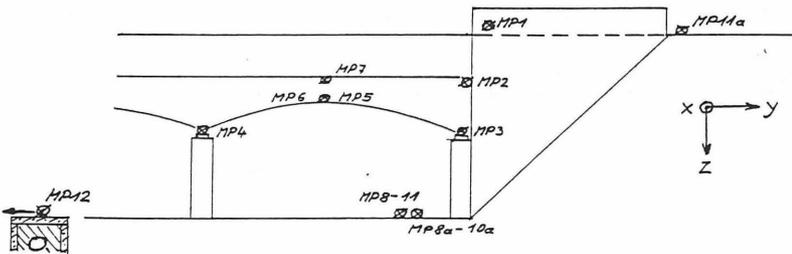


Bild 6: Lage der Meßpunkte

MP	Schwinggeschwindigkeit [mm/s]		
	V_x	V_y	V_z
1	5,13	2,73	5,05
2	1,77	1,29	4,15
3	0,78	0,88	4,40
4	2,05	4,24	5,92
5	8,25	2,23	4,86
7	---	---	13,74

Tabelle 2: Maximale Meßwerte der Schwinggeschwindigkeiten an der Brückenkonstruktion

Auf der Geländeoberfläche traten resultierende Schwinggeschwindigkeiten bis ca. 50 mm/s auf.

Damit lagen die Meßwerte, teilweise sogar erheblich, unterhalb der zulässigen Grenzwerte.

Die Pfahlgründung konnte wie geplant ausgeführt werden.

Bild 7 zeigt die Leineflutbrücke der "Alten Fahrt" und die fertiggestellte Gründung der neuen Brücke.



Bild 7: Leineflutbrücke

4.2 Umbau des Erlwein-Gasbehälters in Dresden

Der 1907/1908 in Stahlbetonbauweise errichtete Gasbehälter mit einem Durchmesser von 66 m und einer Höhe von 63 m wurde saniert, umgebaut und einer neuen Nutzung zugeführt, wobei die unter Denkmalschutz stehende Fassade und der Treppenturm des Gasbehälters erhalten bleiben mußten.

Der untere Bereich des Rundbaus soll zukünftig als Musicaltheater, der obere Bereich als Kino genutzt werden.

Der Baugrund unterhalb des Behälterbodens bestand bis 2 m Tiefe aus Auffüllung und Tallehm, danach schlossen sich bis in 10 m Tiefe Sande und Kiese in mitteldichter Lagerung an. Darunter folgte Mergelstein.

Infolge der ursprünglichen Nutzung war der Baugrund bereichsweise kontaminiert.

Die Behälteraußenwand und die Treppentürme waren flach im Flußsand/-kies gegründet.

Als wirtschaftlichste Gründungsvariante für die neuen Einbauten innerhalb des Behälters erwies sich eine Tiefgründung mit *FRANKIPFÄHLEN*. Der geringste Pfahlabstand zur Außenwand betrug 6,5 m.

Die Verträglichkeit der beim Rammen auftretenden Erschütterungen wurde vorab vom Ing.-Büro Dr. Lichte aus Leipzig in einem Gutachten bewertet [3].

Bei Einsatz eines Rammrohrdurchmessers von 0,51 m, einem Bärge­wicht von 30 kN und einer Fallhöhe von 6,5 m wurde eine maximale Schwinggeschwindigkeit von 10 mm/s im Frequenzbereich unter 10 Hz prognostiziert.

Das Gebäude wurde als nicht besonders erschütterungsempfindlich eingestuft, so daß nach DIN 4150, Teil 3, Tabelle 1, Zeile 1, eine zulässige Fundamentalschwinggeschwindigkeit von 20 mm/s bei Frequenzen unter 10 Hertz als zulässig festgelegt wurde.

Für die prognostizierten 10 mm/s wurden die in der Außenwand zu erwartenden Schwingungsamplituden auf einen Betrag von weniger als 0,3 mm abgeschätzt.

Da durch die niederfrequente Schlagfolge von 10 Schlägen pro Minute Resonanzeffekte nicht auftreten konnten, waren damit schädliche Auswirkungen auf die Behälterwand ausgeschlossen.

Zur Überprüfung der Prognosewerte und Überwachung der Pfahlherstellung wurden baubegleitend Erschütterungsmessungen durchgeführt. Um die Einhaltung der vorgegebenen Grenzwerte während der gesamten Pfahlherstellung sicherzustellen,

wurde eine Dauermeßeinrichtung installiert. Diese war mit einer optischen und akustischen Signaleinrichtung gekoppelt, die bei Erreichen vorgegebener Grenzwerte entsprechende Signale für das Bedienungspersonal anzeigte.

Der untere Grenzwert wurde auf 4 mm/s eingestellt und diente als Vorwarnstufe (gelbe Rundumleuchte). Die zweite Warnstufe wurde auf 7 mm/s festgelegt (rot blinkende Leuchte mit akustischem Alarm).

An das Erreichen/Überschreiten dieser Grenzwerte waren jeweils vorher festgelegte Verfahrensmodifikationen geknüpft, um die zulässigen Beanspruchungen keinesfalls zu überschreiten. Die Schwingungsmessungen ergaben jedoch keine Überschreitung der Vorwarnstufe von 4 mm/s. Der Maximalwert der Schwinggeschwindigkeiten betrug 3,8 mm/s [4].

Die Gründung konnte mit *FRANKIPFÄHLEN* Durchmesser $D = 0,51$ m, einer Gebrauchslast von 2000 kN und Pfahlängen von 5 m bis 5,5 m planmäßig ausgeführt werden.



Bild 8: Erlwein-Gasbehälter in Dresden



Bild 9: Herstellung der *FRANKIPFÄHLE* innerhalb des Behälters

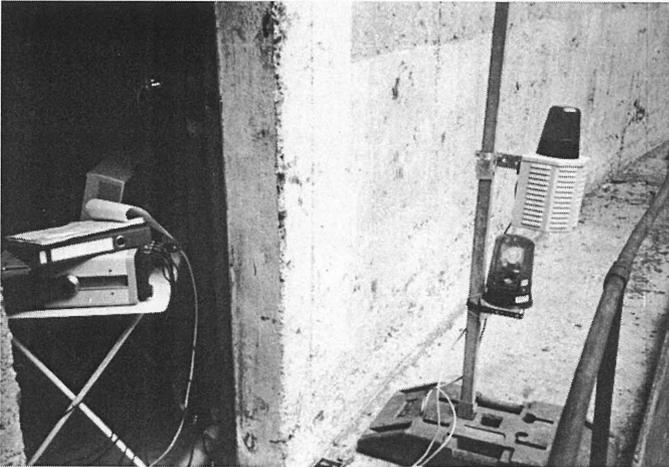


Bild 10: Schwingungsmeßstation mit Signalgebern

4.3 Wohnturm Deutschherrnufer in Frankfurt am Main

Die Gründung der angrenzenden Tiefgarage im Rahmen des Baukomplexes Wohnturm Deutschherrnufer wurde aufgrund technischer und wirtschaftlicher Überlegungen mit *FRANKIPFÄHLEN* ausgeführt. Die Besonderheit dieser Baumaßnahme bestand darin, daß zum Zeitpunkt der Pfahlherstellung das unmittelbar neben der Tiefgarage ebenfalls neu errichtete und auf einer Flachgründung stehende Bauwerk "Oval" nahezu fertiggestellt war. Das Untergeschoß dieses Bauwerks war als weiße Wanne ausgebildet worden.

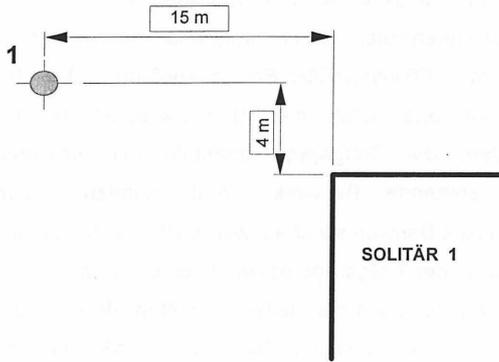
Der Baugrund unter der Tiefgarage bestand aus einer ca. 2 m mächtigen Auffüllung, die sich sowohl aus weichen bis steifen Schluffen als auch aus locker gelagerten sandigen Kiesen zusammensetzte. Darunter schloß sich ca. 1 m Auelehm in breiig/weicher Konsistenz an. Unterlagert wurde diese Schicht vom Tertiär, bestehend aus Wechsellagen von tonigen, feinsandigen Schluffen und Kalksteinen. Stellenweise war zwischen Auelehm und Tertiär eine geringmächtige Kiessandschicht zwischengelagert.

Zur Kontrolle der Erschütterungen wurden zu Beginn der Baumaßnahme auch hier Proberammungen mit Schwingungsmessungen für unterschiedliche Bärfallhöhen bis maximal 6,5 m ausgeführt. Die Lage der Proberammungen zu den bestehenden Bauwerken enthält Bild 13.

Die Untersuchungen erfolgten unter Einsatz eines Rammrohrdurchmessers von $D = 0,56$ m, einem Bärgewicht von 41 kN und einer Rammtiefe bis zu 12 m.

Zur Festlegung der zulässigen Schwinggeschwindigkeiten wurden die bestehenden Gebäude nach DIN 4150, Teil 3, Tabelle 1, Zeile 2 als "Wohngebäude und in ihrer Konstruktion und/oder Nutzung gleichartige Bauten" eingestuft. Danach waren als Anhaltswerte für kurzzeitige Erschütterungen im Obergeschoß maximale Schwinggeschwindigkeiten bis 15 mm/s (horizontal), 20 mm/s (vertikal) und am Fundament zwischen 5 und 15 mm/s (horizontal und vertikal) zulässig. Für die Bodenplatte des Bauwerks "Oval" wurde der Grenzwert auf der sicheren Seite liegend mit 5 mm/s festgelegt.

Proberammung 1



Proberammungen 2 und 3

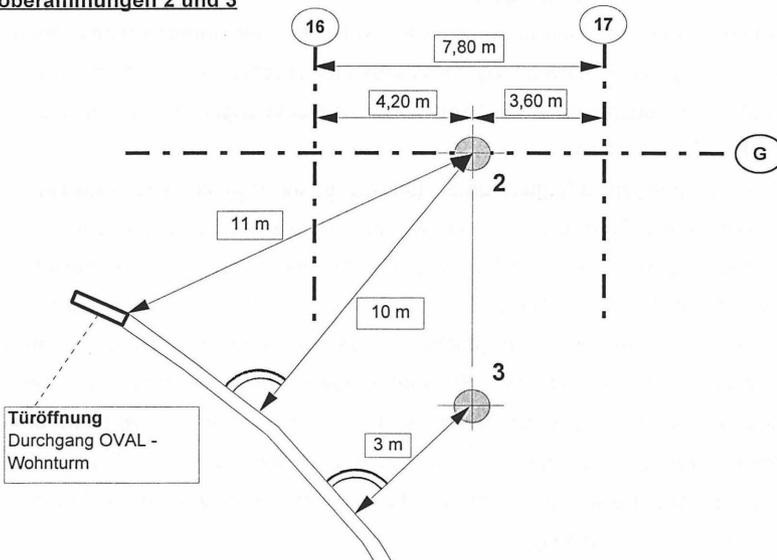


Bild 11: Entfernungen der Proberammungen zu den bestehenden Bauwerken

Die Ergebnisse der Schwingungsmessungen sind in Tabelle 3 dargestellt [5].

Pfahl	Meßort		max. Schwinggeschwindigkeit [mm/s]		
			x-Komp.	y-Komp.	z-Komp.
1	Deutschherrnufer 41 Solitär 1 (Distanz: ca. 15 m)	Keller, Außenwand	0,56	0,68	2,39
		DG, Außenwand	1,01	1,52	3,41
		6. OG, Flur	0,47	0,90	1,17
		6. OG, Wohnung	0,29	0,34	1,50
2	Deutschherrnufer "Oval" (Distanz: 10 m)	Tiefgarage, Außenwand	0,46	0,77	5,35
		6. OG, Außenwand	0,33	0,48	3,92
		3. OG, Außenwand	0,12	0,19	1,19
		5. OG, Außenwand	0,22	0,24	1,43
3	Deutschherrnufer "Oval" (Distanz: 3 m)	Tiefgarage, Außenwand	0,92	1,64	8,80
		6. OG, Außenwand	0,32	0,77	3,80

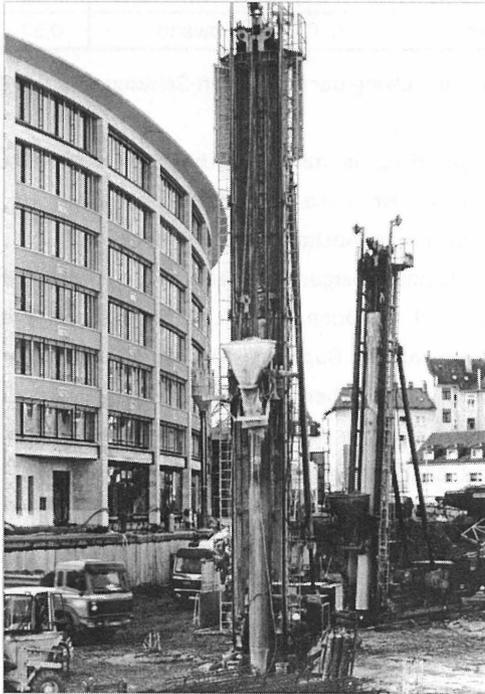
Tabelle 3: Zusammenstellung der maximalen Schwinggeschwindigkeitsamplituden

Aufgrund der geringen Erschütterungswerte bei der Proberammungen Nr. 1 (ca. 15 m Gebäudeabstand) und Nr. 2 (ca. 10 m Entfernung zum Gebäude "Oval") wurde bei der 3. Proberammung der Abstand sogar auf 3 m reduziert.

Zusammenfassend konnte festgestellt werden, daß bei einem Mindestabstand zwischen Rammort und Gebäude von ca. 15 m die vorgegebenen Grenzwerte deutlich unterschritten wurden. Sogar bei den geringeren Abständen von 10 m bzw. 3m lagen die Werte in den Obergeschossen unterhalb der zulässigen Grenzen. Lediglich die Schwingungen im Fundamentbereich des "Ovals" überschritten den vorgegebenen Wert, bei der Rammung in 10 m Entfernung aber nur bei insgesamt 3 Rammschlägen um maximal 7 %.

Für die Herstellung der Bauwerksgründung wurde konservativ festgelegt, alle Pfähle außerhalb einer 15 m breiten Zone um das "Oval" als *FRANKIPFÄHLE* herzustellen, innerhalb dieser Zone erfolgte die Tiefgründung mit Atlssäulen System *FRANKI*, ein völlig erschütterungsfrei arbeitendes Verfahren. Zusätzlich wurde für den Zeitraum der Gründungsarbeiten eine Dauerüberwachungsstation mit optischen

Signalgebern am "Oval" installiert. Die Bilder 12 und 13 zeigen die Gründungsarbeiten vor diesem Bauwerk.



Bilder 12 und 13: Gründungsarbeiten vor dem Bauwerk "Oval"

Während der gesamten Pfahlherstellung wurden die vorgegebenen Grenzwerte in jeder Phase eingehalten. Die vereinbarte zulässige Überschreitung der Grenzwerte bei 2 % aller Rammschläge brauchte nicht ausgenutzt zu werden. Es wurden keinerlei negative Auswirkungen auf die bestehenden Gebäude festgestellt.

4.4 Gründung der GuD-Anlage des HKW Köln-Merkenich

Die örtliche Baugrundsituation erforderte für den Neubau der "Gas und Dampf" (GuD) Turbinenanlage des Heizkraftwerkes Köln-Merkenich eine Tiefgründung mit Pfählen. Der ausgeschriebene Entwurf sah Großbohrpfähle vor. Der Abstand des Neubaus zum bestehenden, noch in Betrieb befindlichen Kraftwerksblock betrug ca. 5 m, der zur 260 m hohen Schornsteinanlage ca. 15 m.

Der Baugrund bestand aus einer bis zu 4,5 m mächtigen, nur gering tragfähigen Auffüllung, unterlagert von einem überwiegend steifen Schluff in einer Schichtdicke bis zu 5m. Darunter folgten die Kiese der Rheinterrasse in mitteldichter bis dichter Lagerung (Bild 14).

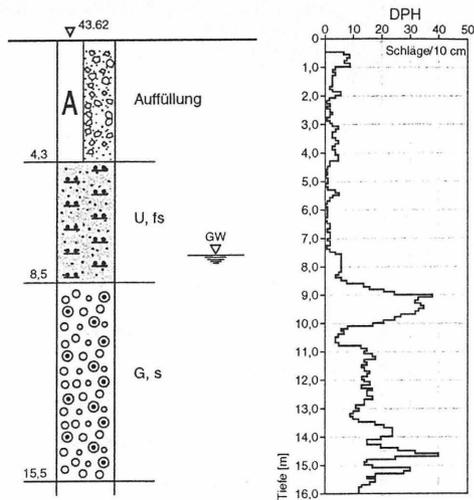


Bild 14: Baugrundaufbau

Als Sondervorschlag wurde die Gründung mit FRANKIPFÄHLEN angeboten und als technisch sowie wirtschaftlich überzeugende Lösung beauftragt (Bild 15).



Bild 15: *FRANKIRAMME* vor der Turbinenhalle

Die *FRANKIPFÄHLE* wurden mit einer mittleren Pfahlänge von ca. 8 m in den tragfähigen Kiesen abgesetzt.

Um die anfänglichen Bedenken des Bauherrn hinsichtlich der Auswirkung verfahrensbedingter Erschütterungen auf die in Betrieb befindlichen Turbinen zu überprüfen, wurden wiederum Proberammungen mit begleitenden Erschütterungsmessungen durchgeführt [6]. Dabei wurde der geringste Abstand zur flach gegründeten Turbinenhalle von 9 m besonders untersucht.

Bei der Herstellung der Pfähle mit einem Durchmesser von $D = 0,61$ m und einem Bärgewicht von 45 kN betrug die maximal gemessene Schwinggeschwindigkeit am Gebäudefundament $v = 6,3$ mm/s und lag somit bei nur ca. 31 % des nach DIN 4150, Teil 3, Zeile 1 zulässigen Wertes von $v = 20$ mm/s. Die an der auf Dämpfern gelagerten Turbine wirksamen Schwinggeschwindigkeiten lagen bei maximal $v = 3,5$ mm/s und wurden vom Betreiber des Kraftwerks als absolut unkritisch eingestuft.

Insgesamt wurden 137 Pfähle mit den Durchmessern 0,42 m, 0,56 m und 0,61 m und jeweils zugehörigen Gebrauchslasten von 1500 kN, 2650 kN und 3550 kN bei einer mittleren Pfahllänge von 8 m hergestellt.

Die Arbeiten konnten ohne Beanstandungen technisch einwandfrei ausgeführt werden.

5. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Planung und Durchführung derartiger Gründungsmaßnahmen und die sichere Beherrschung der Erschütterungseinflüsse setzen die genaue Kenntnis der Randbedingungen und eine positive Beurteilung durch die ausführende Fachfirma voraus.

Die weiteren Schritte können sein:

- Durchführung von Proberammungen mit begleitenden Schwingungsmessungen
- gutachterliche Begleitung
- Festlegung der zulässigen Grenzwerte und Verfahrensvariationen

Diese Vorgehensweise bietet ein Höchstmaß an Sicherheit und kann an die Baumaßnahme individuell angepaßt werden.

So konnten bei einer Vielzahl von Bauvorhaben Tiefgründungen mit *FRANKIPFÄHLEN* auch in der Nähe bestehender Bauwerke in Abstimmung auf die spezifischen Randbedingungen ohne jegliche Beeinträchtigung der bestehenden Bauwerke oder deren Nutzung ausgeführt werden.

Durch seine gute Anpassungsfähigkeit an die jeweilige Baugrundsituation und die erforderlichen Traglasten einerseits und entsprechende Abstimmung der Rammenergie auf das zulässige Erschütterungsniveau andererseits, bietet der *FRANKIPFAHL* auch bei schwierigen Randbedingungen Lösungen für eine wirtschaftliche Pfahlgründung.

LITERATURHINWEISE

- [1] Curt-Risch-Institut
Bericht über die zu erwartenden Schwingungen, die bei den Rammarbeiten während des Brückenbaus, Kanalbrücke Nr. 252 und 253 des Mittellandkanals, auftreten, 28.04.1995

- [2] Curt-Risch-Institut
Bericht über Schwingungsmessungen bei Proberammungen an der Kanalbrücke 253 des Mittellandkanals, 28.09.1995

- [3] Ing.-Büro Dr. Peter Lichte
Stellungnahme zur Verträglichkeit der zu erwartenden Rammerschütterungen am Erlwein-Gasbehälter in Dresden, 29.01.1998

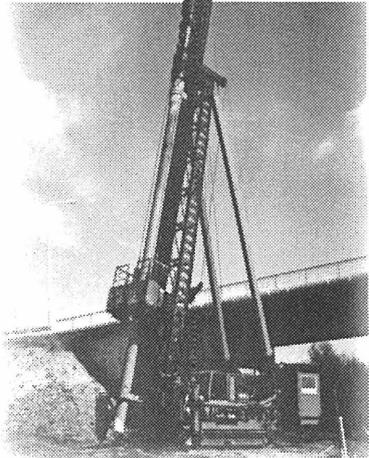
- [4] Ing.-Büro Dr. Peter Lichte
Meßbericht und Bewertung über Erschütterungsmessungen am Erlwein-Gasbehälter in Dresden, 05.04.1998

- [5] Fa. Schütz GmbH
Meßbericht - Rammung von Franki-Pfählen Deutschherrnufer, Frankfurt a.M., 25.11.1998

- [6] Erdbaulaboratorium Essen
Neubau der GuD-Anlage beim HKW Köln-Merkenich, Schwingungsmessungen, 05.06.1998

SPEZIALTIEFBAU

- Ortbetonrammpfähle
System VIBREX
38 bis 61 cm Durchmesser
und System SUPER VIBREX
mit ausgerammtem Fuß
- Ortbetonbohrpfähle
System FUNDEX
38 und 44 cm Durchmesser
- Bohrpfähle nach DIN 4014
z.B. für Lärmschutzwände
- Beton-Fertigpfähle
- Holzpfähle
- Stahlpfähle
- Baugrubenverbau
als "Berliner Verbau" oder
mit Spundwänden
- statische und dynamische
Probelastungen
- Zugversuche



Hinrich König KG
GmbH & Co.
Stader Elbstraße 4
21683 Stade
Tel. 04141-919-0
Fax: 04141-4949-44

König
BAUGESCHÄFT

König GmbH
Adolf-Damaschke-
Straße 69/70
14542 Werder/Havel
Tel. 03327 - 66333
Fax: 03327-663344



UNIVERSITY OF CALIFORNIA

LIBRARY

BERKELEY

1968

DURCHFÜHRUNG UND ANALYSE INSTRUMENTIERTER PFAHLPROBEBELASTUNGEN AM BEISPIEL DOPPELSCHLEUSE HOHENWARTHE

Olaf Stahlhut
Uwe Ernst

1 EINLEITUNG

Im Rahmen der „Verkehrsprojekte Deutsche Einheit“ wird zur Zeit das Wasserstraßenkreuz Magdeburg als Projekt Nr. 17 gebaut. Die ersten Planungen für die Baumaßnahme stammen aus den dreißiger Jahren. Bereits 1934 wurden die Bauarbeiten bei Hohenwarthe begonnen, mußten jedoch 1942 kriegsbedingt eingestellt werden. Schon damals war die Querung des Mittellandkanals über die Elbe und der Abstieg in den Elbe-Havel-Kanal über ein doppeltes Schiffshebewerk vorgesehen. Im Herbst 1998 wurde der Auftrag zum Bau der Doppelschleuse Hohenwarthe an die ARGE Schleuse Hohenwarthe vergeben.

Eine Pfahlgründung soll als Gründung der Doppelsparschleuse ausgeführt werden. Für deren Dimensionierung wurden zunächst vier unterschiedlich lange Probepfähle zur Ermittlung des Last-Setzungs-Verhaltens hergestellt. Die Pfähle wurden zur Bestimmung der Mantelreibungsverteilung mit Dehnungsmeßgebern in unterschiedlichen Tiefen sowie zur Ermittlung der Spitzendruckkraft mit jeweils einer Pfahlfußkraftmeßdose (KMD) bestückt. Die Höhenlage der zu installierenden Meßgeber wurde anhand von Aufschlußbohrungen festgelegt.

Die Abwicklung der Maßnahme zur Durchführung der Pfahlprobepbelastungen lag in den Händen des Wasserstraßenneubauamtes Magdeburg (WNA). Auftragnehmer war die ARGE Schleusen Magdeburg. Die ARGE bilden die Rhein-Ruhr-Ingenieurgesellschaft (RRI) und Dorsch Consult. Die Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Berlin, ist für das WNA beratend tätig. Die Herstellung der Probepfähle oblag der Franki Grundbau GmbH, Zweigstelle Springe. Mit dem Einbau der Meßwertgeber sowie der Durchführung und Auswertung der Messungen wurde das

Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) beauftragt.

In diesem Beitrag werden anhand eines Probepfahles die grundlegenden Einflüsse auf die Auswertung von statischen Probelastungen an mit Dehnungsmeßstreifen bestückten Probepfählen erläutert. Somit wird ein Gefühl für die Einflußgrößen bei der Auswertung und Analyse von instrumentierten statischen Probelastungen vermittelt.

2 MESSKONZEPT UND EINBAU DER GEBER

Das Meßkonzept sah neben der Bestimmung der eingeleiteten Kraft und der Pfahlkopfverschiebung vor, mit Hilfe von Dehnungsgebern und einer Fußkraftmeßdose die Mantelreibungsverteilung und die Spitzendruckkraft bei verschiedenen Laststufen zu ermitteln. Da die Gründungsebene für die Schleuse rund 17 m unter der Herstellungsebene der Probepfähle liegt, sollte in diesem Bereich die Mantelreibung der Probepfähle mittels einer bentonitgeschmierten Stahlhülse auf ein Minimum reduziert werden. Durch diese Maßnahme sollte die maximal angesetzte Prüflast in der späteren Gründungsebene zur Verfügung stehen (Bild 1).



Bild 1: Liegende Bewehrungskörbe mit Stahlhülse und Meßwertgebern

Um den Verlust der eingeleiteten Kraft im Bereich der Stahlhülse erfassen zu können, wurden bei allen Probepfählen die ersten beiden Meßebenen (ME) am oberen und unteren Rand der Hülse angeordnet. Ein weiteres Ziel dieser Anordnung war die Bestimmung des wirksamen E-Moduls des Pfahlbetons.

Die Anordnung von drei weiteren Meßebenen wurde unter Berücksichtigung des Schichtenverlaufs und der Lage des Pfahlfußes festgelegt. Während die dritte und vierte ME an den maßgebenden Schichtgrenzen zur Ermittlung der Schubspannungen angeordnet waren, lag die fünfte ME bei allen vier Probepfählen 1 m oberhalb des Pfahlfußes und konnte somit auch als Referenzmeßstelle zur Fußkraftmeßdose eingesetzt werden.

Insgesamt wurden gemäß Meßkonzeptvorgabe 15 Dehnungsgeber in fünf Meßebenen sowie eine Fußkraftmeßdose je Pfahl eingesetzt. Die Erfassung und Darstellung der Meßwerte sollte kontinuierlich über den Zeitraum der Pfahlprobabelastungen durchgeführt werden.

Die erforderlichen 60 Dehnungsgeber wurden auf der Basis von Dehnungsmeßstreifen (DMS) im Labor des IGB-TUBS gefertigt. Dazu wurden jeweils 4 DMS auf einen in der Mitte quadratisch abgefrästen Bewehrungsstahl (\varnothing 28 mm) aufgeschweißt und zu einer Vollbrücke verschaltet. Für eine optimale Datenerfassung und Verminderung von Störeinflüssen bzgl. der Meßkette wurden die Kabel in den nötigen Längen (20 bis 70 m je nach Lage der Meßebene) im Labor angebracht. Abschließend wurden die Dehnungsgeber einer Funktionsüberprüfung und Kalibrierung unterzogen.

Nach Absprache mit dem ausführenden Unternehmen erfolgte die Befestigung der Dehnungsgeber am Bewehrungskorb auf der Baustelle. Je Meßebene wurden drei Dehnungsgeber gleichmäßig im Winkel von 120° über den Pfahlquerschnitt verteilt und lagesicher befestigt. Durch die Anordnung von drei Dehnungsgebern konnte ein etwaiger Meßgeberausfall kompensiert werden. Die Fußkraftmeßdose wurde bereits anschlussfertig mit dem Bewehrungskorb auf die Baustelle geliefert.

3 BESONDERHEITEN BEI DER PFAHLHERSTELLUNG IN HOHENWARTHE

Die Pfähle wurden verrohrt mit einem Durchmesser von 90 cm hergestellt. Zum Einsatz kamen im oberen Bereich Drehbohrgeräte (teleskopierbare Kellystange). In größeren Tiefen wurden Seilbagger mit Greiferwerkzeugen eingesetzt.

Nach Säuberung der Bohrlochsohle wurde ein Estrichbeton mit Verzögerer eingebracht, der eine kraftschlüssige Bettung der Pfahlfußkraftmeßdose gewährleisten sollte. Die bis zu 52 m langen Bewehrungskörbe sollten ungestoßen und mit Meißeln versehen eingebracht werden, um ein möglichst schnelles Einbringen der Bewehrungskörbe vor Erhärten des Estrichbetons zu ermöglichen. Auf diese Weise können alle Dehnungsgeber inklusive Verkabelung am liegenden Bewehrungskorb im Vorfeld angebracht und ein zeitaufwendiges Arbeiten über dem Bohrloch vermieden werden.

Während des Anhebens des ersten Pfahlkorbes erwies sich die Lösung des ungestoßenen Einbringens des Bewehrungskorbes als nicht praktikabel. Infolgedessen wurden die verbleibenden Körbe in zwei Teilen eingebracht und die Kabel über dem Bohrloch eingefädelt und befestigt.

Das Betonieren der Pfähle erfolgte im Kontraktorverfahren. Eine Schaumstoffmanschette war am unteren Hülsenende angeordnet, um das Aufsteigen des Betons zwischen Stahlhülse und Verrohrung zu vermeiden. Der Ringspalt zwischen Hülse und Verrohrung wurde mit Bentonit gefüllt, um die Schubspannung zwischen Pfahlbeton und Boden bei Einleitung der Prüflasten zu minimieren.

Der fertiggestellte Pfahl hatte bis ca. 17 m unter GOK einen durch die Stahlhülse vorgegebenen Durchmesser von 762 mm. Unterhalb der Hülse betrug der planmäßige Durchmesser 900 mm.

4 DURCHFÜHRUNG DER PROBEBELASTUNG

Als Widerlager zur Durchführung der Probebelastung wurden pro Pfahl 20 Gew-Anker mit einer planmäßigen Gebrauchskraft von je 900 kN ringförmig um die Probepfähle in einer Belastungskrone angeordnet. Der Aufbau der Probebelastungseinrichtung ist Bild 2 zu entnehmen. Zur Aufbringung der Lasten wurde eine Presse mit

einer Nennkraft von 14.700 kN zentrisch zwischen Belastungskrone und Pfahlkopf installiert.

Der Pressendruck wurde mittels PC über drei Kraftmeßdosen (Meßbereich jeweils 0 - 5.000 kN) am Pfahlkopf gesteuert. Über den PC konnte ein Belastungsprogramm vorgegeben und die vertikalen Verschiebungen mittels elektronischer Wegaufnehmer am Pfahlkopf gemessen werden. Eine zeitliche Zuordnung der Pressenkräfte und Verschiebungen konnte damit realisiert werden. Die Steuerung der Pressen lag in den Händen der Franki Grundbau GmbH.

Unabhängig von der Pressensteuerung wurde vom IGB-TUBS ein zweiter PC zur Erfassung der Daten der Meßwertgeber im Pfahl eingesetzt. Die Datenerfassung und Onlinedarstellung der Dehnungen und der Pfahlfußkraft erfolgte kontinuierlich in frei wählbaren Intervallen.

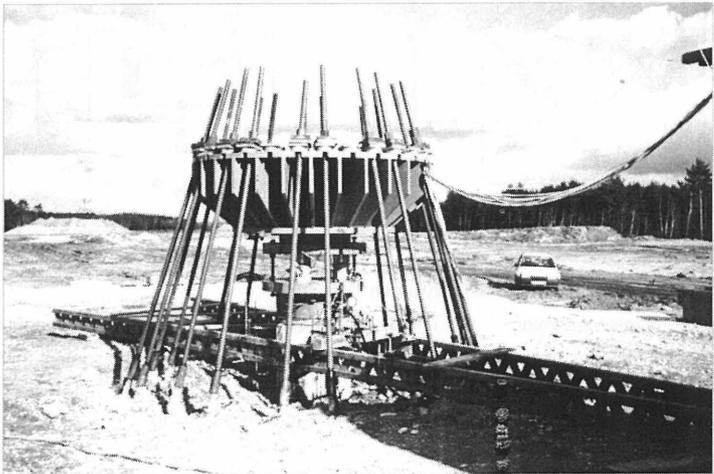
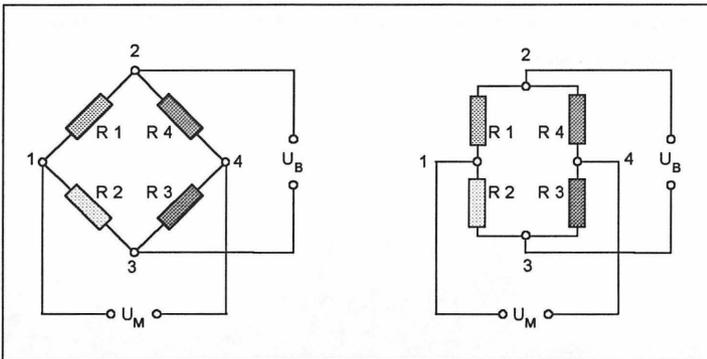


Bild 2: Belastungskrone mit Reaktionsankern

5 MESSGRÖSSEN

Das IGB-TUBS setzte - wie oben beschrieben - Dehnungsmeßstreifen zur Verformungsmessung im Pfahl ein. Das Prinzip der Dehnungsmeßstreifen beruht auf der Wheatstoneschen Brückenschaltung (Bild 3). Eine Längenänderung des Meßgitters bewirkt eine Widerstandsänderung in der Meßbrücke. Über die Beziehung $U = R \cdot I$ wird eine Spannungsänderung in mV gemessen und zur Speisespannung in Beziehung gesetzt. Die Spannungsänderung ist direkt proportional zur Dehnung und erlaubt demnach eine indirekte Aussage über die Dehnung im betrachteten Meßquerschnitt.



$R_1 \dots R_4$: Widerstände in den Brückenzeigen 1 bis 4

U_B : Brückenspeisespannung 2 und 3: Anschlußpunkte der Brückenspeisespannung

U_M : Brückenausgangsspannung 1 und 4: Anschlußpunkte der Brückenausgangsspannung

Bild 3: Darstellung der Wheatstoneschen Brückenschaltung

Die Umrechnung der Spannungen in Dehnungen erfolgt mit folgender Gleichung:

$$\varepsilon = \frac{1}{2 \cdot (1 + \mu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_A}{U_E} \quad (1)$$

mit ε = Dehnung [-]

$\mu = 0,3$; Querdehnzahl des Trägermaterials, hier Stahl

k = k-Faktor des Dehnungsmeßstreifens (Herstellerangaben)

U_A, U_E = Meßwertänderung [mV/V]

Bei der Ermittlung der Dehnungen geht nur die Querdehnzahl des Trägermaterials ein. Erst bei Berechnung der Normalkräfte im Pfahl müssen weitere Baustoff- und Geometrieparameter berücksichtigt werden.

Die Fußkraftmeßdose hat als Ausgangssignal einen Strom, der direkt proportional zur anstehenden Pfahlfußkraft ist.

6 GRUNDLAGEN DER AUSWERTUNG

Wie aus den obigen Ausführungen ersichtlich ist, kann die Berechnung der Mantelreibungs- und Spitzendruckwerte nur indirekt erfolgen. Insbesondere zur Ermittlung der Mantelreibung und deren Verteilung über die Pfahllänge muß vorab eine Vielzahl bestimmter Randbedingungen formuliert werden.

Zur Ermittlung der Normalkräfte und den daraus resultierenden Schubspannungen müssen grundsätzlich folgende Annahmen getroffen werden:

- gleich große Dehnung von Stahl und Beton durch vollständigen Verbund
- bekannter Pfahlquerschnitt über die Pfahllänge
- E-Modul des Bewehrungsstahls
- E-Modul des Betons in den Meßebenen

Die Berechnung der Normalkraft in den einzelnen Meßebenen wird über das Flächenverhältnis von Stahl zu Beton durchgeführt. Dazu müssen einerseits die Querschnitte der Stahleinlagen (hier Bewehrungsgehalt, Meßstahl, Hülse, Kabelschutzrohre im Bereich der Hülse) und andererseits der Betonquerschnitt im Bereich der Dehnungsgeber bekannt sein bzw. als bekannt vorausgesetzt werden.

In den einzelnen Meßquerschnitten berechnet sich die Spannung im Stahl σ_S bzw. im Beton σ_B wie folgt:

$$\sigma_S = E_S \cdot \varepsilon \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (2)$$

$$\sigma_B = E_B \cdot \varepsilon \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Daraus ergeben sich die Normalkraft im Stahl (N_S) bzw. Beton (N_B) in den Meßebenen für einen Kreisquerschnitt folgendermaßen:

$$N_S = \sigma_S \cdot A_S = \sigma_S \cdot \pi \cdot r_S^2 \text{ [N]} \quad (3)$$

$$N_B = \sigma_B \cdot A_B = \sigma_B \cdot \pi \cdot r_B^2 \text{ [N]}$$

Die Normalkraft im Gesamtquerschnitt wird als Summe aus den Stahl- und Betonnormalkräften errechnet:

$$N_{\text{ges}} = N_S + N_B \text{ [N]} \quad (4)$$

Auf Grundlage der berechneten Normalkräfte können die Schubspannungen mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$\tau = \frac{\Delta N}{\Delta h * U} \quad (5)$$

mit τ = Schubspannung [kN/m²]

ΔN = Differenzkraft zwischen 2 Meßebenen [kN]

Δh = Abstand zwischen 2 Meßebenen [m]

U = Pfahlumfang [m]

Wie oben ersichtlich ist, sind die E-Moduln und Flächenquerschnitte der Werkstoffe zwei wesentliche Eingangsparameter zur Berechnung der Schubspannung. Der E-Modul von Stahl unterliegt aufgrund seiner industriellen Fertigung in der Regel vernachlässigbar geringen Schwankungen. Darüber hinaus kann der Bewehrungsgehalt den Planunterlagen entnommen und damit als gegeben vorausgesetzt werden.

Während der Pfahlherstellung kann es erfahrungsgemäß zu Querschnittsänderungen und E-Modul-Schwankungen des Betons kommen. Infolgedessen ist der Pfahlgeometrie sowie der E-Modul-Ermittlung für den Beton als Eingangsgröße für die Berechnung der Schubspannung besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

Die Überprüfung der Pfahlgeometrie ist in der Praxis jedoch problematisch. Eine erste Kontrolle kann über den Betonverbrauch erfolgen. Ist hier bereits eine wesentliche Abweichung zum Sollwert erkennbar, sollten die Berechnungsansätze bezüglich des Pfahlquerschnitts überprüft werden. Dieses kann unter Umständen mittels Integritätsmessungen, Ultraschallmessungen oder in besonderen Fällen durch Ausgraben des Pfahles erfolgen.

7 AUSWERTUNG UND FEHLERABSCHÄTZUNG

Der E-Modul des Betons und der Pfahlquerschnitt unterliegen Schwankungen, die nicht exakt bestimmbar sind. Im folgenden soll anschaulich gezeigt werden, welchen Einfluß diese Parameter und deren Auftreten einzeln oder überlagert auf die Auswertung von instrumentierten statischen Pfahlprobelastungen haben.

Aus den Gleichungen (2) und (3) wird ersichtlich, daß eine Änderung des E-Moduls und des Radius eine Veränderung der Kraftgröße bewirkt. Während bei (2) eine lineare Beziehung vorliegt, kann bei (3) ein quadratischer Zusammenhang festgestellt werden. Ausgehend von einem gemessenen Dehnungszustand an einem Beispieldpfahl und der daraus unter Annahme der exakten Kennwerte E-Modul und Pfahlradius berechneten Normalkraft in der betrachteten Meßebene (hier ca. 3500 kN) wurde der E-Modul des Betons bzw. der Pfahlradius variiert.

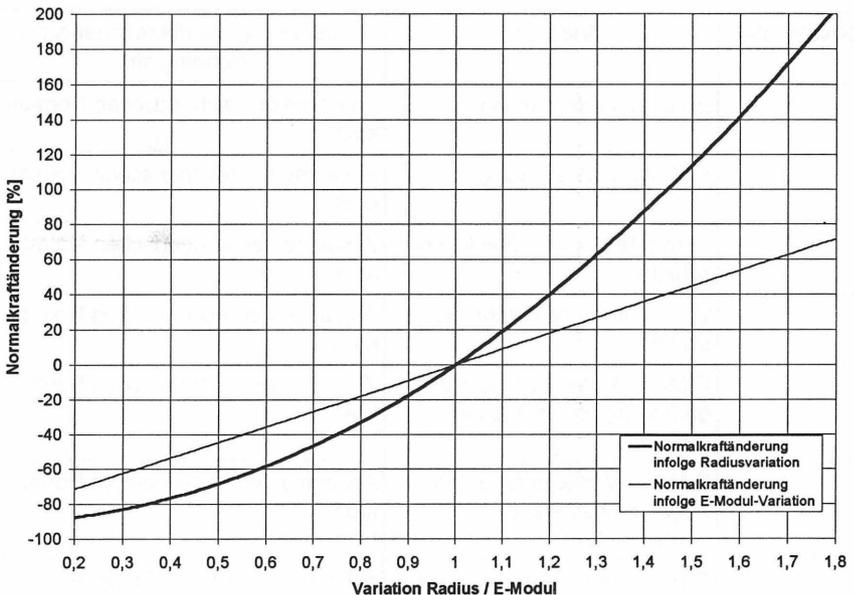


Bild 4: Prozentuale Änderung der Normalkraft bei Variation des Radius bzw. E-Moduls

Die Abszisse in Bild 4 zeigt die Variation der erwähnten Größen zwischen 20 und 180 %. Der Schnittpunkt der beiden Kurven kennzeichnet den Zustand der gemess-

senen Dehnung und die daraus ermittelte Normalkraft. Auf der Ordinate ist die entsprechende Normalkraftänderung angetragen.

Es wird deutlich, daß eine nicht korrekte Annahme der Pfahlquerschnittsfläche eine nach oben überproportionale Änderung der rechnerischen Normalkraft nach sich zieht. Zusätzlich ist zu beachten, daß sich durch die Variation des Betonquerschnitts das Flächenverhältnis Beton / Stahl verändert.

Tabelle 1 beschreibt die grundsätzliche Änderung der Normalkraft in Abhängigkeit von der Vergrößerung bzw. Verkleinerung des E-Moduls und der Pfahlquerschnittsfläche. Für die Kombinationen 7 und 8 kann keine eindeutige Aussage getroffen werden, da ihre Auswirkung auf die Normalkraft abhängig von der Größe der jeweiligen Parameter ist.

Tabelle 1: Abhängigkeit der Normalkraft vom E-Modul und Pfahlquerschnitt

Kombination	Änderung	Auswirkung auf die rechnerische Normalkraft
1	E-Modul Vergrößerung	Zunahme der rechnerischen Normalkraft
2	E-Modul Verkleinerung	Abnahme der rechnerischen Normalkraft
3	Vergrößerung des Pfahlquerschnitts	Zunahme der rechnerischen Normalkraft
4	Verringerung des Pfahlquerschnitts	Abnahme der rechnerischen Normalkraft
5	E-Modul Vergrößerung + Vergrößerung des Pfahlquerschnitts	Zunahme der rechnerischen Normalkraft
6	E-Modul Verkleinerung + Verringerung des Pfahlquerschnitts	Abnahme der rechnerischen Normalkraft
7	E-Modul Vergrößerung + Verringerung des Pfahlquerschnitts	abhängig von der Größe der Parameter
8	E-Modul Verkleinerung + Vergrößerung des Pfahlquerschnitts	abhängig von der Größe der Parameter

Zur Verdeutlichung der in der Tabelle erwähnten Zusammenhänge seien ein paar Zahlenbeispiele genannt.

Für eine angenommene 4 prozentige Vergrößerung des Radius von 45 auf 46,8 cm ergibt sich eine Vergrößerung der Gesamtfläche von rund 8 % und eine Zunahme der Normalkraft um ca. 7 %. Aus einer Vergrößerung des Radius auf 49,5 cm (10 %) resultiert eine Normalkrafterhöhung von knapp 20 %. Eine E-Modul Änderung des Betons bewirkt eine annähernd lineare Normalkraftänderung. Eine gleichzeitige 10 prozentige Erhöhung des Radius und des E-Moduls führt bereits zu einer rechnerischen Normalkrafterhöhung von rund 34 %.

8 ZEITLICHE ENTWICKLUNG DES TRAGVERHALTENS AM BEISPIEL EINES PROBEFPAHLS

Wie allgemein bekannt ist, kann es bei längerfristigen Belastungen zu großräumigen Kriechumlagerungen im Untergrund kommen, so daß sich das endgültige Tragverhalten erst nach Stunden oder sogar Tagen ausgebildet haben kann. Da jedoch in der Regel nicht ausreichend Zeit zur langfristigen Beobachtung eines Pfahles zur Verfügung steht, wird im Vorfeld eines Versuches ein einzuhaltendes Kriechmaß festgelegt. Sobald das Kriechmaß und die Mindestbeobachtungszeiten eingehalten worden sind, kann der Versuch fortgesetzt werden. Bei Nichteinhalten müssen die Beobachtungszeiten verlängert werden.

Besteht ein erhöhtes Interesse am Kriechverhalten des Pfahles und der Erfassung von Lastumlagerungen über die Pfahllänge, sollten ausgedehnte Lastkonstanthaltungsphasen in das Versuchsprogramm integriert werden.

Ein Ziel der Probebelastung in Hohenwarthe war auch, das Langzeitverhalten der Pfähle zu beobachten. Aus diesem Grund wurden mehrere Be- und Entlastungsphasen für die Gebrauchslast sowie eine ausgedehnte Lastkonstanthaltung für die maximale Prüflast von rund 14 MN durchgeführt.

Am Beispiel eines Versuchspfahles wird für die maximale Prüflast die Normalkraft- und Schubspannungsentwicklung über die Zeit erläutert. Mit den in Abschnitt 6 erläuterten Zusammenhängen kann das Tragverhalten der Pfähle mit Hilfe der Meßdaten ermittelt werden.

Die zeitliche Entwicklung der Normalkraft wird in Bild 5 gezeigt. Über einen Zeitraum von ca. 13 Stunden ist ein Anstieg der Normalkräfte in den jeweiligen Meßebenen zu erkennen. Die Zunahme der Normalkräfte ist dabei von der Tiefenlage der Meßgeber abhängig. Eindeutig ist zu erkennen, daß die relative Zunahme der Normalkräfte über die Zeit in den Meßebenen über bzw. in die Tiefe abnimmt. Der Grund für die zeitliche Änderung der Normalkräfte ist in einem „Durchreichen“ der anstehenden Pfahllasten in tiefergelegene Bereiche zu sehen. Am Pfahlmantel entsteht ein Bruchvorgang, der ein lokales Überschreiten der Mantelreibung nach sich zieht.

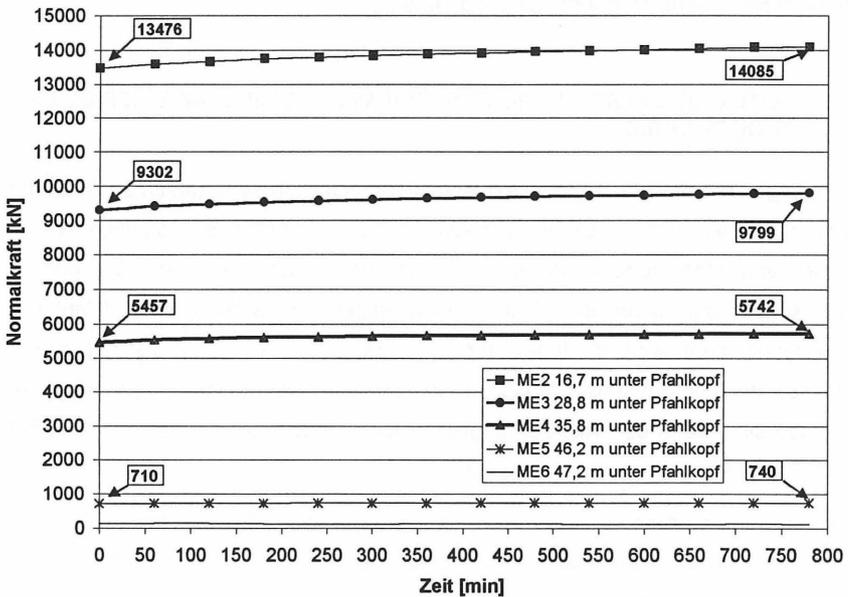


Bild 5: Normalkraftentwicklung im Pfahl bei Lastkonstanthaltung

Eine Ausnahme bildet hierbei die mit Hilfe der KMD gemessene Spitzendruckkraft, die mit einem Wert von ca. 130 kN über die Prüfdauer gleich bleibt. Dieser Wert ist geringer als 1% der am Pfahlkopf konstant anstehenden Prüflast. Die Spitzendruckkraft ist somit nur in einem sehr geringen Ausmaß geweckt worden.

Um die oben erwähnten Zusammenhänge zu verdeutlichen, sind in Bild 6 die normierten Normalkraftänderungen von jeweils zwei benachbarten Meßebenen aufgetragen.

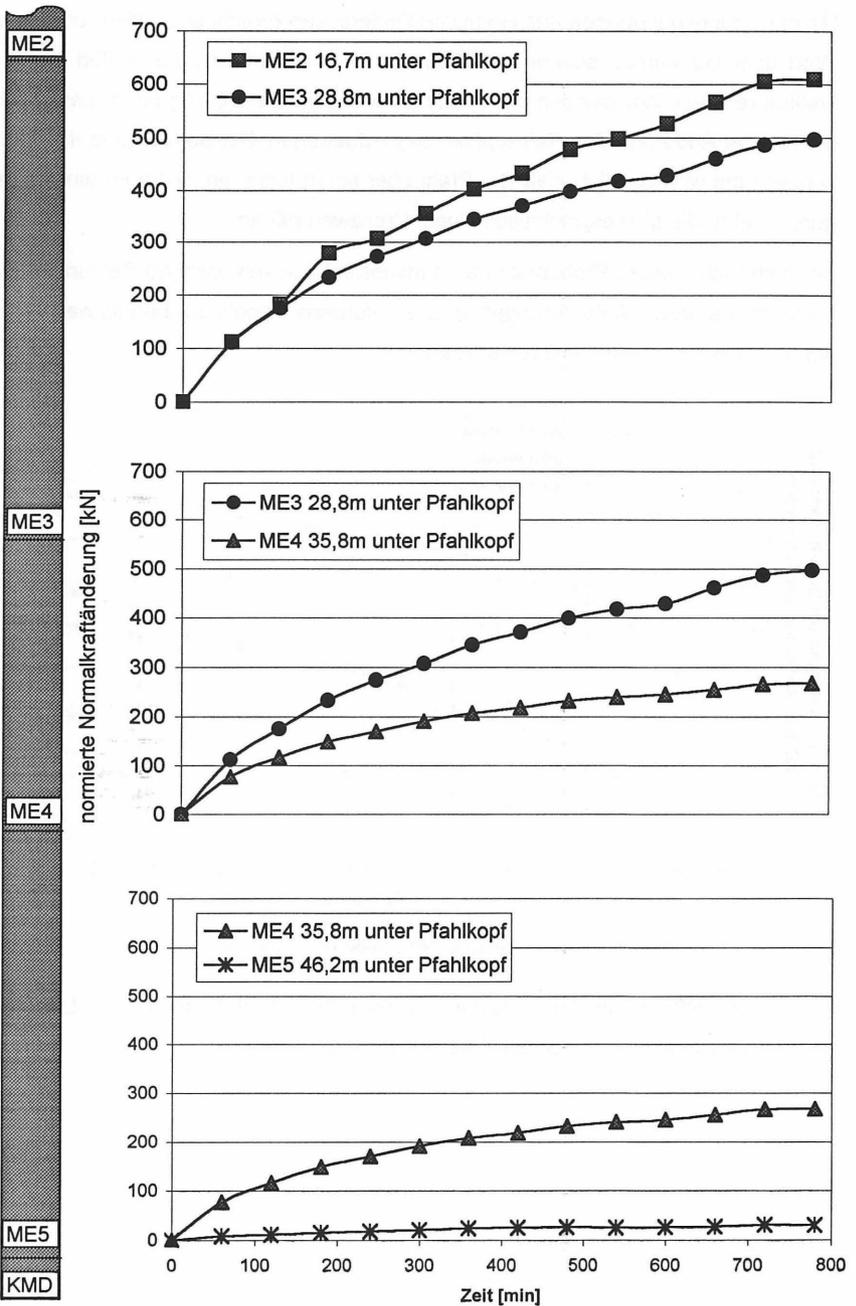


Bild 6: Normierte Normalkraftänderung bei Lastkonstanzhaltung

Da die Schubspannungen aus Normalkraftdifferenzen errechnet werden, und deren Wert über die Versuchsdauer nicht konstant ist, ergeben sich die in Bild 7 dargestellten relativen Änderungen der Schubspannungen. Gleichzeitig ist in diesem Bild die relative Änderung der Pfahlkopfsetzung aufgetragen. Bei Betrachtung der Pfahlkopfsetzung wird deutlich, daß der Pfahl über einen längeren Zeitraum eine Bewegung erfährt, die sich asymptotisch einem Grenzwert nähert.

Bei dem betrachteten Probepfahl traten insgesamt nur sehr geringe Setzungen auf; weiterhin waren die Anforderungen an das geforderte Kriechmaß bereits nach weniger als einer Stunde eingehalten worden.

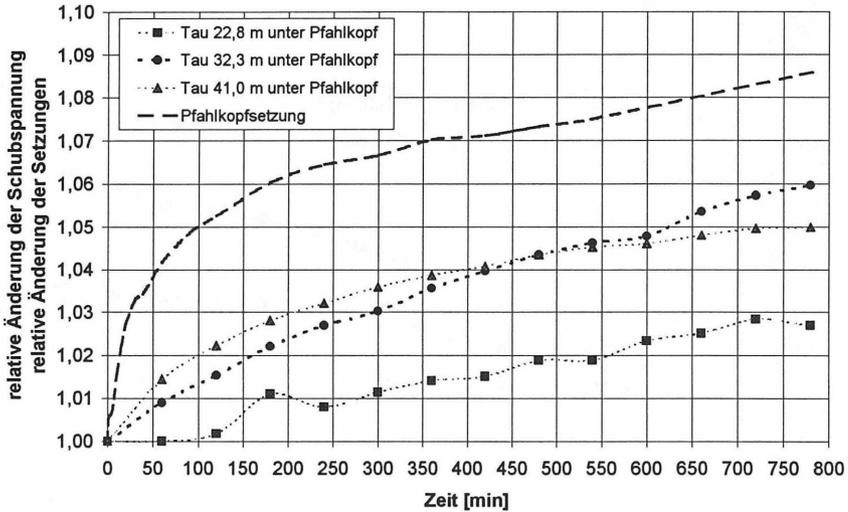


Bild 7: Schubspannungsentwicklung bei Lastkonstanthaltung

Es wird deutlich, daß auch bei kleineren Verschiebungen des Pfahlkopfes Lastumlagerungsvorgänge im Pfahl-Boden-System entstehen.

9 ZUSAMMENFASSUNG

Statische Pfahlprobelastungen dienen der Bestimmung der inneren und äußeren Tragfähigkeit von Pfählen und Pfahlgruppen. Besondere Bedeutung kommt dieser Meßmethode bei mangelnder Kenntnis über den anstehenden Baugrund, das anzuwendende Pfahlherstellungsverfahren sowie bei stark veränderlichen Baugrundverhältnissen zu.

Die Instrumentierung der Probepfähle sowie die Aufzeichnung und Analyse der Meßergebnisse beim Bauvorhaben Doppelschleuse Hohenwarthe wurde vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt. 15 Dehnungsgeber in fünf Meßebenen auf der Basis von Dehnungsmeßstreifen (DMS) sowie eine Fußkraftmeßdose je Pfahl kamen zum Einsatz. Die eingeleitete Kraft, die daraus resultierende Pfahlkopfverschiebung, die Mantelreibungverteilung und die Spitzendruckkraft wurden bei verschiedenen Laststufen ermittelt. Die Probepfähle wurden im Bereich zwischen deren Herstellungsebene und der späteren Gründungsebene für die Schleuse mit einer bentonitgeschmierten Stahlhülse umgeben, um die Mantelreibung auf ein Minimum zu reduzieren.

Die Ermittlung der Spitzendruckkraft sowie der Mantelreibung und deren Verteilung über die Pfahllänge erfordert die Abschätzung einer Reihe von Einflußfaktoren. Diesbezüglich ist ein erhebliches Maß an Erfahrung notwendig. E-Moduln und Flächenquerschnitte der Werkstoffe sind zwei wesentliche Eingangsparameter zur Berechnung der Schubspannung am Pfahlmantel. Insbesondere ist die genaue Abschätzung bzw. Ermittlung des Betonquerschnittes in den Meßebenen von großer Bedeutung, da zwischen Normalkraft und Pfahlradius an der betrachteten Stelle ein quadratischer Zusammenhang besteht. Die Kontrolle des Pfahlquerschnittes kann über den Betonverbrauch, Integritätsmessungen, Ultraschallmessungen oder in besonderen Fällen durch Ausgraben des Pfahles erfolgen.

Der Einfluß von Schwankungen des E-Moduls des Betons und des Pfahlradius wurde anhand eines Beispiels verdeutlicht. Weichen für den hier gewählten Fall beide Parameter 10 % vom tatsächlichen Wert ab, ergibt sich ein Fehler von 34 % bei der Bestimmung der Normalkraft.

Eine Lastkonstanthaltung für die maximale Prüflast hatte das Ziel, das Langzeitverhalten des Pfahles sowie die Interaktion Pfahl / Boden zu ermitteln. Während der

Beobachtungszeit konnte ein Anstieg der Normalkräfte in den Meßebenen beobachtet werden. Grund dafür sind lokale Bruchvorgänge, d.h. ein lokales Überschreiten der Mantelreibung. Die Folge davon ist das „Durchreichen“ der Normalkraft in die Tiefe.

Trotz vieler abzuschätzender Einflußfaktoren kann mit Hilfe von instrumentierten statischen Pfahlprobelastungen und einer sinnvollen geotechnischen Bewertung das Tragverhalten von Pfählen hinreichend genau ermittelt werden.

10 LITERATUR

- [1] Aufderheide, F.-W., de Boer, R., Otter, J.E., Tauer, W., Zehentner, H.
Abschluß der Planungen für den Neubau der Schleusen Rothensee und Hohenwarthe am Wasserstraßenkreuz Magdeburg, Binnenschifffahrt, Ausgabe Oktober 1998
- [2] de Boer, R.
Das Wasserstraßenkreuz Magdeburg fast vollständig unter Vertrag, Binnenschifffahrt, Ausgabe Dezember 1998
- [3] DGGT
Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998
- [4] IGB·TUBS
Abschlußbericht über statische Probelastungen an Probepfählen beim BV Doppelschleuse Hohenwarthe, unveröffentlicht
- [6] Keil, S.
Beanspruchungsermittlung mit Dehnungsmeßstreifen, Cuneus-Verlag, 1995
- [6] Maybaum, G., Guillen, J.M.
Baugrube Spreebogen, Verankerung der Unterwasserbetonsohle – Geotechnisches Sicherheits- und Meßkonzept, Mitteilungen des IGB·TUBS, Heft 53, 1997
- [7] Stahlhut, O. Ernst, U.
Meßtechnische Ausrüstung für Pfahlzugversuche – Fallbeispiele, Mitteilungen des IGB·TUBS, Heft 53, 1997
- [8] Stahlhut, O.
Aufgabenorientierte Konzeptionierung von Meßwerterfassungssystemen, Mitteilungen des IGB·TUBS, Heft 50, 1996
- [9] Stamm, J.
Die Mantelreibung von Pfählen – ein Bruchvorgang, Geotechnik, Jahrgang 11, 1988

TRAGVERHALTEN VON PFAHLGRUPPEN ZUR AUFTRIEBSICHERUNG TIEFER BAUGRUBEN IN BERLIN - MEßERGEBNISSE UND NUMERISCHE ANALYSEN

Stavros A. Savidis, Kurt-M. Borchert, Jens Mittag, Frank Rackwitz

1 EINLEITUNG

Für die Ermittlung des Herausziehwiderstandes von Pfählen stehen bisher keine abgesicherten erdstatischen Berechnungsverfahren zur Verfügung, weshalb DIN V 1054-100 deren Anwendung explizit ausschließt und Probelastungen vorschreibt. Üblicherweise wurden die Ergebnisse von Einzelzugversuchen auch auf die Bemessung von in Gruppen wirkenden Pfählen angewandt. Dieses Vorgehen konnte den hohen Anforderungen an die Sicherheit und gleichzeitig auch Wirtschaftlichkeit der Tunnel- und Bahnhofsbauwerke der Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlins (VZB), deren Baugruben im wesentlichen als Trogbaugruben mit verankerten Unterwasserbetonsohlen (UWBS) geplant waren, nicht genügen. Da für Trogbaugruben dieser Größe und Tiefe im Hinblick auf das Verformungsverhalten kaum Erfahrungen vorlagen, wurden zur Absicherung des Bemessungskonzeptes der mit RI- oder GEWI-Pfählen verankerten UWB-Sohlen umfangreiche Probelastungen an Einzelpfählen und Pfahlgruppen durchgeführt. Über baubegleitende Hebungsmessungen war es möglich, die Rechenansätze und die im Vorfeld erfolgten numerischen Simulationen zu verifizieren.

2 BEMESSUNGSKONZEPT DER SOHLVERANKERUNG

Für die Gewährleistung der äußeren Standsicherheit einer verankerten Sohle als dichtendes Element einer Baugrube sind folgende Nachweise gem. DIN 1054 zu erfüllen (vgl. Bild 1):

- a) gegen Auftriebsversagen des Gesamtsystems (Bild 1a)
 b) gegen Überschreiten der Bruchmantelreibung am Einzelpfahl (Bild 1b)

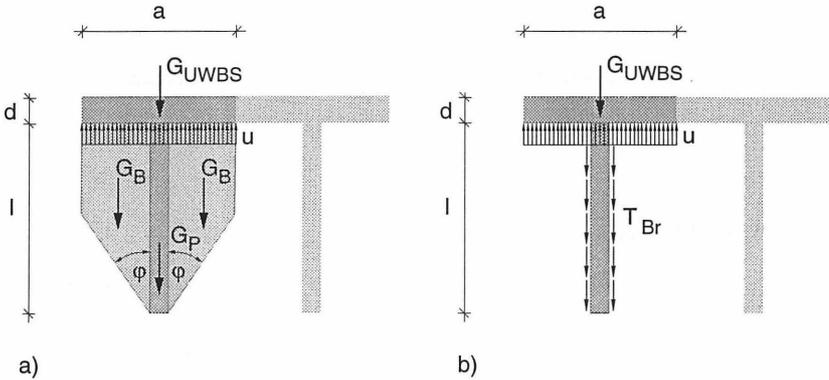


Bild 1: Gewichte und Reibungskräfte bei einer Sohlverankerung

Die Gutachter und Planer der VZB-Vorhaben (PVZB, 1995) haben für die Bemessung der Zugpfähle folgenden Nachweis empfohlen:

$$\frac{G_{UWBS}}{\eta_1} + \frac{G_B + G_P}{\eta_5} \geq U \quad \text{und} \quad \frac{G_{UWBS}}{\eta_1} + \frac{Q_{Br}}{\eta_4} \geq U \quad (1a) \text{ und } (1b)$$

- mit: G_{UWBS} - Gewicht der UWBS
 G_B - Gewicht des Bodens unter Auftrieb
 G_P - Pfahlgewicht unter Auftrieb
 $Q_{Br} = T_{Br} \cdot l$ - Bruchmantelkraft aus Einzelpfahlversuch
 $U = u \cdot a^2$ - Wasserdruckkraft auf die UWBS

- und $\eta_1 = 1,1$ - für Gewichte über der Gründungssohle
 $\eta_4 = 2,0$ - für Mantelreibung bei Zug
 $\eta_5 = 1,25$ - für Bodengewichte zwischen den Zugpfählen

Das Pfahlgewicht G_P wird bei durchgehendem Ansatz des Bodens vernachlässigt. Werden die Formeln (1a) und (1b) mit den Wichten des Betons γ_B und des Bodens γ' umgeformt und vereinfachend eine pyramidenförmige Ausbildung des Bodenkörpers unter dem Winkel φ am Pfahlfuß berücksichtigt, ergeben sich folgende Abhängigkeiten:

$$l \geq \frac{\eta_5}{\gamma'} \left(u - \frac{\gamma_B \cdot d}{\eta_1} \right) + \frac{a}{3} \cot \varphi \quad \text{und} \quad l \geq \frac{\eta_4}{T_{Br}} \left(u \cdot a^2 - \frac{\gamma_B \cdot d \cdot a}{\eta_1} \right) \quad (2a) \text{ und } (2b)$$

Bei der Ermittlung der erforderlichen Pfahlänge l sind beide Nachweise nach Gleichung (2a) und (2b) zu erfüllen. Im nachfolgenden Bild 2 ist die Abhängigkeit der Pfahlänge l und des Pfahlrasters a von der Sicherheit η_4 auf die Bruchmantelkraft bzw. η_5 auf das Bodengewicht für ein konkretes Zahlenbeispiel dargestellt. Der Anstieg der Geraden aus der Beziehung (2a) wird durch die Bodenpyramide am Pfahlfuß verursacht. Zulässige Werte für l und a liegen oberhalb der jeweiligen Linienkombination.

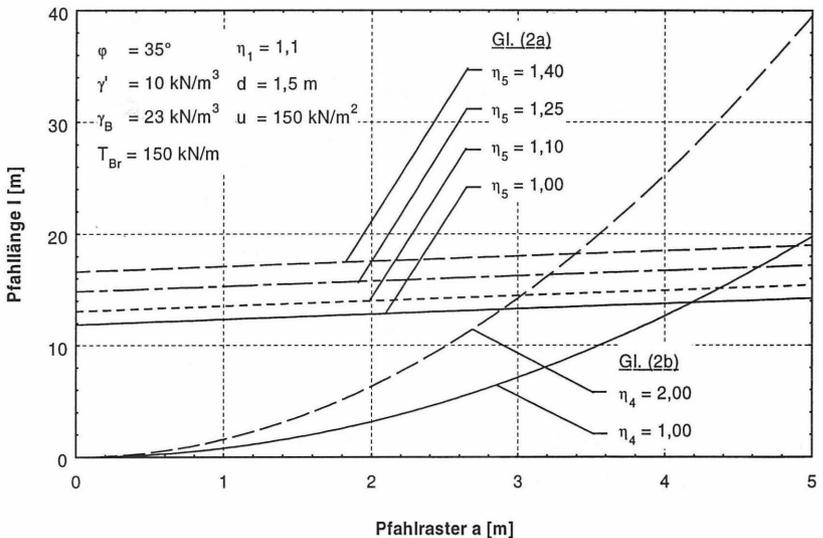


Bild 2: Abhängigkeit der Pfahlänge und des Pfahlrasters von den Sicherheitsfaktoren

3 PROBEBELASTUNGEN - MEßERGEBNISSE UND NUMERISCHE SIMULATIONEN

3.1 Probebelastungen in situ

Vor Beginn der Sohlverankerungen in den einzelnen VZB-Baulosen wurden je Los Probebelastungen an Einzel- und Gruppenpfählen durchgeführt. Insgesamt wurden für das VZB-Projekt 26 RI-Pfähle und 7 GEWI-Pfähle in Einzelprüfungen und darüber hinaus 5 Pfahlgruppen untersucht.

Die prinzipielle Anordnung der Gruppenpfahlversuche ist in Bild 3 für eine 9er-Pfahlgruppe dargestellt.

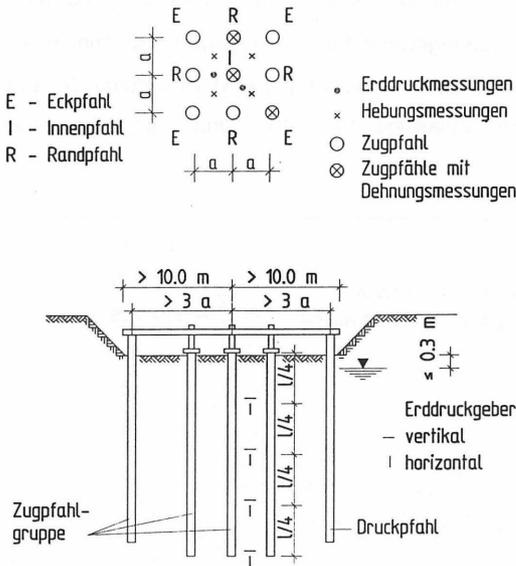


Bild 3: Anordnung der Gruppenpfähle (9 Pfähle) mit Meßpunkten (BORCHERT et al., 1998)

Bei den ersten Gruppenversuchen, welche zunächst an jeweils 5 Pfählen erfolgten, zeigte sich, daß die 4 Eckpfähle den Innenpfahl nicht genügend abschirmten. Für

weitere Gruppenprüfungen bei den Projektlosen 4 und 1.4 wurde daher die Pfahlanzahl auf 9 erhöht. Die Pfahlabstände wurden bei den 5er-Pfahlgruppen zu 2,70 m bzw. 3,00 m gewählt. Für die Gruppenprüfung mit 9 Pfählen mußten die Pfahllängen reduziert werden, um die Belastungseinrichtung wirtschaftlich ausführbar zu machen. Gleichzeitig wurde das Pfahlraster entsprechend auf 2,10 m bzw. 2,50 m verkleinert.

Die wesentlichen Daten aller durchgeführten Gruppenprüfungen sind in Tabelle 1 aufgelistet.

VZB Baulos	Profil	Länge Außenmaß Abstand	1. Belastungszyklus 2. Belastungszyklus								
			Innenpfahl			Eckpfähle			Seitenpfähle		
			Q	Hebung		Q	Hebung		Q	Hebung	
				s	s _{bl}		s _{max}	s _{bl}		s	s _{bl}
[kN]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]			
Los 1.1 Lehrter Bahnhof	5 GEWI- Pfähle 3 Ø 36 mm	l = 18,1 m 3,8 x 3,8 m a = 2,7 m	1255	14,9	1,5	1228	14,9	1,9	--	--	--
			1880	28,7	4,8	1808	28,7	5,2	--	--	--
Los 1.4 Lehrter Bahnhof	9 RI-Pfähle HE-B220	l = 11,5 m 5 x 5 m a = 2,5 m	810	11,1	4,2	870	11,1	5,1	868	11,1	4,7
			1450	41	28,8	607	9,3	5,6	607	9,8	5,5
Los 2 Spreebogen	5 RI-Pfähle HE-B 220	17,3 m 4,2 x 4,2 m a = 3 m	1650	9,5	2	1500	9	2	--	--	--
			2500	21	7	1600	13	4	--	--	--
Los 3 Reichstag- Gleisdreieck	5 RI-Pfähle HE-M 180	l = 24 m 4,2 x 4,2 m a = 3,0 m	1950	12,1	2,1	2031	12,1	2,2	--	--	--
			2652	20,3	5,0	2522	18,3	4,9	--	--	--
Los 4 Lenné-Dreieck	9 RI-Pfähle HE-M240	l = 12 m 4,2 x 4,2 a = 2,1 m	667	14,0	5,3	835	14,1	6,5	730	14,0	5,8
			1440	33,6	--	553	10,9	6,9	505	11,2	6,7

Tabelle 1: Gruppenversuche - Zugkräfte und Hebungen (BORCHERT et al., 1998)

In der folgenden Tabelle 2 ist ein Vergleich der Verschiebungen beim Einzel- und Gruppenversuch bei vergleichbaren Lasten und Pfahl­längen vorgenommen worden. Die Gebrauchslast Q_{Gebr} der Probepfähle wird mit $G_B / 1,25$ gem. Formel (1a) festgelegt.

VZB-Baulos	Q_{Gebr}	Einzelpfahl		Gruppenpfahl		Verhältnis s^G/s^E [-]
	$Q \approx 1,5 \cdot Q_{\text{Gebr}}$ [kN]	s^E [mm]	s_{bl}^E [mm]	s^G [mm]	s_{bl}^G [mm]	
Los 1.1	1000	11	2,0	11	~ 1,5	1
	1506	~ 17	2,1	20	--	1,2
Los 1.4	600	~ 3	-	4,1	-	1,4
	800	~ 8	-	10	4,2	1,3
Los 2	1650	~ 7	-	9,5	2	1,3
	2652	~ 17	-	20,3	5	1,2
Los 3	1950	~ 12	-	12,1	2,1	1,0
	2652	~ 19	-	20,3	5,0	1,1
Los 4	445	~ 1,5	-	3	-	2,0
	600	~ 2,5	-	6	5,3	2,4

Tabelle 2: Vergleich der Hebungen der Einzel- und mittleren Gruppenpfähle (BORCHERT et al., 1998)

An den Versuchen ist eine Erhöhung der Hebungen des mittleren Gruppenpfahles gegenüber dem Einzelpfahl nachweisbar. Da bei den Probelastungen die Zugkraft über die seitlichen Reaktionszentren als Druckkraft in den Boden wieder eingeleitet wird, können die Hebungen des Bodenpaketes unter den Pfählen vernachlässigt werden. Daher können die größeren Hebungen auf die Gruppenwirkung zurückgeführt werden, jedoch fallen sie sehr unterschiedlich aus.

Es wurden zwei Belastungszyklen gefahren. Beim ersten Zyklus erfolgte die Kraftsteuerung der Randpfähle (5er-Gruppe) bzw. der Rand- und Eckpfähle (9er-Gruppe) jeweils so, daß sie die gleichen Hebungen wie der Innenpfahl aufwiesen. Die dabei an den Außenpfählen erforderlichen Kräfte wuchsen schneller als die Kraft

am Innenpfahl, da außerhalb der Pfahlgruppe zusätzliches Bodengewicht aktiviert wurde.

Im zweiten Belastungszyklus wurde der Innenpfahl bei gleichmäßiger Hebung aller Pfähle zunächst bis zu seinem rechnerisch aktivierbaren Bodengewicht beaufschlagt. Unter Konstanzhaltung der Pressenkräfte auf den äußeren Pfählen wurde anschließend nur der Innenpfahl bis zum Versagen gezogen. Dieser konnte in beiden 9er-Pfahlgruppen mit $Q_{\text{Grenz}} \cong 2,5 \cdot G_B$ belastet werden. Bei den 5er-Gruppen ist die Grenzlast nicht erreicht worden, da die Pfahlgruppe hier noch eher wie ein großer Einzelpfahl gewirkt hat und Schubkräfte aus dem Innenpfahl auf die 4 Eckpfähle und die Zwischenräume übertragen werden konnten. Bei der unendlichen Gruppe kann hingegen nur $Q_{\text{Grenz}} = G_B$ erreicht werden. Hieraus ergibt sich, daß im idealen Gruppenversuch nur $Q_{\text{zul}} = G_B/\eta_5$ gemäß Abschnitt 2 nachgewiesen werden kann. Eine Mantelreibung $T = T_{Br}$ läßt sich im idealen Gruppenversuch bei den gewählten Abmessungen nicht erreichen.

3.2 3D-FE-Modellierung

Während die Nachrechnung der Probelastungen in BORCHERT et al. (1998) mit rotationssymmetrischen Modellen erfolgte, werden hier die Ergebnisse von 3D-Modellen vorgestellt. Zur Kalibrierung des Rechenmodells wurden die Meßergebnisse der Innenpfähle der Pfahlgruppe sowie eines Einzelpfahles mit vergleichbarer Pfahlänge ausgewählt. Der FE-Pfahl wurde dabei mit zum RI- bzw. GEWI-Pfahl äquivalenter Steifigkeit abgebildet.

Durch Parametervariation bei der Nachrechnung der Probelastung und unter Berücksichtigung der Bodenschichtungen in der späteren Baugrube konnten die Bodenkennwerte festgelegt werden. Die Querdehnungszahl wurde über die gesamte Tiefe mit $\nu = 0,3$ angenommen, der Reibungswinkel je nach Bodenschicht mit den Werten $\varphi = 32,5^\circ$ bis $37,5^\circ$ und der Dilatanzwinkel $\psi = 2^\circ$ bis 8° . Die Wichte des Bodens unter Auftrieb wurde mit $\gamma' = 9,5$ bis 11 kN/m^3 angesetzt.

In Bild 4 ist beispielhaft das mit finiten Elementen vernetzte Modell für die Berechnung einer Pfahlgruppe (9 Pfähle) für ein Viertel des Systems dargestellt.

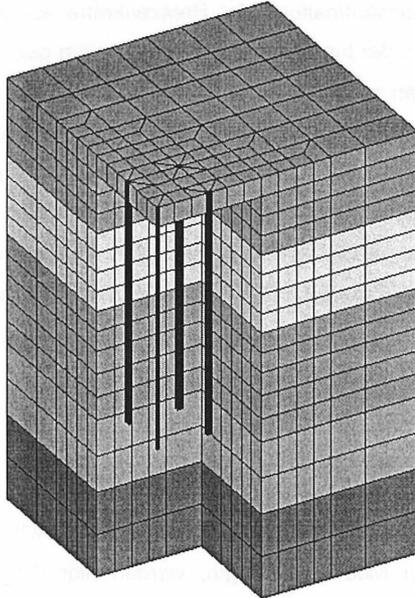


Bild 4: 3D-FE-Modell einer 9er-Pfahlgruppe (Viertelsystem)

In Bild 5 sind die Last-Hebungskurven des Einzelpfahles und des Innenpfahles der Pfahlgruppe Los 2 mit den jeweiligen Werten aus Messung in situ und FEM-Berechnung aufgetragen. Es ist erkennbar, daß die Pfahlhebungen des Einzelpfahles mit dem FE-Modell relativ gut abgebildet werden.

Die in Bild 6 aufgetragene numerisch berechnete Hebung des Innenpfahles der Pfahlgruppe zeigt, daß eine weitere Verbesserung des 3D-Modells erforderlich ist. Dies kann durch eine zutreffendere Simulation der Be- und Entlastungsvorgänge des Versuchsablaufes und durch Einführung von Kontaktelementen zwischen Pfahl und Boden erfolgen.

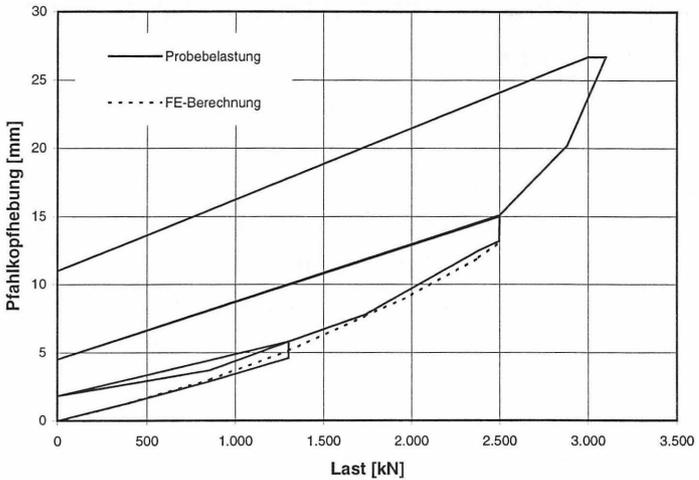


Bild 5: Last-Hebungs-Diagramm: Vergleich von Messung und 3D-FE-Berechnung für den Einzelpfahl (Los 2)

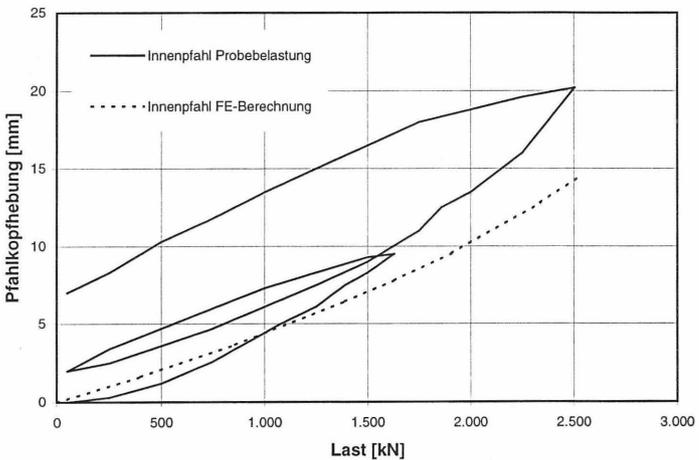


Bild 6: Last-Hebungs-Diagramm: Vergleich von Messung und 3D-FE-Berechnung für den Innenpfahl der Pfahlgruppe (Los 2)

4 SOHLHEBUNGEN - MEßERGEBNISSE UND NUMERISCHE SIMULATIONEN

Bei mehreren Baugruben des VZB-Projektes wurden die Hebungen der Unterwasserbetonsohlen beim Lenzen mit Horizontalinklinometern und Meßblättern verfolgt. Für die Meßbaugrube debis B erfolgte zusätzlich über Stangenextensiometer auch die Erfassung der Bodenverformungen während des Unterwasseraushubes (TRIANAFYLLIDIS, 1998, BORCHERT et al., 1996). In der folgenden Tabelle 3 sind die Meßergebnisse mit den zugehörigen Abmessungen der Baugruben und dem Wasserdruck unter der Betonsohle angegeben.

VZB-Baulos	Baugrube	Breite ca. [m]	Länge ca. [m]	Auftriebs- Spannung [kN/m ²]	Hebungen	
					Rand (Schlitz- wand) [mm]	Mittlerer Bereich [mm]
Los 1.1 Lehrter Bhf.	A	110	145	162	10	80*
	C/D1 West	100	80	144-171	10	80* 60
	C/D1 Ost	115	175	163	10	90* 80
Los 2 Spreebogen	E	105	95	161	8	40*
	H2-West	30-60	255	172	~ 20	60*
Los 1.4 Lehrter Bahnhof	M1C	20-50	100	202	~ 10	35*
Los 4 Lenné-Dreieck	Wende- baugrube	60	55	197	5-10	30
Bahnhof Potsdamer Platz	Nord	45	120	159	--	20-30
	Süd	65	115	162	--	20*
debis B	Meßbau- grube	130	100-200	145	10	35

* Werte aus Horizontalinklinometer

* Baugrube wieder geflutet

Tabelle 3: Maximale Sohlhebungen infolge Lenzen (BORCHERT et al., 1998)

Die FE-Berechnungen wurden an einem 2D-Modell durchgeführt. Zur Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens des Bodens wurde das elasto-plastische Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb verwendet.

Im Einzelnen wurde jeweils wie folgt vorgegangen:

1. Nachrechnung der Probelastungen zur Kalibrierung der Stoffparameter am rotationssymmetrischen System.
2. Berechnung eines ebenen Baugrubenquerschnitts mit Simulation aller Bauphasen zur Prognose der Sohlhebungen.
3. Berechnung eines ebenen Baugrubenquerschnitts wie in Pkt. 2 jedoch unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten.

Für die Berechnung eines ebenen Baugrubenquerschnittes der Baugrube E im Los 2 (BORCHERT et al., 1998) wurde ein Berechnungsmodell im ebenen Dehnungszustand verwendet. Das gewählte Elementnetz hatte eine Breite von 172 m und eine Tiefe von 110,5 m. Der Boden und die UWBS wurde mit 4-Knoten-Elementen, die Anker und RI-Pfähle mit 2-Knoten-Elementen und die Schlitzwände mit 9-Knoten-Elementen abgebildet. Entsprechend dem Bauablauf wurden insgesamt 9 Bauzustände untersucht. Die Kenngrößen für die FEM-Berechnung des Baugrubenquerschnittes ergaben sich aus der oben dargestellten Nachrechnung der Probelastungen.

Die Berücksichtigung der während des Unterwasseraushubes beobachteten Bodenauflockerung unterhalb der Aushubsohle erfolgte über sukzessive Abminderung der Reibungs- und Dilatanzwinkel. Der Bauzustand "Einrütteln der RI-Pfähle" wurde durch eine weitere Abminderung der Bodenkennwerte beschrieben, welche in den folgenden Bauzuständen (Einbau der UWBS; Lenzen der Baugrube) wieder zurückgesetzt wurden. Die Anpassung des Elementnetzes an die einzelnen Bauphasen konnte durch Entfernen und Einfügen der entsprechenden Elemente realisiert werden.

In Bild 7 sind die Verschiebungen des Baugrubenquerschnittes nach dem Einbau der UWBS sowie nach dem Lenzen der Baugrube dargestellt. Darin enthalten sind jeweils die Hebungen aller vorangegangenen Bauzustände. Aus der Differenz beider Bauzustände resultieren aus dem Lenzen der Baugrube Hebungen von ca. 20 mm in Baugrubenmitte.

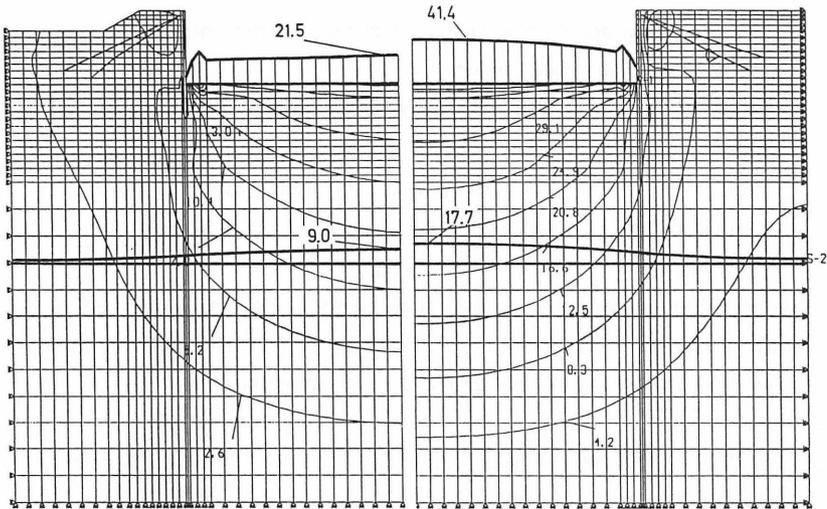


Bild 7: FE-Berechnung der Sohlhebungen der Baugrube E, Los 2, nach dem Herstellen der UWBS (links) und dem Lenzen der Baugrube (rechts) (BORCHERT et al., 1998)

Auch bei den Berechnungen unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte ($\gamma = 1,3$) auf den Reibungs- und Dilatanzwinkel wurden bis zur Gebrauchslast kaum größere Verformungen im Vergleich zur Normalberechnung ermittelt. Der Bruchzustand konnte bei beiden Systemen nicht erreicht werden.

Die mittels Horizontalinklinometer gemessenen Sohlhebungen in Baugrubenmitte ergaben Werte bis ca. 40 mm (Tabelle 3). Der Unterschied zur numerischen Analyse läßt sich zum einen auf den u.U. zu steif abgebildeten Baugrund unterhalb der Pfahlfußebene, zum anderen auf die infolge der begrenzten Modellgröße nicht vollständig erfaßte Tiefenwirkung zurückführen.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Für die Trogbaugruben der Tunnelbauwerke für die Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlins mit Tiefen von mehr als 20 m und Breiten über 100 m wurden verankerte Unterwasserbetonsohlen ausgeführt. Für den Nachweis der Tragfähigkeit der Zugpfähle - es wurden RI- und GEWI-Pfähle eingebaut - wurden Probelastungen an Einzelpfählen sowie Gruppenprüfungen durchgeführt. Anhand dieser Ergebnisse erfolgte die Kalibrierung der numerischen Modellberechnungen. Über zehn Baugruben sind bei dem VZB-Projekt zwischenzeitlich gelenzt worden. Dabei wurden die Verformungen der Unterwasserbetonsohlen gemessen, die hier zusammen mit den FE-Prognoseberechnungen vorgestellt werden. Die weitergehende Untersuchung des Tragverhaltens von Zugpfahlgruppen ist Gegenstand aktuell laufender Forschungsvorhaben an der TU Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik sowie der Bergischen Universität-Gesamthochschule Wuppertal, Fachgebiet Unterirdisches Bauen (Quarg-Vonscheidt, 1997). Hierüber wird in nächster Zeit zu berichten sein.

6 LITERATURHINWEISE

- Borchert, K.-M., Kramer, J., Winselmann, D.: Berichte zur Meßbaugrube debis B (unveröffentlicht), 1996
- Borchert, K.-M., Mönnich, K.-D., Savidis, S., Walz, B.: Tragverhalten von Zugpfahlgruppen für Unterwasserbetonsohlen, 25. Baugrundtagung 1998 in Stuttgart, 1998
- PVZB Projektgesellschaft für Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich: Grundsätze für die Berechnung der Tunnelbauwerke in offener Bauweise (GBOB) für die Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlin, 1995
- Quarg-Vonscheidt, J.: Modellversuche zur Gruppenwirkung von Zugpfählen, Vortrag anlässlich des 25-jährigen Bestehens der BUGH Wuppertal, 1997
- Triantafyllidis, Th.: Neue Erkenntnisse aus Messungen an tiefen Baugruben am Potsdamer Platz in Berlin. Die Bautechnik 75, 3, S. 133 ff, 1998

Wann wendet man die dynamische Belastungsprüfung an und wann die statnämische Prüfung?

P. Middendorp
TNO ProFound, Rijswijk, Niederlande

ZUSAMMENFASSUNG

Die Prüfung der Belastbarkeit des Pfahls mit Methoden sehr hoher dynamischer Belastung werden vielfach angewandt, weil sie im Vergleich zu den Methoden der statischen Belastungsprüfung (SLT - static load testing) wirtschaftlich und effizient sind. Häufig angewandte dynamische Belastungsmethoden sind die dynamische Belastungsprüfung (DLT - dynamic load testing) und die statnämische Prüfung (STN - statnamic testing). Diese Vortrag behandelt eine in der Praxis sehr häufig gestellte Frage, nämlich: Wann wendet man die dynamische Belastungsprüfung an und wann die statnämische Prüfung, wenn Pfahltyp und Bodenbedingungen bekannt sind? Besondere Aufmerksamkeit gilt dabei der DLT bei Ortbetonpfählen sowie Komplikationsfaktoren wie begrenzte Kenntnisse der Materialeigenschaften des Betons sowie der Pfahlform. Anhand einer Auswertung der Genauigkeit, Zuverlässigkeit, Wirtschaftlichkeit, Aktivierung der Belastbarkeit und der Wahrscheinlichkeit einer Beschädigung der Pfähle wird die Eignung von DLT und STN für Ortbetonpfähle und Fertigrammpfähle diskutiert.

1. EINLEITUNG

Die Prüfung der Belastbarkeit des Pfahls mit Methoden sehr hoher dynamischer Belastung wird vielfach angewandt, weil diese Methoden im Vergleich zu den Methoden der statischen Belastungsprüfung (SLT- static load testing) wirtschaftlich und effizient sind. Die beliebtesten dynamischen Belastungsmethoden sind die

dynamische Belastungsprüfung (DLT - dynamic load testing) mittels eines Schlaghammers und die statnämische Prüfung (STN- statnamic testing) mittels Abschießen einer Reaktionsmasse vom oberen Ende des Pfahls aus. Bei der DLT wird ein kurzfristiger Stoßimpuls im Pfahl angebracht. Die STN erzeugt eine relativ langfristige Druckbelastung auf das obere Ende des Pfahls. Ausführliche Beschreibungen von Belastungsprüfungsmethoden und Vergleiche wurden von Holeyman (1992) und Karkee et al. (1997) veröffentlicht. Diese Aufsätze behandeln jedoch nicht die oft gestellte Frage aus der Praxis: Wann wendet man die dynamische Belastungsprüfung an und wann die statnämische Prüfung, wenn Pfahltyp und Bodenbedingungen bekannt sind? Die nächsten Absätze sollen diese Frage beantworten.

Besondere Aufmerksamkeit gilt der DLT bei Ortbetonpfählen, denn der Berechnung der Pfahlbelastung liegen Signale von am Pfahlschaft angebrachten Spannungsaufnehmern zugrunde. Für die DLT ist die Berechnung der Pfahlbelastung somit stark vom Pfahlmaterial und von den Querschnitteigenschaften abhängig. Darüber hinaus werden Faktoren diskutiert, die die Analyse komplizieren, wie begrenzte Kenntnisse der Materialeigenschaften des Betons sowie der Pfahlform.

Abschließend erfolgt eine Auswertung der Eignung der DLT und der STN unter Berücksichtigung folgender Aspekte:

- Genauigkeit der Belastungsmessungen
- Zuverlässigkeit
- Wirtschaftlichkeit
- Aktivierung der Belastbarkeit
- Wahrscheinlichkeit einer Beschädigung des Pfahls



Figure 1. Statnamic test on a cast in situ pile



Figure 2. Dynamic load test on a cast in situ pile



Figure 3. Statnamic piston with built in load cell placed on a cast in situ pile



Figure 4. Strain transducer mounted on the shaft of a cast in situ pile

2. DIE ANWENDUNG VON DLT UND STN BEI ORTBETONPFÄHLEN

Für Ortbetonpfähle werden die DLT und die STN eine bestimmte Zeit nach der Herstellung des Pfahls durchgeführt; auf diese Weise haben die Pfähle die erforderliche Druckfestigkeit erreicht, so daß sie den Prüfbelastungen standhalten können. Für die DLT werden Spannungs- und Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlschaft nahe dem oberen Ende des Pfahls angebracht. Das

Lastverschiebungsverhalten wird anhand der Signalanpassung berechnet. Für die STN wird das Lastverschiebungsverhalten in den meisten Fällen über die Entladepunktmethode (UPM - Unloading Point Method) berechnet, es werden jedoch auch Signalanpassungstechniken angewandt.

2.1 Genauigkeit der Belastungsmessung bei der STN

Bei der STN 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.

2.2 Materialeigenschaften und Genauigkeit der Belastungsmessung bei der DLT

Bei der dynamischen Belastungsprüfung werden Spannungsaufnehmer am Pfahlschaft nahe dem oberen Ende des Pfahls angebracht. Zur Berechnung der Belastung (F) auf dem oberen Ende des Pfahls wird die gemessene Verformung (ϵ) mit dem Elastizitätsmodul (E) des Betons und dem Pfahlquerschnitt (A) multipliziert.

$$F = E \cdot A \cdot \epsilon \quad (1)$$

Die genaue Bestimmung der Eigenschaften E und A für Bohrpfähle ist in vielen Fällen schwierig.

Zur Berechnung der Kraft der gemessenen Verformung in einem Pfahl während der DLT müssen wir den Querschnitt und das Elastizitätsmodul des Betons an der Meßhöhe kennen. Zur Berechnung des Elastizitätsmoduls für Pfähle aus homogenem Material wird die Spannungswellengeschwindigkeit verwendet.

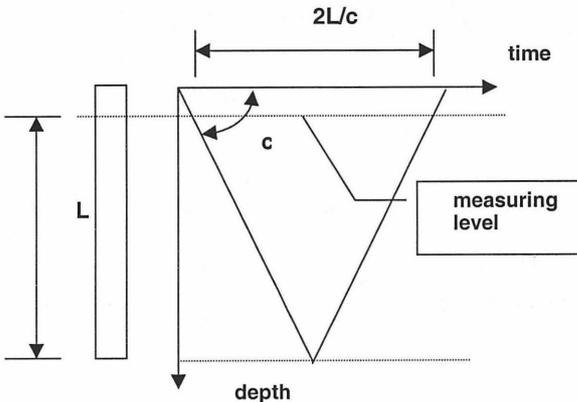


Figure 5 Calculation of stress wave velocity c from toe reflection

$$E = c^2 \cdot \rho \quad (2)$$

$$c = 2L/T \quad (3)$$

Ausgehend von einer bekannten oder geschätzten Spannungswellengeschwindigkeit c können wir die Pfahlbelastung an der Meßhöhe anhand der folgenden Formel berechnen:

$$F = c^2 \cdot \rho \cdot A \quad (4)$$

Die abgeleitete Spannungswellengeschwindigkeit hat somit einen starken Einfluß auf den Wert der im Pfahl gemessenen Belastung. Ein Fehler in der gemessenen Belastung führt zu einem Fehler bei der Vorhersage der Belastbarkeit des Pfahls.

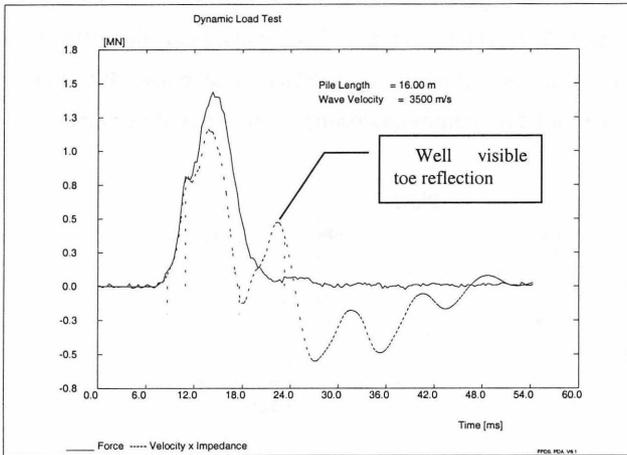


Figure 6. Well visible toe reflection.

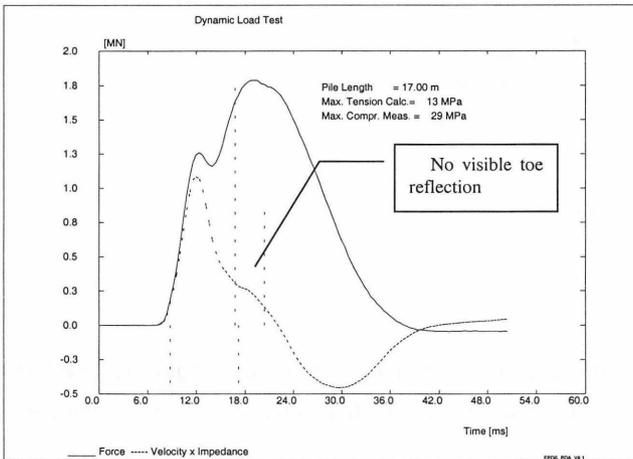


Figure 7. No visible toe reflection.

Die Spannungswellengeschwindigkeit wird anhand der Zeit (T) berechnet, die eine Spannungswelle benötigt, um die Pfahlänge (L) vom oberen Ende des Pfahls bis zur Pfahlspitze und wieder zurück bis zum oberen Ende des Pfahls zurückzulegen (Abbildung 5).

Bei dieser Methode muß die Reflexion von der Pfahlspitze aus den Signalen deutlich ersichtlich sein. In Abbildung 6 und 7 werden die Signale aus dem Produkt von Kraft und Geschwindigkeit und der Impedanz von zwei dynamischen Belastungsprüfungen dargestellt. Der erste Fall zeigt eine deutliche Spitzenreflexion, und die Spannungswellengeschwindigkeit kann genau berechnet werden. Wenn die Spitzenreflexion nicht sichtbar ist, muß die Spitzenreflexionszeit geschätzt werden. Ein Fehler bei der Schätzung der Spitzenreflexionszeit (T) und der Spannungswellengeschwindigkeit (c) führt jedoch zu einem erheblichen Fehler bei der Berechnung des Elastizitätsmoduls. Ein Fehler von 5 % bei der Spannungswellengeschwindigkeit führt z.B. zu einem 10%igen Fehler für das Elastizitätsmodul und der entsprechenden Belastung im Pfahl. Eine andere Möglichkeit ist in diesem Fall, daß man sich auf eine Schätzung des Elastizitätsmoduls auf der Grundlage der Materialeigenschaften des Pfahls verläßt.

Eine Schätzung des Elastizitätsmoduls ist schwierig, weil es kein konstanter Wert ist, sondern von dem Alter und der Qualität des Betons abhängt (Franklin 1971) (Abbildung 8), dem Belastungsgrad (Sparks et al. 1973) und sogar von der Temperatur des Betons (Abbasi 1990). Bei statischen Belastungsprüfungen bewegt sich das Elastizitätsmodul 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.

Ein weiterer Komplikationsfaktor bei der Bestimmung der Spannungswellengeschwindigkeit c für Ortbetonpfähle ist die Tatsache, daß der Beton nicht homogen ist. Die Qualität des Betons weist sowohl im Querschnitt als auch im Längsschnitt des Pfahls unterschiedliche Werte auf. Der Beton, der mit dem Boden in Berührung ist, hat eine geringere Qualität als der Beton in der Mitte des Pfahls, und der Schaftbereich, der mit dem Boden in Berührung war, könnte der Ort sein, an dem Spannungsaufnehmer angebracht sind. Die unterschiedliche Qualität des Betons über die Länge des Pfahls wird durch das Gießverfahren verursacht und durch den unterschiedlichen Druck im Beton während des Baus. Die Qualität des Betons in der Nähe der Spitze ist im allgemeinen besser als die Qualität des Betons in der Nähe

des oberen Endes des Pfahls. Dies bedeutet auch, daß die Spannungswellengeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Länge des Pfahls unterschiedlich ist. Die mit $c = 2 L/T$ berechnete Spannungswellengeschwindigkeit ist somit ein Mittelwert für den gesamten Pfahl. Das anhand dieses Wertes berechnete Elastizitätsmodul stellt einen Mittelwert für den Pfahl dar, und es kann ein erheblicher Unterschied zu dem Elastizitätsmodul an der Meßhöhe vorliegen.

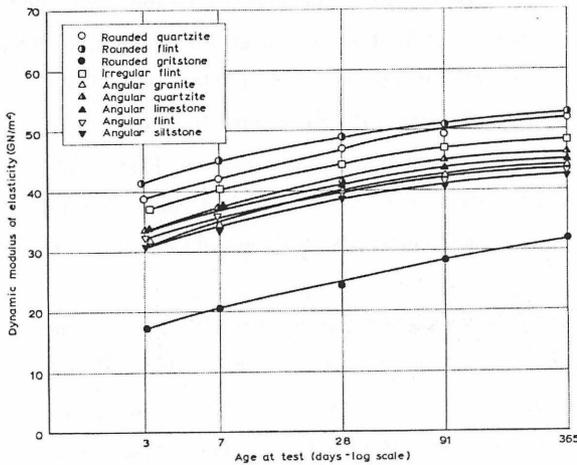


Figure 8. Relations between dynamic modulus of elasticity and age for concretes made with various aggregates

2.3 Einfluß von unterschiedlichen Pfahlquerschnitten auf die Vorhersage der Belastbarkeit aus der DLT

Zur Vorhersage der Belastbarkeit aufgrund der DLT-Ergebnisse wird meistens die Methode der Signalanpassungstechnik angewandt (TNOWAVE, CAPWAP™) (Margano, 1998). Ausgehend von einer Wellengleichung werden von einem Computerprogramm berechnete Signale an gemessene Signale angepaßt, indem das Computerbodenmodell und das Pfahlmodell wiederholt angepaßt werden. Wenn die Signale übereinstimmen, wird angenommen, daß das Computerbodenmodell das Verhalten des tatsächlichen Bodens darstellt, und auf dieser Grundlage wird dann die statische Belastbarkeit des Pfahls berechnet.

Unstetigkeiten der Pfähle wie Einschürungen, Verdickungen (Abbildung 9) und Materialwechsel führen zu Spannungswellenreflexionen, die sich stark auf die berechneten 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 nicht richtig berücksichtigt werden, ist es entweder unmöglich, die richtige Anpassung zu erzielen, oder die Vorhersage der Belastbarkeit ist nicht zuverlässig. Bodeneigenschaften können mit Unstetigkeiten von Pfählen verwechselt werden.



Figure 9. Cast in situ pile with bulb

2.4 Zuverlässigkeit der Prüfung von Ortbetonpfählen

Man darf nicht vergessen, daß die Ergebnisse der Belastungsprüfung mittels einer SLT, DLT und STN von den Bodeneigenschaften, dem Pfahltyp, dem Pfahleinrichtverfahren, dem Verlauf der Belastung, dem Zeitpunkt der Prüfung, der Art der Belastung, dem Prüfverfahren und vielen anderen Faktoren abhängen. Ziel der Belastungsprüfungsmethoden ist es, das Verhalten des Pfahls während der Lebensdauer einer Konstruktion im Hinblick auf Setzungen und Sicherheit vorherzusagen. Keine einzige Prüfmethode ist in der Lage, das Verhalten während der Lebensdauer genau vorherzusagen, und die Ergebnisse jeder einzelnen

Belastungsprüfungsmethode müssen im Zusammenhang mit ihren Grenzen gesehen werden.

In Anbetracht der vielen offenen Fragen, auf die für die richtige Analyse einer DLT-Signalanpassung für Ortbetonpfähle Antworten gefunden werden müssen, ist die Fehlerwahrscheinlichkeit bei der Vorhersage der Belastbarkeit des Pfahls relativ hoch.

Die Belastungsmessung für die STN ähnelt der für statische Belastungsprüfung, und unbekannte Eigenschaften von Ortbetonpfählen haben keinen Einfluß auf die Ergebnisse der Belastungsmessungen. Während der STN ist die Dauer der Belastung so lang, so daß sich alle Teile des Pfahls in demselben Geschwindigkeitsbereich bewegen. Unter diesen Umständen kann davon ausgegangen werden, daß sich der Pfahl als einheitliche Masse verhält und ein Pfahlsteifigkeitsverhalten aufweist, das dem einer statischen Belastungsprüfung entspricht (Middendorp 1995). Aus diesem Grunde ähnelt das Verhalten von Pfählen während der STN mehr einer statischen Belastungsprüfung als einer DLT.

2.5 Wirtschaftlichkeit

Für eine DLT bei Ortbetonpfählen muß ein Fallhammer mit einem Führungssystem eingesetzt werden. Als Faustregel gilt, daß die erforderliche Masse des Rammbocks 2 % der anzubringenden Höchstlast beträgt. Es wird ein Kran benötigt, der den Fallhammer über die Baustelle bringt. Das obere Ende des Pfahls muß so präpariert werden, daß es durch die Stoßbelastung nicht beschädigt wird. Die Oberfläche des oberen Pfahlendes wird mittels Epoxid- oder Vergußmörtel geglättet, damit während der Stoßbelastung keine Spannungskonzentrationen auftreten. Die Meßwertaufnehmer müssen mindestens 2 Pfahldurchmesser vom oberen Ende des Pfahls entfernt sein. Befindet sich das obere Ende des Pfahls in Bodenhöhe, dann muß das obere Ende des Pfahls um die entsprechende Länge verlängert werden bzw. das obere Ende des Pfahls muß ausgegraben werden. Bei Pfählen mit geringer Belastbarkeit können mehrere Pfähle an einem Tag geprüft werden. Bei

Belastungen von über 10 MN liegt die Prüfquote normalerweise bei etwa 2 Pfählen pro Tag.

Für eine STN muß eine Belastungsvorrichtung mit einem Reaktionsmassenauffangsystem verwendet werden. Als Faustregel gilt, daß die erforderliche Reaktionsmasse 5 % der anzubringenden Höchstlast beträgt. Es wird ein Kran oder ein Raupenfahrzeug benötigt, das die STN-Vorrichtung über die Baustelle bewegt. Für Belastungen von bis zu 4 MN kann eine STN-Vorrichtung mit einer hydraulischen Auffangvorrichtung verwendet werden. Für höhere Belastungen bei einer STN ist ein Kiesauffangsystem erforderlich. Das Prüfen kann einen halben Tag bis zwei Tage pro Pfahl in Anspruch nehmen, dies hängt von der Belastbarkeit des Pfahls ab. Für Pfähle mit einer Belastbarkeit von unter 4 MN kann jedoch eine Belastungsvorrichtung mit hydraulischer Fangvorrichtung verwendet werden, und die Anzahl der Pfähle, die pro Tag geprüft werden können, ist mit der einer DLT vergleichbar. Eine STN kann sogar noch effizienter sein, wenn sich die Belastungsvorrichtung und die hydraulische Fangvorrichtung auf Raupenfahrzeugen befinden. Die Oberfläche des oberen Pfahlendes wird mittels Epoxid- oder Vergußmörtel geglättet, damit während der Stoßbelastung keine Spannungskonzentrationen auftreten.

2.6 Wahrscheinlichkeit einer Beschädigung der Pfähle

Bei einer DLT wird die Belastung auf das obere Ende des Pfahls durch die Schlagbewegung eines Rammbocks ausgeübt. Wenn der Rammbock nicht richtig geführt wird, und exzentrisch auf den Pfahl schlägt, dann treten Biegungsspannungen auf, die zu einem übermäßigen Zusammendrücken führen bzw. zu Zugspannungen, die den Pfahl beschädigen können.

Bei den meisten Ortbetonpfählen ist zur Aktivierung der absoluten Höchstbelastbarkeit eine erheblich stärkere Verschiebung erforderlich als bei Rammpfählen. Diese weichere Reaktion kann leicht zur Erzeugung von Spannungswellen führen. Ortbetonpfähle sind nicht für hohe Zugspannungen

ausgelegt. Sobald zulässige Zugspannungspegel erreicht werden, muß die Stoßenergie verringert werden, damit der Pfahl nicht beschädigt wird. Folglich muß eine DLT in einem Stadium abgebrochen werden, in dem die volle Belastbarkeit noch nicht aktiviert wurde.

Bei einer STN ist die Dauer der Belastung so lang, daß der Pfahl konstant zusammengedrückt ist, und es treten keine Zugspannungen auf. Damit keine Biegungsspannungen auftreten können, wird der Kolben der statnamischen Vorrichtung genau auf den Mittelpunkt des Querschnitts des oberen Endes des Pfahls oder in dessen unmittelbarer Nähe angebracht. Das Abschießen der Reaktionsmasse und die sich daraus ergebende Stoßbelastung beginnen im Mittelpunkt des Pfahls.

3. DIE ANWENDUNG VON DLT UND STN BEI FERTIGRAMM-PFÄHLEN

Für Fertigrammpfähle werden die DLT und die SLT gleichermaßen nach einer bestimmten Zeit nach dem Einrichten der Pfähle durchgeführt. Auf diese Weise kann sich der Boden von Störungen, die durch das Rammen verursacht wurden, wie Porenwasserdruck, erholen. In den meisten Fällen gewinnt der Boden während dieser Vorbereitungszeit an Festigkeit.

Für eine DLT werden Belastungs- und Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlschaft in der Nähe des oberen Endes des Pfahls angebracht. Das Lastverschiebungsverhalten wird mittels Signalanpassung berechnet.

Für eine STN wird das Lastverschiebungsverhalten in den meisten Fällen mit der Entladepunktmethode berechnet, es werden jedoch auch Signalanpassungstechniken angewandt.

3.1 Genauigkeit

Bei einer DLT bei Fertigrampfpfählen wird die Belastung im Pfahl über Spannungsaufnehmer am Pfahlschaft gemessen. Es wird davon ausgegangen, daß Fertigpfähle aus homogenem Material bestehen, und mit der in Abschnitt 2.2 beschriebenen Methode und auf der Grundlage der Bestimmung der Belastungswelle kann das Elastizitätsmodul genau bestimmt werden. Die Spitzenreflexion wird in verschiedenen Rammphasen sichtbar sein und die Spannungswellengeschwindigkeit läßt sich einfach bestimmen. Nur wenn der Pfahl stark armiert ist, wird das Elastizitätsmodul am oberen Ende des Pfahls von dem über die Spannungswellengeschwindigkeit berechneten Elastizitätsmodul abweichen.

Bei der STN wird die Belastung mit einer geeichten Meßdose am oberen Ende des Pfahls genau gemessen. Die gemessene Belastung ist unabhängig von den Pfahleigenschaften. Der Belastungsmeßfehler ist kleiner als 0,1 % des Höchstbereichs der Meßdose.

3.2 Zuverlässigkeit

Für Fertigpfähle ist überdies zu berücksichtigen, daß die Ergebnisse der Belastungsprüfung mittels einer SLT, DLT und STN von den Bodeneigenschaften, dem Pfahltyp, dem Pfahlrammverfahren, dem Verlauf der Belastung, dem Zeitpunkt der Prüfung, der Art der Belastung, dem Prüfverfahren und vielen anderen Faktoren abhängt. Der Porenwasserdruck, der sich während des Rammens aufgebaut hat, die Verformung und die Verschiebung des Bodens führen zu zeitabhängigen Veränderungen des Bodens, die im Laufe der Zeit abgebaut werden. Die Vorbereitungszeit, d.h. die Zeit zwischen dem Ende des Rammens und dem Beginn der Belastungsprüfung, wird in den meisten Fällen willkürlich gewählt. Der Zeitpunkt

der Belastungsprüfung beeinflusst die Prüfergebnisse. Die SLT, DLT und STN werden nach einer Vorbereitungszeit durchgeführt.

Für eine DLT wird das Lastverschiebungsverhalten des Pfahls in den meisten Fällen mit einer Signalanpassungstechnik (CAPWAP™, TNOWAVE) berechnet. Die gut definierten Pfahleigenschaften lassen eine zuverlässige Berechnung der Pfahlkräfte zu. Die Signalanpassungstechniken ergeben keine eindeutige Lösung, sondern die Ergebnisse können innerhalb einer bestimmten Bandbreite liegen. Ein erfahrener Benutzer kann diese Bandbreite schmälern, indem er die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen einbezieht und das Lastverschiebungsverhalten des Pfahls zuverlässig vorhersagt.

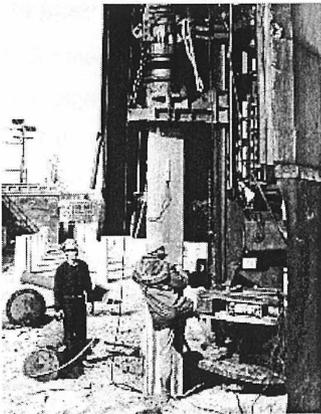


Figure 10. Dynamic load test on a precast pile

Für eine STN wird das Lastverschiebungsverhalten des Pfahls anhand einer direkten Methode bestimmt, nämlich der Entladepunktmethode (UPM - Unloading Point Method) (Middendorp 1992) und in manchen Fällen anhand von Signalanpassungstechniken. Die UPM ist eine unkomplizierte Berechnungsmethode, die nicht benutzerabhängig ist. Die UPM kann jedoch nur unter bestimmten Bedingungen, wie z.B. der Belastungsdauer im Verhältnis zur Pfahllänge,

angewandt werden (Middendorp 1995). In anderen Fällen müssen Signalanpassungstechniken angewandt werden.

3.3 Wirtschaftlichkeit

Die DLT hat den Vorteil, daß der Hammerbär zum Einrichten des Pfahls auch nach der Vorbereitungszeit zum Einschlagen der Pfähle weiterhin verwendet werden kann. Wenn der Hammerbär jedoch für die ständige Produktion benutzt werden muß, dann muß ein weiterer Hammerbär oder Fallhammer verwendet werden. Wenn die Aktivierung der vollständigen Belastbarkeit des Pfahls erforderlich ist, reicht der Produktionshammer jedoch möglicherweise nicht zur Aktivierung der Belastbarkeit des Pfahls nach der Vorbereitungszeit aus, und es muß ein zusätzlicher, schwererer Hammer, aktiviert werden.

Für die wirtschaftlichen Bedingungen der STN vergleiche Abschnitt 2.5.

3.4 Aktivierung der Belastbarkeit

Vorbereitungserscheinungen können den Bodenwiderstand erheblich erhöhen. Der Hammerbär, der zum Einrichten des Pfahls verwendet wird, kann in einem solchen Fall möglicherweise nicht die volle Belastbarkeit des Pfahls aktivieren.

Ein weiterer Grund dafür, daß die Belastbarkeit bei einer DLT möglicherweise nicht aktiviert werden kann, ist, daß die Belastung nicht erhöht werden kann, weil die Druck- oder Zugspannung zu stark wird.

Zum Aktivieren der Belastbarkeit des Pfahls wird eine STN-Vorrichtung zur Baustelle gebracht, die über mindestens die gleiche Belastbarkeit verfügt. Nur bei überdimensionierten Pfählen wird nicht die vollständige Belastbarkeit aktiviert.

3.5 Wahrscheinlichkeit einer Beschädigung der Pfähle

Bei der DLT besteht in manchen Fällen die Wahrscheinlichkeit, daß die Pfähle beschädigt werden. Bei niedriger Reibung und einer weichen Spitzenreaktion werden während einer DLT Spannungswellen erzeugt. Wenn die höchstzulässigen Zugspannungen erreicht wurden, kann die Belastung auf den Pfahl nicht mehr gesteigert werden, da dies zu noch höheren Zugspannungen führen und der Pfahl dadurch beschädigt würde. Bei einem Pfahl mit harter Spitzenreaktion, z.B. wenn die Pfahlspitze auf Fels stößt, können die Druckspannungen an der Spitze des Pfahls theoretisch doppelt so hoch sein wie die Höchstdruckspannung am oberen Ende des Pfahls. Dies wird durch die Überlagerung von Druckspannungswellen an der Spitze des Pfahls verursacht. Wenn also während einer DLT die Druckspannungen am oberen Ende des Pfahls höher sind als die Hälfte der Druckspannung des Pfahlmaterials, dann führt dies zum Zusammenbruch des Pfahlmaterials an der Spitze des Pfahls. In diesem Fall können Pfähle nur bis zur Hälfte der Druckspannung des Pfahlmaterials geprüft werden, was der Belastbarkeit des Pfahls möglicherweise nicht entspricht.

Bei der STN bleibt der Pfahl ständig unter Druck, und Spannungswellen werden unterdrückt. Eine Überlagerung von Druckwellen am Pfahl tritt daher nicht auf. Wie bei der SLT können Pfähle bis fast an die Druckfestigkeit des Schafts geprüft werden.

4 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Für Ortbetonpfähle, ebenso wie für Beton-Bohrpfähle, Bohrpfähle und Hülsenpfähle, ist die DLT weniger geeignet, und STN ist die bevorzugte Methode. Die wichtigsten Gründe für die Bevorzugung der statnamischen Belastungsprüfung bei Ortbetonpfählen werden hier noch einmal zusammengefaßt:

1. Genauigkeit der Belastungsmessung

Die STN ist unabhängig vom Pfahlmaterial und von den Querschnitteigenschaften

2. Keine Beeinflussung durch unterschiedliche Querschnitte

Die Ergebnisse der STN werden nicht durch unterschiedliche Querschnitte an verschiedenen Stellen des Pfahls beeinflusst.

3. Keine Spannung während der Zusammendrückprüfung

Bei langfristiger Belastung während der STN bleibt der Pfahl ständig unter Druckspannung.

4. Konzentrische Belastung

Die STN-Belastungsvorrichtung läßt sich einfach in der Mitte des Pfahls anbringen.

5. Pfahl- und Bodenreaktion entsprechen mehr einer statischen Prüfung

Bei der STN bewegt sich der Pfahl als einheitliches Ganzes, ähnlich wie bei einer statischen Belastungsprüfung.

Da die Spannungswelleneigenschaften unerheblich sind, ist die Methode der Analyse denkbar einfach.

Bei Fertigrampfpfählen können die DLT und die STN gleichermaßen zuverlässig angewandt werden. Beide Methoden haben ihre Vor- und Nachteile. Ein großer wirtschaftlicher Vorteil der DLT kann die Verwendung des Produktions-Rammgerüsts zum Durchführen der Prüfung sein. Ein großer Vorteil der STN ist die Tatsache, daß die maximal zur Verfügung stehende Energie zur Aktivierung der Belastbarkeit benutzt werden kann und daß keine Zugspannungen auftreten.

5 LITERATURHINWEISE

Abbasi, A.F., Al-Tayyib, 1990, Effect of hot weather on pulse velocity and modulus of elasticity of concrete. Materials and Structures [Auswirkung von warmer Witterung auf die Impulsbeschleunigung und das Elastizitätsmodul von Beton. Material und Strukturen], 1990, 23, pp. 334- 340

Franklin, R.E., King, T.M.J., 1971, Relations between compressive and indirect-tensile strength of concrete [Das Verhältnis zwischen Druckkraft und indirekter Zugfestigkeit von Beton]. Road Research Laboratory: RRL Report LR 412

Holeyman, A.E., 1992, Keynote Lecture: Technology of Pile Dynamic Testing. Proceedings of the Fourth International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles [Grundlagenseminar: Technologie der Pfahldynamikprüfung. Kongreßberichte des Vierten internationalen Kongresses für die Anwendung der Spannungswellentheorie auf Pfähle]. Den Haag, F.B.J. Barends, Hrg., A.A. Balkema Publishers, pp. 195 - 215

Madan B. Karkee, Takashi Horiguchi, Hideaki Kishida, Static and Dynamic Tests for Evaluation of the Vertical Load Bearing Capacity of Piles [Statische und dynamische Prüfungen zur Auswertung der senkrechten Belastungsfähigkeit von Pfählen]. pp. 199 - 213

Margano, M., Likins, G., 1998, Bearing Capacity Evaluation of Cast-In-Place Piles using Dynamic Testing Methods [Auswertung der Tragfähigkeit von Ortbetonpfählen mit dynamischen Prüfungsmethoden], Southeastern Transportation Geotechnical Engineering Conference, Louisville, USA. Kentucky Transportation Cabinet

Middendorp, P., Bielefeld, M.W., 1995, Statnamic Load Testing and the Influence of Stress Wave Phenomena [Statnamiche Belastungsprüfung und der Einfluß von Spannungswelleneigenschaften], First International Statnamic Seminar, Vancouver

Middendorp, P., Bermingham, P., Kuiper, B., 1992, Statnamic load testing of foundation piles [Statnamische Belastungsprüfung von Gründungspfählen]. 4th International Conference on Stress Waves, Den Haag: Balkema

Sparks, P.R., Menzies, J.B., 1973, The effect of rate of loading upon the static and fatigue strength of plain concrete in compression [Die Auswirkung des Belastungsgrades auf statische und Ermüdungsfestigkeit von nicht armiertem Beton unter Druckeinwirkung]. Magazine of Concrete Research, Bd. 25/1973, Nr. 83, pp. 73-80.



DYNAMISCHE PRÜFUNG VON GROSSBOHRPFÄHLEN FALLMASSE, FALLHÖHE UND NACHWEISBARE TRAGLAST

Oswald Klingmüller

Zusammenfassung

Für die Auslegung einer Belastungseinrichtung für die dynamische Probelastung von Großbohrpfählen gelten als Faustformeln : Die Fallmasse sollte 10% der Pfahlmasse betragen und 1% der nachzuweisenden Prüflast. Aufgrund der Erfahrung mit der Prüfung von über 90 Großbohrpfählen ($\varnothing 900$ mm bis $\varnothing 2000$ mm) werden die Zusammenhänge zwischen dem aktivierten statischen Bodenwiderstand und der eingeleiteten Energie untersucht. Zur Vorbereitung einer dynamischen Belastungsprobe wird vorgeschlagen, die Auslegung der Belastungseinrichtung anhand der Simulationsberechnung mit dem Wellengleichungsprogramm WEAP zu überprüfen.

Abstract

The loading system for the dynamic testing of large bored piles can be designed according to the rules of thumb : the drop weight should be 10% of the weight of the pile and 1% of the expected proof load. From the experience of testing of more than 90 large bored piles ($\varnothing 900$ mm bis $\varnothing 2000$ mm) the relationship of activated static soil resistance and available potential and effective energy are investigated. It is recommended to use Wave Equation Analysis WEAP to simulate the dynamic loading and to support the preparation of the testing and improve the layout of the test equipment especially the with respect to the stiffness of the necessary pile cushion.

1. Einleitung
2. Praktische Erfahrungen mit der Prüfung von Großbohrpfählen
3. Parameteruntersuchung mit dem Wellengleichungsprogramm
4. Schlußfolgerung

1. Einleitung

Seit Beginn der Anwendung der dynamischen Prüfung von Großbohrpfählen 1981 wurde bei jedem Einsatz die Frage nach den Möglichkeiten, durch den Stoßversuch die Grenzlast der Pfähle zu bestimmen, gestellt. Abgesehen davon, daß nicht immer auf die eindeutige Definition der einschlägigen Vorschriften (DIN 1054, 4014 oder auch Eurocode 7) Bezug genommen wurde, war in diesen Diskussionen auch häufig kein Bezug zu den Ergebnissen der statischen Probelastungen und ihr Verhältnis zu Grenzlasten genommen worden.

Mit einer durchschnittlichen Mantelreibung von z.B. 100 kPa, bei einer Einbindung von 10 m und einem Spitzendruck von 2 MPa ergibt sich für einen Pfahl \varnothing 120 cm eine Tragfähigkeit von 6 MN. Eine Prüfung sollte bei zweifacher Sicherheit also mindestens 12 MN nachweisen können.

Für die Durchführung einer statischen Probelastung wird nun eine Pressenleistung von 12 MN installiert. Werden bei einer Laststufe unterhalb 12 MN die durch den Aufbau vorgegebenen möglichen Setzungen überschritten, so gilt die Grenzlast als erreicht. Ist bei voller Pressenkraft die Setzung begrenzt, ist eine mindestens zweifache Sicherheit nachgewiesen. Die tatsächliche Grenzlast des Pfahls bleibt unbestimmt.

Bei der Durchführung einer dynamischen Probelastung muß der Aufbau so gewählt werden, daß ebenfalls 12 MN nachweisbar sind. Da der tatsächlich aktivierte Bodenwiderstand sich erst aus der CAPWAP-Analyse ergibt, muß das Belastungssystem auf jeden Fall ausreichend gewählt werden, um auch bei hohen dynamischen Widerständen noch die verlangte statische Prüflast zu erreichen.

Aus den Erfahrungen von Rammspfählen war bekannt, daß es bei Stoßprüfungen einen Zusammenhang zwischen der eingeleiteten Energie und der nachweisbaren Tragfähigkeit von Pfählen gibt. Dieser Zusammenhang wurde auch in der ersten Veröffentlichung über die Erfahrungen bei der Prüfung von Großbohrpfählen (SEITZ/KLINGMÜLLER, 1984) herausgearbeitet. Allerdings zeigte die Erfahrung von noch wenigen Pfählen noch nicht die bestimmenden Parameter und die Probleme auf, die bei der Planung dynamischer Prüfungen von Großbohrpfählen berücksichtigt werden müssen.

Die 18jährigen Erfahrung bei der Prüfung von über 88 Großbohrpfählen mit Durchmessern von 900 mm bis 2000 mm wird im folgenden ausgewertet, um auf Probleme der Prüfung von Großbohrpfählen hinzuweisen und mögliche Zusammenhänge zwischen der Auslegung der Belastungseinrichtung und der nachweisbaren statischen Tragfähigkeit aufzuzeigen.

2. Erfahrungen mit der Prüfung von Großbohrpfählen

Aus der Faustformel, daß die Fallmasse 1/10 der Pfahlmasse betragen soll, wurde im Forschungsprojekt „Modifiz-/Optimierung der dynamischen Probebelastung für die Prüfung von Großbohrpfählen“ zuerst eine Belastungseinrichtung mit einer Fallmasse von 5 t gebaut. Diese Fallmasse wäre somit ausreichend für die Prüfung von bis zu 45 m langen Pfählen mit Durchmesser 1200 mm oder 16 m langen Pfählen mit Durchmesser 2000 mm.

Beim Einsatz bei Pfählen mit Durchmesser 2000 mm und 14 m Länge zeigte sich aber, daß auch eine Fallhöhe von 4 m und somit eine Fallenergie von 200 kNm nicht ausreichte, um den Pfahl zu bewegen und den planmäßigen Spitzendruck zu aktivieren.

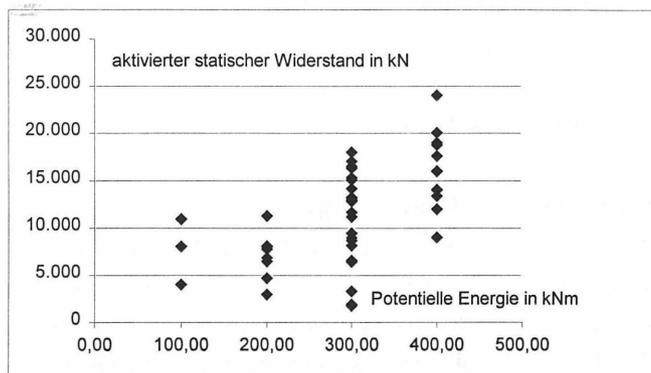


Bild 1 : Aktivierter Widerstand (Prüflast) und potentielle Energie

Aufgrund dieser Erfahrungen wurde eine größere Belastungseinrichtung mit einer Fallmasse von 10 t gebaut. Die Belastungseinrichtung läßt Fallhöhen bis über 3 m zu.

Für die Prüfung von Großbohrpfählen $\varnothing 1600$ mm mit bis zu 60 m Länge wurde eine freireitende Belastungseinrichtung mit einer Fallmasse von 20 t gebaut.

In der Regel werden bei dynamischen Probelastungen mehrere Stoßversuche mit steigender Fallhöhe durchgeführt, wobei meist nur die mit der größten Fallhöhe ausgewertet werden.

In Bild 1 sind die Ergebnisse von 56 Prüfungen an Pfählen $\varnothing 900$ mm bis 1600 mm zusammengestellt. Die Probelastungen mit der 10 t Fallmasse wurden meist für die Fallhöhe 3 m (potentielle Energie 300 kNm) ausgewertet, einige für die Fallhöhe 2 m und wenige für die Fallhöhe 1 m. Zusätzlich wurden in Bild 1 Ergebnisse aus den Probelastungen mit der 20 t Fallmasse bei 2 m Fallhöhe (potentielle Energie 400 kNm) eingetragen.

Obwohl die aktivierten Bodenwiderstände bzw. Prüflasten sehr stark variieren, zeigt sich doch, daß bei höheren potentiellen Energien auch höhere Bodenwiderstände aktiviert werden können.

Die tatsächlich aktivierbare Prüflast hängt von verschiedenen Faktoren ab :

- Eingeleitete effektive Energie,
- Dämpfung,
- Mantelreibung,
- tatsächliche Grenzlast.

Eingeleitete oder effektive Energie

Obwohl der freie Fall der Masse nicht behindert war, zeigt Bild 2 daß die effektive Energie einen Streubereich von 45% bis 75% der verfügbaren potentiellen Energie aufweist. Bild 2 zeigt aber auch, daß die effektive Energie meist zwischen 50 und 60% der potentiellen Energie liegt. Die effektive Energie ist abhängig von den Eigenschaften des Rammfutters sowie auch von den elastischen Eigenschaften und dem Verhalten des Pfahles.

Bei den Probelastungen mit der 10 t Fallmasse wurde zur Reduzierung der Spannungen im Pfahl ein mehrschichtiges Rammfutter mit Wechsellagen aus Sperrholz und Filz verwendet. Da mit der Abnutzung dieses Rammfutters gerechnet werden muß, wird es für jeden Pfahl neu zusammengestellt. Trotzdem muß eine ungleichmäßige Abnutzung angenommen werden, so daß die Streuung in der effektiven Energie teilweise auf die Eigenschaften des Rammfutters zurückzuführen ist.

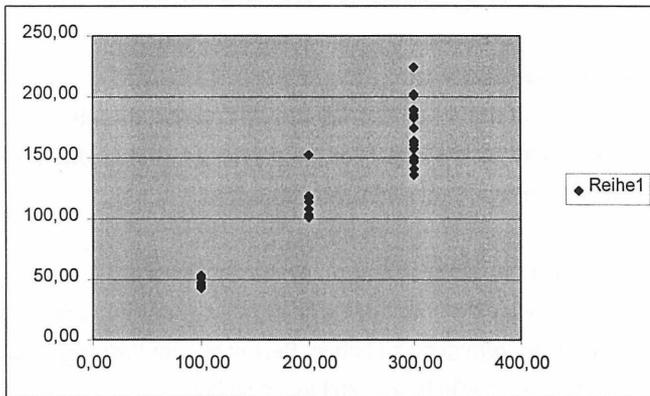


Bild 2 : Potentielle Energie und effektive Energie

Einen größeren Einfluß auf die Übertragung der potentiellen Energie in den Pfahl hat das Verhalten des Pfahls selbst, die Pfahl- und die Bodensteifigkeit.

Dämpfung

Die Auswertung mit dem CAPWAP-Verfahren zeigte, daß bei Großbohrpfählen meist von einem sehr viel höheren dynamischen Widerstand (Dämpfung) ausgegangen werden muß, als bei Rammpfählen. Zusätzlich zur Bodendämpfung ergibt sich eine hohe Abstrahlungsdämpfung, d.h. die in den Pfahl eingeleitete Energie führt zu Bewegungen des benachbarten Bodens.

Mantelreibung

Für den Sicherheitsnachweis wird die Mantelreibung seitens der Baugrund-sachverständigen und der Statiker häufig nach unten abgeschätzt, in vielen Fällen gar nicht angesetzt. Der Sicherheitsnachweis stützt sich dann im wesentlichen auf den Spitzendruck. Im Versuch kann ein nennenswerter Spitzendruck nur aktiviert werden, wenn die Mantelreibung vollständig überwunden ist. Die tatsächliche Mantelreibung liegt deswegen meist sehr viel höher, damit auch die Dämpfung am Mantel und die erreichten Setzungen am Pfahlfuß sind gering, so daß nur wenig Spitzendruck aktiviert werden kann.

Tatsächliche Grenzlast

Wenn der aktivierte statische Widerstand auch bei einer potentiellen Energie von 300 kNm unter 10 MN liegt, kann angenommen werden, daß der tatsächliche statische Widerstand ebenfalls nicht größer ist.

Da vor einer Belastung die Größe der einzelnen Einflüsse auf die Grenzlast und insbesondere der Dämpfungsanteil nicht bekannt ist, ist es vorteilhaft, soviel potentielle Energie wie möglich zur Verfügung zu haben. Bei gegebener Fallmasse sollte also eine möglichst große freie Fallhöhe zur Verfügung stehen.

3. Parameteruntersuchung mit dem Wellengleichungsprogramm

Zur Arbeitsvorbereitung und Überprüfung, ob bei einer dynamischen Probelastung eine vorgesehene statische Prüflast auch erreicht werden kann, können Berechnungen mit dem Wellengleichungsprogramm WEAP® mit angenommenen Werten für die Dämpfung durchgeführt werden. Eine solche Berechnung ermöglicht auch die Untersuchung verschiedener möglicher Rammfuttervarianten.

Als Beispiel wird ein Bohrpfahl \varnothing 1200 mm mit 10 m Länge gewählt. Die Mantelreibung ist für die unteren 8 m als konstant angenommen. Mantelreibung und Spitzendruck sind zu jeweils der Hälfte an der Gesamttragfähigkeit beteiligt. Für die elastische Grenzverschiebung am Mantel wird $q_s = 1$ mm angenommen, für die elastische

Grenzverschiebung an der Spitze $q_t = 5 \text{ mm}$. Die Dämpfung wurde für Mantel und Spitze zu $J_s = J_t = 0,5$ angenommen.

Als Rammfutter wird ein Paket aus 150 mm Holzmaterial mit E-Modul 1.000 MPa gewählt.

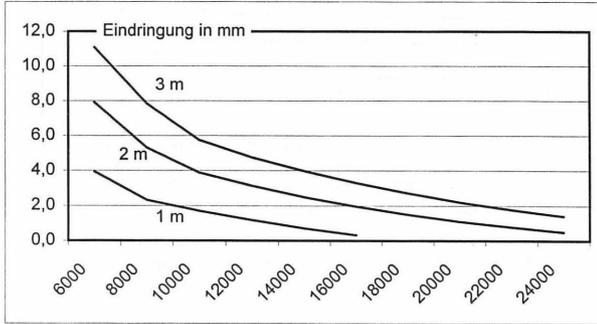


Bild 3 : Bleibende Eindringung und statischer Bodenwiderstand [kN]

Bild 3 zeigt, daß es bei den gewählten Parametern auch bei einer Fallhöhe von 1 m noch möglich ist, einen Bodenwiderstand von 16 MN zu aktivieren.

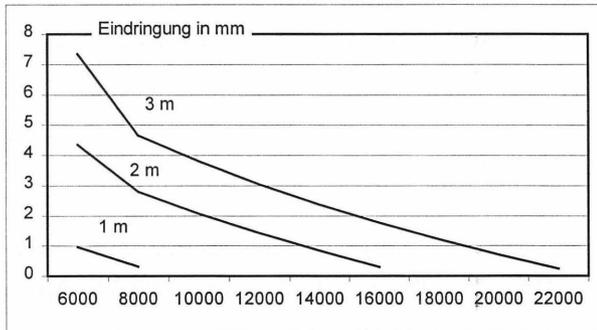


Bild 4 : Bleibende Eindringung und Bodenwiderstand

Bei einem 20 m langen Pfahl mit höheren elastischen Grenzdehnungen $q_s = 2 \text{ mm}$ und $q_t = 10 \text{ mm}$ ist es mit Fallhöhe 1 m nur möglich, einen statischen Bodenwiderstand von 8 MN zu aktivieren, bei 2 m Fallhöhe immerhin noch 16 MN.

In Bild 5 sind die für das Beispiel zu erwartenden Spannungen angegeben. Es ergeben sich nicht nur verhältnismäßig hohe Druckspannungen bis an 30 Mpa, sondern

auch Zugspannungen, die zumindest bei den geringen Bodenwiderständen als kritisch angesehen werden können, wenn die Prüfungen an Bauwerkspfählen vorgenommen werden.

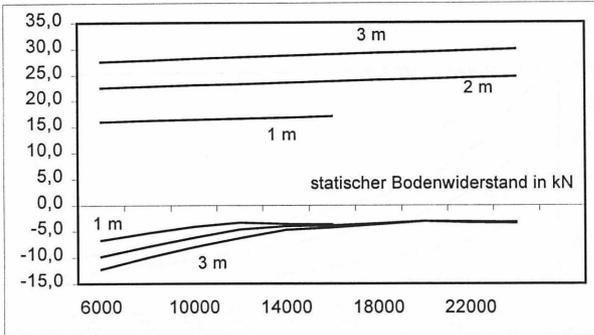


Bild 5 : Spannungen bei dynamischen Probelastungen

Eine Reduzierung der Spannungen durch die Einführung von Filzlagen in das Rammfutter, so daß der gemeinsame E-Modul des Rammfutterpaketes 100 Mpa beträgt, führt dann wiederum zu einem geringeren Energieeintrag und nur mit 3 m Fallhöhe ist noch ein statischer Bodenwiderstand von 16 MN zu aktivieren.

4. Schlußfolgerung

Mit einer Belastungseinrichtung, die größere Fallhöhen nicht zuläßt, kann also lediglich eine auf der sicheren Seite liegende untere Schranke der Grenzlaster bestimmt werden.

Die Simulationsberechnung bestätigt damit die Erfahrungen, daß es nämlich bei der dynamischen Probelastung erforderlich ist, nicht nur eine ausreichend große Fallmasse in der Größenordnung von 1% der nachzuweisenden Prüflast zur Verfügung zu haben, sondern daß zur Anpassung an besondere Bodenverhältnisse mit hoher Dämpfung und größeren Setzungen auch eine ausreichende Fallhöhe möglich sein muß.

Durch die Simulationsberechnung kann vor allem auch der Aufbau der Belastungseinrichtung bestimmt werden, so daß die Spannungen unter der Stoßbelastung innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben.

Literaturhinweis

SEITZ, J.M., KLINGMÜLLER, O. : Dynamische Tragfähigkeitsprüfungen bei Bohrpfählen, Baugrundtagung 1984



DYNAMISCHE MESSUNGEN BEI DER RAMMPFAHLHERSTELLUNG

Thomas Huch

Fabian Kirsch

1 EINLEITUNG

In der jüngsten Vergangenheit sind die Anforderungen an die zeitliche Flexibilität der Bauunternehmen erheblich gestiegen. Planungsänderungen während der Herstellungsphase einer Tiefgründung und die teilweise extrem kurzen Vorlaufzeiten lassen eine ausreichende Erkundung und Pfahldimensionierung im Vorfeld oft nicht zu.

Durch die rambbegleitenden Messungen wird den bauausführenden Unternehmen eine aussagekräftige Möglichkeit geboten, bereits während der Pfahlherstellung Anhaltswerte für die spätere Tragfähigkeit des Pfahles und damit der Pfahlgründung zu erhalten. Auf diese Weise kann direkt und flexibel auf lokal variierende Bodenverhältnisse oder auf eine Änderung der planmäßig abzutragenden Lasten reagiert werden, indem die Länge des Pfahles den jeweiligen Erfordernissen angepaßt wird.

Zusätzlich zu den rambbegleitenden Messungen stellen die dynamischen Tests am hergestellten Pfahl eine preisgünstige Methode dar, um statische Probelastungen zu ergänzen oder in Einzelfällen ganz zu ersetzen.

Im vorliegenden Beitrag werden nach einer kurzen Einführung in die theoretischen Grundlagen anhand einiger beispielhafter Ergebnisse die Möglichkeiten der meßtechnischen Überwachung und Qualitätskontrolle durch dynamische Pfahlprüfungen dargestellt.

2 ALLGEMEINES

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines Rammpfahles mit der dynamischen Pfahlprüfung bestehen prinzipiell drei Möglichkeiten, die sich lediglich in der Anzahl der Schläge und dem Zeitpunkt bzw. der Dauer der Messung voneinander unterscheiden. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, daß grundsätzlich jeder Schlag des Rammhärens auf das Rammrohr bzw. den Pfahl als Prüfschlag eines dynamischen Pfahltests aufgefaßt und dahingehend ausgewertet werden kann. Der dynamische Pfahltest ist dann innerhalb weniger Millisekunden nach der Impulseinleitung beendet.

Nachrammung

Die gängigste Methode, die Tragfähigkeit eines Pfahles zu bestimmen, kann mit dem Begriff ‚Nachrammung‘ („restrike“) umschrieben werden. Am fertig hergestellten Pfahl wird - in der Regel nach einer Standzeit von einigen Wochen - eine Stoßbelastung zur Erzeugung einer Spannungswelle mit großen Verformungen („high-strain“) aufgebracht. Die dabei eingeleitete Energie muß ausreichen, eine bleibende Verschiebung des Pfahles zu erzeugen, damit alle Widerstandskräfte des Boden geweckt werden.

In Deutschland werden die dynamischen Pfahltests in Form der Nachrammung im Zusammenhang mit einer statischen Probelastung - oder bei ausreichender Erfahrung mit den anstehenden Böden auch ohne - seit über 20 Jahren erfolgreich durchgeführt. Dabei werden und wurden natürlich nicht nur Rammpfähle, sondern auch Bohrpfähle untersucht.

End of driving

Wenn das Ende des Rammvorganges („end of driving“ oder EOD) meßtechnisch überwacht wird, dann kann eine Ermittlung der Tragfähigkeit des Rammrohres erfolgen. Theoretisch genügt es dabei, die während des letzten Rammschlages auftretenden Dehnungen und Beschleunigungen am Rammrohr zu messen. In der Praxis hat sich jedoch gezeigt, daß eine gesicherte Aussage erst dann getroffen werden kann, wenn die Messung mindestens den letzten Meter des Rammvorganges erfaßt.

Kontinuierliche rambbegleitende Messung

Schließlich kann auch eine kontinuierliche rambbegleitende Messung ab Geländeoberkante durchgeführt werden. Sie liefert die Entwicklung der Tragfähigkeit des Rammrohres mit zunehmender Eindringtiefe. Es ist sofort ersichtlich, daß die Messungen während des Rammvorganges bei einem Ortbetonrammpfahl – anders als bei Fertigpfählen – nicht das Tragverhalten des Pfahles, sondern das des Rammrohres beschreiben. Die Dehnungen und Beschleunigungen werden dabei am oberen Ende des Rammrohres gemessen. Aus diesen Größen wird dann die Tragfähigkeit errechnet. Das der Berechnung zugrunde liegende mechanische Modell wird im nächsten Abschnitt näher beschrieben.

Durch die kontinuierliche Aufzeichnung der Meßsignale kann die Entwicklung der Tragfähigkeit des Rohres über die Rammtiefe am Bildschirm verfolgt und eine mögliche Absetztiefe festgelegt werden. Dabei bietet sich die Auswertung nach dem CASE-Verfahren an, die vom Rechner unmittelbar nach jedem Schlag automatisch durchgeführt wird. Weiterhin ist es möglich, die während der Rammung auftretenden Spannungen, die in das Rammrohr eingetragene Energie und somit den Wirkungsgrad der Ramme zu bestimmen.

In Abb. 1 ist schematisch gezeigt, wie die meßtechnische Begleitung der unterschiedlichen Phasen einer Pfahlgründungsmaßnahme aussehen könnte.

In der *Planungsphase* werden die Untersuchungen in einem Probefeld zusammen mit den Erkenntnissen aus der Baugrunderkundung zur Festlegung eines Sollwertes der Tragfähigkeit verwendet.

In der *Herstellphase* liefern rambbegleitenden Messungen die Tragfähigkeit des Rammrohres, die mit dem Spitzendruckanteil des späteren Pfahles korreliert, so daß von einer zu erwartenden Tragfähigkeit des Pfahles gesprochen werden kann. Entspricht dieser Erwartungswert (Spitzendruck + Mantelreibungsanteil aus Voruntersuchungen) nicht den Sollvorgaben, so kann direkt während des Rammvorganges durch eine Veränderung der Absetztiefe reagiert werden.

Die in der *Kontrollphase* nach der Pfahlherstellung durchzuführenden dynamischen Probelastungen dienen dann der Ermittlung der tatsächlichen Tragfähigkeit des Pfahles.

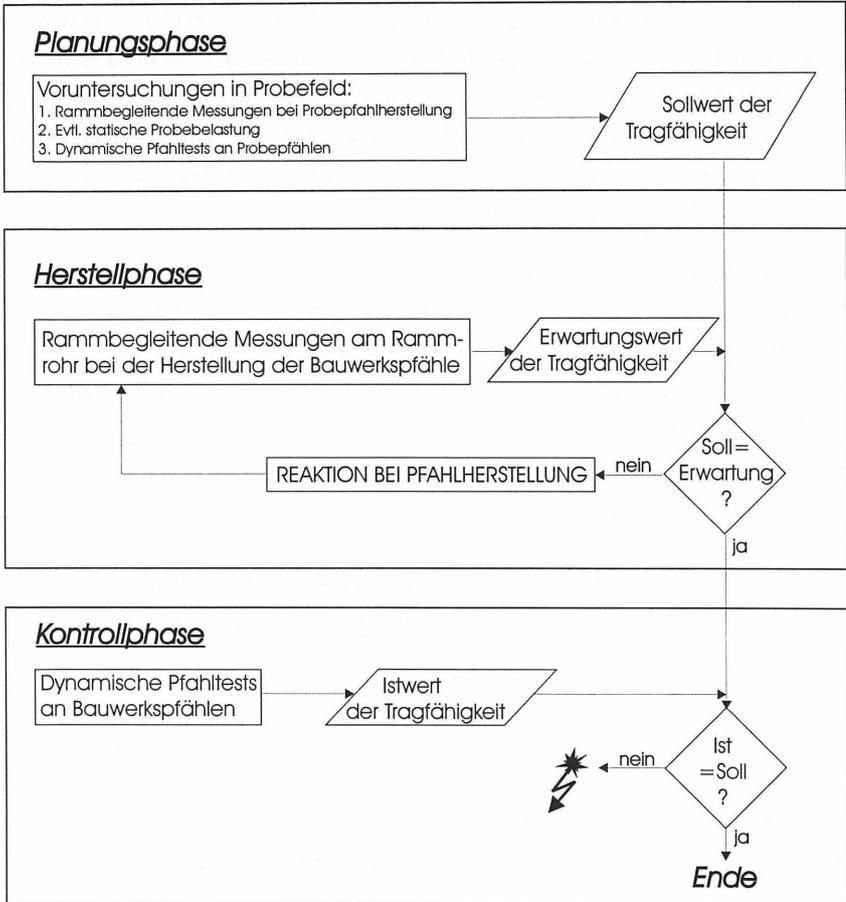


Abb. 1: Ablaufschema

3 THEORETISCHE GRUNDLAGEN UND AUSFÜHRUNGSHINWEISE

Den rambbegleitenden Messungen und den dynamischen Pfahltests als Nachrammung liegen die gleichen theoretischen Überlegungen zugrunde. Eine stoßartige Belastung erzeugt eine Spannungswelle, die sich im Pfahl longitudinal mit der Wellengeschwindigkeit c [m/s] ausbreitet. Bei einem Verhältnis von Pfahldurchmesser d zu Pfahlänge L von $d/L < 0,1$ kann vereinfachend vom eindimensionalen Fall ausgegangen werden, so daß den weiteren Überlegungen eine ebene Wellenfront zugrunde gelegt werden kann.

Die Verschiebung einer an der Stelle x gelegenen Querschnittsfläche $A(x)$ zum Zeitpunkt t sei gegeben durch

$$u = u(x, t) \quad (1)$$

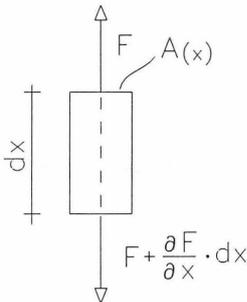
Mit der Dehnung

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2)$$

ergibt sich nach dem Hookeschen Gesetz die Längskraft F zu

$$F = E \cdot A(x) \cdot \varepsilon = E \cdot A(x) \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \quad (3)$$

Dabei kennzeichnet E den Elastizitätsmodul. Aus der Beziehung des Newtonschen Gesetzes und der Dichte ρ ergibt sich für das Einzelement in Abb. 2:



$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial x} dx &= \frac{\partial}{\partial x} \left(E \cdot A(x) \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \right) dx \\ &= \rho \cdot A(x) \cdot dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \end{aligned} \quad (4)$$

Abb. 2: Pfahlelement

Unter der Voraussetzung einer konstanten Querschnittsfläche A vereinfacht sich (4) zu

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (5)$$

Wird der Quotient E/ρ durch c^2 ersetzt, erhält man die Gleichung für die eindimensionale Wellenausbreitung (vgl. auch SZABO 1972)

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (6) \quad \text{mit} \quad c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (7)$$

Die Gleichung (6) stellt die wesentliche Grundlage der dynamischen Pfahltests dar, obwohl die dämpfende Wirkung des Bodens noch nicht enthalten ist. Der am Pfahlmantel und an der Pfahlspitze wirkende Bodeneinfluß kann durch den Ansatz wegabhängiger Federkräfte und geschwindigkeitsabhängiger Dämpfungskräfte in der Berechnung berücksichtigt werden.

Auf die Herleitung der um den Einfluß des Bodens erweiterten Wellengleichung soll an dieser Stelle verzichtet und auf die Literatur verwiesen werden (BALTHAUS 1986).

Damit näherungsweise von einer ebenen Wellenfront ausgegangen werden kann, liegt - in Anlehnung an das Prinzip von Saint-Venant - der Meßquerschnitt etwa 1,5d unterhalb der Lasteinleitung. Während des Rammschlages wird der Dehnungs- und Beschleunigungsverlauf über die Zeit - $\varepsilon(t)$ und $a(t)$ - aufgezeichnet. Dabei sollten zum Ausgleich eventuell vorhandener Exzentrizitäten mindestens zwei Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer verwendet und deren Meßergebnisse gemittelt werden. Die Stoßwelle durchläuft den Pfahl, passiert den Meßquerschnitt und wird am Pfahlende reflektiert, so daß sie zum Zeitpunkt $T=2 \cdot L/c$ wieder den Meßquerschnitt erreicht. Mit L wird hier die Pfahlänge unterhalb der Meßebeane bezeichnet.

Unter Berücksichtigung der Querschnittswerte und nach Integration entstehen daraus der Längskraft- und der Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf:

$$\begin{aligned} F(t) &= E \cdot A \cdot \varepsilon(t) \\ v(t) &= \int a(t) dt \end{aligned} \quad (8a,b)$$

Aus der Lösung der Differentialgleichung (6) ergibt sich die Proportionalität von Längskraft F und Geschwindigkeit v der nach unten laufenden Stoßwelle, solange kein Einfluß aus umgebendem Boden wirkt.

$$F = \frac{EA}{c} v \quad (9)$$

Der Proportionalitätsfaktor wird auch als Pfahlimpedanz Z bezeichnet und ist nur von Material- bzw. Querschnittswerten abhängig.

$$Z = \frac{EA}{c} = A\sqrt{E \cdot \rho} \quad (10)$$

Die Proportionalitätsbedingung (9) dient als Kriterium bei der Beurteilung der Qualität des aufgezeichneten Meßsignals. Ist diese Proportionalität bei dem aufgezeichneten Meßsignal nicht vorhanden, so kann auf eine fehlerhafte Dehnungs- und Beschleunigungsmessung geschlossen werden (vgl. Abb. 3). Zur Ermittlung der Tragfähigkeit ist eine solche Messung nicht geeignet.

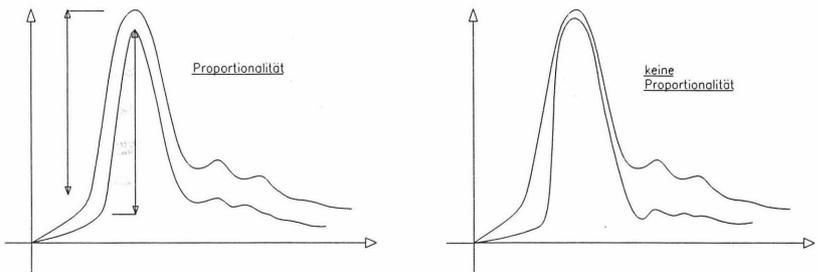


Abb. 3: Proportionalitätsbedingung

Aus dem Längskraft- und dem mit der Impedanz multiplizierten Geschwindigkeitsverlauf, die - nicht ganz korrekt - auch als Meßsignale bezeichnet werden, kann nach dem CASE- oder CAPWAP - Verfahren die Tragfähigkeit ermittelt werden.

Zur Herleitung der Auswerteverfahren sei an dieser Stelle auf die umfangreiche Literatur verwiesen (z.B. BALTHAUS 1986, RAUSCHE 1985, DGGT 1998). Hier sollen nur einige grundlegende Aspekte kurz erläutert werden.

Das CASE-Verfahren ist eine geschlossene Lösung des Problems der eindimensionalen Wellengleichung, die anhand der aufgezeichneten Signale erfolgt. An Pfahlmantel und -spitze angreifende Widerstände bedingen eine teilweise Reflexion der abwärts laufenden Spannungswelle. Zu jedem Zeitpunkt t besteht das Meßsignal aus der Summe der abwärts und der aufwärts gerichteten Wellenanteile. Der Gesamtwiderstand errechnet sich aus:

$$R = \frac{F_1 + Z \frac{\partial u_1}{\partial t} + F_2 - Z \frac{\partial u_2}{\partial t}}{2} \quad (11)$$

wobei die Indizes 1 und 2 die Zeitpunkte t_1 (Lasteinleitung) und $t_2=t_1+2 \cdot L/c$ bezeichnen. Der Gesamtwiderstand setzt sich aus einem statischen und einem dynamischen Anteil zusammen, die sich unter Berücksichtigung eines Dämpfungsbeiwertes J_C separieren lassen.

$$R_s = R - R_D = R - J_C \left(F_1 + Z \frac{\partial u_1}{\partial t} - R \right) \quad (12)$$

Der Dämpfungsbeiwert J_C wird entweder aufgrund empirisch ermittelter Anhaltswerte festgelegt oder anhand eines Vergleichs mit einer statischen Probelastung errechnet.

Beim CAPWAP-Verfahren wird der gemessene Signalverlauf unter Zugrundelegung eines mechanischen Modells für das Pfahl-Boden-System rechnerisch möglichst exakt angeglichen. Diese Angleichung erfolgt schrittweise unter Variation der Boden-Modell-Parameter, so daß man von einem iterativen Prozeß sprechen kann. Im Laufe der Entwicklung ist das Modell ausgehend vom Smithschen Modell (vgl. SMITH 1960) immer weiter verfeinert worden, so daß heute Effekte wie Abstrahl-dämpfung am Pfahlmantel und ein eventuell vorhandener Fußspalt berücksichtigt werden können. In Abb. 4 ist das mechanische Modell dargestellt, welches dem CAPWAP-Verfahren zugrunde liegt.

CAPWAP - Pfahl-Boden-Modell

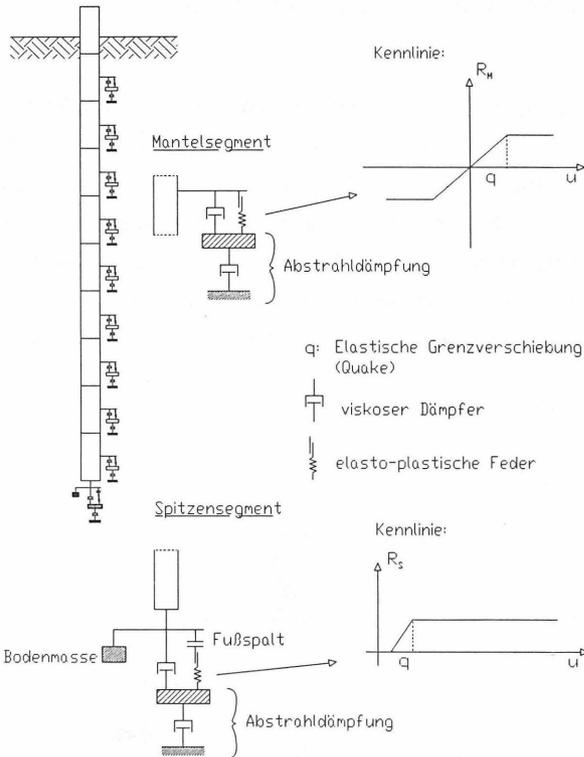


Abb 4: CAPWAP-Modell

Konnte eine ausreichende Angleichung von gemessenem und errechnetem Kurvenverlauf erreicht werden, so ist das mechanische Modell determiniert und kann im Hinblick auf sein Last-Verformungsverhalten unter statischer Belastung untersucht werden, wobei zeitabhängige Effekte wie das Kriechen nicht berücksichtigt werden. Als Ergebnis stehen dann die Gesamttragfähigkeit, eine Aufteilung zwischen Spitzendruck- und Mantelreibungsanteil sowie dessen Verteilung über die Pfahlänge zur Verfügung.

Sowohl das CASE- als auch das CAPWAP - Verfahren liefern die statische Tragfähigkeit des Pfahles bzw. des Rammrohres zum Testzeitpunkt. Konnten durch den

dynamischen Pfahltest nicht alle Widerstandskräfte des Bodens geweckt werden, so kann man von einer unteren Schranke der statischen Tragfähigkeit sprechen (vgl. SCHMIDT/SEITZ 1998).

Bei den weiteren Überlegungen soll von Ortbeton-Rammpfählen mit Kopframmung ausgegangen werden (vgl. Abb. 5). Dabei wird das untere Ende des Rammrohres durch eine Fußplatte verschlossen, die beim Ziehen im Boden verbleibt (verlorene Fußplatte). Um den Eindringwiderstand bei zunehmender Rammtiefe zu begrenzen und zugleich den Rammfortschritt zu beschleunigen, besitzt die Fußplatte in der Regel einen 5 cm bis 8 cm größeren Durchmesser als das Rammrohr. Durch den auf diese Weise erzeugten Ringspalt wird der Reibungswiderstand am Rohr reduziert.

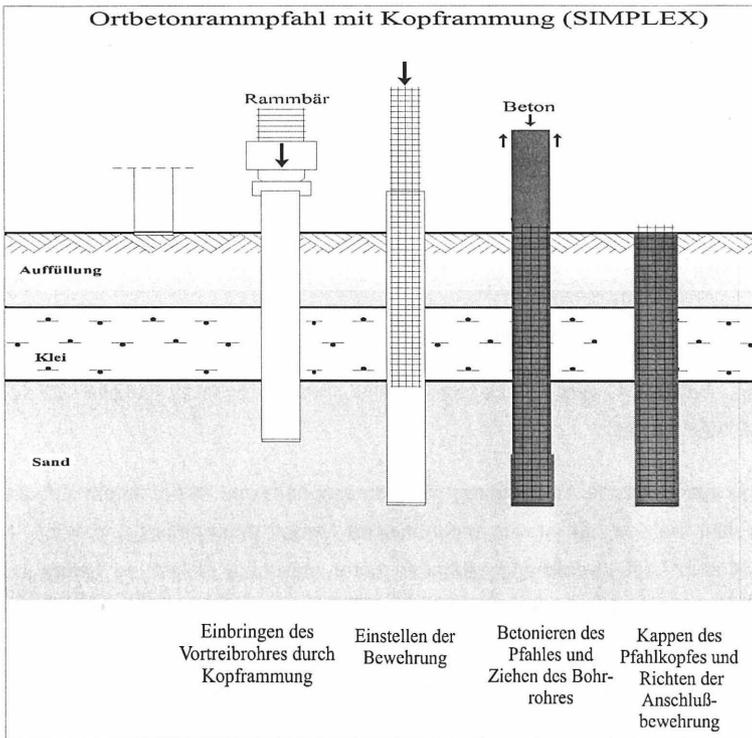


Abb. 5: SIMPLEX-Pfahl

Dies führt umgekehrt dazu, daß der weitaus größere Anteil am Gesamtwiderstand am Pfahlfuß entsteht und das Rammrohr damit als überwiegender Spitzendruckpfahl angesehen werden kann. Diese Annahme kann durch die Ergebnisse von CAPWAP - Auswertungen verschiedener Rammschläge (vgl. Abb. 6) bestätigt werden, die rambbegleitenden Messungen entnommen wurden. Die Ergebnisse der rambbegleitenden Messungen können somit als Anhaltswerte für den zu erwartenden Spitzendruckanteil der Gesamttragfähigkeit des Pfahles aufgefaßt werden.

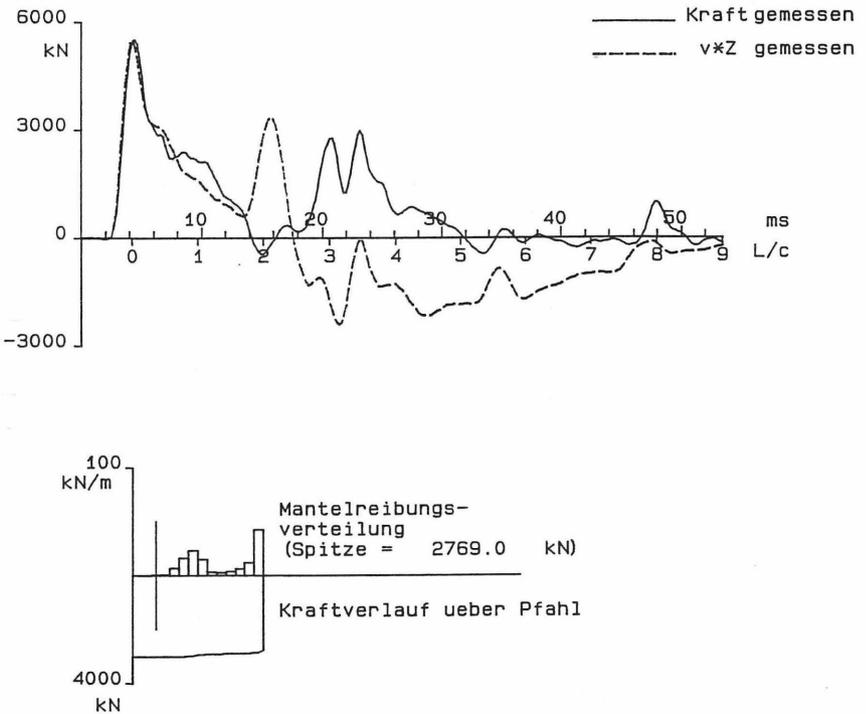


Abb. 6: CAPWAP-Auswertung einer rambbegleitenden Messung

Nach dem Ziehen des Rammrohres füllt der Frischbeton den Ringspalt aus und „verzahnt“ sich mit dem Boden. Diese Verzahnung bewirkt, daß der hergestellte Pfahl anfallende Lasten auch über Mantelreibung abträgt.

4 ANWENDUNGSBEISPIELE

Überlegungen, den Rammvorgang als eine Art „Baugrunduntersuchung“ zu betrachten, sind u. a. von WIENHOLZ 1993 angestellt worden. In den damaligen Untersuchungen wurde eine modifizierte schwere Rammsonde mit Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmern ausgestattet und die Rammsondierung meßtechnisch überwacht. Die Ergebnisse zeigten, daß ein Vergleich des Verlaufs der Mantelreibung aus einer Drucksondierung und der mit der CAPWAP-Methode errechneten Mantelreibung am Gestänge der modifizierten Rammsonde noch unzureichend waren. Dagegen konnte zwischen dem Sondierspitzenwiderstand und dem Eindringwiderstand der modifizierten Rammsonde eine gute Korrelation festgestellt werden.

Bisher wurden Messungen, die während des Rammvorganges am Rammrohr erfolgten, hauptsächlich zur Beurteilung des Wirkungsgrades der Rammvorrichtung verwendet. Aus der Baupraxis kamen in der Vergangenheit vielfältige Anregungen, die dynamischen Pfahltests als rambbegleitende Messung zu nutzen, um bereits während der Herstellung eine Prognose über die zu erwartende Pfahltragfähigkeit zu erhalten.

Nachfolgend sollen einige Möglichkeiten skizziert werden, wie die dynamischen Messungen dazu eingesetzt werden können.

In Abb. 7 ist der Verlauf einer Spitzendrucksondierung dem Ergebnis einer rambbegleitenden Messung an einem SIMPLEX - Pfahl gegenübergestellt, der in unmittelbarer Nähe der Sondierung hergestellt wurde. Wie erwartet, ist anhand der Darstellung eine deutliche Ähnlichkeit zwischen beiden Kurven zu erkennen. Dabei kann davon ausgegangen werden, daß die Tragfähigkeit des Rammrohres zum überwiegenden Teil auf den Spitzendruck zurückzuführen ist. Die Grafik zeigt, daß sich ein Schichtwechsel im Verlauf der Tragfähigkeit des Rammrohres „verzögert“, d.h. erst in einer größeren Tiefe, auswirkt. Dieser Effekt ist möglicherweise auf die Verdichtungszone („Druckzwiebel“) unterhalb der Fußplatte des Rammrohres zurückzuführen.

Die rambbegleitende Messung kann in einer solchen Form als Entscheidungshilfe für die Absetztiefe des Pfahles herangezogen werden. Dies ist insbesondere dann sinnvoll, wenn innerhalb des Baufeldes ein stark schwankender Schichtenverlauf erwartet wird.

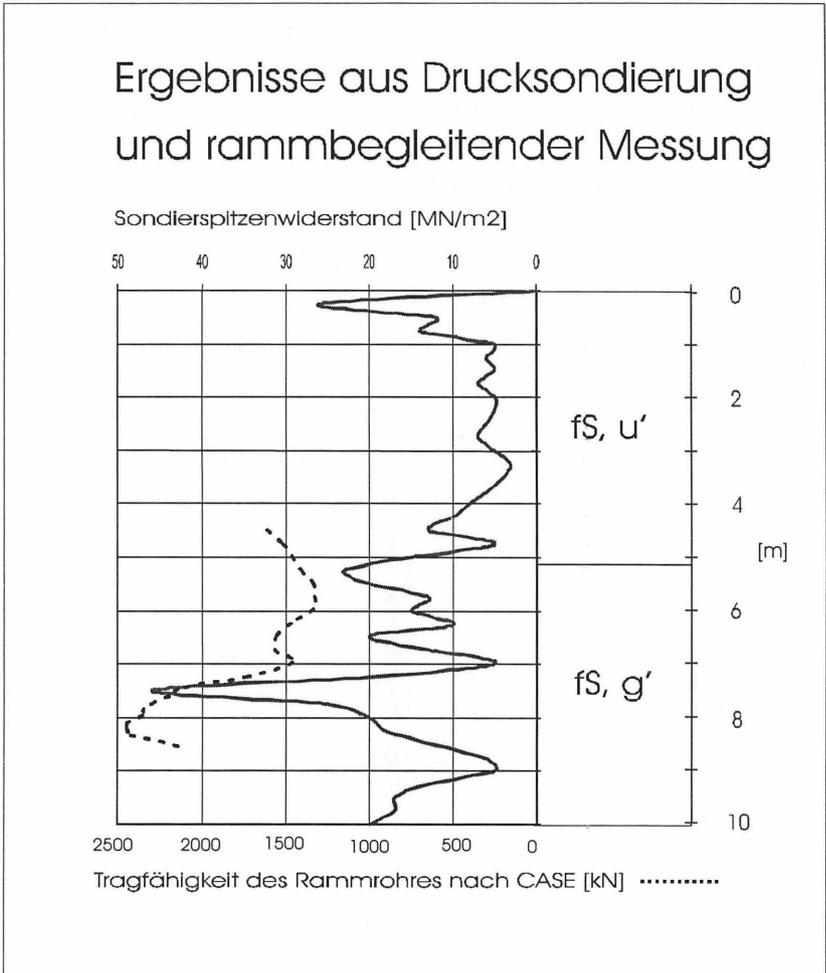


Abb. 7: Drucksondierung und rambbegleitende Messung

Weiterhin besteht die Möglichkeit, die aus der rambbegleitenden Messung ermittelte Tragfähigkeit des Rammrohres direkt mit dem Spitzendruckanteil des hergestellten Pfahles zu vergleichen. In Abb. 8 ist beispielhaft dargestellt, wie eine solche Gegenüberstellung aussehen könnte. Im linken Teil des Diagramms ist neben den Schlagzahlen pro Meter Eindringtiefe der Verlauf der Tragfähigkeit des Rammrohres über die Tiefe dargestellt. Bei den letzten Schlägen wurde hier eine Tragfähigkeit von etwa 3000 kN ermittelt. Der hergestellte Pfahl wurde dann einige Wochen später einem dynamischen Pfahltest unterzogen, der nach dem CAPWAP-Verfahren ausgewertet wurde. Die Ergebnisse sind im rechten Teil des Diagramms zu finden. Der dynamische Pfahltest ergab einen Spitzendruckanteil von etwa 3120 kN.

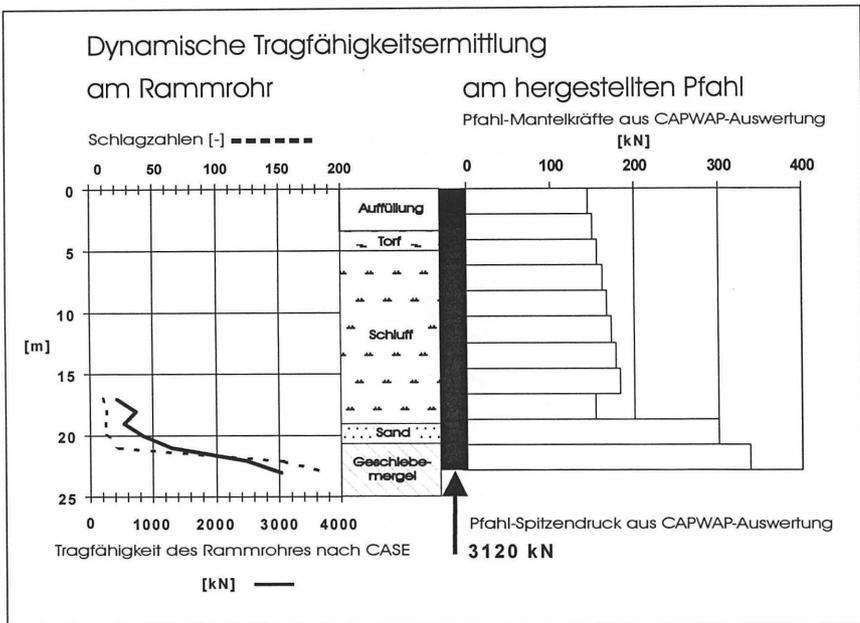


Abb. 8: Rambbegleitende Messung und dynamischer Pfahltest

Zur Verdeutlichung des unterschiedlichen Tragverhaltens von Rammrohr - nahezu ausschließlich über die Spitze - und hergestelltem Pfahl - Spitzendruck und Mantelreibung - ist in Abb. 9 das Meßsignal einer Nachrammung dargestellt. Im Vergleich mit dem Meßsignal einer rambbegleitenden Messung in Abb. 6 wird die Trennung des Verlaufs von Längskraft und Geschwindigkeit-Impedanz deutlich. Diese Trennung der Kurvenverläufe ist auf den Einfluß der Mantelreibung zurückzuführen. Aus Gleichgewichtsgründen wird durch eine Mantelreibungskraft eine Reflexion der Stoßwelle erzeugt, die den Pfahlschaft als Druckwelle nach oben durchläuft und bei Erreichen der Meßebene zu einer Erhöhung der aus der gemessenen Dehnung errechneten Kraft führt. In Abb. 6 verlaufen die Kurven dagegen nahezu deckungsgleich. Im Signal der Messung am Rammrohr ist außerdem der Fußreflex an der Stelle $t=2 \cdot L/c$ in der Geschwindigkeit-Impedanz - Kurve wesentlich deutlicher zu erkennen als bei der Messung am hergestellten Pfahl. Auch hierin zeigt sich die dämpfende Wirkung des umgebenden Bodens.

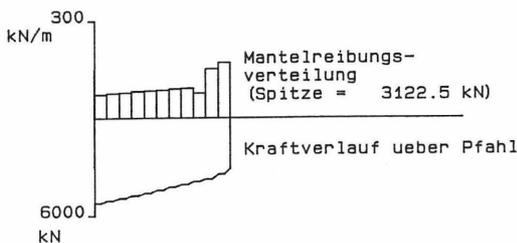
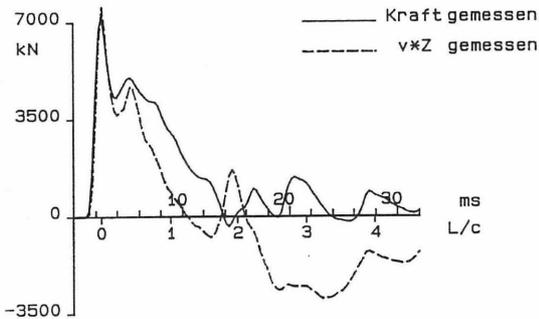


Abb. 9: CAPWAP-Auswertung einer Nachrammung

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Es wurde gezeigt, wie die dynamischen Pfahltests neben der klassischen Methode der Nachrammung auch in Form rambbegleitender Messungen sinnvoll eingesetzt werden können. So kann nicht nur der Rammvorgang optimiert, sondern auch eine Anpassung an lokal variierende Schichtenverläufe im Hinblick auf die Absetztiefe des Pfahles vorgenommen werden. Die am Rammrohr eines Ortbetonrammpfahles gemessene Tragfähigkeit kann mit einiger Zuverlässigkeit zur Abschätzung des Spitzendruckanteils an der Gesamttragfähigkeit des fertigen Pfahls verwendet werden. Es ist zu hoffen, daß in Zukunft von den rambbegleitenden Messungen vermehrt Gebrauch gemacht wird, damit weitere Erfahrungen in diesem Gebiet gesammelt werden können.

LITERATUR

BALTHAUS, H. (1986)

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Prüfmethode, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 21

DGGT (Hrsg.) (1998)

Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen des Arbeitskreises 2.1 der DGGT

RAUSCHE, F. et al. (1985)

Dynamic Determination of Pile Capacity, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, March 1985, S. 367

SCHMIDT/SEITZ (1998)

Grundbau, Betonkalender 1998, Ernst und Sohn

SMITH; E:A:L: (1960)

Pile-Driving Analysis by the Wave Equation, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Aug. 1960, S. 35

SZABO, I. (1972)

Höhere Technische Mechanik, 5. Aufl., Springer Verlag

WIENHOLZ, B. (1993)

Baugrunderkundung für Pfahlgründungen, Pfahl-Symposium 1993, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 41, S. 61

Tragfähigkeitsuntersuchungen von Pfahlgründungen mit Hilfe der dynamischen Meßmethode (high strain) mit den bekannten Auswertverfahren nach CASE und CAPWAP

Integritätsuntersuchungen von Pfahlgründungen mit Hilfe der dynamischen Meßmethode (low strain)

Erschütterungs- bzw. Schwingungsuntersuchungen

Langzeitmessungen mit Sonderaufnehmern

Sonderaufgaben und Speziallösungen

Schallpegeluntersuchungen

24361 Holzbunge

Tel (04356) 603
Fax (04356) 625

71735 Hochdorf (Enz)
Pfarrgasse 6
Tel (07042) 7073
Fax (07042) 7074



DYNAMISCHE PFAHLPRÜFUNGEN IM DRITTEN JAHRTAUSEND

Frank Rausche und Carl-John Grävare

1 EINLEITUNG

Auf tausenden von Baustellen und an zehntausenden von Pfählen werden jährlich in der ganzen Welt dynamische Integritäts- und Tragfähigkeitsprüfungen durchgeführt. Diese sehr wirtschaftlichen Qualitätstests und Probelastungen unterscheiden sich von anderen Arten der Materialprüfung darin, dass sie erstens auf der Baustelle und zweitens oft während des Rammens oder kurz nach dem Einbringen des Pfahles durchgeführt werden müssen. Diese Prüfungen erfordern auch, dass ein erfahrener Ingenieur mit guter Ausbildung schnell und zuverlässig die Messungen auswertet. Eine klarer, schnell vorgelegter Bericht dieses Ingenieurs ist nicht nur für die Qualitätssicherung der Pfähle, sondern auch für den reibungslosen Ablauf der Baustelle äusserst wichtig. Verzögerungen bei Messung oder Berichterstattung können leicht zu Arbeitsunterbrechungen auf der Baustelle bzw. zu zusätzlichen Kosten führen.

Wegen des Zeitdruckes unter dem die Baustelle und damit auch der Messingenieur steht, kommt es manchmal bei dynamischen Pfahlprüfungen zu unnötigen Kosten durch Reise- und Wartezeiten. Z. B. kann es sein, dass der relativ teure Messingenieur auf der Baustelle warten muss bis die Prüfpfähle zugänglich werden, oder die Baustelle muss warten bis der Ingenieur zum Büro zurückgekehrt ist und seinen Prüfbericht fertiggestellt hat.

Um die Wirtschaftlichkeit der dynamischen Pfahlprüfungen weiter zu verbessern und ihre Auswertung beschleunigen, wurde jetzt ein Gerät entwickelt, das eine direkte Verbindung zwischen einem auswertenden Ingenieur im Büro - irgendwo auf der Welt - und der Baustelle schafft. Die notwendigen Sensoren werden vom Baustellenpersonal am Pfahl angebracht. Diese Geber wurden so konzipiert, dass Verwechslungen beim Anbringen am Pfahl unmöglich werden. Der Ingenieur kann also die Datenaufnahme mit minimaler Verzögerung am PC Bildschirm im Büro verfolgen und sofort mit direkten Eingaben Einfluss auf den Test nehmen

oder Entscheidungen über den Fortgang der Messungen treffen.

2 BESCHREIBUNG DER DYNAMISCHEN PFAHLPRÜFUNGEN

Die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik hat "Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen" im September 1997 herausgegeben¹. Diese Empfehlungen beschreiben theoretischen Grundlagen, wesentliche Anforderungen an Testgeräte und Auswertungsmethoden für dynamischen Pfahlprüfungen.

Für den Ramppfahl sind die dynamischen Pfahlprüfungen wahrscheinlich ebenso alt wie das Pfahlrammen selbst. Während des Einbringens des Pfahles können Messungen gemacht werden, die nicht nur Aufschluss über die Qualität des Pfahlguts, sondern auch über die Tragfähigkeit des fertiggestellten Pfahles geben. Die einfachsten, traditionellen Messungen, nämlich Eindringung des Pfahles und Fallhöhe des Bäres, werden heute durch elektronische Messungen ersetzt. Dadurch können während des Rammens für jeden Hammerschlag die Tragfähigkeit und Integrität des Pfahles, die Verteilung der Bodenwiderstände, die Spannungen im Rammgut und die in den Pfahl übertragene Energie berechnet werden. Besonders wegen der immer höheren Ausnutzung des Pfahlmaterials und der damit verbundenen härteren Rammungen, werden diese Messungen sehr geschätzt.

Die elektronischen Messungen am Ramppfahl werden sowohl rambbegleitend als auch nach dem Rammen durchgeführt. Während der Rammung wird hauptsächlich festgestellt, dass der Pfahl nicht überbeansprucht wird und dass der Hammer den technischen Anforderungen genügt. Nachrammungstests dienen dagegen in erster Linie der Bestimmung der Pfahltragfähigkeit. Diese dynamischen Probelastungen werden auch häufig an Bohrpfählen durchgeführt und können wesentlich teurere statische Probelastungen ersetzen, unter Umständen nach einer Eichung für eine bestimmte Bodenart, für die noch keine dynamischen Erfahrungen vorliegen. Häufig dient die dynamische Probelastung auch als eine schnelle und wirtschaftliche

¹Die Empfehlungen können über das Institut für Grundbau und Bodenmechanik an der Technischen Universität Braunschweig, Gausstrasse 2, D-38106 Braunschweig bezogen werden.

Qualitätsprüfung, die sowohl die Integrität als auch eine Mindesttragfähigkeit des Pfahls überprüft. (Die Grenztragfähigkeit zu bestimmen erfordert manchmal grössere und damit teurere, dynamische Belastungseinrichtungen als eine Gebrauchslast multipliziert mit einem mindest erforderlichen Sicherheitsfaktor.)

Rambbegleitende Tests und dynamische Pfahlprüfungen werden auch "High Strain Tests" genannt, weil die dynamische Belastung relativ hohe Dehnungen im Pfahlmaterial verursachen. Sogenannte "Low Strain Tests" werden dagegen mit einem kleinen Hammer zur Bestimmung der Pfahlintegrität durchgeführt. Hierbei wird meistens nur die Bewegung des Pfahlkopfs mittels eines Beschleunigungsgebers gemessen. Die Pfahlkopfgeschwindigkeit wird dann über die Zeit ausgedruckt und vom erfahrenen Messingenieur interpretiert. Klare Pfahlfussreflexionen genügen im allgemeinen als ausreichender Qualitätsnachweis für den Pfahl. Wenn es keine klare Reflektion vom Pfahlfuss gibt oder wenn eine zusätzliche Reflektion die Qualität des Pfahls in Frage stellt, dann muss die Baustelle schnellstmöglich über diese Sachlage unterrichtet werden.



Abb 1: Einfache dynamische Pfahlprüfung an einem Bohrpfahl

3 GERÄTE

Bei High Strain Tests bedient man sich entweder eines Fallgewichtes (Abb. 1) oder Rammhammers zur dynamischen Belastung. Beim Low Strain Integritätstest genügt ein kleiner Handhammer zur Erzeugung einer Stosswelle im Pfahl. Beim High Strain Verfahren misst man dann die Kräfte und Geschwindigkeiten am Pfahlkopf mit Hilfe von Dehnungs- und Beschleunigungsgebern, die am Pfahl angeschraubt werden (Abb. 2). Ein Pile Driving Analyzer® (PDA), (Model

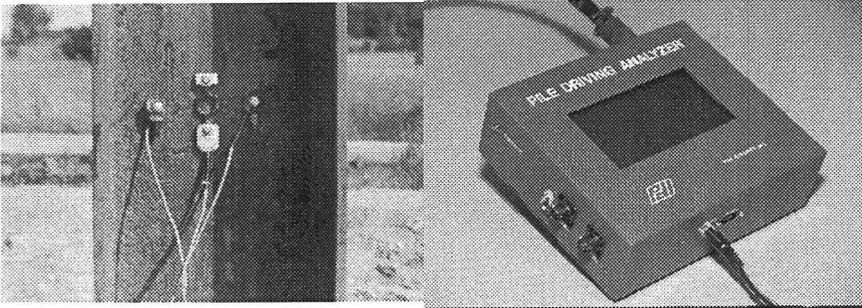


Abb. 2: Beschleunigungs- und Dehnungsgeber an einem Stahlpfahl

Abb. 3: Pile Driving Analyzer, Model PAL

PAL in Abb. 3), sorgt für die Aufbereitung der Signale, wandelt sie ins Digitale um, speichert sie, stellt sie auf dem Bildschirm dar und führt die notwendigen Rechnungen durch. So werden für jeden Hammerschlag Bodenwiderstände, Spannungshöchstwerte im Pfahl, maximale Eindringungen, Energien im Pfahl und viele andere Werte

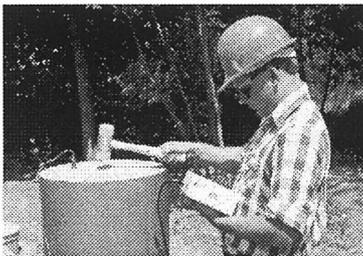


Abb. 4: Pfahlintegritätsmessung

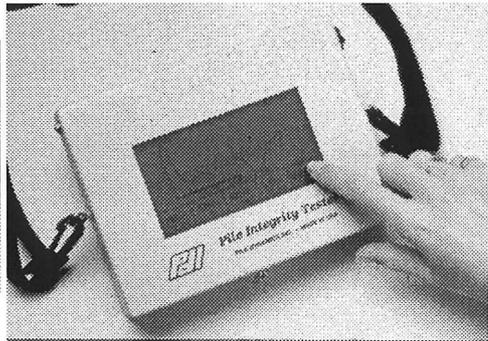


Abb. 5: PIT-Gerät

berechnet, angezeigt oder ausgedruckt, bevor der nächste Schlag erfolgt.

Beim Low Strain Test werden Pfahlkopfbewegungen, die durch leichtes Abklopfen des Pfahlkopfs (Abb. 4) verursacht wurden, mit Hilfe eines Beschleunigungsgebers gemessen und, z. B. in einem sogenannten Pile Integrity Tester™ (PIT, Abb. 5), dargestellt und gespeichert.

4 DURCHFÜHRUNG DER DYNAMISCHEN TESTS

4.1 High-Strain - Rammbegleitend

Es gibt zwei Möglichkeiten:

- (A) Auf Baustellen oder in Böden, wo noch keine vergleichbaren Gründungen durchgeführt wurden, werden oft Probepfähle, manchmal verschiedener Art, gerammt. Um diese Vorprüfung durchzuführen, ruft der Unternehmer den Messingenieur zur Baustelle, sowie das Rammgerät zur Verfügung steht. Rammbegleitende Messungen werden dann sofort ausgewertet, um damit die kostengünstigste Gründungsart zu finden. Diese Prüfungen nehmen oft einige Tage in Anspruch hauptsächlich dann, wenn das Umsetzen des Rammgeräts schwierig ist. Der Messingenieur bringt einen grossen Teil seiner Zeit damit zu, darauf zu warten, dass er seine Dehnungs- und Beschleunigungsgeber am Pfahl anbringen kann. Er montiert die Geber dann am Pfahlkopf, verbindet sie über ein Kabel mit dem PDA und nimmt die Daten im PDA während der Rammung auf. Während des Rammens ist es dann wichtig, dass die Messungen für jeden Schlag sofort ausgewertet werden. Z. B. kann man dann bei Betonpfählen vermeiden, dass es zu Zugrissen oder zu hohen Druckbeanspruchungen kommt. Sollte es trotzdem zu Schäden am Pfahl kommen, so kann das dann meistens noch festgestellt werden bevor der Schaden den Pfahl untauglich macht. Nachdem der Messingenieur zum Büro zurückgekommen ist, wertet er die Messungen aus und schreibt seinen Bericht, der Empfehlungen über die wirtschaftlichste Pfahlart, Pfahllänge, optimalen Rammvorgang und notwendiges Rammkriterium (z.B. weniger als x mm Eindringung für 10 Schläge am Ende des Rammens).
- (B) Während des Ausrammens der Pfahlgründung werden die Messungen als Qualitätsnachweis sowohl des eingebrachten Rammguts als auch des Rammvorganges selbst, stichprobenartig durchgeführt. Nachdem eine bestimmte Anzahl von Pfählen gerammt wurde oder nachdem eine bestimmte Zeit vergangen ist, bestellt der Rammunternehmer den Messingenieur, der dann innerhalb kurzer Zeit zur Baustelle fliegen oder fahren muss, damit der Baustellenablauf ohne Unterbrechung weitergehen kann. Während des

Baustellenbesuchs werden dann an einem oder mehreren Pfählen die Dehnungs- und Beschleunigungsgeber angebracht. Während der Pfahl gerammt wird, werden die Messungen wieder mit dem PDA vorgenommen. Sollte es dabei notwendig werden den Rammvorgang oder das Pfahlkriterium zu ändern, dann muss das dem Unternehmer sofort mitgeteilt werden. Der Messingenieur kehrt dann zu seinem Büro zurück und schreibt für seinen Auftraggeber einen Messbericht.

4.2 Dynamische Probelastung

Ein Pfahl oder mehrere Pfähle werden für die dynamische Probelastung ausgesucht. Oft werden solche Pfähle ausgewählt, bei denen Unregelmässigkeiten während des Einbaus auftraten. Für Bohrpfähle wird ein einfaches Fallgewicht mit Führungsgerüst zur Baustelle gebracht. Nachdem der Unternehmer das dynamische Belastungsgerät aufgebaut hat, kommt der Messingenieur zur Baustelle. Es darf dabei keine Verzögerung geben, damit nicht weitere Kosten oder verlängerte Bauzeiten entstehen. Auf jeden Prüfpfahl werden dann 5 oder 10 Schläge aufgebracht. Die Daten werden wieder im PDA sofort ausgewertet, damit es nicht zu Überbeanspruchungen des Pfahlmaterials kommt und damit auch festgestellt wird, ob die erforderliche Tragfähigkeit erreicht wurde. Durch Variation von Futterdicke, Hammerfallhöhe und möglicherweise auch Hammergewicht können dann verbesserte Testergebnisse erzielt werden. Die gespeicherten Daten werden meistens zu Hause entgültig ausgewertet. Hierbei ist die Berechnung nach CAPWAP® besonders wichtig, weil dieses Programm, unabhängig von Annahmen über das dynamische Bodenverhalten Aufschluss über das statische und dynamische Bodenverhalten liefert.

4.3 Low Strain Integritätsmessung

Low Strain Messungen, z.B. mit dem PIT System, werden entweder als geplante Massnahme der Qualitätsüberwachung auf der Baustelle vorgenommen oder ausnahmsweise, wenn auf der Baustelle plötzlich Fragen über die Pfahlqualität auftauchen. Im ersten Fall werden dann in regelmässigen Zeitabständen Pfähle geprüft, im letzteren Fall wird ein Messingenieur ohne Vorwarnung auf die Baustelle gerufen. In beiden Fällen können daher Zeitverluste entweder für den Messingenieur oder die Baustelle auftreten.

5 NEUENTWICKLUNGEN

Es gibt zwei, voneinander unabhängige, technische Entwicklungen, die dabei helfen können die Wirtschaftlichkeit der dynamischen Pfahlprüfungen zu verbessern.

- Mit den oben erwähnten Geräten, werden Messungen zur Zeit sofort vom Analogen ins Digitale verwandelt, digital dargestellt, gespeichert und ausgewertet.
- Auf der ganzen Welt gibt es drahtlose Telefone. Bald kann man mit dem gleichen Telefon über eine Satellitenverbindung von jedem Punkt auf der Erde mit seinem Büro in Verbindung stehen.

Es bietet sich also an, dass man den PDA oder das PIT Gerät mit einem Telephon verbindet. Mit besonderen Gebern und Anweisungen kann das Anbringen der Geber leicht vom Baustellenpersonal durchgeführt werden. Auch das Abklopfen mit dem Hämmerchen bei der Low-Strain Methode muss nicht unbedingt durch einen hochqualifizierten Messingenieur vorgenommen werden. Der Messingenieur muss dann also nicht unbedingt in der letzten Minute auf die Baustelle fahren, sondern verbindet lediglich sein Telefon mit der Baustelle, wenn geprüft werden muss. Der Messingenieur oder Gutachter kann im Büro die Messkurven, sowie sie durch die Schläge verursacht wurden, auf seinem Bildschirm verfolgen und verschiedene Berechnungs- und Darstellungsarten zur Dateninterpretation wählen. Er kann also sofort Anweisungen für Verbesserungen im Testvorgang geben, damit fehlerlos gerammt, geklopft und gemessen werden kann.

Für den neuen Prüfvorgang müssen die folgenden Geräte zur Verfügung stehen:

- Auf der Baustelle ein PDA ("Remote PAL") oder ein PIT-Gerät ("Remote PIT") mit den notwendigen Gebern und Telefonverbindung zum Büro. Diese Geräte müssen alle Signale vollständig und unverändert und ohne Verzögerung in digitaler Form in das Büro übertragen. Z. B. ist es notwendig, dass für die High-Strain Prüfung die Dehnungs- und Beschleunigungsmessungen von beiden Pfahlseiten übertragen werden, sodass der Messingenieur im Büro sowohl die Signalqualität beurteilen als auch die Biegespannungen abschätzen kann.
- Im Büro des Messingenieurs ein am Telefon angeschlossener PC mit vollständiger PDA Datenverarbeitung, von dem Befehle an den Baustellen-PDA gesendet werden können und der die Daten vom PDA sofort erhält und auswertet.
- Auf der Baustelle, zwei Telefone: das erste zur Datenübertragung, das zweite zur Kommunikation zwischen Messingenieur und Baustellenpersonal. Die zwei Telefone können die Übertragung auch über das Internet vornehmen. Zur einfacheren Kommunikation wird das zweite Telefon in der Zukunft durch Video ersetzt werden.
- "Intelligente Geber", deren Eichwerte zusammen mit den dynamischen Daten elektronisch an den PDA übertragen werden. (Abb. 2 zeigt einen Stahlpfahl mit angeschraubten Gebern.) Es kommt dann nicht zu Fehlern durch falsche Kabelverbindungen, unbekannte oder falsche Gebereichwerte.
- Zur Erweiterung des Messverfahrens ein lokales (LPS) oder ein globales (GPS) Vermessungssystem, damit auch die Pfahlkopfkoordinaten sofort genau festgestellt und automatisch im Ramm- oder Prüfbericht aufgenommen werden können.
- Eine genau formulierte Betriebsanleitung für den Remote-PAL oder den Remote-PIT, damit das Baustellenpersonal alle notwendigen Schritte wie sie für den jeweiligen Pfahltyp vorgenommen werden müssen (Bohren der Ankerlöcher, Anbringen der Geber, Aufhängen der Kabel, etc.) fehlerlos durchführen kann.

Der Remote PAL und des PDA Empfangsgerätes im Büro müssen die folgenden Funktionen für jeden Testschlag erfüllen:

Remote-PAL:

- Aufbereitung von 2 Dehnungs- und 2 Beschleunigungsmessungen
- Digitalisierung von 4 Messkurven
- Speicherung von 4 Messkurven
- Senden von 4 Messkurven
- Empfang von Befehlen vom PDA
- Annahmen von Baustellendaten
 - Pfahlnummer
 - Pfahllaenge
 - Pfahltyp/Querschnittsfläche
 - Pfahlkoordinaten
 - Pfahlneigung

Büro-PDA:

- Empfang der 4 Messkurven
- Empfang zusätzlicher Baustellendaten
- Übertragung von Befehlen zum Remote-PAL
- Darstellung der Messkurven
- Berechnung von Ergebnissen
- Speicherung der Daten
- Ausdrucken von Kurven und Ergebnissen

6 VOR- UND NACHTEILE DER NEUEN TESTMETHODE

Natürlich hat die neue dynamische Pfahlprüfmethode, bei der der Messingenieur vom Büro aus die Pfahlprüfung vornehmen kann, deutliche wirtschaftliche Vorteile gegenüber dem gegenwärtigen Vorgehen. Der Messingenieur muss nicht mehr zur Baustelle reisen, wodurch es weniger Verzögerungen im Baustellenablauf geben wird. Die Messpersonalkosten können also gesenkt werden, da in den meisten Ländern der

Messingenieur pro Tag auf der Baustelle, also nicht pro Messtunde oder pro Pfahl bezahlt wird. Dabei sind aber die Zeitersparnisse wahrscheinlich wichtiger für die Baustelle als die Einsparungen bei Reisegeld und Ingenieurshonorar. Die CAPWAP Berechnung oder das Ausdrucken der Messkurven kann sofort geschehen. Sollte es sich dabei ergeben, dass eine Messung wiederholt werden muss, z. B. weil bei der Auswertung der Integritätsmessung eine schlechte Betonqualität im Pfahlkopfbereich festgestellt wurde. Das Abspitzen des schlechten Materials und die Wiederholung der Messung kann also beinahe sofort geschehen. Für den Unternehmer ist es auch manchmal wichtig einige wenige Pfähle sofort zu prüfen, anstatt zu warten bis es sich "lohnt", den Messingenieur zur Baustelle zu rufen.

Im Fall von Rammpfählen braucht man manchmal nur unter bestimmten Umständen zu prüfen, z. B. wenn der Pfahl unerwartet nicht bis zur vorgesehenen Tiefe eindringt. Auf solchen Baustellen, z. B. Offshore, können Geber und Remote-PAL zur Verfügung stehen. Wenn sie sich als notwendig ergeben, können die Messungen dann zu beliebiger Zeit durchgeführt werden. Der Messingenieur kann über den Stand der Pfahlinstallation informiert werden und die Messungen können genau dann - und müssen nur dann - vorgenommen werden, wenn sie tatsächlich notwendig sind.

Natürlich gibt es auch Nachteile, die besonders dadurch auftreten, dass der Messingenieur seine direkte Beziehung zur Baustelle verliert. Besonders bei Vorversuchen müssen nicht nur Messungen durchgeführt werden, sondern auch wesentliche Beobachtungen über Rammvorgang und Rammgeräteverhalten vom Messingenieur gemacht werden. Diese Beobachtungen können später in Empfehlungen für einen erfolgreichen Pfahleinbau übersetzt werden. Es wird in solchen Fällen auch in der Zukunft noch wichtig sein, dass der Messingenieur persönlich auf der Baustelle anwesend ist.

Bei dynamischen Probelastungen von Bohrpfählen oder Rammpfählen mit grösseren Durchmesser ist die Instrumentierung der Pfähle oft komplizierter als bei kleineren Pfahldurchmessern oder bei Rammpfählen. Für grosse Bohrpfähle müssen auch vier (nicht nur zwei) Dehnungsgeber am Pfahl angeschraubt werden. Für

Probelastungen von Bohrpfählen ist meistens der Versuchsablauf nicht so zeitkritisch wie bei der Qualitätsüberwachung und es ist dann oft vorteilhaft, dass der Messingenieur die Pfahlprüfung persönlich durchführt.

7 VORRAUSSETZUNGEN FÜR ERFOLGREICHE TESTS

Personal und Geräte müssen gewisse Bedingungen erfüllen damit die neue Arbeitsweise zu den erhofften Vorteilen führt.

Ein Messingenieur muss dann im Büro (oder zu Hause) bereitsein die Daten auszuwerten, wenn es die Baustelle verlangt. Das kann zu den unmöglichsten Zeiten vorkommen, und möglicherweise verlangt eine zweite Baustelle seine Dienste zur selben Zeit. Der Messingenieur muss dann die wichtigsten Prüfziele in seiner Ferndiagnostik ansprechen und sofort die Baustelle über die Ergebnisse unterrichten. Das bedeutet, dass der Messingenieur Erfahrung mit dem Baustellenablauf hat. Diese Erfahrungen können i. A. nicht über Telefon oder durch den Computer gesammelt werden; das heisst also dass der Messingenieur immer noch auf der Baustelle lernen muss.

Die Baustellengeräte müssen die herben Arbeitsmethoden der Baustelle aushalten. Natürlich ist es besonders wichtig einen guten Telefonanschluss zu haben. Eine Variante ist die Übertragung der Daten über eine kurze Distanz auf Radiofrequenzen zu einem verdrahteten Telefon und von dort, über herkömmliche Telefonleitungen zum Messingenieur.

8 WEITERE ENTWICKLUNGEN IM DRITTEN JAHRTAUSEND

Die hier beschriebenen Entwicklungen werden in ähnlicher Weise bereits in der Medizin und auf anderen wissenschaftlichen Gebieten angewendet. Es ist also zu erwarten, dass sich auch im Bauingenieurwesen die Interpretierung entfernt aufgenommener Daten durchsetzen wird. So arbeiten wir z. B. an Geräten und Programmen, die die Daten von vertikalen und horizontalen statischen

Probelastungen, Bodenaufschlussbohrungen oder -rammungen ins Büro übertragen.

Die Vorteile der automatischen Datenfernaufnahme können bei dem sogenannten PIR (Pile Installation Recorder) sogar noch besser zum Zuge kommen. Eine von mehreren Varianten dieses Geräts nimmt bei Rammpfählen die Schlagzahl, Pfahleindringung, Bärfallhöhe und Pfahlrückfederung auf und speichert diese Daten auf einer Flash-Memory Karte, die dann im Büro als Rammprotokoll ausgedruckt werden kann. Natürlich können diese Daten jetzt auch sehr leicht telefonisch ins Büro übertragen werden, zur sofortigen, zentralen Beurteilung des Standes der Pfahlproduktion. Ein ähnliches Gerät gibt es auch für Schneckenbohrpfähle, mit dem mindestens Betonverpresdruck und -volumen über die Bohrtiefe gemessen werden.

Von *Pile Dynamics, Inc.*, dem Hersteller der
PDA (Pile Driving Analyzer®) und **PIT (Pile Integrity Tester™)** Geräte:

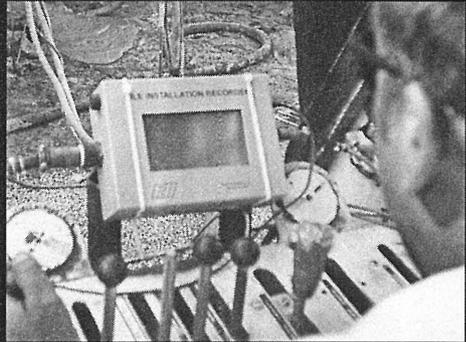
Zur einfacheren Qualitätsüberwachung von Tiefgründungen

Der PILE INSTALLATION RECORDER™ (PIR-A) für Schneckenbohrpfähle

zur elektronischen Überwachung des Bohr- und Verpressvorgangs

Der PIR-A

- kann an jedem beliebigen Gerät nachgerüstet werden
- misst Schneckentiefe und Eindringgeschwindigkeit
- misst eingebrachtes Betonvolumen über die Tiefe
- warnt bei zu geringem Betonvolumen oder zu schnellem Ziehen der Schnecke



Mit dem PIR-A erhalten Sie:

- einen vollständigen Bohr- und Verpressbericht
- eine Fehleranzeige während der Herstellung zur sofortigen Mängelbeseitigung

Mit dem PIR-A erreichen Sie:

- ein grösseres Vertrauen in die Arbeit bei Tiefgründungen
- eine verbesserte Position im Wettbewerb

Für Rammpfähle empfehlen wir das PIR-D Gerät!

***PDI* PILE DYNAMICS, INC.**

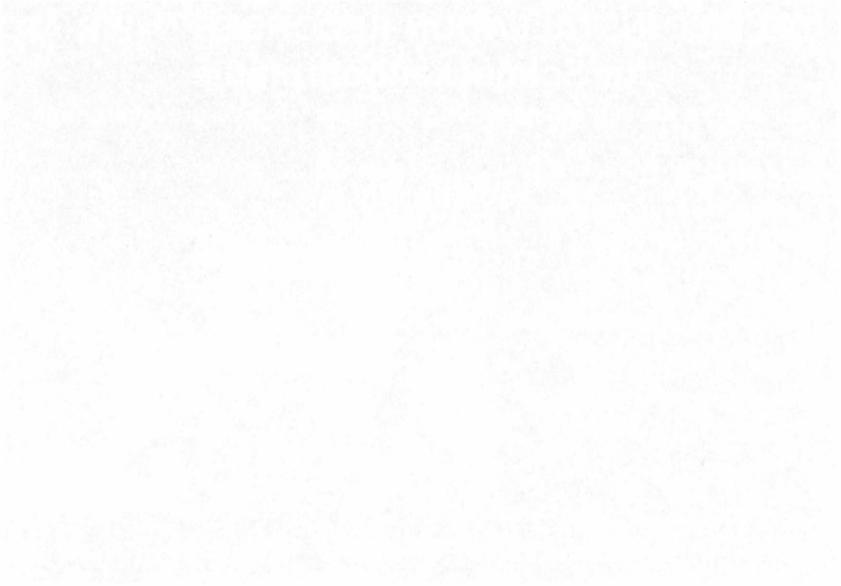
4535 Renaissance Parkway
Cleveland, OH 44128 USA

☎ USA 216-831-6131 ; Fax 216-831-0916
e-mail: info@pile.com web site: www.pile.com

***PDE* Pile Dynamics Europe**

Käfertalerstrasse 164
D-68167 Mannheim

☎ 0621-33 13 61 ; Fax: 0621-33 42 52
e-mail: gsp-ife-ok@t-online.de



SIND KLEINVERPRESSPFÄHLE KNICKGEFÄHRDET?

Jethro W. Meek

1 EINLEITUNG

Die geläufigsten Kleinverpreßpfähle sind letzten Endes nichts anderes als einstäbige Erdanker ohne Vorspannung. Ursprünglich für Zug gedacht, dürfen sie auch auf Druck belastet werden. Wegen ihrer Schlankheit sind Kleinverpreßpfähle potentiell knickgefährdet. Dennoch wird in den amtlichen Zulassungen der verschiedenen Pfahlsysteme sowie in der übergeordneten Norm DIN 4128 kein Stabilitätsnachweis verlangt, solange die Anfangskohäsion c_u in bindigen Böden (z.B. Klei) mindestens 10 kN/m^2 beträgt. Die Möglichkeit eines Knickens in rolligen Böden (z.B. Sand) wird nicht einmal erwähnt, mit dem Ergebnis, daß der Praktiker vermuten könnte, dies sei ausgeschlossen.

Entgegen den Zulassungen wurde gezeigt (MEEK, 1996), daß Knicken doch die Drucktragfähigkeit deutlich herabsetzt, selbst für bindigen Boden mit $c_u > 30 \text{ kN/m}^2$. In diesem Beitrag werden diese Erkenntnisse verfeinert und auf rolligen Boden ausgedehnt: Kleinverpreßpfähle in Sand sind ebenfalls knickgefährdet, besonders, wenn sie geneigt sind und Querverschiebungen aus Setzungen erfahren.

Sämtliche Aspekte des Problems sind nichtlinear. Die Biegesteifigkeit des Stahlkerns ist nicht konstant; sie hängt von der Normalkraft ab. Die stützende Wirkung des Bodens ist nur anfänglich elastisch und tendiert anschließend gegen einen plastischen Grenzwert, den sogenannten "Fließdruck". Die Gleichgewichtsbedingungen müssen für die Geometrie des verformten Pfahles eingehalten werden (Theorie 2. Ordnung). Trotz aller Nichtlinearitäten lassen sich die wesentlichen Zusammenhänge mit einfacher Statik erklären. Differentialgleichungen sind nicht nötig.

2 SYSTEM MIT MÖGLICHEN KNICKFIGUREN

Bild 1 zeigt einen unter dem Winkel θ geneigten Kleinverpreßpfahl, bestehend aus einem Rundstahl mit Durchmesser d , eingemörtelt in einem Bohrloch mit Durchmesser D . Unmittelbar unter dem Fundament befindet sich eine locker gelagerte Sandschicht mit Wichte $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, innerem Reibungswinkel $\phi' = 30^\circ$ und zugehörigem Erdwiderstandsbeiwert $K_{ph} = 5,74$. Unterhalb des Sandes durchstößt der Pfahl eine setzungsempfindliche Weichschicht mit Anfangskohäsion c_u . Die schräge Länge des Pfahlschaftes im Klei wird als L bezeichnet. Das Fußende des Pfahles bindet schließlich in Sand oder einen anderen gut tragfähigen Boden ein.

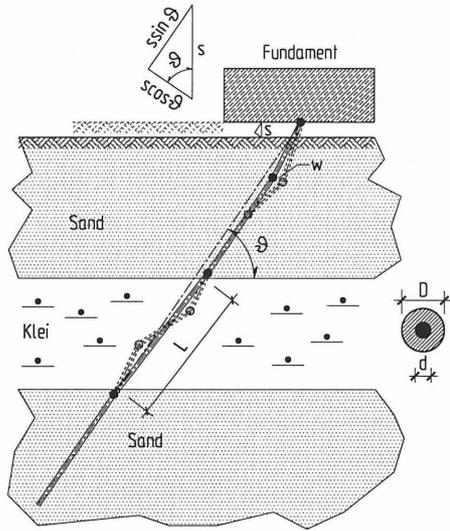


Bild 1. System mit möglichen Knickfiguren

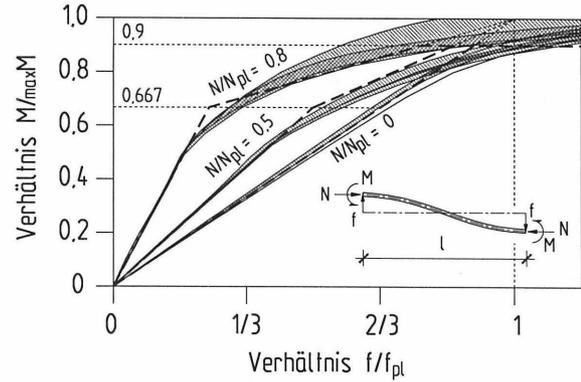


Bild 2. Elastoplastische Steifigkeit des Stahlstabs

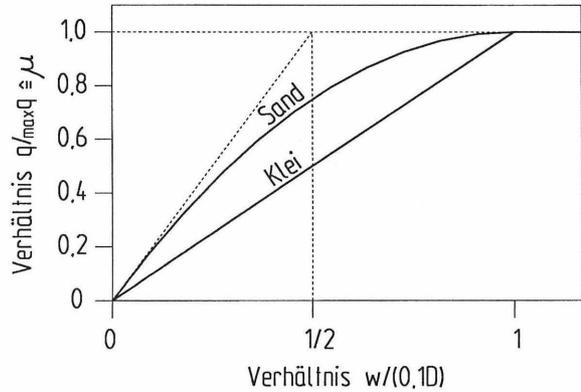


Bild 3. Mobilisierung der Bodenreaktion

Eine senkrechte Setzung s (konstant im Sand, linear abnehmend im Klei) kann längs und quer zum Pfahl projiziert werden. Infolge der Längskomponente der Setzung, $ssin\theta$, rutscht der Boden entlang dem Pfahlschaft und erzeugt negative Mantelreibung. Die Querkomponente der Setzung, $s\cos\theta$, drückt den biegeweichen Pfahl zur Seite. Die Pfahlachse wird zum Polygonzug mit vier voll oder teilweise angelegten (durch schwarze Punkte gekennzeichneten) Fließgelenken in Unterkante Fundament, etwa 1 m tiefer im Sand, sowie in Ober- und Unterkante Klei. Die setzungsbedingte Vorverformung wird jedem geneigten Kleinverpreßpfahl aufgeprägt, auch wenn er axial unbelastet ist.

Unter geringem axialem Druck würde der Kleinverpreßpfahl - nunmehr eine Gelenkkette - zusammenbrechen, wäre er nicht durch den Boden seitlich gestützt. Je unnachgiebiger die Bettung, desto mehr Druckkraft verträgt der Pfahl. Das Fundament und der tiefliegende Sand oberhalb und unterhalb der Weichschicht sind steif genug, um die drei dort befindlichen Fließgelenke horizontal festzuhalten. Problematisch dagegen ist das vierte Fließgelenk etwa 1 m unter dem Fundament. An dieser hochliegenden Stelle kann ein "Knicken in Sand" stattfinden, denn der stützende seitliche Erdwiderstand ist noch klein und muß durch eine zusätzliche Querverschiebung w geweckt werden.

Der Pfahl kann ebenfalls innerhalb der tiefliegenden Weichschicht ausknicken, indem er dort seitliche Wellen schlägt und weitere Fließgelenke hervorruft ("Knicken in Klei"). Für beide Möglichkeiten, "Knicken in Sand" und "Knicken in Klei", muß die jeweilige Traglast nach der Theorie 2. Ordnung ermittelt werden. Die zulässige Druckkraft im Pfahl ist die geringere Traglast geteilt durch 1,65, das Produkt der Teilsicherheiten 1,5 für Lasten und 1,1 für Materialeigenschaften [DIN 18800 T.2, Element (117)].

Im bisherigen Beitrag (MEEK, 1996) wurde postuliert, daß das Kopfende des Pfahles im oberen Sand fest eingeklemmt ist und von den Setzungen stets nach unten mitgenommen wird. Infolge dieser ungünstigen Annahme entstehen Knickwellen mit sehr großer Amplitude in der Weichschicht. Inzwischen haben Vergleichsrechnungen jedoch gezeigt, daß die negative Mantelreibung selten ausreicht, um eine derartige Verklammerung im oberen Sand zu bewirken. Der Pfahlkopf bleibt stehen und der Boden fließt vorbei. Unter dem Fundament befindet sich ein Setzungsspalt. Nach dieser konventionellen Betrachtungsweise muß die negative Mantelreibung von der Traglast in der Weichschicht abgezogen werden.

3 ELASTOPLASTISCHE STEIFIGKEIT DES STAHLSTABS

Die relevanten Querschnittswerte des Stahlstabs sind seine Fläche $A = \pi d^2/4$, sein Trägheitsmoment $I = \pi d^4/64$ und sein plastisches Widerstandsmoment $W_{pl} = d^3/6$. Für Stahl mit der Streckgrenze f_y errechnen sich die vollplastischen Schnittkräfte $N_{pl} = f_y \cdot A$ und $M_{pl} = f_y \cdot W_{pl}$. Wirkt eine Normalkraft N (als Druck

positiv), kann das vollplastische Moment M_{pl} nicht ganz mobilisiert werden. Für das maximal mögliche Biegemoment $maxM$ gilt die Interaktionsbeziehung

$$maxM = M_{pl}[1 - (N/N_{pl})^{2,1}]. \quad (1)$$

Die Knickfigur des Stabs kann in kosinusähnliche Abschnitte mit Halbwellenlänge l und Amplitude f zerlegt werden. In den gedachten Trennstellen wirkt neben der Normalkraft N auch das Endmoment M (mit der Obergrenze $maxM$). Das Momentendiagramm eines Knickstabs bleibt (trotz Bodenbettung) annähernd proportional der Biegelinie. Aus dem Momentendiagramm folgt die Krümmung, unter Berücksichtigung der zunehmenden Plastizierung zu den Stabenden hin. Durch doppelte Integration der Krümmung erhält man eine neue Biegelinie und damit ein revidiertes Momentendiagramm für die nächste Iteration. Bild 2 zeigt die nichtlineare Abhängigkeit des Endmomentes M von der Amplitude f . Zur dimensionsfreien Darstellung der Abszisse dient die physikalisch motivierte Bezugsgröße

$$f_{pl} = M_{pl}/N_{ki}, \quad (2)$$

mit der klassischen *Euler*-Last $N_{ki} = \pi^2 EI/l^2 \sim 10 EI/l^2$ im Nenner. Bei einem ideellen, unbegrenzt elastischen Knickstab würde eine Verschiebungsamplitude f_{pl} die Endmomente M_{pl} hervorrufen. Wegen der Teilplastizierung kann aber das Moment M_{pl} in Wirklichkeit nie erreicht werden. Das asymptotische Endmoment für sehr große Verschiebungen beträgt nur $maxM$ nach Gl. (1), beispielsweise $maxM = 0,374 M_{pl}$ für $N/N_{pl} = 0,8$.

Berechnungen mit unterschiedlichen Verteilungen der Bodenbettung führen zu den schraffierten Streubereichen. Dieser Effekt ist relativ unwichtig.

Für die Praxis können die Kurven durch einen Linienzug angenähert werden:

- a) Bis zu einem Moment von $M = 2/3 maxM$ verhält sich der Stab annähernd elastisch [Gl. (2) mit f statt f_{pl} und M statt M_{pl}];
- b) Darüberhinaus tendiert das Moment M gegen $maxM$ (nicht M_{pl}) für $f = f_{pl}$;
- c) Dennoch sollte nicht mehr als $0,9 maxM$ in Rechnung gestellt werden.

Diese trilineare Vereinfachung (dicke gestrichelte Linien im Bild 2) liegt auf der sicheren Seite, wenn man bedenkt, daß die versteifende Mitwirkung des Verpreßkörpers außer acht bleibt.

4 MOBILISIERUNG DER BODENREAKTION

Die größte Querverschiebung des Pfahles gegen den Boden tritt in einem unterirdischen Fließgelenk auf und wird als w bezeichnet. Der Weg w , der die stützende Bodenreaktion weckt, muß ab der setzungsbedingten Vorverformung gemessen werden. Vorher - beim Einprägen der Setzungen - wirkt der Boden treibend, nicht stützend. Beginnt der Pfahl aber auszuknicken, hinterläßt er einen Spalt an seiner Rückseite, und die Richtung der Bodenreaktion wechselt sich sofort.

Nach bisherigen Herleitungen (MEEK, 1996) wird der Weg $w > 0,1 D$ benötigt, um die maximal mögliche stützende Bodenreaktion in bindigem Boden, den sogenannten "Fließdruck" $\max q = 10 c_u D$, zu mobilisieren. Für kleinere Verschiebungen gilt

$$q = \mu \cdot \max q \quad (3)$$

mit dem Mobilisierungsgrad nach Bild 3

$$\mu = w / (0,1 D). \quad (4)$$

Die linear zunehmende Bodenreaktion in Klei entspricht der elastischen Bettung in einem Halbraum mit dem Steifemodul $E_s = 100 c_u$. Exemplarisch erhält man $E_s = 2 \text{ MN/m}^2$ für $c_u = 20 \text{ kN/m}^2$, in guter Übereinstimmung mit üblichen Erfahrungswerten.

Auch zur Weckung der größtmöglichen Stützreaktion auf Pfähle in Sand muß das Kriterium $w > 0,1 D$ erfüllt werden. Nach der modifizierten *Blumschen* Dalbentheorie (MEEK, 1993) ist der "Fließdruck" in rolligem Boden annähernd gleich dem Erdwiderstand auf die dreifache Pfahlbreite: $\max q = 3D \gamma K_{ph} t$. Der Mobilisierungsgrad für den Erdwiderstand in Sand verläuft "parabolisch weicher werdend", analog dem Spannungs-Dehnungsgesetz für Beton, d.h.

$$\mu = 2[w / (0,1 D)] - [w / (0,1 D)]^2 \quad (5)$$

mit $\mu = 1$ für $w > 0,1 D$.

Im Vergleich zu Klei nimmt die Stützwirkung in Sand schneller zu (siehe Bild 3). Aus der Anfangstangente errechnet sich der tiefenabhängige Steifemodul $E_s = 60 \gamma K_{ph} t$, also $6,2 \text{ MN/m}^2 \cdot t$ für $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ und $K_{ph} = 5,74$. In etwa 3 m Tiefe erreicht E_s den üblichen Erfahrungswert 20 MN/m^2 für locker gelagerten Sand.

Die Bilder 2 und 3 sind bemerkenswert ähnlich. Sowohl der Stahlstab als auch die stützende Bodenreaktion werden mit zunehmender Verformung deutlich weicher.

5 STABILITÄTSBEDINGUNG

Bild 4 zeigt den Knickabschnitt eines Verpreßpfahles mit der Länge l . An den Enden 1 und 2 wirken die Momente M_1 und M_2 , jeweils nach dem trilinearen Gesetz (Bild 2) bestimmt. Das Ende 1 wird als Bezugspunkt gewählt. Der q -Verlauf erzeugt das stützende Kragarm-Moment M_{Boden} um Punkt 1. In der Trennstelle am Ende 2 herrscht immer eine Normalkraft N (die Traglast) parallel zur ursprünglichen Pfahlachse, bei asymmetrischen Knickfiguren in Sand auch eine Querkraft Q mit wechselndem Vorzeichen. Diese Besonderheit wird später näher erläutert. Neben der Amplitude f muß nach Element (204) der DIN 18800 T.2 eine obligatorische Imperfektion $l/200$ berücksichtigt werden. Das Pfahlstück ist in Momentengleichgewicht um Punkt 1, wenn

$$N \cdot 2(f + l/200) = M_1 + M_2 + M_{\text{Boden}} \pm Q \cdot l. \quad (6)$$

<--treibend--> <-----stützend----->

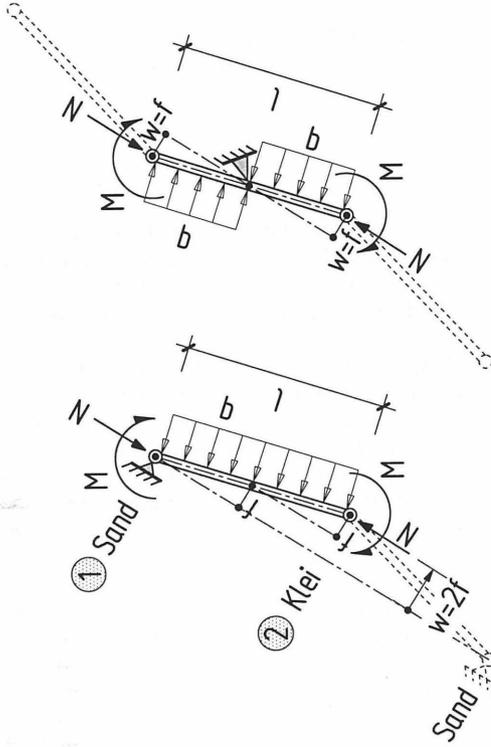
Mit Hilfe dieser Stabilitätsbedingung ermittelt sich die Traglast nach einem sogenannten Minimax-Optimierungsverfahren. Zuerst wird die Knicklänge l geschätzt. Dann wird Millimeter für Millimeter der Weg w gegen den Boden gesteigert und Gl.(6) iterativ nach N gelöst [N annehmen, M_1 und M_2 gemäß Bild 2 bestimmen, N aus Gl. (6) neu berechnen, M_1 und M_2 korrigieren]. Für einen speziellen w -Wert (selten größer als $0,1 D$) erreicht N eine **Obergrenze**, die Bruchlast für die vorgegebene Knicklänge l . Dies ist der Maximierungsteil der Minimax-Aufgabe. Der Minimierungsteil besteht aus einer Variierung der vorgegebenen Knicklänge, bis die Bruchlast ihre **Untergrenze** erreicht. Am Ende dieses Vorgangs hat man die gesuchte **Traglast** herausgefunden, die größte Druckkraft, die bei jeder möglichen Knicklänge aufgenommen werden kann. Zur Durchführung der einfachen, aber zahlreichen Proberechnungen sind Computer-Programme unerlässlich.

6 KNICKEN IN KLEI

Die Ermittlung der Traglast ist einfacher in Klei als in Sand, weil der Fließdruck $\max q = 10 c_u D$ über die Tiefe nahezu konstant bleibt. Folglich sind die Knickfiguren annähernd spiegelbildlich um Ende 2. Wegen dieser Symmetrie verschwindet die Querkraft Q in Gl. (6), und die Endmomente $M_1 = M_2 = M$ sind in etwa gleich groß. In Anlehnung an die Stabilitätstheorie des elastisch gebetteten Stabes kommen als Knicklängen nur die ganzzahligen Bruchteile $l = L/n$ (mit $n = 2, 3, 4, \dots$) in Betracht.

6.1 Sonderfall $n = 2$

Im Sonderfall $n = 2$ (Bild 5a) dreht sich der Stababschnitt um sein im Sand festgehaltenes Ende 1. Das Ende 2, mitten in der Kleischicht, verschiebt sich um das Maß w gegen den Boden. Für den Drehpol am Ende 1 gelten die



a) $n = 2$
b) $n \geq 3$

Bild 5. Knickfiguren in Klei

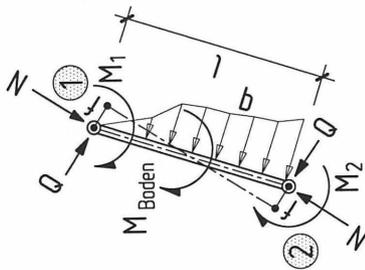


Bild 4. Stabilitätsbedingung

Beziehungen $w = 2f$, $M_{\text{Boden}} = \mu \cdot \max q l^2 / 2$ [μ nach Gl.(4)]. Der Sonderfall $n = 2$ ist nur maßgebend für weiche Kleischichten von geringer Dicke (c_u und L klein).

6.2 Regelfall $n \geq 3$

Meistens bestimmt $n = 3$ die Traglast; die entsprechende Knickfigur ist in Bild 1 dargestellt. Für den Regelfall $n \geq 3$ (Bild 5b) ändern sich die Formeln für f und M_{Boden} . Sie lauten nunmehr $f = w$, $M_{\text{Boden}} = \mu \cdot \max q l^2 / 4$, denn der Stababschnitt rotiert jetzt um seinen Mittelpunkt, nicht um sein Ende.

Bild 6 ist eine Darstellung der Traglast in bindigem Boden des z.Zt. gebräuchlichsten Kleinverpreßpfahles GEWI $d = 63,5$ mm aus Stahl S 555 mit einem Verpreßkörper $D = 15$ cm (dick ausgezogene Kurven). Er hat etwa die doppelte Drucktragfähigkeit des Vorläufer-Pfahles GEWI $d = 50$ mm aus Stahl BSt 500 S (dünn ausgezogene Kurven), kostet aber nur wenig mehr. Der Vergleich der Kurven macht deutlich, daß für Druckpfähle stets der dickste erhältliche Kernstab gewählt werden sollte, heute eben die GEWI-Stange mit Durchmesser 63,5 mm.

Die gestrichelten asymptotischen Kurven gelten für die Grenzbetrachtung einer unendlich dicken Kleischicht. Bei großer Gesamtlänge L (annähernd ab $L = 5$ m) und großer Teilungszahl n sind die ganzzahligen Bruchteile L/n so fein abgestuft, daß die Knicklänge l praktisch jeden beliebigen Wert annehmen darf.

Dieses Diagramm erlaubt es dem Praktiker, für jede Kleischichtdicke die Traglast N an der linken Ordinate, die zulässige Druckkraft $z_u N$ (Traglast N geteilt durch 1,65) an der rechten Ordinate abzulesen, ohne die langwierigen Berechnungen selbst durchführen zu müssen. Einige Erkenntnisse sind sehr aufschlußreich. Der Pfahl GEWI 63,5 mm hat eine zulässige Zugkraft von 1004 kN. Die zulässige Druckkraft ist immer deutlich geringer, höchstens 900 kN bei $L = 1$ m bzw. 850 kN bei $L = 2$ m. Bei großen Kleischichtdicken oder kleinen c_u -Werten < 20 kN/m² kann sich die zulässige Druckkraft sogar auf 500 kN reduzieren. Bei einer derart niedrigen Gebrauchslast ist der Kleinverpreßpfahl ein ausgesprochen teures Gründungsselement und nur dann interessant, wenn andere Pfahlsorten nicht ausführbar sind.

Alle Kurven beginnen bei $c_u = 0$ mit der Traglast des ungestützten *Euler*-Stabs, Knicklänge $l = L/2$. Abgesehen von der dünnsten Kleischicht, $L = 1$ m, hängt die Drucktragfähigkeit entscheidend von der Anfangskohäsion des Bodens ab. Weil der c_u -Wert überaus wichtig ist (und für den wirtschaftlichen Einsatz von Kleinverpreßpfählen mindestens 20, besser 30 kN/m² betragen muß), soll die Anfangskohäsion nach Möglichkeit mit der Flügelsonde *in situ* gemessen oder wenigstens aus der *Coulombschen* Bruchbedingung

$$c_u = c' + p' K_0 \tan \phi' \quad (7)$$

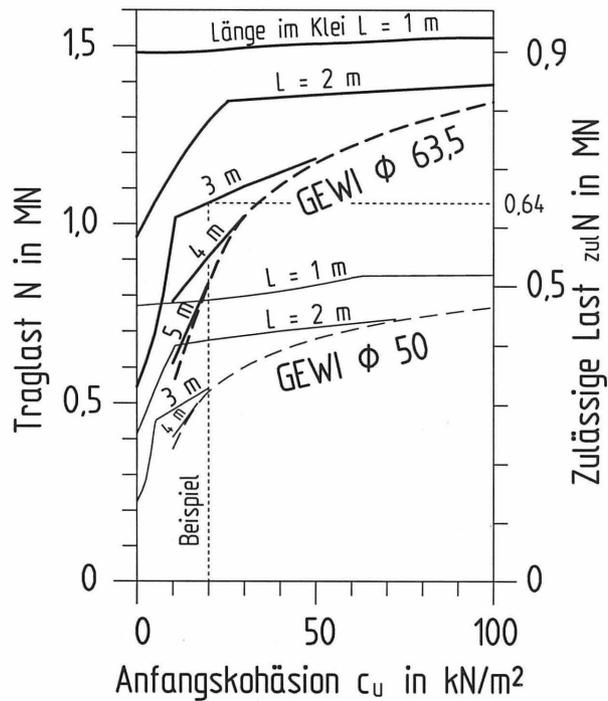


Bild 6. Knicken in Klei

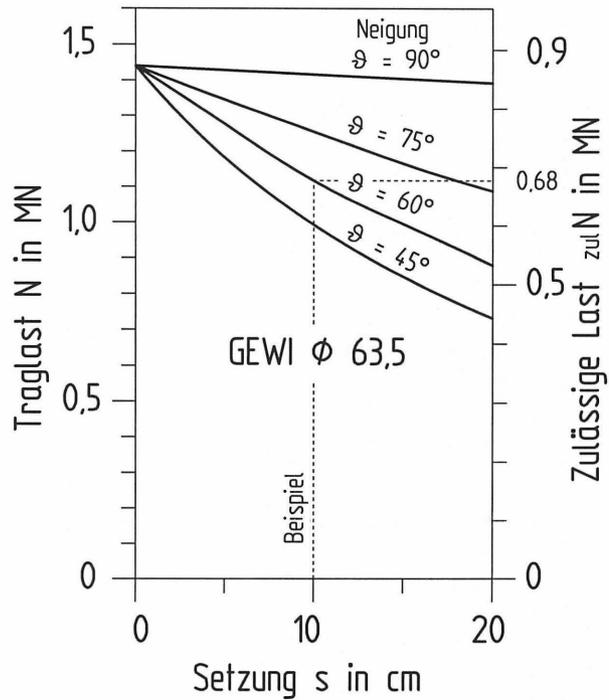


Bild 7. Knicken in Sand

rechnerisch bestimmt werden (c' : Kohäsion im konsolidierten Endzustand, p' : effektive Bodenaufplast in Oberkante Kleischicht, K_0 : Erdruehdruckbeiwert, $\tan\phi'$: Reibungskoeffizient). Exemplarisch erhält man für $c' = 10 \text{ kN/m}^2$, $p' = 50 \text{ kN/m}^2$ und $K_0 \tan\phi' \sim 0,2$ die Anfangskohäsion $c_u = 20 \text{ kN/m}^2$. Die endgültige Festlegung von c_u (so hoch wie möglich, aber trotzdem auf der sicheren Seite) muß formell durch den Baugrundsachverständigen erfolgen.

Bild 6 beweist eindeutig, daß die lapidare "Unbedenklichkeitserklärung" nach DIN 4128 - kein Knicken ab $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$ - nicht nur falsch, sondern ausgesprochen gefährlich ist. Normen sind wohlgemeinte, oft arg konservative Empfehlungen; aber keine Vorschrift kann die Naturgesetze außer Kraft setzen. **Die jetzige DIN 4128 übersieht die Knickgefahr, liegt auf der unsicheren Seite und muß dringend revidiert werden!**

7 KNICKEN IN SAND

Zum direkten Vergleich zeigt Bild 7 die Traglast eines Pfahles GEWI 63,5 mm im Sand. (Die relativ umständliche Herleitung dieser einfachen Kurven wird später erläutert.) Wie in Klei beträgt die größte zulässige Druckkraft ebenfalls knapp 900 kN. Setzt sich eine tiefliegende Weichschicht, nimmt die zulässige Druckkraft ab, umso mehr, je flacher der Pfahl geneigt ist. Zur Verdeutlichung der Gesetzmäßigkeiten geht das Diagramm weit über den üblichen Anwendungsbereich hinaus. Druckpfähle sind fast immer wesentlich steiler als 45° geneigt. Sehr große Setzungen $s > 10 \text{ cm}$ resultieren aus einer mächtigen unteren Kleischicht, innerhalb derer der Pfahl ohnehin eher ausknickt als im oberen Sand. Im praktischen Bereich ($\theta > 60^\circ$, $s < 10 \text{ cm}$) hat ein in Sand gebetteter Pfahl GEWI 63,5 mm je nach Neigung eine beachtliche zulässige Druckkraft über 700 kN. Für optimale Wirtschaftlichkeit und Robustheit sollen Druckpfähle aber möglichst lotrecht ausgeführt werden. Setzungen spielen dann kaum eine Rolle, und die maximale zulässige Druckkraft um 850 kN wird stets erzielt.

Der Verlauf der Kurven im Bild 7 entspricht der ingenieurmäßigen Intuition. Dennoch erfordert die Herleitung des Diagramms recht verwickelte Überlegungen. Für den täglichen Gebrauch genügt es, die verschiedenen Aspekte qualitativ zu begreifen.

Bild 8 zeigt das Kopfende eines Verpreßpfahles in Sand. Der Bruchmechanismus besteht aus zwei Abschnitten l_1 und l_2 mit drei Fließgelenken M_1 , M_{12} und M_2 . Zum oberen Fließgelenk M_1 gehört die "Eulerlänge" l_1 , zum unteren Fließgelenk M_2 die Eulerlänge l_2 . Weil l_1 und l_2 ungleich sind, wird dem mittleren Fließgelenk M_{12} die gemittelte Eulerlänge $l_{12} = (l_1 + l_2)/2$ zugeordnet. Nach Einprägung der Vorverformung ist der untere Abschnitt l_2 parallel zur ursprünglichen Pfahlniegung θ . Der obere Abschnitt l_1 hat - setzungsbedingt - die steilere Neigung $\theta + \sin^{-1}(\cos\theta/l_1)$.

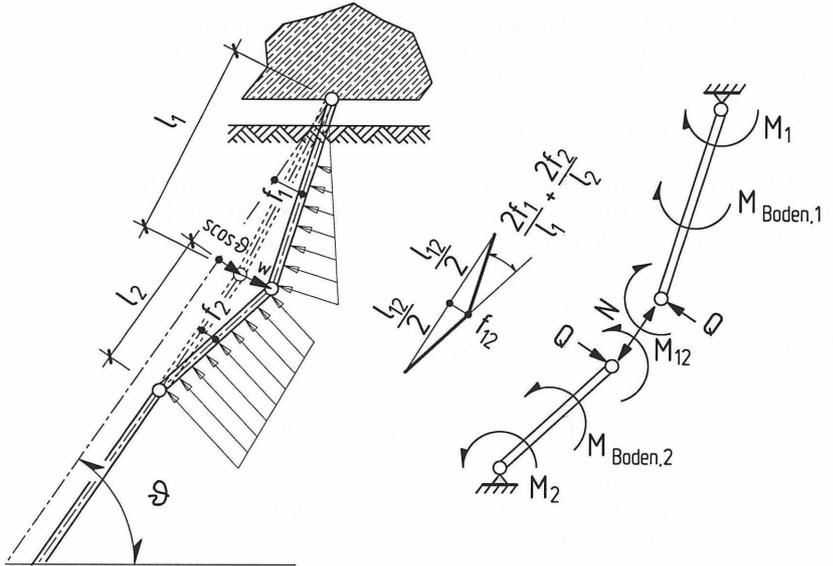


Bild 8. Knickfigur in Sand

Der Verschiebungsweg w (am mittleren Fließgelenk gemessen) bestimmt für jedes Fließgelenk eine eigene Knickwellenamplitude. Für M_1 gilt

$$f_1 = (w + \text{scos}\theta)/2, \quad (8a)$$

für M_2 dagegen

$$f_2 = w/2. \quad (8b)$$

Das mittlere Fließgelenk M_{12} soll in der Mitte seiner *Eulerlänge* l_{12} liegen. Die plastische Knickfigur ist demnach ein gleichschenkliges Dreieck mit Basis l_{12} und Höhe (Amplitude) f_{12} . Aus der Geometrie folgt

$$2f_{12}/l_{12} + 2f_{12}/l_{12} = 2f_1/l_1 + 2f_2/l_2, \quad (8c)$$

denn für ein gleichschenkliges Dreieck ist die Summe beider identischen inneren Basiswinkel (linke Seite) immer gleich dem äußeren Knickwinkel dazwischen (rechte Seite). Die Auflösung der Gl. (8c) nach f_{12} ergibt

$$f_{12} = l_{12}(f_1/l_1 + f_2/l_2)/2. \quad (8d)$$

Es stellt sich heraus, daß l_2 etwa $2l_1/3$ beträgt. Für $l_{12} = (1 + 2/3)l_1/2 = 5l_1/6$ gilt

$$f_{12} = 5f_1/12 + 5f_2/8 = 0,4167 f_1 + 0,6250 f_2. \quad (8e)$$

Bei vorgegebener Normalkraft N und bekannten Amplituden f_1 , f_{12} und f_2 berechnen sich die Endmomente M_1 , M_{12} und M_2 gemäß dem trilinearen Gesetz Bild 2. Sie sind unterschiedlich groß.

Die stützende Bodenreaktion [der Erdwiderstand auf die dreifache Pfahlbreite, teilmobilisiert nach Gl. (5)] hat einen dreieckförmigen Verlauf am oberen Abschnitt, einen trapezförmigen Verlauf am unteren Abschnitt. Die Stabilisierungsmomente $M_{\text{Boden},1}$ um das obere bzw. $M_{\text{Boden},2}$ um das untere Fließgelenk werden mit einfacher Kragarmstatik ermittelt, unter Berücksichtigung des Setzungsspalts unter dem Fundament.

Beim Ausweichen des Pfahles gilt das Stabilitätskriterium Gl. (6) sowohl für den oberen als auch für den unteren Knickabschnitt. Um beide Bedingungen gleichzeitig zu erfüllen, wird in Gl. (6) die Querkraft Q eingeführt, stützend am oberen Abschnitt (positives Vorzeichen) bzw. treibend am unteren Abschnitt (negatives Vorzeichen).

Zur Berechnung der Traglast muß die Lage des ersten unterirdischen Fließgelenks M_{12} bekannt sein. Nach den Bildern 1 und 8 wird dieses Fließgelenk durch die setzungsbedingte Vorverformung angelegt. Zu diesem frühen Zeitpunkt wirkt der Boden treibend, nicht stützend. Eine Betrachtung des plastischen Gleichgewichts

eines dreieckförmig belasteten Stabes (Erdwiderstand auf die dreifache Pfahlbreite) liefert den Ausdruck

$$l_1 = [2 \max M / (D \gamma K_{ph})]^{1/3} \quad (9)$$

mit $\max M$ nach Gl. (1). Die Auswertung der Gl. (9) für den Pfahl GEWI 63,5 mm ergibt eine Länge l_1 zwischen ca. 1,4 und 1,0 m, abnehmend mit der Normalkraft N . Ungünstig wird angenommen, daß die volle Traglast bereits während der Setzungen wirkt.

Die Bestimmung der unteren Abschnittslänge l_2 geschieht im Rahmen der Minimax-Optimierung, da das untere Fließgelenk M_2 erst infolge des Knickens entsteht. Bei allen Untersuchungen des Pfahles GEWI 63,5 mm erweist sich die Wahl $l_2 = 0,66 l_1$ als maßgebend.

8 EINFLUSS VON SETZUNGEN AUF DIE DAUERHAFTIGKEIT SCHRÄGER VERPRESSPFÄHLE

Die durch die Setzung s bedingte Querverschiebung eines Schrägpfahls, $s \cos \theta$ ($= 0,5 s$ für die Neigung $\theta = 60^\circ$), kann durchaus einige Zentimeter betragen. Hinzu kommt die zusätzliche Verformung w zur Weckung der stützenden Bodenreaktion, etwa ein weiteres Zentimeter. Weil der obere Pfahlabschnitt l_1 nur ca. 1 m lang ist, erfahren die beiden oberen Fließgelenke M_1 und M_{12} relativ große Drehwinkel, die bereits unter Gebrauchslast eine Teilplastizierung des Kernstabs und Risse im Verpreßkörper verursachen. Die Frage stellt sich, inwiefern die Dauerhaftigkeit des Pfahles durch die Teilplastizierung bzw. durch die Risse beeinträchtigt wird.

Zuerst zur Teilplastizierung: Der Kern des Verpreßpfahles ist prinzipiell ein dicker Bewehrungsstab. Niemand stellt die Tragfähigkeit eines rechtwinklig gebogenen Bewehrungsstabs in Frage, demnach sind die viel kleineren Knickwinkel eines Kleinverpreßpfahles unbedenklich.

Nun zu den Rissen: Sie sind in der Tat so breit, daß Feuchtigkeit und Luft an den Kernstab gelangen können; zweifellos geht der "mechanische" Korrosionsschutz größtenteils verloren. Trotzdem bleibt der "chemische" Korrosionsschutz erhalten, denn der sehr hohe Zementgehalt des Verpreßmörtels gewährleistet weiterhin eine ausreichende Passivierung des Stahls.

Bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit sollte außerdem bedacht werden, daß kein Querschnitt weniger korrosionsgefährdet ist als ein dicker Rundstahl. Nach einer Abrostung von rundum 1 mm verbleiben immerhin 94% des Querschnittes einer GEWI-Stange mit Durchmesser 63,5 mm, im Gegensatz zu nur 83% für einen konventionellen Stahlpfahl (Träger oder Rohr) mit Wandstärke 12 mm. Da die Korrosionsbeständigkeit solcher Stahlpfähle nie in Frage gestellt wird, sind Bedenken bei Kleinverpreßpfählen wirklich grundlos.

Durch ein mit Zementmörtel ausgepreßtes Kunststoff-Mantelrohr können GEWI-Pfähle einen sogenannten "doppelten Korrosionsschutz" bekommen, aber der Verfasser hält diese Maßnahme wegen der Sprödigkeit beim Einbau und der zusätzlichen Schlupffuge im Verpreßkörper eher für nachteilhaft. Doppelter Korrosionsschutz ist notwendig für permanente Litzenanker, die aus hoch vorgespannten, dünnen Drähten bestehen, nicht jedoch für GEWI-Pfähle mit einem dicken, unempfindlichen "Bewehrungsstab" als Kern.

Wenn überhaupt doppelter Korrosionsschutz, dann wäre er am Kopfende des Pfahles sinnvoll. Durch das Aufschrumpfen eines 2 m langen Kunststoffschlauches könnten die beiden oberen Fließgelenke gegen eindringende Feuchtigkeit und Luft flexibel ummantelt werden. Diese billige Maßnahme würde sich besonders dann anbieten, wenn die Fundamentunterkante (Achtung: Setzungsspalt darunter) in der Wasserwechselzone liegt.

9 BEISPIEL

Ein GEWI-Pfahl 63,5 mm mit Neigung $\theta = 60^\circ$ erfährt Setzungen $s = 10$ cm durch die Konsolidierung einer tiefliegenden Weichschicht mit $L = 3$ m und $c_u = 20$ kN/m². Wie hoch ist seine Drucktragfähigkeit? Aus Bild 6 liest man die zulässige Last im Klei ab: $zulN = 0,64$ MN. Im oberen Sand ist die zulässige Last nach Bild 7 etwas größer, nämlich, $zulN = 0,68$ MN, und somit nicht maßgebend. Infolge der Setzungen würde in Oberkante Klei eine negative Mantelreibung von schätzungsweise 0,04 MN wirken. Nach Abzug dieses Anteils beträgt die aufnehmbare Gebrauchslast $zulN = 0,64 - 0,04 = 0,60$ MN.

10 LITERATURHINWEISE

MEEK, J. W.: Das Knicken von Verpreßpfählen mit kleinem Durchmesser in weichem, bindigem Boden.

Bautechnik 73 (1996), H. 3, S. 162-168

MEEK, J. W.: Elastoplastisches Kontinuummodell für eingespannte Pfähle.

Bautechnik 70 (1993), H. 9, S. 524-532

Viskoses Tragverhalten von Pfählen und seine Anwendungen

Stefan Krieg

Michael Goldscheider

Zusammenfassung

Das viskose Verhalten der Böden wird auf das System Pfahl-Boden übertragen; die Gültigkeit wird in einem Testfeld nachgewiesen. Danach weisen Pfähle eine vom mobilisierten Pfahlwiderstand abhängige Kriechneigung und einen geschwindigkeitsabhängigen Widerstand auf. Das Pfahlverhalten ist unter monotoner Eindrückung unabhängig von der Belastungsgeschichte. Auf dieser Grundlage lassen sich für verschiedene Anwendungsfälle das Setzungsverhalten und die Tragkraft von Pfählen genauer bestimmen als bisher. So sind Pfähle von Nach- und Neugründungen merklich weicher als ohne Berücksichtigung der Bodenviskosität. Vor allem wird gezeigt, daß vorschubgesteuerte Pfahlprobepbelastungen, die wegen ihrer Effizienz zu bevorzugen sind, sich derart durchführen lassen, daß sie schrittweisen Probepbelastungen nach heutigem Standard entsprechen.

Summary

Viscous behaviour of piles and its practical use

Viscous behaviour of soil is applied to the pile-soil system and verified in a field test: Piles exhibit creep depending on the mobilised pile resistance and show a rate dependent bearing capacity. The behaviour of piles during monotonous penetration is independent of the loading history. Using the outlined concept, the settlement and bearing capacity of piles can be determined more accurately. Considering soil viscosity piles for underpinnings or new foundations are distinctly softer than without it. Above all it is shown that rate controlled pile tests which should be preferred due to their efficiency, can be performed in such a way that they correspond to incremental loading tests according to present standard.

1 Einführung

In der Baupraxis wird die Viskosität des Baugrundes mit ihren Auswirkungen neben den elastischen und plastischen Bodeneigenschaften nur selten berücksichtigt. Bei viskosem Bodenverhalten denkt man meistens nur an Böschungen und Bauwerke in ausgeprägt plastischem Ton oder organogenen Böden. Wie aber bei einem Pfahlprobefeld am Schloß Schwerin [11][17] festzustellen war, hat die Bodenviskosität auch auf

das Tragverhalten von Pfählen einen Einfluß, und dies sogar in schluffigem Feinsand, der als weniger viskos bekannt ist; dieser Einfluß wird i.d.R. vernachlässigt. In den gültigen Empfehlungen und Standards [1][4][6][7][8][16][21][30] wird der Einfluß der Viskosität zwar qualitativ beschrieben, aber es werden keine Berechnungsansätze zur konkreten Erfassung der Auswirkungen genannt. Diese Vernachlässigung betrifft sowohl die Durchführung von Pfahlprobebelastungen als auch ihre Auswertung bzw. die Festlegung der Grenzkraft und die Ermittlung der Setzungen im Gebrauchszustand.

Pfahlprobebelastungen werden in der Regel nach der Methode der stufenweisen Belastung gesteuert; den Einfluß der Viskosität versucht man dadurch zu eliminieren, daß man jede Laststufe so lange aufrecht erhält, bis die Setzungsrate einen vorgeschriebenen Wert unterschreitet. Dieses Abbruchkriterium, mit dem man das Ende der Laststufen bestimmt, ist in mechanischer Hinsicht ziemlich willkürlich. Darüber hinaus hat das Verfahren mindestens wirtschaftliche Nachteile; denn die Versuchsdauer, welche die Kosten wesentlich beeinflußt, läßt sich nicht genau vorhersagen. Die nicht allgemein anerkannte Alternative wäre die Methode der konstanten Eindrückungsgeschwindigkeit. Für diese lassen sich die Versuchsdauer und damit die Kosten genau vorhersagen, aber es fehlt bisher ein objektives Kriterium für die zulässige Geschwindigkeit und für die Umrechnung der Resultate in die Ergebnisse der langsameren schrittweisen Belastung.

Der Stand der Forschung ist nun soweit fortgeschritten, daß es möglich ist, die Auswirkungen der Viskosität bzw. der Versuchsgeschwindigkeit und der Belastungsgeschwindigkeit durch das Gebäude auf das Tragverhalten von Pfählen ausreichend genau zu bestimmen.

Bezeichnungen

t	Zeit
t_0	Referenzzeit einer Versuchskurve
I_v	Zähigkeitsindex, Gl. (5)
Q	Pfahlkraft
Q_d, Q_g	Gebrauchskraft, Grenzkraft
s, \dot{s}	Pfahlkopfsetzung, Setzungsrate bzw. Eindrückungsgeschwindigkeit
k_s	Kriechmaß
Q_{lin}	Q an der Grenze des linearen Kriechverhaltens mit $\log t$
s^v, \dot{s}^v	Setzung und Setzungsrate infolge Kriechens

2 Viskoses Tragverhalten von Pfählen

2.1 Interaktion Boden-Pfahl

Die am Pfahlkopf gemessene widerstehende Kraft Q und Setzung s werden als die integrale Antwort des zur Lastabtragung herangezogenen Bodens erhalten (Bild 1); die Setzung s resultiert zusätzlich aus der nahezu elastischen inneren Verformung des Pfahls. Dabei reicht die Beanspruchung der Bodenelemente - je nach ihrer Lage - von dilatanter Scherung bis zu eindimensionaler Kompression. Da das Pfahlmaterial selbst

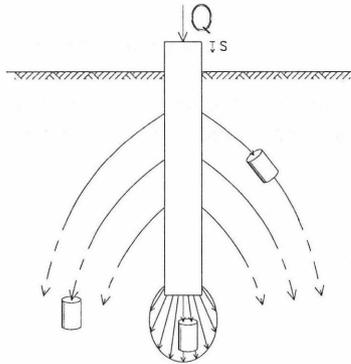


Bild 1: Abtragung der Pfahlkraft im Boden

nicht viskos reagiert, wird das viskose Verhalten eines Pfahls allein von der Viskosität des ihn umgebenden Bodens bestimmt. Daher gelten für das viskose Verhalten von Pfählen dieselben Ansätze und Zusammenhänge wie für das Verhalten des Bodens (Krieg und Goldscheider [18]).

Die Viskosität des Baugrundes äußert sich bei Pfählen auf dreierlei Weise:

- durch *Kriechen* - d.h. mit der Zeit fortschreitende Setzungen $\dot{s} = \dot{s}^v \neq 0$ unter konstanter Pfahlkraft $Q(t) = const.$
- durch *Geschwindigkeitsabhängigkeit* - d.h. sprunghafte Änderung der Pfahlkraft Q infolge sprunghafter Veränderung der Eindrückungsgeschwindigkeit \dot{s} .
- durch *Relaxation* - d.h. Abnahme der Pfahlkraft ohne gleichzeitige Eindrückung des Pfahls, $\dot{Q} < 0$ bei $\dot{s} = 0$.

Somit werden durch die Viskosität insbesondere die beiden zur Bemessung von Pfählen maßgebenden Größen - die Setzung unter Gebrauchslast s_d und die Grenzkraft Q_d - beeinflusst.

Da Relaxationsprobleme eine untergeordnete Rolle spielen, wird hierauf im weiteren nicht eingegangen.

2.2 Kriechen

Das Kriechen wird in den Empfehlungen der DGEG [6] schon teilweise berücksichtigt. Die Kriechneigung von Pfählen wird etwa bis zum Punkt größter Krümmung in der Widerstands-Setzungslinie, der mit Q_{lin} bezeichnet wird (Bild 3), durch das Kriechmaß

$$k_s = \Delta s^v / \log(t_2/t_1) \quad (1)$$

wiedergegeben. Gl. (1) mit $k_s(t) = const$ beschreibt die lineare Zunahme der Setzung mit dem Logarithmus der Zeit bei konstanter Pfahlkraft Q . k_s hängt jedoch vom Ausnutzungsgrad des Pfahlwiderstandes Q_g ab (Bild 2) und nimmt mit diesem überproportional zu [6]. Bei einem hohen Ausnutzungsgrad $Q > Q_{lin}$, wie er allerdings nicht bei jeder

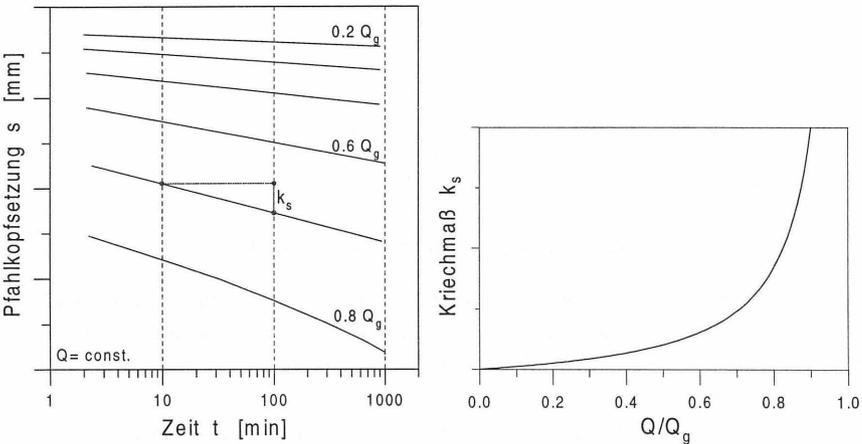


Bild 2: Entwicklung des Kriechmaßes k_s mit der Ausnutzung des Pfahlwiderstandes Q nach [6]

Probebelastung erreicht wird, nehmen die dann schon erheblichen Kriechsetzungen s^v überlinear mit $\log t$ zu (Bild 2).

Die Setzungen eines Pfahls betragen zu einem Zeitpunkt t einer Kriechphase

$$s^v = k_s \log \frac{t + t_0}{t_0} \quad \text{mit } t > 0 \quad (2)$$

(etwas gebräuchlicher ist die gleichwertige Darstellung $s^v = k_s \log(t/t_0)$ mit $t > t_0$). t_0 ist eine Referenzzeit, die am einfachsten graphisch ermittelt werden kann. Man erhält

t_0 , indem man den gekrümmten Teil der $\log(\text{Zeit})$ -Setzungskurve durch rückwärtige Verlängerung des linearen Teils ersetzt (Bild 4). Die dann durchgehend gerade Linie entspricht mathematisch der um t_0 verschobenen Versuchskurve.

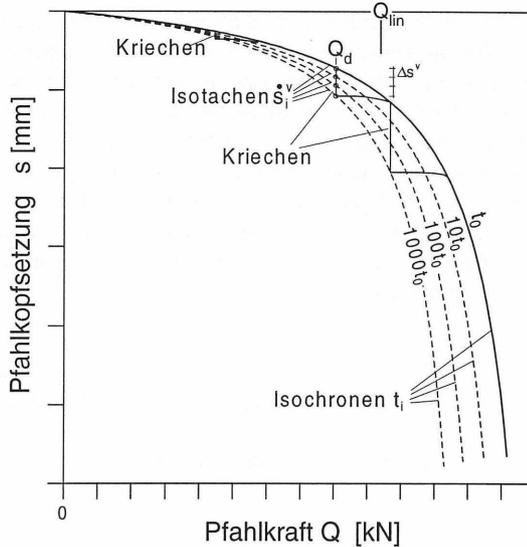


Bild 3: Kriechen von Pfählen: Linien gleicher Kriechzeit (Isochronen) und bis Q_{lin} auch gleicher Kriechgeschwindigkeit (Isotachen)

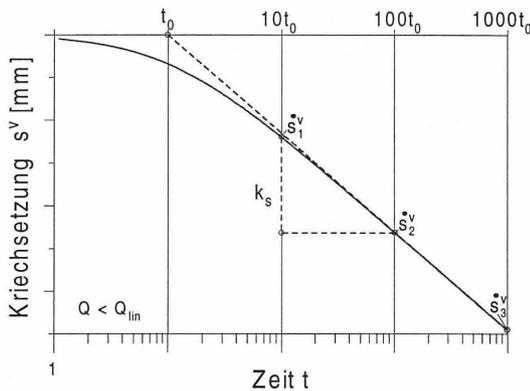


Bild 4: Zeitlicher Verlauf von Kriechsetzungen s^v mit der Setzungsrate \dot{s}_i^v ; Bestimmung der Referenzzeit t_0

Da die Gebrauchskraft Q_d immer vor dem Knick (Q_{lin}) in der Widerstands-Setzungslinie festgelegt wird, kann für baupraktische Anwendungen das Kriechverhalten grundsätzlich mit Gl. (2) beschrieben werden.

Man kann nun zu jedem Punkt einer Versuchskurve solche Punkte auftragen, die nach gleichen Kriechzeiten erreicht werden, und erhält so eine der ursprünglichen Kurve ähnliche Kurve, die sich von der ersten Kurve durch konstante Kriechzeit unterscheidet; sie wird Isochrone genannt. Für verschiedene Kriechzeiten t läßt sich eine Schar von Isochronen t_i konstruieren (Bild 3). Die Kriechzeit t ist dabei nicht mit der jeder Isochrone zugeordneten Referenzzeit t_i zu verwechseln; es gilt $t = t_i - t_0$, z.B. $t = 100t_0 - t_0 = 99t_0$. Da die Kriechneigung mit zunehmender Auslastung des Pfahls größer wird, nimmt auch der Abstand Δs^v zwischen den Isochronen mit Q zu. Beträgt das Verhältnis der Kriechzeiten zwischen zwei benachbarten Isochronen $t_{i+1}/t_i = 10$ wie in Bild 3, so entspricht bis zur Kraft Q_{lin} der Abstand Δs^v nach Gl. (1) gerade dem Kriechmaß k_s (Bild 4). Die Setzungsrate während des Kriechens berechnet sich für $Q < Q_{lin}$ zu

$$\dot{s}^v = \frac{k_s}{t + t_0} \log e \quad \text{mit } t > 0. \quad (3)$$

Die Kriechgeschwindigkeit nimmt also umgekehrt proportional zur Zeit $t_i = t + t_0$ ab. Aus dieser Gesetzmäßigkeit läßt sich auch die wichtige Beziehung für das Verhältnis der Kriechgeschwindigkeiten auf zwei beliebigen Isochronen ableiten:

$$\frac{\dot{s}_{i+1}^v}{\dot{s}_i^v} = \frac{t_i}{t_{i+1}} \quad (4)$$

Wegen Gl. (4) ist im Anwendungsfall die konkrete Ermittlung einer Referenzzeit t_0 bzw. t_i nicht notwendig.

Für $Q < Q_{lin}$ sind die Isochronen t_i (Bild 3) zugleich auch Kurven gleicher Kriechgeschwindigkeiten \dot{s}_i^v (Isotachen). Für Pfahlkräfte $Q > Q_{lin}$ sind die Linien gleicher Kriechgeschwindigkeiten \dot{s}_i^v im Vergleich zu den Isochronen t_i zu höheren Setzungen verschoben, da die Kriechgeschwindigkeit jetzt langsamer als mit $(1/t)$ abnimmt.

2.3 Geschwindigkeitsabhängigkeit

Wegen der Viskosität des Baugrundes ist das Pfahlverhalten auch geschwindigkeitsabhängig. Wenn ein Pfahl nicht stufenweise, sondern unter konstanter Vorschubgeschwindigkeit belastet wird, zeigt sich durch eine Änderung der Eindrückungsgeschwindigkeit \dot{s} (Bild 5), daß es nicht nur eine Widerstands-Setzungslinie gibt, sondern - je nach Geschwindigkeit - beliebig viele. Eine höhere Geschwindigkeit bewirkt eine Verschiebung der Widerstands-Setzungslinie zu höheren Kräften bzw. ein steiferes Verhalten (Bild 5), ein langsames Eindrücken hingegen einen geringeren Widerstand, d.h. ein weiches Verhalten. So erhält man für unterschiedliche Eindrückungsgeschwindigkeiten \dot{s}_i des Pfahls insbesondere unterschiedliche Grenzkraften Q_{gi} [2][15]. Dieses Verhalten kann folgendermaßen durch Kriechen erklärt werden: Generell finden Kriechverformungen, d.h. zeitabhängige Verformungen im Baugrund, simultan mit

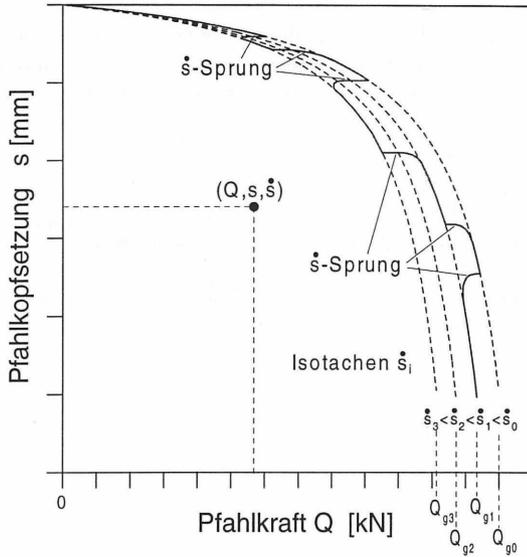


Bild 5: Geschwindigkeitsabhängiges Tragverhalten von Pfählen mit Linien konstanter Eindrückungsgeschwindigkeit (Isotachen)

zeitunabhängigen Verformungen infolge einer Spannungserhöhung statt [29] [23]. Wird der Pfahl langsamer belastet, hat der Boden bis zum Erreichen einer bestimmten Pfahlkraft mehr Zeit, sich durch Kriechen zu verformen. Aus diesem Grund erhält man dann eine Linie mit größeren Setzungen (Bild 5), der Boden verhält sich weicher.

Wie man deutlich erkennt (Bild 5), kann der Zustand des Pfahls nicht nur durch die Pfahlkraft Q und die Pfahlsetzung s beschrieben werden, sondern es ist möglich, eine dieser Zustandsgrößen Q oder s durch die Eindrückungsgeschwindigkeit \dot{s} zu ersetzen. Aufgrund dieser Austauschbarkeit der unabhängigen Zustandsvariablen ist zu vermuten, daß der Zustand als ein Punkt auf einer Fläche im Q, s, \dot{s} -Zustandsraum dargestellt werden kann. Die Bestätigung und Voraussetzung für diese Annahme liefert der nachfolgende Abschnitt 2.4 zur 'Pfadunabhängigkeit'. Der Zustand kann durch jeweils zwei frei wählbare Werte des Tripels Q, s, \dot{s} bestimmt werden, der dritte ist dadurch eindeutig festgelegt [23] [31] und kann daher auch zur Kontrolle dienen.

Ähnlich wie für das Kriechen läßt sich für vorschubgesteuerte Pfahlbelastungen eine Schar von Linien gleicher Eindrückungsgeschwindigkeiten $\dot{s} = \dot{s}_i = const$ - sog. Isotachen - konstruieren. Der horizontale Abstand der Isotachen, d.h. der Sprung in der Pfahlkraft, der infolge einer Geschwindigkeitsänderung bei der Eindrückung eines Pfahls auftritt, kann gemäß mit dem Potenzansatz von NORTON [24]

$$\frac{Q_{i+1}}{Q_i} = \left(\frac{\dot{s}_{i+1}}{\dot{s}_i} \right)^{1/\nu} \quad (5)$$

berechnet werden. Der Exponent ist I_v der durchschnittliche Zähigkeitsindex des Bodens [20], der zur Pfahlkraftabtragung herangezogen wird. I_v ist unabhängig von der Wahl einer Bezugsgeschwindigkeit und kann nach [12] und [19] über die Fließgrenze w_L abgeschätzt werden (Bild 6). Um eine Vorstellung über den quantitativen Einfluß

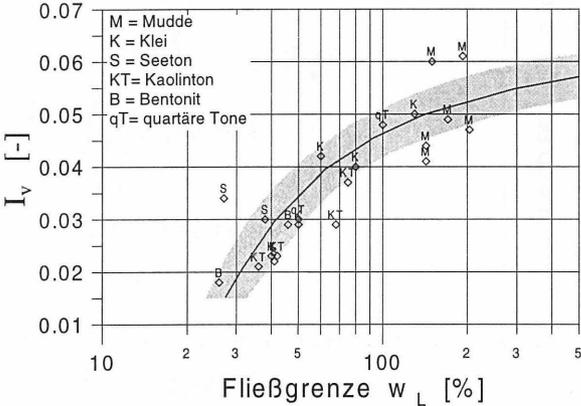


Bild 6: Abhängigkeit des Zähigkeitsindex I_v von der Fließgrenze w_L

der Geschwindigkeit auf den Pfahlwiderstand zu erhalten, ist in Tab. 1 seine Änderung infolge einer 10-fachen Geschwindigkeitsänderung nach Gl. (5) dargestellt. In Bild 7 ist die Änderung des Pfahlwiderstandes für eine Geschwindigkeitsänderung von mehreren Dekaden aufgetragen.

Der Geschwindigkeitsbereich, in welchem sich der Widerstand des Bodens und damit

	I_v	ΔQ
Sand	0,01	2,3 %
Schluff	0,02	4,7 %
Ton, mittelplastisch	0,03	7,1 %
Ton, ausgeprägt plast.	0,04	9,6 %
organ. Ton od. Schluff	0,06	15 %

Tabelle 1: Änderung ΔQ der Pfahlkraft infolge eines Geschwindigkeitssprunges um den Faktor 10 in Abhängigkeit vom Zähigkeitsindex I_v

der des Pfahls entsprechend Ansatz (5) verhält, ist sehr groß. Nach unten gibt es für noch so kleine, baupraktisch relevante Geschwindigkeiten (z.B. 0,01%/Jahr) keine Grenze. Nach oben ist die Geschwindigkeit aus physikalischen Gründen beschränkt. Der hohe, nicht genau zu beziffernde Wert liegt aber deutlich unter Geschwindigkei-

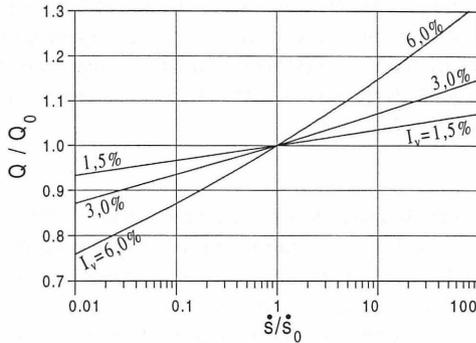


Bild 7: Abhängigkeit des Pfahlwiderstandes Q von der Eindrückungsgeschwindigkeit \dot{s} nach Gl. (5)

ten, wie sie bei dynamischen Einwirkungen auftreten. Dort gilt dann zwar der gleiche Potenzansatz, aber der Exponent ist um ein Vielfaches größer [5][9][13].

2.4 Pfadunabhängigkeit bei monotoner Belastung

Wie in den vorangegangenen Ausführungen zum viskosen Verhalten von Pfählen gezeigt wurde, lassen sich Linien gleicher Kriechzeiten bzw. gleicher Kriechgeschwindigkeiten und gleicher Eindrückungsgeschwindigkeiten konstruieren. Zu einer einfachen Beschreibung von Pfahlkraft-Setzungspfaden ist es wichtig zu wissen, ob bei gleicher Pfahlkraft und Setzung zwischen der Geschwindigkeit \dot{s}^v beim Kriechen und der Geschwindigkeit \dot{s} bei verformungsgesteuerter Belastung ein Zusammenhang besteht. Bei der Erläuterung der Geschwindigkeitsabhängigkeit wurde bereits herausgestellt, daß neben der Pfahlkraft Q und der Setzung s die Geschwindigkeit \dot{s} eine geeignete Größe zur Beschreibung des Pfahlverhaltens darstellt. Ob das Pfahlverhalten allein durch die Größen Kraft, Setzung und Geschwindigkeit vollständig beschrieben werden kann, hängt davon ab, inwieweit die Belastungsgeschichte, also die Form des Kraft-Setzungs-Setzungsgeschwindigkeitspfads (Pfad auf der Zustandsfläche im Q, s, \dot{s} -Raum), mit der ein Zustand erreicht wird, sich auf das zukünftige Pfahlverhalten auswirkt.

Wie für den Boden [23], gilt analog auch für Pfähle, wie im folgenden Abschnitt 2.5 durch in-situ-Versuche nachgewiesen wird, daß die Setzungsgeschwindigkeit \dot{s} eines Pfahls in einem Punkt (Q, s) unabhängig von der vorangegangenen Belastungsgeschichte ist, sofern der Pfahl von Beginn an bzw. lange genug vorher monoton belastet wurde ($\dot{Q} \geq 0$). Dies beruht zum einen auf dem Umstand, daß die Richtungsänderung im Spannungs-Verformungspfad des zur Lastabtragung herangezogenen Bodens im Raum der Spannungen nur gering ist [22]. Zum anderen ist das Verhalten des Bodens unabhängig von der zeitlichen Abfolge der Belastung bzw. der Geschwindigkeit.

- gleicher Eindrückungsgeschwindigkeit \dot{s} ,
- gleicher Kriechgeschwindigkeit \dot{s}^v ,
- gleicher Referenzzeit t für alle $Q < Q_{l/n}$

dar. Damit könnte in diesem Bereich die Kriechsetzung Δs^v zwischen zwei beliebigen Isochronen i und $i+1$ statt über die Zeiten t_i und t_{i+1} nach Gl. (1) aus dem Abstand der Isoptachen nach

$$\Delta s^v = k_s \log(\dot{s}_i / \dot{s}_{i+1}) \quad (8)$$

berechnet werden. Dazu muß allerdings der zu Q gehörige k_s -Wert bekannt sein.

2.5 Verifizierung in Versuchen

Die Gültigkeit der oben aufgestellten Zusammenhänge kann anhand von Ergebnissen eines Probefeldes am Schloß Schwerin belegt werden [10], in dem das Setzungsverhalten von Kleinbohrpfählen mit und ohne Fußverbreiterung untersucht werden sollte [11]. Das Feld enthielt insgesamt 13 Probepfähle (Bild 9), darunter zwei Ortbetonverpreßpfähle (Mantelreibungspfähle) und 11 sog. Bodypfähle (Spitzendruckpfähle) nach den Systemen Soilex [28] und Bauer. Bei letzteren wurde am Fuß ein gefalteter Blechmantel durch das Einpressen von Zementsuspension auf ein vordefiniertes Maß aufgeweitet. Bei den Kleinbohrpfählen ($d=0,22$ m) betrug die Einbindelänge l_0 in den schluffigen Sand 4,0 m und 6,0 m. Außerdem wurden die Ergebnisse an Mantelreibungspfählen mit verschiedenen Einbindelängen von einem vorangegangenen Versuchsfeld in gleichem Baugrund benutzt [14]. Die expandierten Füße der Bodypfähle hatten Durchmesser d_F von 0,4 m, 0,6 und 0,8m, bei Höhen h zwischen 0,8 m und 1,1 m. Die Einbindetiefe l_1 der Bodypfähle in der tragfähigen Schicht - eiszeitlicher schluffiger Feinsand - betrug zwischen 1,5 m und 3,5 m.

Weil ein möglichst weiches Setzungsverhalten angestrebt wurde, waren hohe Eindrückungsbeträge von bis zu 20 cm vorgesehen. Aus Zeit- und Kostengründen wurde deswegen zugelassen, die Probebelastungen als vorschubgesteuerte Versuche auszuführen. Um dabei den Einfluß der Geschwindigkeit auf das Versuchsergebnis berücksichtigen zu können, wurde im Grenzkraftbereich, wo der Pfahl merklich zu versinken beginnt, die Geschwindigkeit um den Faktor 10 vermindert und danach wieder mit der ursprünglichen Geschwindigkeit weitergefahren. Bis zu einer Kriechphase bei der erwarteten zulässigen Gebrauchskraft Q_d wurden die Pfähle mit $\dot{s}_1 = 0,2$ mm/min und danach mit $\dot{s}_2 = 2,0$ mm/min eingedrückt (Bild 10). Für den Sprungversuch wurde dann die Geschwindigkeit zeitweise wieder auf 0,2 mm/min reduziert. Die Mindestdauer einer Kriechphase betrug 100 min. Bei einigen Pfählen wurde die Kraft bis zu 800 min lang konstant gehalten (Bild 11).

Die erhaltenen Zeit-Setzungskurven (Bild 11) sind charakteristischer Weise anfangs je nach Auslastung mehr oder weniger stark gekrümmt; nach spätestens 30 Minuten

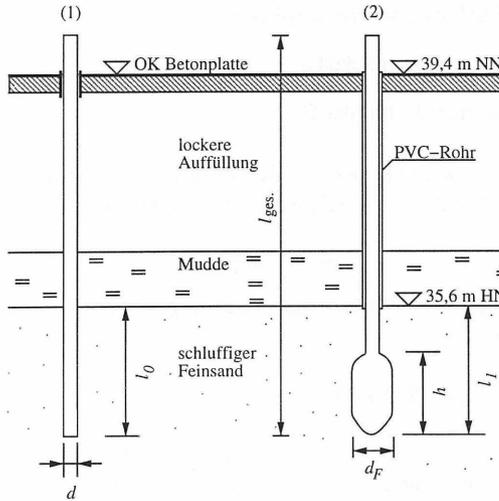


Bild 9: Schnitt durch das Schweriner Versuchsfeld, (1) Mantelreibungspfahl, (2) 'Bodypfahl'

zeigen sie ein lineares Verhalten mit $\log t$. Lediglich für den sehr hoch ausgenutzten Mantelreibungspfahl K1 kann ein überlineares Verhalten vermutet werden. Dieses Ergebnis bestätigt, daß bis zu einer Pfahlkraft $Q \leq Q_{lin}$ eine Extrapolation der Kriechsetzungen s^v für weitere Zeit-Dekaden gemäß Gl. (2) mit $k_s = const$ zulässig ist. Die Sprungversuche zeigten (Bild 10), daß sogar bei einem Boden geringer Viskosität wie schluffigem Feinsand - unabhängig von der Pfahlart - der Pfahlwiderstand noch deutlich von der Eindrückungsgeschwindigkeit abhängt. Der die Geschwindigkeitsabhängigkeit beschreibende Zähigkeitsindex I_v wurde nach Gl. (5) mit

$$I_v = \frac{\log(Q_2/Q_1)}{\log(\dot{s}_2/\dot{s}_1)} \quad (9)$$

bestimmt, wobei Werte in engen Grenzen zwischen 0,013 und 0,017 erhalten wurden. Der Mittelwert $I_v=0,015$ entspricht dem Zähigkeitsindex, wie er an diesem Boden auch aus Sprungversuchen im Rahmenscher- oder Triaxialgerät erhalten wird.

Wichtig für die weiteren Anwendungen ist es, zu zeigen, daß die oben beschriebene Pfadunabhängigkeit bei monotoner Verformung auch für das Tragverhalten von Pfählen gilt; das bedeutet, daß das Tragverhalten bei monotoner Eindrückung unabhängig davon ist, in welcher zeitlichen Abfolge und mit welcher Geschwindigkeit die bisherige Belastung aufgebracht wurde. Trifft dies zu, so wird der Zustand eindeutig durch zwei der drei Größen Q , s und \dot{s} beschrieben. Dies kann mit Hilfe der vorliegenden Ergebnisse überprüft werden, was an Pfahl B7 (Bild 12) beispielhaft erläutert wird: Bei Pfadunabhängigkeit ist es z.B. möglich, einen auf der Isotache \dot{s}_3 liegenden Punkt

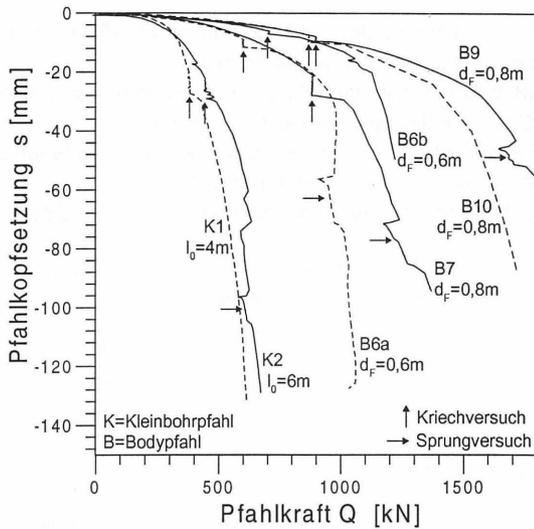


Bild 10: Last-Setzungslinien von Pfählen mit Kriechphasen und Sprungversuchen; $\dot{s}_1=0,2\text{mm/min}$ bis zur Kriechphase, danach $\dot{s}_2=2,0\text{mm/min}$

$A=(Q_d, s_A)$ auf drei verschiedenen Belastungspfaden zu erreichen (Bild 12):

- a) nur durch konstanten Vorschub unter \dot{s}_3 ,
- b) durch konstanten Vorschub unter \dot{s}_2 bis kurz vor A' und eine Geschwindigkeitsver-

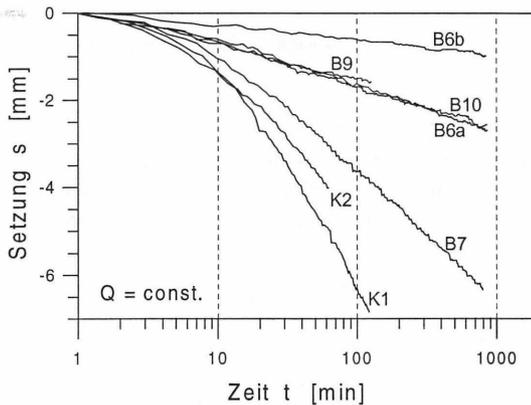


Bild 11: Zeit-Setzungsverläufe während der Kriechphasen nach vorschubgesteuerter Stauchung mit $\dot{s}_1=0,2\text{mm/min}$

ringerung auf \dot{s}_3 ,

c) durch konstanten Vorschub unter \dot{s}_1 bis Q_d und anschließendes Kriechen unter Q_d , bis die Kriechgeschwindigkeit auf \dot{s}_3 abgenommen hat.

Von den drei Größen Q , s , \dot{s} , die einen Zustand beschreiben, werden nun Werte für die Kraft Q_d und die Geschwindigkeit \dot{s}_3 gewählt; die Setzung $s_A = s_0 + \Delta s$ in diesem Punkt wird als Vergleichsgröße für die Gleichwertigkeit der verschiedenen Belastungspfade benutzt (s_0 ist die Setzung infolge \dot{s}_1 bei der Kraft Q_d).

Aus der Probelastung sind die Versuchskurven unter den Geschwindigkeiten $\dot{s}_1 =$

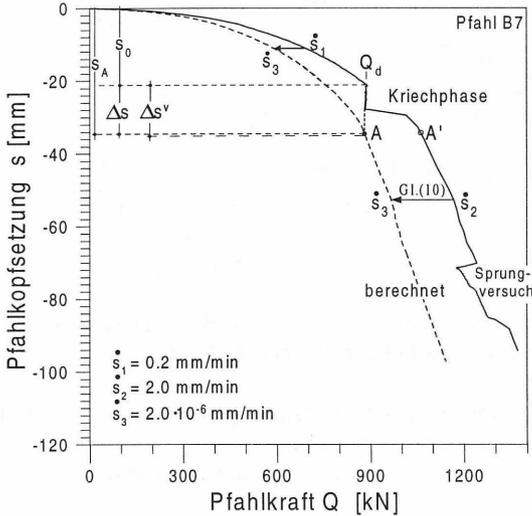


Bild 12: Überprüfung der Pfadunabhängigkeit des Pfahlverhaltens bei monotoner Stauung

0,2 mm/min und $\dot{s}_2 = 2,0$ mm/min, das Kriechmaß $k_s = 2,9$ mm bei der Kriechkraft Q_d , sowie der Zähigkeitsindex $l_v = 0,015$ aus einem Sprungversuch bekannt. Als Geschwindigkeit wird $\dot{s}_3 = 2 \cdot 10^{-6}$ mm/min gewählt. Die zugehörige Isotache \dot{s}_3 läßt sich nach Gl. (5) aus den unter \dot{s}_1 und \dot{s}_2 erhaltenen Kraft-Setzungskurven berechnen:

$$Q_3 = Q_i \left(\frac{\dot{s}_3}{\dot{s}_i} \right)^{0,015} \quad (10)$$

Ergebnis: $Q_3 = 0,84Q_1 = 0,81Q_2$. Man erhält die Isotache \dot{s}_3 , indem für jeden Punkt der Versuchskurve, hier der Isotachen \dot{s}_1 und \dot{s}_2 , die Pfahlkraft Q mit den aus Gl. (10) erhaltenen Faktoren 0,81 bzw. 0,84 multipliziert wird. (Der Verlauf während der Kriechphase und des Geschwindigkeitssprunges im Versuch wurde in der errechneten Kurve \dot{s}_3 nicht abgebildet, sondern durch ein interpoliertes Kurvenstück ersetzt.) Aus der so konstruierten Isotache \dot{s}_3 läßt sich die Setzung s_A bei der Kraft Q_d ablesen. Der

Punkt gehört zu den Belastungspfaden a) und b). Der Setzungsunterschied zwischen den beiden Isotachen \dot{s}_1 und \dot{s}_3 bei der Kraft Q_d kann abgelesen werden und beträgt $\Delta s = s_A - s_0 = 14$ mm. Nun werden für den dritten möglichen Belastungspfad c) – Eindrückung unter \dot{s}_1 bis Q_d und Kriechen, bis die Geschwindigkeit auf \dot{s}_3 abgenommen hat – analog Gl. (8) die dem Verhältnis der Kriechgeschwindigkeiten entsprechenden Kriechsetzungen berechnet:

$$\Delta s^v = k_s \log(\dot{s}_1/\dot{s}_3) = k_s \log 10^5 = 2,9 \cdot 5,0 = 14,5 \text{ mm.}$$

Wie man sieht, beträgt die Abweichung zwischen Δs^v infolge des Kriechens und Δs als Setzungsunterschied zwischen zwei Isotachen für Pfahl B7 lediglich 0,5 mm oder 3,6% von Δs .

Die exemplarisch beschriebene Vorgehensweise wurde bei allen auswertbaren Pfahlversuchen angewandt (s. Tab. 2). Da nicht bei allen Pfählen Sprungversuche durchgeführt worden sind, wurde in diesen Fällen der Mittelwert $l_v=0,015$ angesetzt. Ohne

Pfahl	Q_d	$k_s(Q_d)$	l_v	$ \Delta s - \Delta s^v $	$\frac{ \Delta s - \Delta s^v }{\Delta s}$	$\frac{ \Delta s - \Delta s^v }{s_A}$
	[kN]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[%]
K1	380	5,9	1,5	6	27	13
K2	445	3,8	1,63	1,6	8	4
B3a	560	10,3	1,5	3	5	3
B5	574	0,75	1,5	0,5	10	3
B6a	600	1,03	1,3	1	25	8
B6b	705	0,39	1,5	1	33	11
B7	884	2,97	1,54	0,5	3,6	1,5
B9	898	0,73	1,53	0,5	14	4
B10	870	1,02	1,5	0,5	10	4
B11	890	1,04	1,5	0,7	14	6

Tabelle 2: Ergebnisse der Pfahlprobelastungen im Schweriner Versuchsfeld

Berücksichtigung des hoch ausgenutzten Pfahls K1 ergab die Auswertung der Probelastungen eine durchschnittliche Abweichung zwischen Δs^v und Δs von nur 1 mm! Auf die Gesamtsetzung s_A bezogen liegt die Abweichung bei etwa 5,5 %. Damit kann die Pfadunabhängigkeit auch für Pfähle als belegt gelten.

3 Anwendungen

3.1 Gleichwertigkeit von vorschubgesteuerter und schrittweiser Pfahlprobelastung

In Deutschland sind bisher schrittweise Pfahlprobelastungen (ML-Versuche, maintained loading) die Regel [6]. Vorschubgesteuerte Pfahlprobelastungen (CRP-Versuche, constant rate of penetration) weisen aber im Vergleich zu schrittweisen Belastungen einige Vorteile auf. So ist die Dauer eines vorschubgesteuerten Versuches kürzer und im voraus recht genau kalkulierbar. Der höhere technische Aufwand wird durch die einfachere Versuchsdurchführung und den Zeitgewinn ausgeglichen. Ferner erhält man eine kontinuierliche Lastsetzungskurve und damit insbesondere im Grenzkraftbereich genauere Information über das Tragverhalten.

In einigen Ländern (z.B. USA [4] und Großbritannien [3]) sind vorschubgesteuerte Probelastungen als eine mögliche Prüfmethode bereits zulässig. Hierfür werden für nichtbindige und bindige Böden Versuchsgeschwindigkeiten vorgegeben. Wie mit dem Ergebnis umzugehen ist, wird aber nicht beschrieben. Die gemessenen Pfahlkräfte werden anscheinend unverändert übernommen. Nach den in Deutschland vorliegenden Empfehlungen [6] ist es bei Zeitmangel gestattet, oberhalb der Gebrauchskraft zur Ermittlung der Grenzkraft einen CRP-Versuch unter höchstens $\dot{s} = 0,2 \text{ mm/min}$ durchzuführen.

Daß diese effiziente Art der Versuchsdurchführung, deren Vorteile SCHAEFFNER [25] [26][27] schon vor 20 Jahren klar erkannt und beschrieben hat, noch nicht allgemein Anwendung findet, liegt vor allem daran, daß die Ergebnisse bisher nicht bewertet bzw. mit den Ergebnissen schrittweiser Belastungen verglichen werden konnten.

Üblicherweise wird bei ML-Versuchen die Dauer einer Laststufe entweder fest vorgegeben oder von dem Erreichen eines Abbruchkriteriums in Form des Abklingens der Setzungsgeschwindigkeit auf einen bestimmten Betrag abhängig gemacht. Bei den ersten Laststufen ist dabei meist die Zeitvorgabe (z.B. 15 min), bei der weiteren Belastung das Geschwindigkeitskriterium maßgebend. In Deutschland ist als Geschwindigkeitskriterium $0,1 \text{ mm}$ in 5 Minuten festgelegt [6], was etwa einer Kriechgeschwindigkeit $\dot{s} = 0,02 \text{ mm/min}$ entspricht. Weil bei geringer Auslastung eines Pfahls die Kriechsetzungen sehr gering sind, unterscheiden sich Kurven, die nach den beiden Abbruchkriterien erhalten werden, im Anfangsbereich nur unmerklich. Folglich ist es auch zulässig und nach dem jetzigen Kenntnisstand sogar generell sinnvoll, die Setzungsgeschwindigkeit als alleiniges Abbruchkriterium zu benutzen. Für einen nach dieser Vorschrift durchgeführten Versuch ist in Bild 13 die Belastungskurve schematisch aufgetragen. Sie zeichnet sich dadurch aus, daß die Eindrückungsgeschwindigkeit des Pfahls am Ende jeder Laststufe bekannt ist und $\dot{s}^v = 0,02 \text{ mm/min}$ beträgt. Wegen der Pfadunabhängigkeit würde jeder dieser Punkte ($Q, s, \dot{s}^v = 0,02 \text{ mm/min}$) auch durch einen Versuch unter konstanter Eindrückungsgeschwindigkeit $\dot{s} = 0,02 \text{ mm/min}$ erhalten werden. Somit entspricht eine Probelastung nach heutigem Standard [6] bezüglich der Endzustände

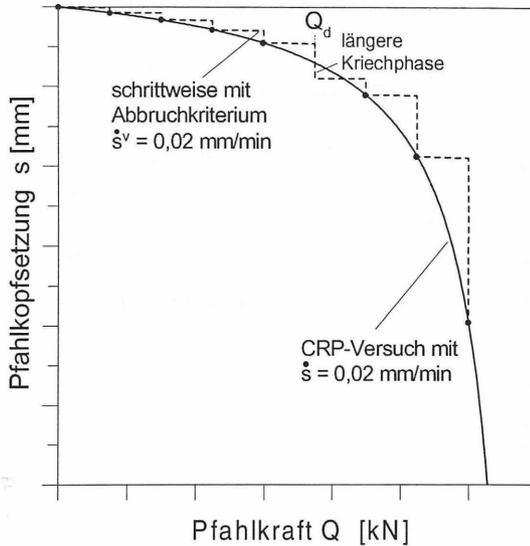


Bild 13: Belastungskurve (schematisch) einer schrittweisen Pfahlprobelastung mit geschwindigkeitsabhängigem Abbruchkriterium und Verlauf einer gleichwertigen vorschubgesteuerten Belastung (CRP-Versuch)

der Laststufen einem CRP-Versuch mit $\dot{s} = 0,02$ mm/min.

Damit wird deutlich, daß die nach [6] vorgegebene Geschwindigkeit $\dot{s} = 0,2$ mm/min für einen CRP-Test oberhalb der Gebrauchskraft Q_d zehnfach zu hoch ist und die so erhaltene Grenzkraft eigentlich korrigiert werden müßte (s.u.).

Das in Deutschland vorgeschriebene Geschwindigkeitsniveau ist noch vergleichsweise niedrig. In den USA [4] und Großbritannien [3] liegen die höchstzulässigen Geschwindigkeiten für bindige Böden bei 0,25-1,25 mm/min und für nicht bindige Böden bei 0,75-2,5 mm/min.

Ein CRP-Versuch, der einem ML-Versuch nach dem deutschen Standardverfahren entspricht, sollte also mit einer Geschwindigkeit $\dot{s} = 0,02$ mm/min durchgeführt werden. Dies ist aber technisch nicht realisierbar und wegen der langen Dauer unwirtschaftlich. Daher ist das Ergebnis eines CRP-Versuchs aus einem Versuch mit höherer Eindrückungsgeschwindigkeit abzuleiten. Wie man dafür vorzugehen hat und was für die korrekte Ermittlung der Viskositätsparameter k_s und l_v zu beachten ist, wird im folgenden beschrieben:

Die Gleichmäßigkeit der Geschwindigkeit spielt für die Auswertung eine maßgebliche Rolle. Daher sollte für die Probelastung eine Versuchstechnik eingesetzt werden, mit der die um die elastischen Verformungen der Widerlagerkonstruktion korrigierte Vorschubgeschwindigkeit \dot{s} auf etwa $\pm 10\%$ von \dot{s} konstant gehalten werden kann. Die

kleinste derzeit zuverlässig realisierbare Vorschubgeschwindigkeit am Stempel beträgt etwa $\dot{s} = 0,2 \text{ mm/min}$.

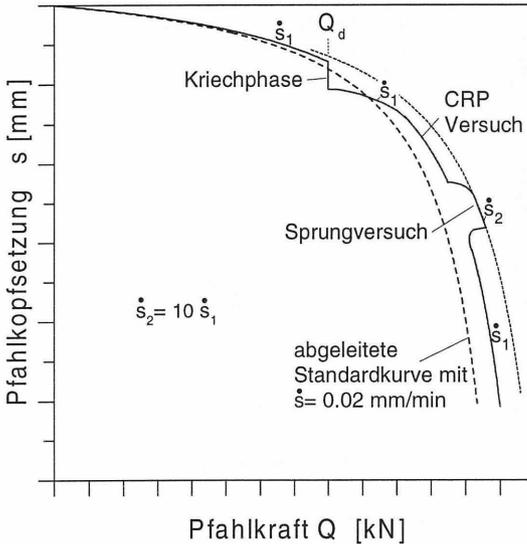


Bild 14: Ermittlung einer standardgemäßen Last-Setzungskurve aus einem CRP-Versuch

Eine Möglichkeit der Versuchsdurchführung besteht darin, den Pfahl von Beginn an mit dieser niedrigen Geschwindigkeit \dot{s}_1 einzudrücken (Bild 14). Im Bereich der voraussichtlichen Gebrauchskraft Q_d wird zur Bestimmung von k_s ein Kriechversuch durchgeführt. Die Kriechkraft sollte hier so lange konstant gehalten werden, bis sich im Zeit-Setzungsdiagramm (Bild 4) über den Zeitraum von mindestens einer Dekade (z.B. 11 min - 110 min) deutlich erkennbar eine Gerade ausgebildet hat (eine Verlängerung der Kriechphase liefert dann keine weiteren Informationen mehr). Im Zweifelsfall ist für die Ermittlung von k_s die Steigung am Ende der Kriechkurve maßgebend. Zur Ermittlung von l_v wird im Bereich der Grenzkraft ein Sprungversuch durchgeführt. Dafür ist die Geschwindigkeit von \dot{s}_1 sprunghaft mindestens um den Faktor 10 auf $\dot{s}_2 = 2,0 \text{ mm/min}$ zu erhöhen. Mit dieser neuen Geschwindigkeit sollte so lange gefahren werden, bis sich im Q, s -Diagramm die neue Isotache \dot{s}_2 klar erkennbar und ähnlich zur Isotache \dot{s}_1 ausgebildet hat. Dann wird die Geschwindigkeit wieder auf \dot{s}_1 reduziert und der Versuch bis zu einer vorgegebenen Setzung zu Ende gefahren. Aus den beiden Geschwindigkeitssprüngen kann l_v nach Gl. (9) ermittelt werden.

Mit l_v kann nun die einem schrittweisen Versuch gemäß [6] entsprechende Last-

Setzungskurve für $\dot{s} = 0,02$ mm/min nach Gl. (5) berechnet werden:

$$Q = Q_1 \left(\frac{\dot{s}}{\dot{s}_1} \right)^{l_v} = Q_1 \cdot \left(\frac{0,02}{0,2} \right)^{l_v} = Q_1 \cdot 0,1^{l_v} \quad (11)$$

(s.Bild 14).

Das Kriechverhalten (k_s) unter Q_d wird durch diese Transformation nicht verändert.

Grundsätzlich besteht aus Kostengründen das Bestreben, eine Probelastung mit einer möglichst hohen Geschwindigkeit durchzuführen. Da die viskosen Auswirkungen einer Geschwindigkeitsveränderung berücksichtigt werden können, wird die Geschwindigkeit nur durch die mögliche Entstehung von Porenwasserüberdrücken im Baugrund beschränkt, die das Tragverhalten verfälschen könnten.

Ein der oben beschriebenen Vorgehensweise gleichwertiges Ergebnis wird mit kürzerer Versuchszeit erhalten, indem nach der Kriechphase gleich mit der 10-fach höheren Geschwindigkeit $\dot{s}_2 = 2$ mm/min gefahren (Bild 14) und für den Sprungversuch die Geschwindigkeit zeitweise auf $\dot{s}_1 = 0,2$ mm/min vermindert wird. Bis zur Kriechphase bei Q_d wird der Pfahl mit $\dot{s}_1 = 0,2$ mm/min eingedrückt. Das Risiko einer Verfälschung durch Porenwasserüberdrücke ist dabei für Mantelreibungspfähle und in durchlässigen Böden auch für Spitzendruckpfähle nicht größer als bei der erstgenannten Versuchsdurchführung. Bei Spitzendruckpfählen in tonigen Böden besteht bei einer Geschwindigkeit von $\dot{s} = 2,0$ mm/min die Möglichkeit einer Verfälschung des Tragverhaltens infolge unvollständig dränierten Verhaltens. Unter solchen Bedingungen sollte die Probelastung nach der erstgenannten Methode (Bild 14) durchgeführt werden.

Wollte man die viskosen Eigenschaften bis zur letzten Konsequenz ausnutzen, so könnte man zur weiteren Verkürzung der Versuchsdauer die Kriechphase unter Q_d wegfassen lassen. Denn k_s könnte für jede Last $Q < Q_{lin}$ aus dem vertikalen Abstand der mit l_v konstruierten Isotachen nach Gl. (8) ermittelt werden. In diesem Fall wäre man aber allein von der Genauigkeit der Ermittlung von l_v abhängig. Da damit auch die Konstruktion der Isotachen nicht mehr durch das Kriechverhalten an einer Stelle kontrolliert werden kann, wird empfohlen, diese effizienzsteigernde Methode erst nach eingehenden Erfahrungen mit der Durchführung und Auswertung von vorschubgesteuerten Pfahlprobelastungen anzuwenden.

3.2 Tragverhalten von Pfählen bei Nachgründungen

Nachgründungen werden erforderlich, wenn die Gebrauchstauglichkeit oder Standsicherheit eines bestehenden Fundamentes nicht ausreicht. Als Ursache hierfür kommen verschiedene Mechanismen in Betracht: Biologische Zersetzung organischer Substanz unter der Gründung, Kriechen, schleichender Grundbruch u.ä. . Pfähle für solche Nachgründungen, die nicht durch Vorbelasten oder andere Maßnahmen die gesamte Bauwerkslast sofort übernehmen, werden nur in dem Umfang belastet, wie sich das Gebäude infolge der Schadensursache weiter setzt. Diese Setzungsgeschwindigkeit \dot{s}

ist aber im Vergleich zu der Eindrückungsgeschwindigkeit \dot{s}_0 bei einer Probebelastung im allgemeinen sehr gering.

Dies hat zwei Auswirkungen. Es hat erstens zu Folge, daß sich der Pfahl unter dem Gebäude weicher verhält, als aufgrund des Ergebnisses einer Standardprobebelastung ohne Berücksichtigung der Viskosität anzunehmen wäre (Bild 15). Die merklich größere Nachgiebigkeit von Pfählen bei langsamer Eindrückung, die in speziellen Fällen sogar erwünscht sein kann [11], sollte wegen der Gebrauchstauglichkeit bei der Planung berücksichtigt werden.

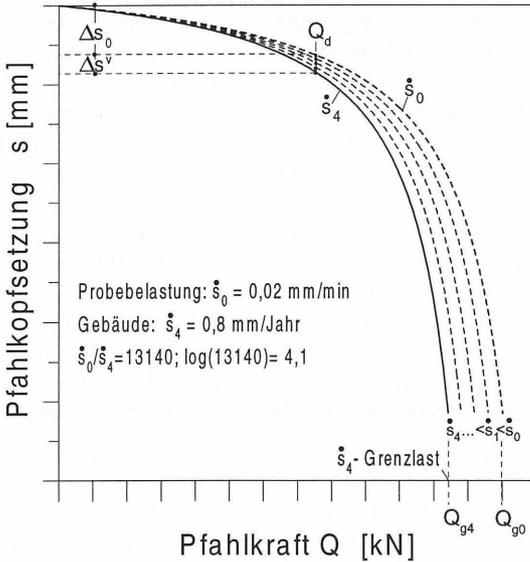


Bild 15: Weicheres Pfahlverhalten bei Nachgründungen mit langsamer Lastübertragung

Ein Beispiel: Die Setzungsrate eines Gebäudes infolge Holzentfestigung unter Wasser oder langsamer Verrottung über Wasser betrage 0,8 mm/Jahr [11]. Dann werden die Nachgründungspfähle im Vergleich zu einer Standardprobebelastung mit $\dot{s}_0=0,02$ mm/min etwa 13000 mal langsamer eingedrückt. Daher fällt die Last-Setzungslinie des Pfahls am Gebäude mit der Isotache \dot{s}_4 zusammen (Bild 15), die bis Q_{lin} nach Gl. (8) um

$$\Delta s^v = k_s \log 13000 \approx 4k_s$$

unter der Standardversuchskurve liegt; dabei ist wieder zu beachten, daß k_s mit Q wächst.

Je nach Setzungsrate des Gebäudes, Bodenviskosität und planmäßiger Auslastung

eines Pfahls kann der viskose Zusatzanteil Δs^v zwischen etwa 10% und 50% der Setzung s_0 aus einer Pfahlprobelastung betragen.

Die zweite Auswirkung einer langsamen Pfahleindrückung durch das Gebäude ist eine Verringerung der Grenzkraft von dem aus der Probelastung erhaltenen Wert Q_{g0} auf den zur Setzungsrate \dot{s}_j gehörigen Wert Q_{gj} . Nach Gl. (11) gilt

$$Q_{gj} = Q_{g0} \left(\frac{\dot{s}_j}{\dot{s}_0} \right)^{I_v} \quad (12)$$

Bei Einbindung eines Pfahls in schluffigen Feinsand mit $I_v = 0,015$ reduziert sich die Grenzkraft in dem angeführten Beispiel nach Gl. (12) auf $Q_{g4} = (1/13000)^{0,015} = 0,87 Q_{g0}$.

Mit zunehmender Bodenviskosität I_v nimmt der prozentuale Unterschied zwischen dem Versuchswert Q_{g0} und dem Wert der Grenzkraft Q_{gj} unter dem Gebäude zu.

Eine geschwindigkeitsabhängige Verminderung der Grenzkraft gilt für alle Pfähle, die für längere Standzeiten (kleine Werte \dot{s}) vorgesehen sind (also auch für Pfähle von Neubauten s.u.). Diese Abnahme der Grenzkraft braucht aber in der Regel nicht berücksichtigt zu werden; sie wird durch die üblichen Sicherheitsbeiwerte abgedeckt, die sich auch in dieser Hinsicht bewährt haben.

3.3 Tragverhalten von Pfählen bei Neubauten

Auch bei Pfählen für Neubauten spielt die Bodenviskosität eine Rolle und sollte in bestimmten Fällen berücksichtigt werden.

Neue Konstruktionen sind auf eine Standzeit von 50 bis 100 Jahren ausgelegt. In diesem Zeitraum finden Kriechsetzungen s^v statt (Bild 16, 17), die je nach Boden und Auslastung bei konstanter Pfahlbelastung etwa 10% bis 40% der Setzung s_0 aus einer Probelastung (mit $\dot{s}_0 = 0,02\text{mm/min}$) betragen können. Da die Kriechgeschwindigkeit mit $1/t$ abnimmt, tritt aber unabhängig von Baugrund und Auslastung der größte Teil, nämlich etwa 2/3 der Kriechsetzungen bereits innerhalb des ersten Jahres ein (Bild 16).

Der zu erwartende Betrag der Kriechsetzungen s^v läßt sich am einfachsten ermitteln, indem das Ergebnis eines Kriechversuchs an einem Pfahl auf die geforderte Lebensdauer t_w extrapoliert wird (Bild 16). Er kann aber auch analog Gl. (1) nach der Beziehung

$$s^v = k_s \log(t_w/t_0) \quad (13)$$

errechnet werden. Die dafür erforderliche Referenzzeit t_0 erhält man, indem man den am Anfang gekrümmten Teil der Zeit-Setzungskurve durch eine rückwärtige Verlängerung des linearen Teils mit der Steigung k_s ersetzt (Bild 16). t_0 ist der Abschnitt dieser geraden Linie auf der zur Zeitachse parallelen Geraden $s^v = 0$.

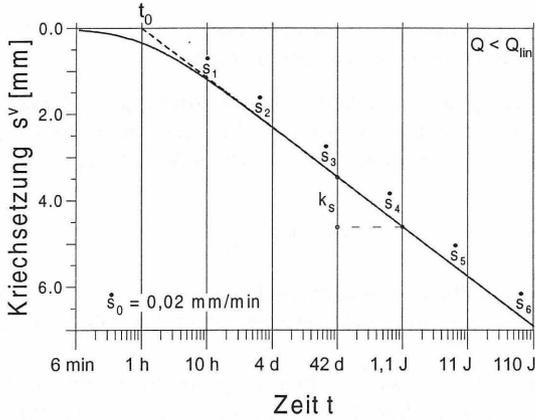


Bild 16: Beispiel für den Verlauf von Kriechsetzungen nach vorschubgesteuerter Belastung mit \dot{s}_0 ; gestrichelte Linie Definition der Referenzzeit t_0

Neben dem Kriechen wäre eigentlich auch die Geschwindigkeitsabhängigkeit der Pfahltragfähigkeit zu beachten. Nach Fertigstellung eines Bauwerks nimmt die Pfahlsetzungsrate \dot{s} unter konstanter Last in jeder Zeitdekade (Bild 16) um den Faktor 10 ab

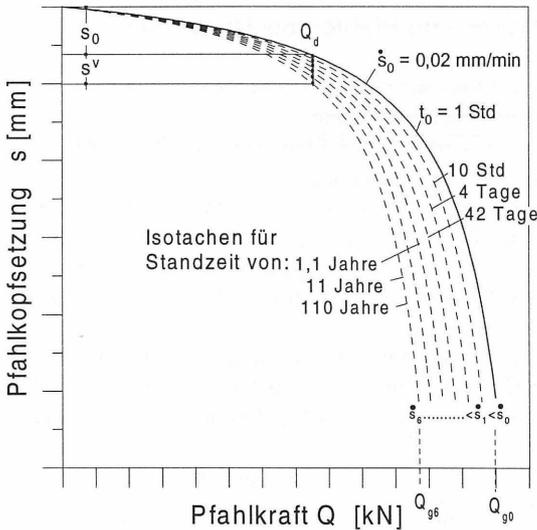


Bild 17: Tragverhalten von Pfählen unter Neubauten

und beträgt zum Zeitpunkt t_i

$$\dot{s}_i = \dot{s}_0 \frac{t_0}{t_i} \quad (14)$$

Daher müßte die Grenzkraft Q_{gi} streng genommen auf der zur Setzungsgeschwindigkeit \dot{s}_i gehörenden Isotache (Bild 17) ermittelt werden. Dieser Umstand wird aber mit den üblichen Sicherheitsbeiwerten abgedeckt (s.o.).

4 Schlußfolgerungen

Die Viskosität des Bodens hat einen nicht zu vernachlässigenden Einfluß auf das Verhalten des Baugrundes und aller Konstruktionen, die von seiner Tragfähigkeit abhängig sind. So weisen Pfähle infolge der Bodenviskosität eine vom mobilisierten Pfahlwiderstand abhängige Kriechneigung und einen geschwindigkeitsabhängigen Widerstand auf.

Über lange Zeit oder langsam belastete Pfähle verhalten sich weicher und sind weniger tragfähig als solche, die kurzzeitig oder schnell belastet werden.

Bei Pfählen unter monotoner Eindrückung ist das Verhalten unabhängig davon, in welcher zeitlichen Abfolge und mit welcher Geschwindigkeit die bisherige Belastung aufgebracht wurde. Dies wurde anhand der Resultate eines Probefeldes nachgewiesen. Somit wird der Zustand eines Pfahls eindeutig durch zwei der drei Größen Q , s , \dot{s} beschrieben. Sind zwei Größen bekannt z.B. die Kraft Q und die Geschwindigkeit \dot{s} , liegt die dritte Größe, die Setzung s eindeutig fest. Damit ist eine vorschubgesteuerte Probebelastung (CRP-Versuch) mit der Geschwindigkeit \dot{s}_0 im Ergebnis einer schrittweisen Pfahlprobebelastung (ML-Versuch) mit Abbruch bei der Geschwindigkeit \dot{s}_0 , wie sie heute Standard ist, gleichwertig. Nach den Gesetzmäßigkeiten der Bodenviskosität kann daher auf einfache Weise aus einem schnellen, vorschubgesteuerten CRP-Belastungsversuch das Ergebnis des standardmäßigen ML-Versuches abgeleitet werden. Damit steht mit der vorschubgesteuerten Pfahlprüfung ein effizienteres Verfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen zur Verfügung.

Bei der Planung von Pfählen für Nachgründungen alter Gebäude wie auch für Neubauten ist zu berücksichtigen, daß sich die Pfähle unter der langsamen Belastung des Gebäudes deutlich weicher verhalten, als es aufgrund von Probebelastungen ohne Berücksichtigung der Viskosität zu erwarten wäre.

Die für die Pfähle geltenden Zusammenhänge der Bodenviskosität lassen sich auch auf die Tragfähigkeitsprüfung von Ankern und das Verhalten von Fundamenten übertragen.

Literatur

- [1] DIN V 1054-100, 1996-04 Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Teil 100: Berechnungen nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten.

- [2] Briaud, Jean-Louis und Garland, Enrique. Loading rate methode for pile response in clay. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 111(3), S.319–335, 1985.
- [3] *CP2004, Code of Practice for Foundations; 7: Pile Foundations GR 11*. London, 1972.
- [4] *D1143-81 - Standard test method for piles under static axial compressive load*, 1995. Annual Book of ASTM Standards.
- [5] Dayal, U. und J.H., Allen. The effect of penetration rate on the strength of remoulded clay and sand samples. *Canadian Geotechnical Journal*, (12), S.337–348, 1975.
- [6] DGEg. Arbeitskreis 5: Statische axiale Probelastungen von Pfählen. *Geotechnik*, 3, S.124–136, 1993.
- [7] DGGT. Arbeitskreis 2.1: Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen. Vorabzug, September 1997.
- [8] *DIN V ENV 1997-1, Eurocode 7 - Entwurf Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln*. Berlin, 4 1996.
- [9] Farr, J.V. und Woods, D. A device for evaluating one-dimensional compressive loading rate effects. *Geotechnical Testing Journal*, 11, S.269–275, 1988.
- [10] Goldscheider, M., Karcher, Ch., und Krieg, S. Bericht zu den Pfahlprobelastungen im Pfahlversuchsfeld 3 am Schloß Schwerin. Gutachten, Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau, Universität Karlsruhe, 1997.
- [11] Goldscheider, M., Krieg, S., und Ladjarević, M. Gründungsstabilisierung am Schloß Schwerin mit nachgebenden Kleinborhpfählen. In *Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin*, S.219–233. DGGT, 1996.
- [12] Gudehus, G. und Leinenkugel, H.J. Fließdruck und Fließbewegung in bindigen Böden: Neue Methoden. In *Vorträge der Baugrundtagung 1978 in Berlin*, S.411–429. DGEg, 1978.
- [13] Heerema, E.P. Relationships between wall friction displacement velocity and horizontal stress in clay and in sand for pile driveability analysis. *Ground Engineering*, (1), S.55–62, 1979.
- [14] Heise, G., Thiele, R., und Blumhagen, T. Schloß Schwerin, Bericht Pfahlprobelastung. Gutachten, Forschungsgruppe Historische Gründungen, HTWK Leipzig(FH), 1996.
- [15] Horvath, Robert G. Influence of loading rate on the capacity of a model pile in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, S.364–368, 1995.

- [16] ISSMFE. Subcommittee on field and laboratory testing: Axial pile loading test-part 1: Static loading, suggested method. *ASTM, Geotechnical Testing Journal*, 8(2), S.79–90, 1985.
- [17] Kinzel, Julia. Dimensionierung einer nachgiebigen Nachgründung eines historischen Gebäudes mittels Pfählen. Vertiefearbeit (unveröffentlicht), Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau, Universität Karlsruhe, 1997.
- [18] Krieg, Stefan und Goldscheider, Michael. Bodenviskosität und ihr Einfluß auf das Tragverhalten von Pfählen. *Bautechnik*, 75(10), S.806–820, 1998.
- [19] Krieg, Stefan. Untersuchungen zum viskosen Bodenverhalten an Mudde und Klei; Einflüsse - Auswirkungen - Anwendungen. Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe. vorgesehen 1999.
- [20] Leinenkugel, H.J. Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe; Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung. Technical report, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 66, 1976.
- [21] Lundgren, Raymond, Editor. *Behavior of deep foundations - STP670*. ASTM, 1978.
- [22] Niemunis, Andrzej und Herle, Ivo. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain rate. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 2(4), S.279–299, 1997.
- [23] Niemunis, Andrzej und Krieg, Stefan. Viscous behaviour of soil under oedometric conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(1), S.159–168, 1996.
- [24] Norton, F.H. *The creep of steel at high temperatures*. McGraw Hillbook Company, Inc., New York, 1929.
- [25] Schäffner, H.J. Ein rheologisches Modell zur Auswertung von Pfahlprobelastungen. *Bautechnik*, (4), S.135–140, 1966.
- [26] Schäffner, H.J. Mantelreibung und Spitzendruck bei Bohrpfählen - Ein neues Auswerteverfahren für Probelastungen. *Deutsche Bauinformation - Ingenieur- und Tiefbau*, 22(3), S.1–16, 1967.
- [27] Schäffner, H.J. Tragfähigkeit von Bohrpfählen - Großversuche und ihre Auswertung. *Bauplanung - Bautechnik*, (9), S.444–448, 1968.
- [28] Sellgreen, E., Hellman, L., und Skogberg, B. Expander Piling - A careful foundation and underpinning method. In *Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro*, S.1027–1030, 1989.

- [29] Taylor, Donald W. und Merchant, Wilfred. A theory of clay consolidation accounting for secondary compression. *Journal of Mathematics and Physics*, 19, S.167–185, 1940.
- [30] Tomlinson, M.J. *Pile design and construction practice*. E & FN Spon, London, 1994.
- [31] Vaid, Y. P. und Campanella, R. G. Time-dependent behavior of undisturbed clay. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 103(7), S.693–709, 1977.

EIN BEITRAG ZUR KLÄRUNG DES TRAGVERHALTENS VON KOMBINIERTEN PFAHL-PLATTENGRÜNDUNGEN (KPP)

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Dipl.-Ing. Christian Moormann,
Dipl.-Ing. Oliver Reul

1 EINFÜHRUNG

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) ist ein Gründungskonzept, das als Verbundkonstruktion die gemeinsame Wirkung der beiden Gründungselemente Fundamentplatte und Pfähle bei der Einleitung von Bauwerkslasten in den Baugrund zum Ansatz bringt. Das Tragverhalten Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen wird maßgebend durch die komplexen Interaktionseinflüsse zwischen den einzelnen Traggliedern dieser Verbundkonstruktion bestimmt.

FG: Flächengründung

KPP: Kombinierte Pfahl - Plattengründung

PG: Pfahlgründung

s : Setzung bei Rohbauende

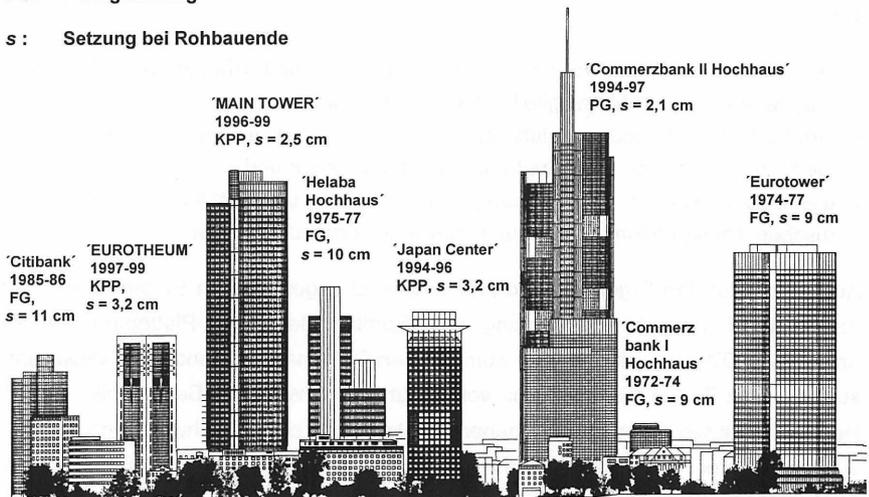


Bild 1: Gründungskonzepte für schwere Hochhäuser in Frankfurter am Main: Kombinierte Pfahl-Plattengründungen und konventionelle Gründungsformen.

Obgleich im deutschsprachigen Raum bislang kein allgemein gültiges beziehungsweise anerkanntes Bemessungs- und Nachweiskonzept für diese Gründungsform existiert, zeugt ihr zunehmender Einsatz für die Gründung neuer Hochhausbauten u.a. in Frankfurt am Main (Bild 1) und in Berlin (RICHTER et al. 1996), aber auch für die Gründung anderer Bauwerke wie beispielsweise im Werftenbau (SPANKE et al. 1997), für die Gründung von Brückenpfeilern (VIGGIANI 1998) oder von Kraftwerksbauten (PLACZEK & JENTZSCH 1997) von den an anderer Stelle (KATZENBACH et al. 1997a) bereits ausführlicher erörterten Vorteilen und der Wirtschaftlichkeit dieses Gründungskonzeptes.

Der wirtschaftliche Entwurf und die geotechnisch sichere Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattensystemen setzt das Wissen und die Erfassung der das Tragverhalten prägenden Interaktionseinflüsse voraus (KATZENBACH et al. 1996). Im Rahmen dieses Beitrages soll auf der Basis numerischer Vergleichsberechnungen der Einfluß der verschiedenen Interaktionseinflüsse auf das Tragverhalten einer KPP als Gesamtsystem, aber auch auf das Tragverhalten und den Beanspruchungszustand der einzelnen Tragglieder aufgezeigt und quantitativ und qualitativ bewertet werden. Ziel der Untersuchungen ist dabei die Klärung der die Interaktionseinflüsse bestimmenden, bodenmechanischen Zusammenhänge - insbesondere im Hinblick auf:

- den Einfluß der Blockverformung von Baugrund und Pfählen auf die Pfahlgruppenwirkung in Abhängigkeit von der Pfahlanordnung,
- den Einfluß der Gründungsplatte auf das Tragverhalten der Pfähle im Hinblick auf die Mobilisierung von Mantelreibung und Spitzendruck und
- die Abhängigkeit der Lastaufteilung zwischen Platte und Pfählen von der geometrischen Konfiguration der KPP und vom Beanspruchungsniveau.

Aufbauend auf den Ergebnissen dieser Untersuchungen werden Empfehlungen für den Entwurf und die Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen präsentiert. Die hier präsentierten numerischen Berechnungen und Ergebnisse entstanden zum Teil im Rahmen des vom Deutschen Institut für Bautechnik · DIBt · Berlin geförderten Forschungsvorhabens „Entwicklung eines Nachweis- und Bemessungskonzeptes für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen“ (KATZENBACH & MOORMANN 1998). Dem Deutschen Institut für Bautechnik sei an dieser Stelle für die gewährte Förderung und Unterstützung ausdrücklich gedankt.

2 GRUNDLAGEN ZUM TRAGVERHALTEN KOMBINIRTER PFAHL-PLATTENGRÜNDUNGEN

2.1 Konzept und Grundlagen der Baugrund-Tragwerk-Interaktion

Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) ist eine geotechnische Verbundkonstruktion, die aus den gemeinsam wirkenden Elementen Pfähle, Fundamentplatte und Boden besteht (Bild 2) (KATZENBACH & HOFFMANN 1993). Die Fundamentplatte verteilt infolge ihrer Biegesteifigkeit die aus der aufgehenden Konstruktion resultierende Einwirkung (Bauwerkslast) S_{tot} , sowohl direkt über die Sohlspannung $\sigma(x,y)$, die über die Gründungsfläche integriert den Widerstand der Fundamentplatte R_{raft} ergibt, als auch über die Gründungspfähle, gekennzeichnet summarisch durch $\Sigma R_{pile\ i}$ in den Baugrund. Der Gesamtwiderstand R_{tot} der KPP ergibt sich demnach zu:

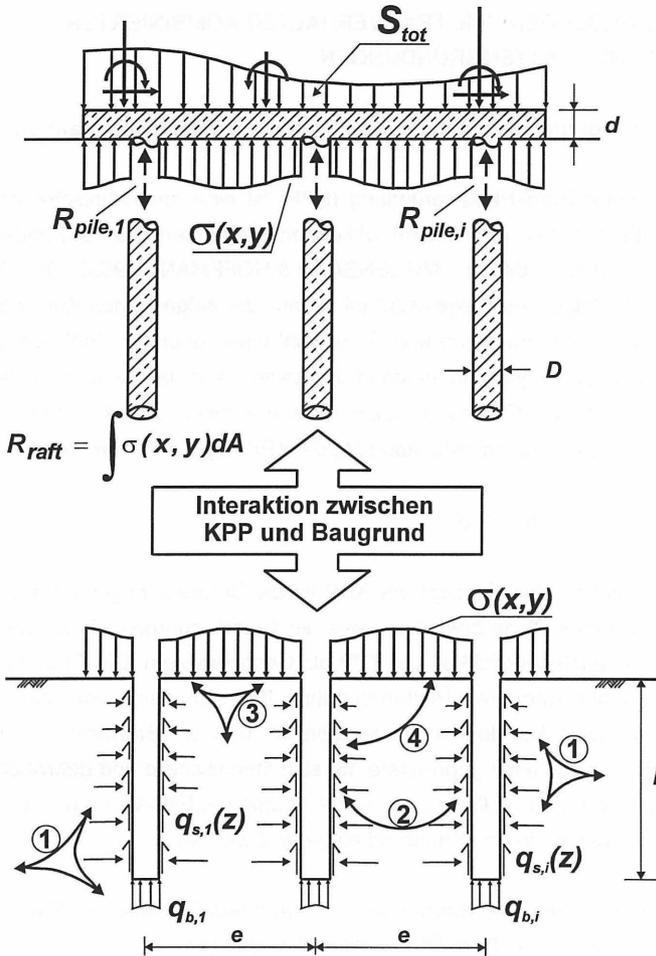
$$R_{tot} = \Sigma R_{pile\ i} + R_{raft} \geq S_{tot} \quad (\text{Gl. 1})$$

Kennzeichnend für das Konzept der KPP ist die Berücksichtigung der Widerstände der Pfähle *und* der Platte beim Nachweis der Standsicherheit wie auch beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit der KPP als Gesamtsystem. Die Gründungskonzeption der Kombinierten Pfahl-Plattengründung löst sich damit vom konventionellen Gründungsentwurf, bei dem nachzuweisen ist, daß die Bauwerkslasten entweder vollständig über das flach gegründete, für sich standsichere und gebrauchstaugliche Fundament, oder aber vollständig über die Pfähle bei Einhaltung der dabei maßgebenden Sicherheiten in den Baugrund eingeleitet werden.

Zu den maßgebenden, die Baugrund-Tragwerk-Interaktion einer KPP bestimmenden Interaktionseinflüssen zählen die Wechselwirkungen (Bild 2):

- zwischen der Fundamentplatte und dem Baugrund,
- zwischen den Pfählen und dem Baugrund,
- zwischen den Pfählen in einer Pfahlgruppe und
- zwischen der Bodenplatte und den Gründungspfählen.

Die Tragwirkung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung kann anschaulich durch den Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} beschrieben werden, der angibt, welcher Teil der



Interaktionseinflüsse:

- ① Pfahl-Boden-Interaktion
- ② Pfahl-Pfahl-Interaktion
- ③ Platte-Boden-Interaktion
- ④ Pfahl-Platten-Interaktion

Bild 2: Baugrund-Tragwerk-Interaktion Kombinerter Pfahl-Plattengründungen.

Einwirkung S_{ges} über die Pfähle abgetragen wird, bzw. welchen Anteil die Pfähle an dem Gesamtwiderstand der KPP haben:

$$\alpha_{KPP} = \sum R_{pille\ i} / R_{tot} \quad (Gl. 2)$$

Der Pfahlplatten-Koeffizient kann zwischen den beiden Grenzwerten $\alpha_{KPP} = 0$ (Flächengründung nach DIN 1054 · Abs. 4) und $\alpha_{KPP} = 1$ (Pfahlgründung nach DIN 1054 · Abs. 5) variieren. Für $\alpha_{KPP} = 1$ wird die gesamte Bauwerkslast von den Pfählen getragen, Sohlspannung zwischen Fundamentplatte und Boden wird nicht aktiviert.

2.2 Bisherige Erfahrungen zum Tragverhalten von KPP

Zum Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen liegen heute Erfahrungen vor, die aus der meßtechnischen Überwachung von ausgeführten 1:1-Objekten (u.a. COOKE et al. 1981, KATZENBACH et al. 1997b), aus Modell- und Feldversuchen (u.a. PHUNG 1993, LIU et al. 1994) und aus analytischen und numerischen Vergleichsberechnungen (u.a. OTTAVIANI 1975, HORIKOSHI & RANDOLPH 1998) resultieren. Die bei der Überwachung der Errichtung und des Betriebes realer Bauwerke meßtechnisch gewonnenen Erkenntnisse haben dabei einen wesentlichen Anteil am heutigen Kenntnisstand.

Ausgehend von ersten, hauptsächlich in der angelsächsischen Literatur veröffentlichten Ideen und Fallbeispielen zur Anwendung von Pfählen als „Setzungsbremse“ bei der Ertüchtigung von Flachgründungen (HOOPER 1973, BROWN et al. 1975, HIGHT & GREEN 1976) wurde das Gründungskonzept der KPP in Deutschland seit Beginn der achtziger Jahre zunächst vor allem zur Gründung schwerer Bürogebäude in Frankfurt am Main eingesetzt. Die Gründungen des Messe-Torhauses (Bauzeit 1983-85), des Messeturms (1988-91) und des Hochhauses der DG-Bank in der Westendstraße 1 (1990-93) sind in chronologischer Reihenfolge die ersten Anwendungsbeispiele, bei denen durch die Realisierung einer KPP die Setzungen und die differentiellen Setzungen des Gründungskörpers wirksam minimiert werden konnten. Bild 3 zeigt exemplarisch die als Ergebnis der meßtechnischen Überwachung dieser ersten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen gewonnene zeitvariante Entwicklung der Lastaufteilung zwischen Gründungspfählen und Platte in den ersten

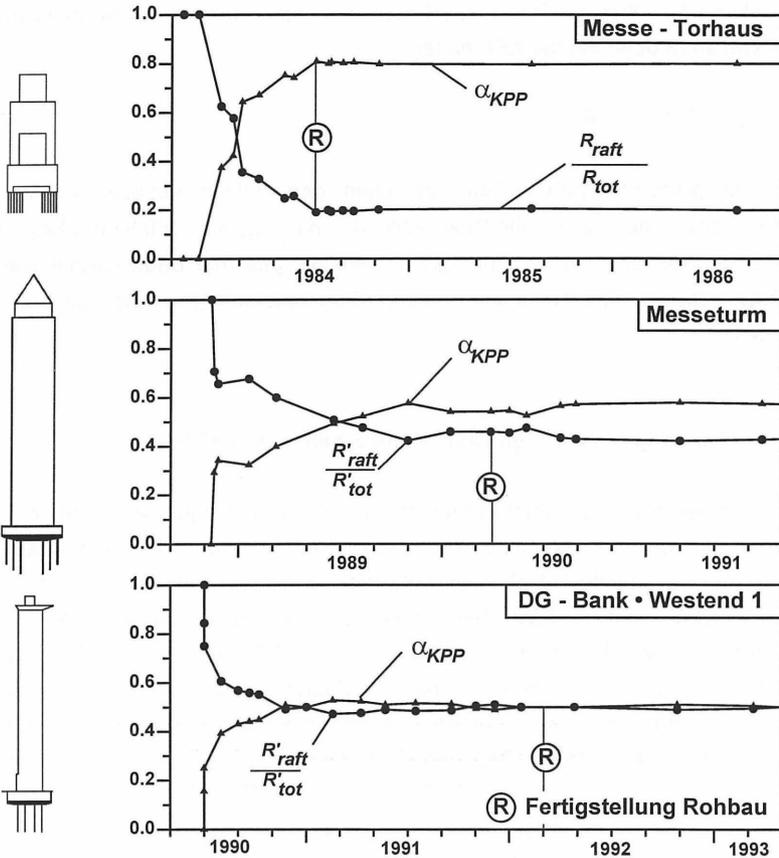


Bild 3: Meßtechnisch ermittelte Entwicklung der Lastaufteilung einiger in Frankfurt am Main ausgeführten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen.

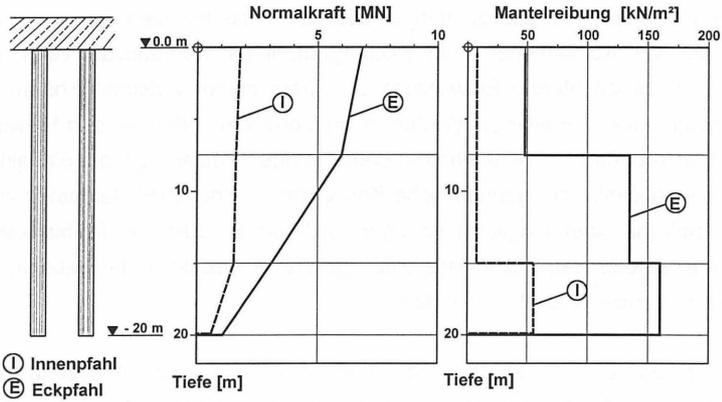
36 Monaten nach Beginn der Rohbauarbeiten. Danach beträgt der meßtechnisch ermittelte Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} beim Messe-Torhaus 0,8, beim Messeturm 0,55 und beim Hochhaus der DG-Bank 0,5 (u.a. SOMMER et al. 1985, SOMMER et al. 1990, FRANKE et al. 1994). Bei aktuellen Projekten wurden auf der Basis des meßtechnischen Controllings Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} von 0,4 für das Hochhaus „Taubunstor · Japan-Center“ (1994-96), 0,35÷0,4 für das „Forum“ mit den Hochhäusern „Kastor“ und „Pollux“ (1994-97) und von 0,4 für das

„Congress Center Messe Frankfurt“ (1995-97) (u.a. LUTZ et al. 1996) ermittelt. Die genannten Pfahlplatten-Koeffizienten verdeutlichen die bei dem Entwurf und der Bemessung von Kombinierten Pfahl Plattengründungen während der vergangenen 15 Jahre zu beobachtende Entwicklung zu einem immer wirtschaftlicheren Gründungsdesign mit kleineren α_{KPP} -Werten. Ausgehend von ersten, an den Entwurf von reinen Pfahlgründungen angelehnten Bemessungsansätzen, gehen die aktuellen Bestrebungen dahin, die geometrische Konfiguration einer KPP dergestalt zu optimieren, daß mit einer möglichst geringen, sich als Produkt von Pfahlanzahl und Pfahlänge ergebenden Pfahlmasse eine signifikante Reduktion der Setzungen und Setzungsdifferenzen erzielt werden kann.

Bild 3 zeigt, daß die bei den oben genannten drei Bauwerken gemessene Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Pfählen in dem dargestellten Beobachtungszeitraum nach Rohbauende nahezu konstant geblieben ist. In diesem Zusammenhang ist jedoch zu beachten, daß bauliche Eingriffe in der Nachbarschaft einer bestehenden KPP, wie beispielsweise die durch eine Grundwasserabsenkung verursachten Änderungen des auf Fundamentplatte wirkenden Auftriebseffektes, signifikante Auswirkungen auf den inneren Beanspruchungszustand einer KPP haben können (KATZENBACH et al. 1998a).

Aus den geotechnischen Messungen an 1:1-Objekten ist ferner bekannt, daß das Tragverhalten eines Gründungspfahles als Bestandteil einer KPP, ebenso wie dies bei Pfahlgründungen zu beobachten ist (POULOS 1993), signifikant von seiner Position innerhalb der Pfahlgruppe abhängig sein kann. Die bei den Gründungen des Messe-Torhauses und des Messeturms im Frankfurter Ton gemessene Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit von der Pfahlposition zeigt neben der Abhängigkeit von dem Pfahlstandort eine deutliche Abweichung des Tragverhaltens der Gründungspfähle von dem eines vergleichbaren Einzelpfahles (Bild 4). Der Vergleich der Meßergebnisse für das Torhaus und den Messeturm zeigt ferner, daß durch die bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung des Messeturms realisierte Vergrößerung des Pfahlabstandes und eine Staffelung der Pfahlängen das Tragverhalten der Innenpfähle einer KPP besser ausgenutzt werden kann.

a)



b)

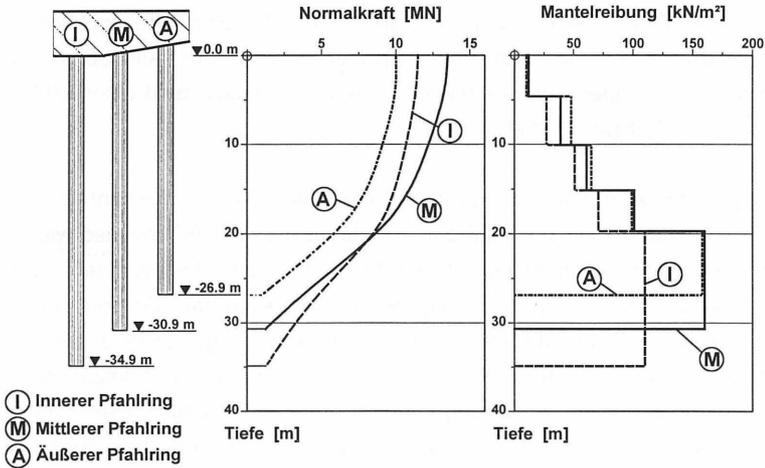


Bild 4: Gemessene Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit von der Pfahlposition. a) Messe-Torhaus. b) Messesturm in Frankfurt am Main.

2.3 Motivation für numerische Studien zur Klärung des Tragverhaltens Kombinierter Pfahl-Plattengründungen

Im Zusammenhang mit den hier exemplarisch vorgestellten Meßergebnissen darf jedoch nicht unerwähnt bleiben, daß die detaillierte Analyse des Tragverhaltens einer KPP allein auf der Basis von geotechnischen Meßergebnissen aus den folgenden Gründen schwierig ist:

- Die Gewinnung reproduzierbarer und aussagekräftiger geotechnischer Meßwerte unter und in einem schweren Gründungskörper bedingt ein sorgfältig geplantes Meßkonzept, die Wahl bzw. Herstellung und den fachgerechten Einbau zuverlässiger Meßgeber, ein konstruktives Mitwirken seitens der Bauausführenden und eine kontinuierliche meßtechnische Begleitung, Auswertung und Interpretation der Meßergebnisse während des Baufortganges.
- Aufgrund baubetrieblicher und finanzieller Zwänge können bezogen auf den Gesamtgründungskörper stets nur lokal Meßwerte zum Tragverhalten einer KPP gewonnen werden. So können beispielsweise selbst bei einer ausreichend mit Sohldruckgebern instrumentierten KPP die totalen Sohlnormalspannungen im Regelfall nur auf einer Fläche gemessen werden, die 1‰ der Gründungsfläche entspricht. Meßergebnisse stellen somit immer Stichproben einer unbekanntem Grundgesamtheit da.
- Die Auswertung der Meßergebnisse eines realen Bauwerkes wird in der Regel durch eine Vielzahl sich gegenseitig überlagernder system- und zeitvarianter Einflußfaktoren (Baufortgang, Änderungen im Grundwasserhaushalt, bauliche Aktivitäten in der Nachbarschaft etc.) und schwierige Randbedingungen (Unregelmäßige geometrische Konfiguration der KPP, Baugrundsichtung und -inhomogenitäten) erschwert.

Die Aussagekraft geotechnischer Messungen, so unverzichtbar sie sind, muß daher stets unter den jeweiligen projektspezifischen Randbedingungen gewürdigt werden. Allgemein gültige Erkenntnisse zum Tragverhalten von KPPen erfordern klare Randbedingungen, wie sie nur bei - insbesondere in bindigen Böden sehr schwierig realisierbaren - Modellversuchen oder aber theoretischen Betrachtungen, z.B. numerischen Berechnungen möglich erscheinen. Mit Hilfe einer numerischen Grundsatzstudie sollen daher im weiteren die die Baugrund-Tragwerk-Interaktion einer KPP bestimmenden, bodenmechanischen Zusammenhänge aufgezeigt werden. Der Studie werden Gründungskörper mit baupraktisch relevanten Abmessungen zugrunde gelegt.

3 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN ZUR BAUGRUND-TRAGWERK-INTERAKTION

3.1 Untersuchungsmodell

Die detaillierte Untersuchung des Tragverhaltens von KPP-Systemen setzt ein dezidiertes Rechenmodell zur realitätsnahen Abbildung der räumlichen Geometrie und des Werkstoffverhaltens von Boden und Gründung ebenso voraus wie eine modelltheoretische Abbildung der zeit- und systemvarianten Baugrund-Tragwerk-Interaktion. Der Vergleich der auf unterschiedlichen Ansätzen basierenden vereinfachenden Berechnungsverfahren, die heute zur Ermittlung des Tragverhaltens kombinierter Pfahl-Plattengründungen zur Verfügung stehen, verdeutlicht, daß der Umfang und die Qualität der mit diesen Verfahren erzielbaren Berechnungsergebnisse maßgeblich von den den Verfahren zugrundeliegenden simplifizierenden Annahmen und Modellbildungen bestimmt wird (RANDOPLH 1994, POULOS et al. 1997, MANDOLINI & VIGGIANI 1997).

Die hier vorgestellten numerischen Untersuchungen wurden mit einem am Institut für Geotechnik der TU Darmstadt entwickelten und kalibrierten Rechenmodell durchgeführt, das unter Ansatz eines elastoplastischen Stoffgesetzes für den Werkstoff Boden Gründungskörper und Bodenkontinuum in einem dreidimensionalen Finite-Element-Modell abbildet. Das auf einem modifizierten Ansatz des Drucker-Prager-Modells basierende Stoffgesetz für den Werkstoff Boden ist aus zwei Teilfließflächen aufgebaut: einer modifizierten idealplastischen Drucker-Prager-Fließfläche für die mathematische Formulierung des Konus und einer Kappenfließfläche zur Abgrenzung des elastischen Bereiches bei Zunahme der hydrostatischen Beanspruchung (Kompression). Im Bereich des Konus gilt eine nicht assoziierte Fließregel, im Bereich der Kappe eine assoziierte Fließregel. Die Erfahrungen zeigen, daß diese Formulierung zur Abbildung des Stoffverhaltens steifer bis halbfester Tone gute Ergebnisse liefert (ARSLAN 1994). Den hier vorgestellten Untersuchungen wurden Stoffkennwerte zugrundegelegt, die in Anlehnung an die für den Frankfurter Ton bekannten Kenngrößen gewählt und kalibriert wurden (KATZENBACH & MOORMANN 1998). Die Steifigkeit des Baugrundes über die Tiefe wurde als konstant angenommen ($E = 50 \text{ MN/m}^2$).

Das Verhalten des aus Stahlbeton bestehenden Gründungskörpers wurde linear-elastisch abgebildet. Die Fundamentplatte besitzt in allen Untersuchungen eine endliche Biegesteifigkeit (Plattendicke $d = 1,0$ m). In der Kontaktzone zwischen Bauwerk und Boden wurde unter Verzicht auf spezielle Interface-Elemente ein idealer Kontakt angesetzt, so daß sich Schervorgänge nur in den der Kontaktzone, z.B. dem Pfahlmantel benachbarten Finiten Elementen des Baugrundes ausbilden können. Einzelheiten zu dem Rechenmodell können KATZENBACH et al. (1998a) entnommen werden.

Das Berechnungsmodell wurde, wie das nachfolgende Beispiel zeigt, durch die back-analysis von Pfahlprobelbelastungen und 1:1-Objekten verifiziert. 1968/69 wurden im Zusammenhang mit den vorbereitenden Untersuchungen zum S-Bahn-Bau in Frankfurt am Main in einer in den Wallanlagen gegenüber dem alten Frankfurter Opernhaus gelegenen Versuchsbaugrube Pfahlprobelbelastungen an vergleichsweise kurzen Bohrpfählen ($D = 0,42$ m) durchgeführt, deren Pfahltragstrecke im Frankfurter Ton zwischen 2,0 m und 4,0 m betrug (BRETH 1970). Bild 5 zeigt die Ergebnisse der Pfahlprobelbelastung an einem 4,0 m langen Pfahl (Versuch P4) im Vergleich mit der sich aus den Erfahrungswerten nach DIN 4014 ergebenden theoretischen Pfahlkennlinie und mit der mit dem numerischen Rechenmodell ermittelten Widerstandssetzungslinie.

Sowohl die Probelbelastung als auch die Ergebnisse der numerischen Berechnung zeigen, daß bereits bei relativ geringen Setzungen des Pfahlkopfes von rund 5 mm

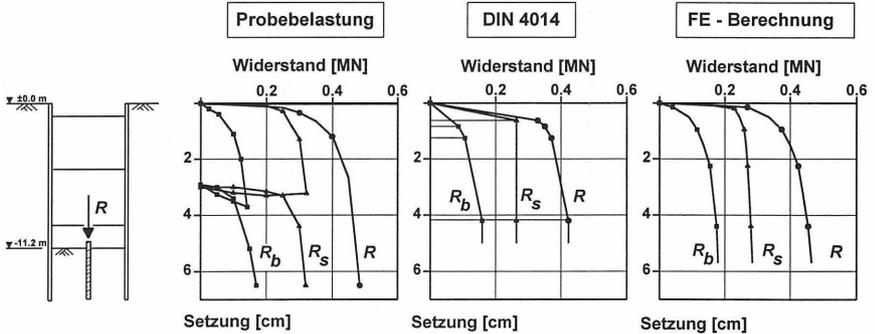


Bild 5: Pfahlprobelbelastung an der Alten Oper in Frankfurt am Main.

die Mantelreibung annähernd mit ihrem Grenzwert mobilisiert wird. Die versuchs-technisch bestimmte mittlere Grenzmantelreibung beträgt $\bar{q}_{sf} = 65 \text{ kN/m}^2$, der Spitzendruck wurde bei einer Pfahlkopf-Setzung $s_g = 0,1 \cdot D$ zu $q_{br} = 1.200 \text{ kN/m}^2$ gemessen. Die Ergebnisse der numerischen back-analysis der Probebelastung zeigen, daß das verwendete Strukturmodell in der Lage ist, sowohl den Schervorgang am Pfahlmantel als auch den Kompressionsvorgang am Pfahlfuß realistisch abzubilden.

3.2 Einfluß des (Primär-)Spannungszustandes im Boden auf das Tragverhalten von Pfählen

Das Tragverhalten von Pfählen hängt neben anderen Einflußfaktoren maßgebend von dem im Baugrund herrschenden Spannungszustand ab. Die effektiven horizontalen Normalspannungen in situ bestimmen die Größe der entlang des Pfahlschafes mobilisierbaren Mantelreibung. Während das Tragverhalten eines Einzelpfahles ausschließlich vom Primärspannungszustand und den während und nach der Pfahlherstellung erfolgten Spannungsänderungen bestimmt wird, wird das Tragverhalten eines Gründungspfahles einer KPP zusätzlich durch den Einfluß der Nachbarpfähle und der Platte auf das Spannungsniveau des den Pfahl umgebenden Baugrundes beeinflusst (KATZENBACH & MOORMANN 1997).

Bild 6 zeigt das im Rahmen einer numerischen Studie ermittelte Tragverhalten von 15 m bis 45 m langen Bohrpfählen (Durchmesser $D = 1,5 \text{ m}$) im als wassergesättigt angenommenen steifplastischen Frankfurter Ton ($\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$). Alle Pfähle sind bezüglich ihres Pfahlkopfes an der Geländeoberfläche angeordnet. Die Berechnungsergebnisse zeigen, daß bei gleichen Baugrundverhältnissen die über die Pfahltiefe gemittelte Pfahlmantelreibung \bar{q}_{sf} mit steigender Pfahlhöhe von 42 kN/m^2 ($l = 15 \text{ m}$) auf knapp 80 kN/m^2 ($l = 45 \text{ m}$), also auf fast den doppelten Wert des kurzen Pfahles zunimmt (Bild 6a). Dies ist, wie eine Auswertung der Verteilung der Mantelreibung über die Pfahltiefe bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ in Bild 6b zeigt, eine Folge des mit der Tiefe zunehmenden Eigenspannungszustandes des Bodens. Für alle drei untersuchten Pfahlhöhen ergibt sich eine nahezu lineare Abhängigkeit der Mantelreibung im Grenzzustand von der Tiefe unter der Geländeoberfläche. Bezogen auf den Primärspannungszustand ergibt sich rechnerisch der folgende Zusammenhang

zwischen der Grenzmantelreibung und den in-situ im Ausgangszustand herrschenden effektiven horizontalen Normalspannungen:

$$q_{sf}(z) = 25 + 0,41 \cdot \sigma'_H(z) \quad (\text{Gl. 3})$$

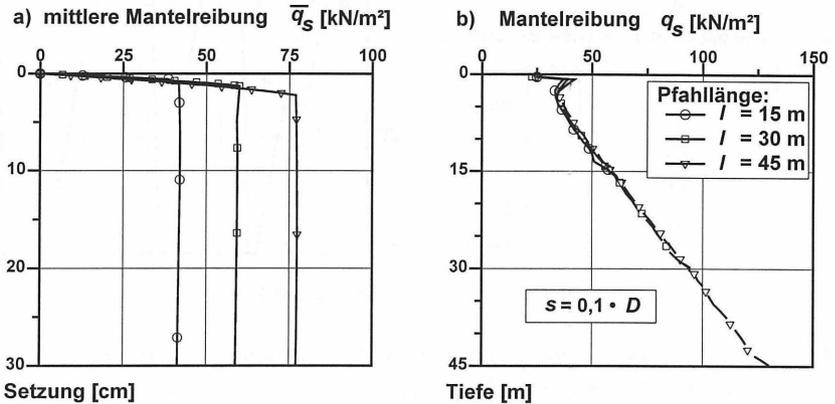


Bild 6: *Einfluß des Primärspannungszustandes auf die Aktivierung der Mantelreibung. a) Über die Pfahllänge gemittelte Mantelreibung \bar{q}_{sf} als Funktion der Setzung. b) Verteilung der Mantelreibung q_s über die Pfahltiefe für $s = 0,1 \cdot D$.*

In diesem Zusammenhang sind in Bild 7 die numerisch ermittelten Widerstandslinien von zwei Bohrpfählen im Frankfurter Ton mit identischen geometrischen Abmessungen ($l = 30$ m, $D = 1,5$ m) aufgetragen. Der Unterschied zwischen beiden Pfählen besteht darin, daß der weniger tragfähige Pfahl an der Geländeoberfläche steht, eine Situation wie sie von Pfahlprobelastungen her bekannt ist, während der andere Pfahl sich unter der Sohle der 20 m tiefen Baugrube befindet. Der trotz Aushub infolge Verspannung höhere Spannungszustand des Bodens unter der Baugrubensohle, in Bild 7 sind die im Ausgangszustand auf den Pfahl wirkenden effektiven horizontalen Normalspannungen aufgetragen, führt im letztgenannten Fall zu einer wesentlich größeren Pfahltragfähigkeit, die vor allem auf die Erhöhung des Mantelwiderstandes R_s zurückzuführen ist. Von der Geländeoberfläche aus durchgeführte Pfahlprobelastungen liefern also eher die Untergrenze der Pfahltragfähigkeit, wenn die späteren Bauwerkspfähle in größerer Tiefe unter höheren Eigen-

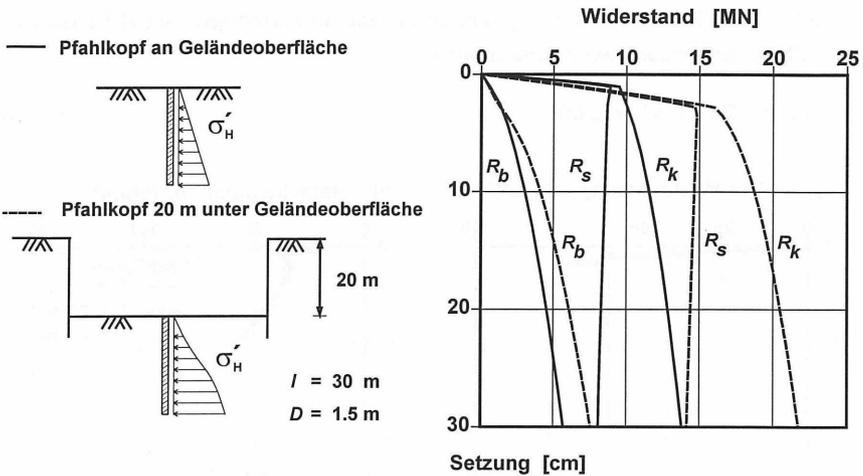


Bild 7: Einfluß des Spannungszustandes im Boden auf die Tragwirkung eines Bohrpfahles unter einer Baugrubensohle.

spannungen des Bodens stehen, so daß in diesen Fällen die mit Hilfe einer Pfahlprobebelastung gewonnenen Tragfähigkeitskennwerte mittels eines geeigneten Berechnungsmodells auf die Situation der Bauwerkspfähle übertragen werden müssen.

3.2 Einfluß der Pfahl-Platten-Interaktion

Der Einfluß der Wechselwirkungen zwischen Gründungspfählen und Fundamentplatte auf das Tragverhalten beider Elemente einer KPP soll anhand der in Bild 8 dargestellten, bewußt vereinfachten Gründungsmodelle untersucht werden. Bei den in einer numerischen Studie untersuchten Modellen handelt es sich um einen Einzelfahl und ein vereinfachtes KPP-Modell, bestehend aus einer kreisrunden Fundamentplatte und einem zentrisch angeordneten Pfahl („1-Pfahl-1-Platte-Modell“). Die Abmessungen der Gründungskörper können Bild 8 entnommen werden.

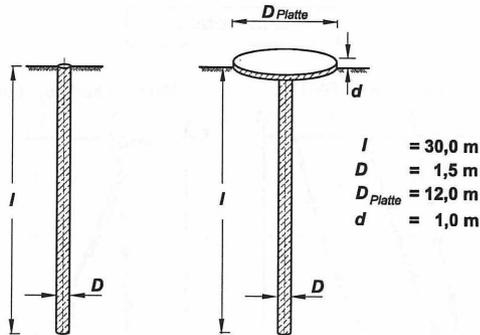


Bild 8: Gründungssysteme zur Untersuchung des Einflusses der Pfahl-Platten-Interaktion. a) Einzelpfahl. b) „1-Pfahl-1-Platte-Modell“.

Bild 9 zeigt für beide Modelle die berechnete Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit von der Setzung des Pfahlkopfes. Die Mobilisierung der Mantelreibung über die Pfahltiefe wird beim Einzelpfahl durch die Relativverschiebungen in der Kontaktzone zwischen dem elastischen Pfahlschaft und dem umgebenden Boden und durch die mit der Tiefe zunehmenden Primärspannungen im Boden bestimmt (JENDEBY 1986). Ausgehend vom Pfahlkopf tritt mit zunehmenden Setzungen am Pfahlmantel ein Schervorgang ein, d.h. die Mantelreibung wird sukzessive mit ihrem Grenzwert mobilisiert, wobei die Grenz-mantelreibung, wie in Abschnitt 3.1 erörtert, mit der Tiefe linear zunimmt. Dieses hier numerisch ermittelte progressives Scherversagen am Pfahlmantel eines Einzelpfahles ist auch aus Probelastungen und analytischen Modellüberlegungen bekannt (POULOS & DAVIS 1980).

Bei dem Gründungspfahl des „1-Pfahl-1-Platte-Modells“ ist die Aktivierung der Mantelreibung nicht mehr ausschließlich von dem in-situ herrschenden Primärspannungszustand, sondern auch durch den Einfluß der Fundamentplatte auf das Spannungsniveau im Bodenkontinuum bestimmt. So können infolge des durch die Sohlnormalspannungen unter der Platte erhöhten Spannungszustandes im Boden bei zunehmenden Setzungen im oberen Bereich der Pfahltragstrecke signifikant höhere Mantelreibungswerte mobilisiert werden. Bei der hier gewählten Systemkonfiguration ist ein Einfluß der Fundamentplatte auf die Aktivierung der Mantelreibung am Pfahlschaft bis in eine Tiefe von rund 20 m unter Plattenunterkante zu beobachten; diese Tiefe entspricht dem 1,5-fachen Wert des Plattendurchmessers.

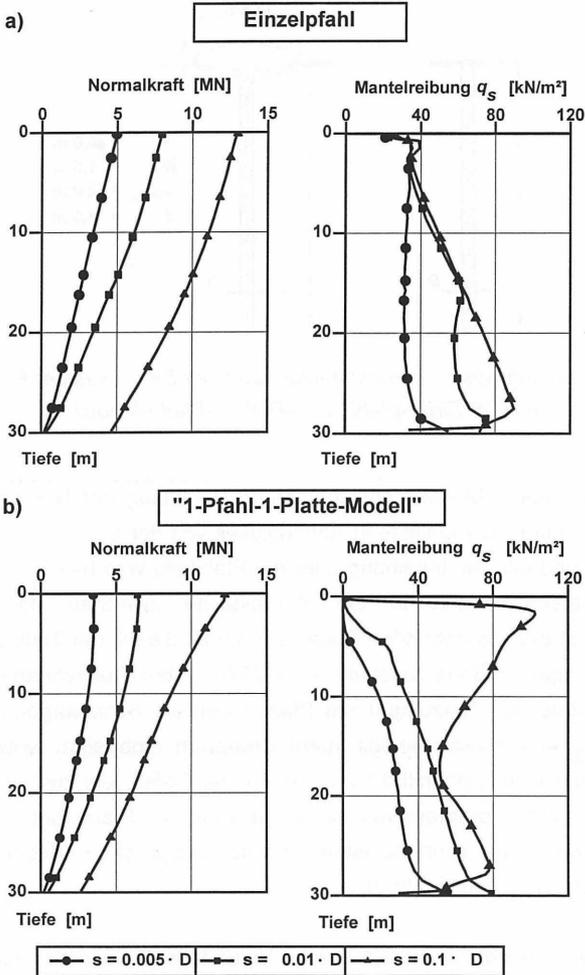


Bild 9: Pfahl-Platten-Interaktion: Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe a) Einzelpfahl. b) „1-Pfahl-1-Platte-Modell“.

Andererseits beeinflusst der unter der Fundamentplatte angeordnete Pfahl auch das Tragverhalten der Fundamentplatte. Der Vergleich mit einer äquivalenten Flächen Gründung in Bild 10 zeigt, daß der Pfahl zu einer signifikanten Reduzierung der Sohlnormalspannungen unter der Fundamentplatte insbesondere in der Nähe des Pfahlschaftes führt.

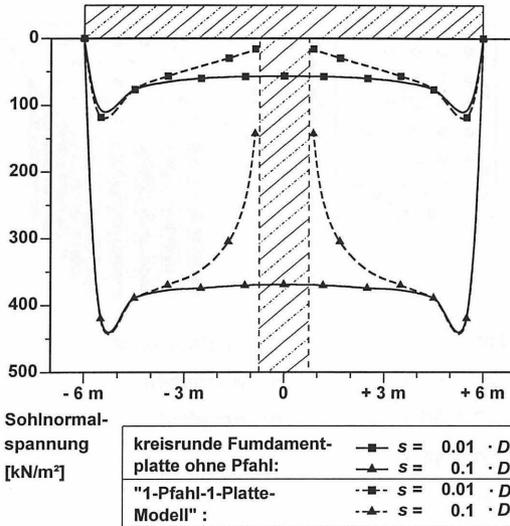
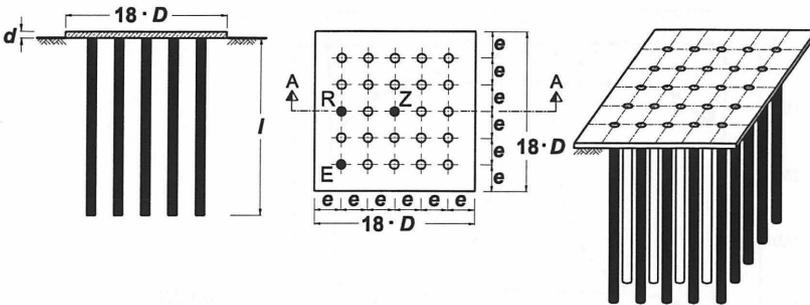


Bild 10:
Pfahl-Platten-Interaktion: Einfluß eines Gründungspfahles auf die Verteilung der Sohlnormalspannungen unter der Fundamentplatte.

3.3 Einfluß der Pfahl-Platten- und der Pfahl-Pfahl-Interaktion auf das Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen

Das Tragverhalten Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen wird neben der zuvor aufgezeigten Pfahl-Platten-Interaktion auch wesentlich durch die Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Pfählen der Pfahlgruppe beeinflusst. Die Auswirkungen und die gegenseitige Beeinflussung dieser Wechselwirkungen bei einer KPP sollen im Rahmen einer numerischen Studie durch den Vergleich des Tragverhaltens von Flächengründung (FG), Kombiniertes Pfahl-Plattengründung (KPP) und Pfahlgründung (PG) für geometrisch vergleichbar konfigurierte Gründungskörper aufgezeigt werden. Die der Studie zugrundeliegenden Systemannahmen sind in Bild 11 beispielhaft für eine KPP mit einem bezogenen Pfahlachsabstand von $e/D = 3,0$ und einer bezogenen Pfahllänge von $l/D = 20$ dargestellt. Der Durchmesser der Bohrpfähle beträgt bei allen Berechnungen $D = 1,5$ m. Den Untersuchungen liegt eine quadratische Fundamentplatte mit einer konstanten Seitenlänge von $18 \cdot D$ und einer Dicke von $d = 1,0$ m zugrunde. Die Anzahl n der unter dieser Fundamentplatte angeordneten Pfähle und deren Achsabstand e werden im Rahmen der Studie variiert. Bei den zum Vergleich untersuchten Pfahlgründungen besitzt die mit den Pfahlköpfen



- | | | | |
|--------------------------|------------------------------------|-----------|----------------------|
| Pfahldurchmesser: | $D = 1,5 \text{ m}$ | Z: | Zentrumspfahl |
| Pfahlachsabstand: | $e = 3 \cdot D = 4,5 \text{ m}$ | R: | Randpfahl |
| Pfahllänge: | $l = 20 \cdot D = 30 \text{ m}$ | E: | Eckpfahl |
| Plattenabmessung: | $A = 18 \cdot D \times 18 \cdot D$ | | |
| Plattendicke: | $d = 1,0 \text{ m}$ | | |

Bild 11: Gründungssysteme zur Untersuchung des Einflusses der Pfahl-Platten- und der Pfahl-Pfahl-Interaktion, beispielhaft dargestellt für KPP mit 25 Pfählen ($e/D = 3$, $l/D = 20$).

verbundene Fundamentplatte im Gegensatz zu den untersuchten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen keinen Kontakt zum Baugrund. Die in den Berechnungen sukzessive bis zu einem Mehrfachen der Gebrauchslast gesteigerten Einwirkungen werden als eine über die Fundamentplatte konstant wirkende Flächenlast q abgebildet.

Die numerisch ermittelten Widerstandssetzungslinien mit der Aufteilung in die Teilwiderstände des auf die Pfähle entfallenden Lastanteils $\sum R_{pile\ i}$ sowie des über die Platte in den Baugrund eingeleiteten Lastanteils R_{raff} sind in Bild 12 dargestellt. Bild 12a zeigt die Widerstandssetzungslinie für die in Bild 11 skizzierte KPP mit einem bezogenen Pfahlachsabstand $e/D = 3$ ($n = 25$ Pfähle, $l/D = 20$) im Vergleich mit der Widerstandssetzungslinie einer Flächengründung gleicher Fundamentplattenabmessung und im Vergleich mit der Widerstandssetzungslinie einer Pfahlgründung gleicher Pfahlanzahl und -anordnung. Die KPP führt hier bei einer Setzung von $s = 6 \text{ cm}$ unter einer zu $R_{tot} = 200 \text{ MN}$ definierten Gebrauchslast (entsprechend $q = 275 \text{ kN/m}^2$) gegenüber der Setzung der Flächengründung zu einer Setzungsreduktion von 63 % und gegenüber der Setzung der Pfahlgründung zu einer Reduktion von 25 %. Bild 12b zeigt im Vergleich die Widerstandssetzungslinie einer KPP mit einem doppelt so großen Pfahlachsabstand $e/D = 6$ ($n = 9$ Pfähle, $l/D = 20$), der

ihrerseits die Setzungslinie einer geometrisch identisch konfigurierten Pfahlgründung ohne Sohlpressung gegenübergestellt ist. Der Vergleich der Bilder 12a und 12b verdeutlicht den Einfluß des Pfahlachsabstandes und der Pfahlanzahl auf das Tragverhalten der KPP. Die Verdopplung des Pfahlachsabstand $e/D = 6$ ($n = 9$) und damit die Einsparung von 64 % der Pfahlmasse gegenüber der in Bild 12a dargestellten KPP mit einem Pfahlachsabstand $e/D = 3$ ($n = 25$) führt zwar zu einer Setzungszunahme um 3 cm, die 9 unter der Platte angeordneten Pfähle bewirken jedoch gegenüber der Flächengründung noch immer eine Setzungsreduktion von mehr als 55 %. Das Last-Setzungsverhalten der untersuchten Kombinierten Pfahl-Platten-gründungen ist in beiden Fällen nichtlinear.

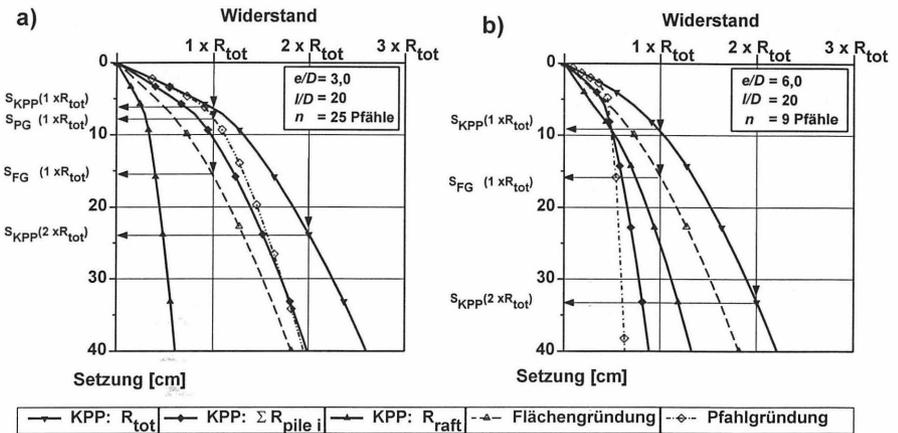


Bild 12: Widerstandssetzungsverhalten einer KPP im Vergleich zu einer Flächengründung und einer Pfahlgründung. a. KPP und PG mit $e/D = 3$ ($n = 25$ Pfähle, $l/D = 20$). b. KPP und PG mit $e/D = 6$ ($n = 9$ Pfähle, $l/D = 20$).

Die prozentuale Aufteilung des Gesamtwiderstandes einer KPP auf die einzelnen Tragglieder zeigt, daß der diese Lastaufteilung beschreibende Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} bei gleichen geometrischen Abmessungen der Fundamentplatte in starkem Maße von der geometrischen Konfiguration der KPP, ausgedrückt durch den Pfahlachsabstand e/D und die bezogene Pfahllänge l/D , aber auch durch den Beanspruchungs- bzw. Setzungszustand der KPP bestimmt wird (Bild 13). Die Last-

aufteilung zwischen Pfählen und Platte ist in Abhängigkeit von dem Beanspruchungsniveau des Gesamtsystems in der Regel keine konstante Größe.

Für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen mit einem großen Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} , d.h. mit einem geringem Pfahlachsabstand e/D bzw. großer Pfahlanzahl n , bleibt die prozentuale Lastaufteilung zwischen Platte und Pfählen unabhängig von der Pfahlhöhe l/D auch unter einem Mehrfachen der Gebrauchslast nahezu konstant. Der auf die Pfähle entfallende Lastanteil kann bei steigendem Beanspruchungsniveau sogar noch leicht wachsen. Bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen mit einem größeren Pfahlachsabstand e/D (bzw. kleinerer Pfahlanzahl n) hingegen wächst mit zunehmenden Einwirkungen und damit steigenden Setzungen der auf die Platte entfallende Lastanteil signifikant an, während der über die Pfähle in den Baugrund abgetragene Lastanteil, ausgedrückt durch α_{KPP} , deutlich sinkt. Bild 13 zeigt auch, daß eine Vergrößerung der Pfahlhöhe über $l/D = 20$ hinaus nur noch zu einer vergleichsweise geringen Reduzierung der Setzungen der KPP führt.

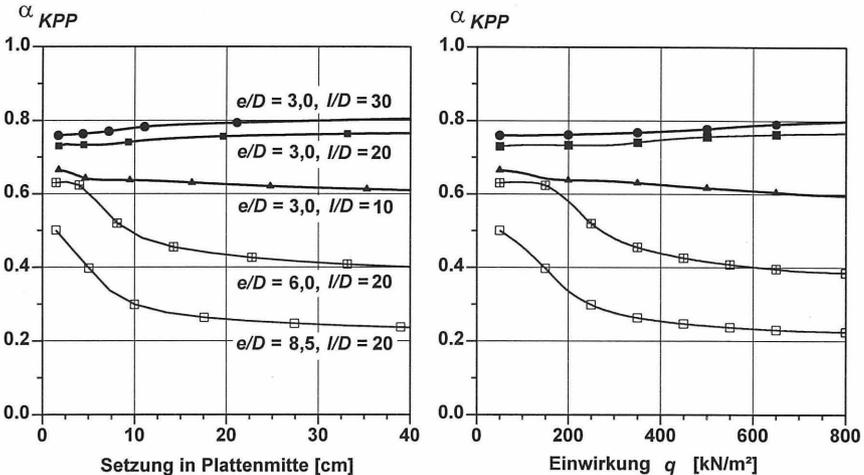


Bild 13: Lastaufteilung zwischen Platte und Pfählen einer KPP in Abhängigkeit von der geometrischen Systemkonfiguration. a. Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} in Abhängigkeit von der Setzung. b. α_{KPP} in Abhängigkeit von der Einwirkung auf das Gesamtsystem.

Ursächlich dafür, daß sich die Lastaufteilung zwischen Platte und Pfählen insbesondere bei größeren Pfahlachsabständen e/D in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau ändert, ist die unterschiedliche Charakteristik des Widerstandssetzungsverhaltens der Gründungspfähle bei kleinen und großen Pfahlachsabständen. In Bild 14 sind die Widerstandssetzungslinien der einzelnen Gründungspfähle der in Bild 12 untersuchten Kombinierten Pfahl-Plattengründungen und Pfahlgründungen aufgetragen. Ausgewertet wurden jeweils die Widerstandssetzungslinie eines Eckpfahles („E“), eines Randpfahles („R“) und eines Zentrumspfahles („Z“) der Pfahlgruppe. Die Position der Pfähle ergibt sich aus Bild 11. In Bild 14a ist zusätzlich noch die Widerstandssetzungslinie eines vergleichbaren freistehenden Einzelpfahles („P“) dargestellt. Der Widerstand R des jeweiligen Gründungspfahles wird in Bild 14 aufgeteilt in den Pfahlfußwiderstand R_b und in den Pfahlmantelwiderstand R_s . Zusammenfassend ergeben sich aus der Darstellung in Bild 14 die folgenden Erkenntnisse:

- Die *Pfahl-Pfahl-Interaktion* führt bei abnehmenden Pfahlachsabständen zu einer deutlichen Beeinflussung des Tragverhaltens der Pfähle im Vergleich zu dem vom Einzelpfahl her bekannten Widerstandssetzungsverhalten. Bei einem bezogenen Pfahlachsabstand $e/D = 3$ ist das Tragverhalten eines Gründungspfahles als Bestandteil einer Pfahlgründung, aber auch einer KPP in starkem Maße von seiner Position innerhalb der Pfahlgruppe abhängig und zeigt ein völlig anderes Last-Verformungs-Charakteristikum als dies von einem vergleichbaren Einzelpfahl bekannt ist (Bild 14a und c). Sowohl bei der Pfahlgründung als auch bei der KPP wächst dabei bei gleichen Pfahlkopfsetzungen der Pfahlwiderstand vom Zentrum der Pfahlgruppe über deren Rand bis zu den Eckpfählen. Insbesondere die Innen- und Zentrumspfähle können durch den Einfluß der Nachbarpfähle deutlich geringere Pfahltragfähigkeiten entwickeln, während die Eckpfähle sich am steifsten in der Pfahlgruppe verhalten, ein Effekt der darauf zurückzuführen ist, daß in den Eckbereichen der Pfahlgruppen keine Abschirmwirkung durch Nachbarpfähle vorhanden ist.

Dies zeigt sich auch darin, daß die vom Pfahlstandort abhängige unterschiedliche Pfahltragwirkung im wesentlichen eine Folge des unterschiedlich großen Mantelwiderstandes R_s ist, während der Pfahlfußwiderstand R_b vom Pfahlstandort nahezu unabhängig ist.

Mit größer werdendem Pfahlachsabstand verringert sich sowohl bei der Pfahlgründung als auch bei der KPP die Intensität der Pfahl-Pfahl-Interaktion. Bei

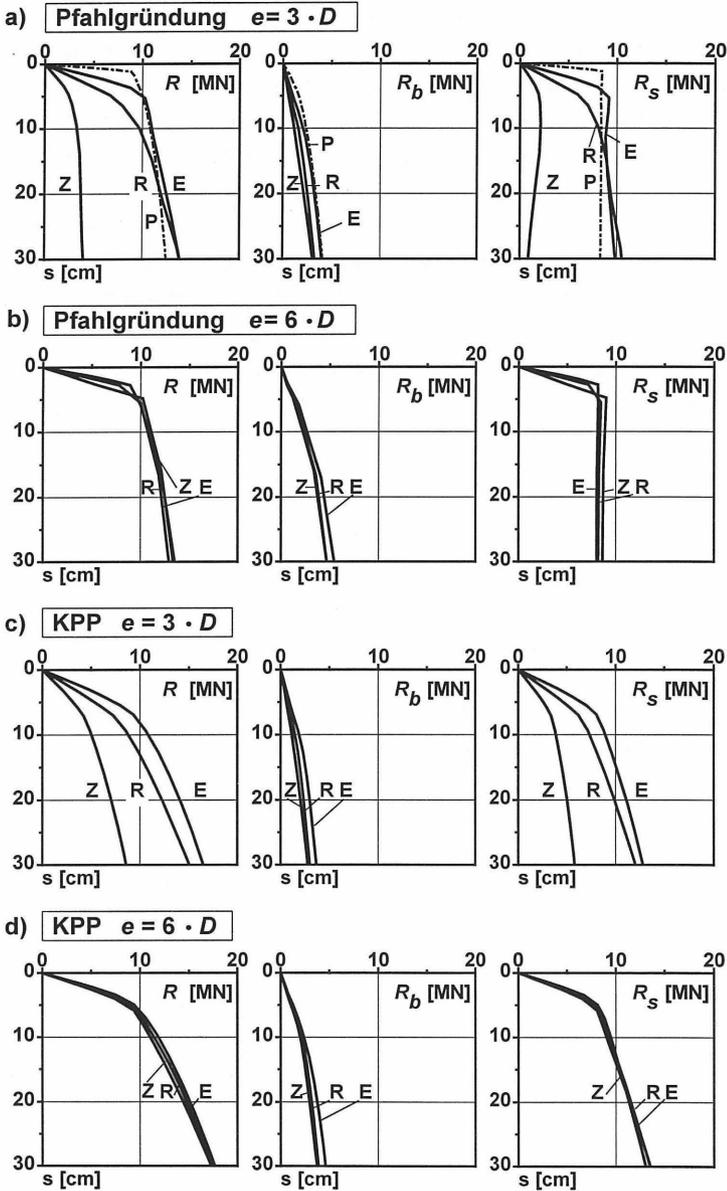


Bild 14: Einfluss der Pfahl-Pfahl-Interaktion und der Pfahl-Platten-Interaktion auf das Widerstandssetzungsverhalten von Pfählen als Bestandteil von Pfahlgründungen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen.

einem bezogenen Pfahlachsabstand von $e/D = 6$ zeigen alle Gründungspfähle eine nahezu gleiche, von ihrem Pfahlstandort unabhängige Tragwirkung (Bild 14b und d). Zugleich nähert sich bei diesem Pfahlachsabstand die Charakteristik des Tragverhaltens des Gruppenpfahles dem des Einzelpfahles an. Dies ist auch ursächlich dafür, daß bei einer KPP, wie oben gezeigt, bei größeren Pfahlachsabständen der Pfahlplatten-Koeffizient α_{KPP} mit zunehmenden Setzungen sinkt.

- Das Tragverhalten der Gründungspfähle einer KPP wird neben der Pfahl-Pfahl-Interaktion zusätzlich durch die *Pfahl-Platten-Interaktion* beeinflusst. Der Einfluß dieser Pfahl-Platten-Interaktion äußert sich im wesentlichen in den folgenden drei Aspekten:

(1) Das Vorhandensein einer Fundamentplatte und die hierüber mobilisierten Sohlpressungen führen bei einer KPP generell zu einer Vergleichmäßigung des positionsabhängigen Widerstandssetzungsverhaltens der Gründungspfähle. Bei einem Pfahlachsabstand $e/D = 3$ sind die von der Pfahlposition abhängigen Unterschiede im Pfahltragverhalten der Gründungspfähle bei einer KPP geringer als bei einer Pfahlgründung (Bild 14a und c).

(2) Zudem ist festzustellen, daß bei den Gründungspfählen einer KPP der vom Einzelpfahl her bekannte und auch bei den Pfählen der Pfahlgründungen zu beobachtende Schervorgang am Mantel, also das Erreichen einer Grenzmantelreibung nicht auftritt. Unabhängig vom Pfahlachsabstand und der Pfahlposition nimmt statt dessen der Pfahlmantelwiderstand R_s mit zunehmenden Setzungen weiter zu. Dieser Effekt verstärkt sich bei abnehmenden Pfahlachsabstand.

(3) Zugleich führt bei einer KPP die Fundamentplatte zu einer Verringerung der Pfahlfedersteifigkeiten. Insbesondere bei kleineren Setzungen zeigen die Pfähle einer KPP ein deutlich weiches Tragverhalten als dies bei einer Pfahlgründung oder gar einem Einzelpfahl zu beobachten ist.

In Tabelle 1 sind die im Rahmen dieser Studie in Abhängigkeit von der Pfahlposition für eine Pfahlkopfsetzung von $s = 0,03 \cdot D$ ermittelten Pfahlfedersteifigkeiten c_{Pfi} der Gründungspfähle bezogen auf die Federsteifigkeit eines vergleichbaren Einzelpfahles im Gebrauchszustand zusammengestellt. Die nach der Formel

$$c_{Pfi} = R_i / s (0,03 \cdot D) \quad [\text{MN/m}] \quad (\text{Gl. 4})$$

berechneten Ersatzfedersteifigkeiten der Pfähle können einer in der Praxis häufig praktizierten Bemessung der Fundamentplatte einer KPP nach dem Bettungsmodulverfahren im Gebrauchszustand zugrunde gelegt werden. Bei den in Tabelle 1 angegebenen Pfahlgruppenfaktoren ζ_i handelt es sich um die auf die Ersatzfedersteifigkeit $c_{P_i,P}$ eines vergleichbaren Einzelpfahles bezogenen Ersatzfedersteifigkeiten c_{P_i} eines Pfahles an der Position i einer KPP oder einer Pfahlgründung:

$$\zeta_i = c_{P_i} / c_{P_i,P} \quad [-] \quad (\text{Gl. 5})$$

Die sich insbesondere bei kleinen Pfahlachsabständen ergebenden großen Unterschiede der standortspezifischen Pfahlgruppenfaktoren ζ_i belegen, daß der in der Praxis bisweilen durchaus übliche Ansatz gleicher Federsteifigkeiten für alle Pfähle einer KPP unabhängig von der Pfahlposition zu einer sicherheitsrelevanten Fehleinschätzung der Tragwirkung der KPP insbesondere auch im Hinblick auf die innere Tragfähigkeit der Gründungselemente führt.

Gründungstyp Pfahlachsabstand		Pfahlstandort Pfahllänge		Pfahlgruppenfaktor ζ_i		
				Zentrums- pfahl ζ_Z	Rand- pfahl ζ_R	Eck- pfahl ζ_E
Pfahlgründung						
$e/D = 3,0$		$l/D = 20$	0,10	0,22	0,39	
$e/D = 6,0$		$l/D = 20$	0,34	0,45	0,53	
$e/D = 8,5$		$l/D = 20$	0,53	-	0,92	
KPP						
$e/D = 3,0$		$l/D = 20$	0,11	0,18	0,25	
$e/D = 6,0$		$l/D = 20$	0,33	0,36	0,39	
$e/D = 8,5$		$l/D = 20$	0,42	-	0,70	
$e/D = 3,0$		$l/D = 10$	0,13	0,19	0,25	
$e/D = 3,0$		$l/D = 30$	0,11	0,18	0,25	

Tabelle 1: Im Rahmen der Studie ermittelte Pfahlgruppenfaktoren ζ_i zur Ermittlung der pfahlstandortabhängigen Federsteifigkeiten c_{P_i} der Pfähle von Pfahlgründungen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen im Frankfurter Ton ($D = 1,5 \text{ m} = \text{const.}$).

Die Gründungspfähle von Pfahlgründung und Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen zeigen also insbesondere bei kleinen Pfahlachsabständen e/D ein völlig anderes Tragverhalten als ein Einzelpfahl, ein Sachverhalt der auch bezüglich der Verteilung der Mantelreibung über die Pfahltiefe gilt. Für die in Bild 14 betrachteten Pfahlgründungen (PG) und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) sind in Bild 15 für einen Pfahlachsabstand $e/D = 3$ und in Bild 16 für einen Pfahlachsabstand $e/D = 6$ die numerisch ermittelte Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit von dem Pfahlstandort für eine Pfahlkopfsetzung von $s = 0,03 \cdot D$ und eine Pfahlkopfsetzung von $s = 0,1 \cdot D$ ausgewertet.

Bei einem Pfahlachsabstand von $e/D = 3$ ist die Verteilung der Mantelreibung sowohl bei der Pfahlgründung als auch bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung stark von dem Standort des jeweiligen Gründungspfahles abhängig. Die Ergebnisse der numerischen Studie wie auch der in Bild 4 dokumentierten Messungen aus Frankfurt am Main zeigen, daß bei den Innenpfählen wegen der gemeinsamen Blockverformung von Pfählen und umgebenden Boden die Mantelreibung im einem ungefähr $2/3$ der Pfahlänge entsprechenden, oberen Bereich der Pfahltragstrecke nur zu einem sehr geringen Maß mobilisiert werden kann und ihren Größtwert erst im unteren Bereich der Pfahltragstrecke erreicht, ein Sachverhalt der auch beim Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Gründungspfähle zu berücksichtigen ist. Die Rand- und Eckpfähle zeigen ein völlig anderes Verhalten und nähern sich im Hinblick auf die Verteilung der Mantelreibung dem aus Bild 9 bekannten Verhalten eines Einzelpfahls an.

Die Vergrößerung des Pfahlachsabstandes auf $e/D = 6$ führt zu einer deutlichen Vereinheitlichung der Mantelreibungsverteilung. Insbesondere bei der Pfahlgründung entsprechen Wert und Verteilung der Mantelreibung näherungsweise der des Einzelpfahles (Bild 9 und 16a).

Bei der Kombinierten Pfahl-Plattengründung sind im Vergleich mit der Pfahlgründung zwei zusätzliche Effekte zu beobachten:

- (1) Direkt unter der Fundamentplatte kann infolge der fehlenden Relativverschiebung zwischen Pfahlmantel und dem zwischen Pfählen und Fundamentplatte eingeschlossenen Boden generell keine Mantelreibung mobilisiert werden.
- (2) Bei kleinen Pfahlkopfsetzungen und einer entsprechend geringen Mitwirkung der Fundamentplatte am Lastabtrag werden am Pfahlschaft etwas geringere Mantel-

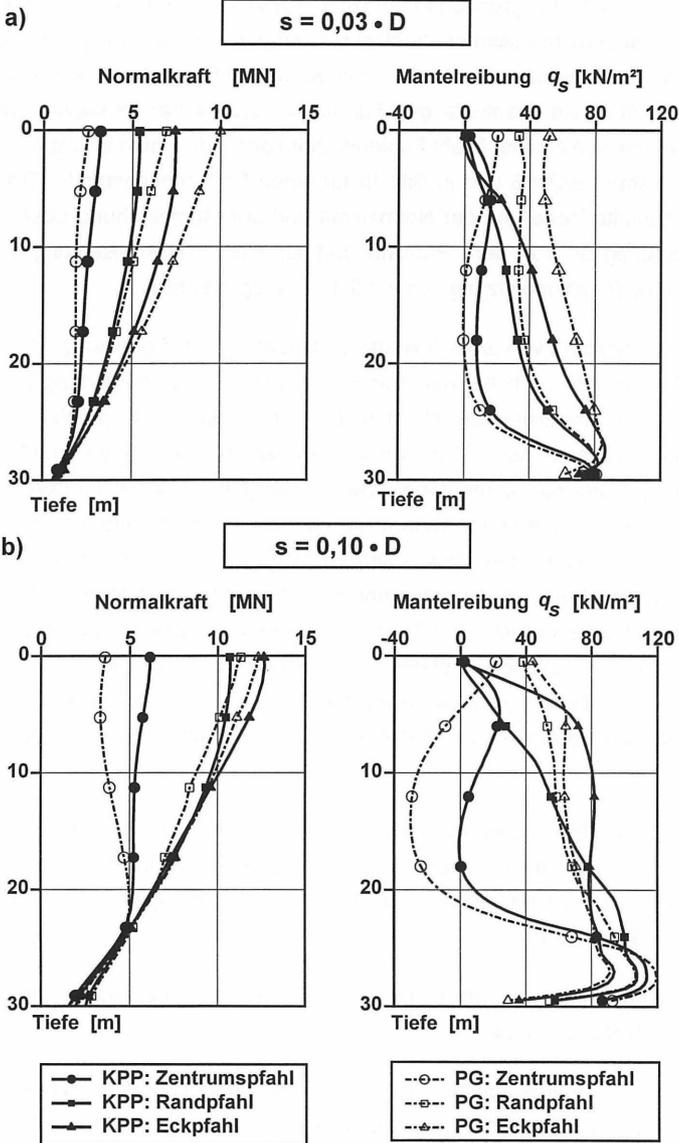


Bild 15: Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit vom Pfahlstandort für die Gründungspfähle einer Pfahlgründung und eine KPP bei einem Pfahlachsabstand $e/D = 3$.

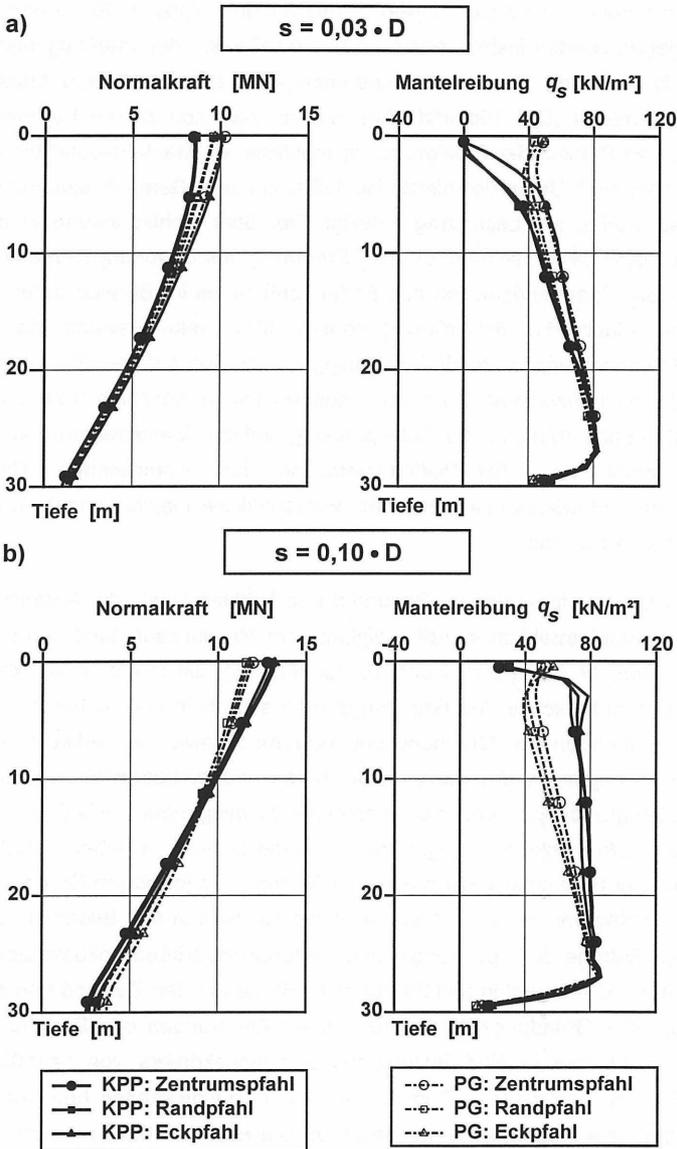


Bild 16: Verteilung der Normalkraft und der Mantelreibung über die Pfahltiefe in Abhängigkeit vom Pfahlstandort für die Gründungspfähle einer Pfahlgründung und eine KPP bei einem Pfahlachsabstand $e/D = 6$.

reibungswerte als bei einer vergleichbaren Pfahlgründung aktiviert. Bei größeren Setzungen hingegen werden insbesondere im oberen Bereich der Pfahltragstrecke bis in eine Tiefe von rund 20 m unter Fundamentplatte deutlich höhere Mantelreibungswerte mobilisiert (Bild 15b und 16b), die im Vergleich zu der bei einem Einzelpfahl und den Pfählen der Pfahlgründung mobilisierten Mantelreibung bis um den Faktor 2 größer sind. Ursächlich hierfür ist, daß sich bei größeren Setzungen die Fundamentplatte stärker am Lastabtrag beteiligt. Der über Sohlspannung in den Baugrund eingeleitete Lastanteil führt zu einer Erhöhung des Spannungsniveaus im Boden. Das höhere Spannungsniveau des Bodenkontinuums im Bereich unter der Fundamentplatte erlaubt die Mobilisierung höherer Mantelreibungswerte, da die mobilisierbare Mantelreibung unmittelbar abhängig ist von den auf den Pfahlmantel wirkenden effektiven horizontalen Normalspannungen (siehe Abschnitt 3.2). Diese tragfähigkeitserhöhende Wirkung der Sohlspannung auf die Mantelreibung ist ein wesentlicher Vorteil der Pfahl-Platten-Interaktion bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen und erlaubt eine besonders wirtschaftliche Inanspruchnahme der Pfähle als Gründungselemente.

Den Einfluß der Blockverformung von Baugrund und Pfählen sowie die Auswirkungen der Pfahl-Platten-Interaktion in Abhängigkeit vom Pfahlachsabstand verdeutlichen auch die Bilder 17 (für $e/D = 3$) und 18 (für $e/D = 6$), die in einem vertikalen Schnitt in der Symmetrieachse des Gründungskörpers (Schnitt A-A in Bild 11) die vertikalen Verschiebungen von Gründung und Baugrund sowie die vertikalen und horizontalen Spannungen im Baugrund für die bereits näher betrachteten Kombinierte Pfahl-Plattengründungen und die entsprechend konfigurierten Pfahlgründungen im Vergleich dokumentieren. Aufgetragen sind die Isolinien gleicher Verschiebungen bzw. gleicher Spannungsgrößen bei einer Setzung des jeweiligen Gründungskörpers in Plattenmitte von $s = 0,1 \cdot D$. Während die Isolinien in den Bildern 17 und 18 die absoluten Beträge der Spannungs- und Verformungsgrößen dokumentieren, sind in Bild 19 (für $e/D = 3$) und in Bild 20 (für $e/D = 6$) die auf den Zustand unmittelbar nach Einbau des Gründungskörpers bezogenen Änderungen des Spannungs- und Verformungszustandes für eine Setzung des Gründungskörpers von $s = 0,03 \cdot D$ und für eine Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ im Schnitt A-A in ausgewählten horizontalen Ebenen unter der Geländeoberfläche ausgewertet. Die Bilder verdeutlichen die insbesondere bei einem engen Pfahlachsabstand zu beobachtende Blockverformung von Baugrund und Pfählen und den das Tragverhalten einer KPP kennzeichnenden Einfluß der Fundamentplatte auf das Spannungsniveau im Bodenkontinuum zwischen den Pfählen.

4 SCHLUSSFOLGERUNGEN UND EMPFEHLUNGEN FÜR DIE BEMESSUNG VON KOMBINIERTEN PFAHL-PLATTENGRÜNDUNGEN

Die Ergebnisse der numerischen Grundsatzstudie verdeutlichen die wesentlichen, die Baugrund-Tragwerk-Interaktion von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen bestimmenden Aspekte:

- Die Aufteilung des Gesamtwiderstandes R_{tot} einer KPP auf die Gründungspfähle $\sum R_{pile\ i}$ und die Fundamentplatte R_{raft} ist abhängig von dem Beanspruchungsniveau der KPP und kann sich in Abhängigkeit von den Setzungen der KPP signifikant ändern. Der Zusammenhang zwischen α_{KPP} und dem Setzungsniveau ist nicht-linear (Bild 13). Insbesondere bei größeren Pfahlachsabständen ($e/D \geq 4,5$) kann bei zunehmenden Setzungen ein deutlicher Zuwachs des auf die Platte entfallenden Lastanteiles eintreten, während bei geringeren Pfahlachsabständen die Lastaufteilung in der Regel näherungsweise konstant bleibt.
- Das Widerstandssetzungsverhalten des Gründungspfahles einer KPP weicht in der Regel bei gleicher Pfahlänge und gleichem Pfahldurchmesser ($l/D = const.$) insbesondere in Abhängigkeit von
 - seinem Standort innerhalb der Pfahlgruppe und
 - dem Pfahlachsabstand ebei ansonsten gleichen Randbedingungen, i.w. gleichen Baugrundeigenschaften, signifikant von dem Widerstandssetzungsverhalten eines vergleichbaren Einzelpfahles ab. Während der Pfahlfußwiderstand $R_{b,i}$ in der Regel vom Pfahlstandort nahezu unabhängig ist, ist bei dem Mantelwiderstand $R_{s,i}$, bedingt durch die Pfahl-Pfahl-Interaktion und die Pfahl-Platten-Interaktion eine deutliche Abhängigkeit von der Pfahlposition in der Gruppe zu verzeichnen. Die in der Praxis weit verbreitete Annahme, daß bei einem bezogenen Pfahlachsabstand von $e/D = 3$ keine die Pfahltragwirkung beeinflussende Wechselwirkung zwischen den Pfählen auftritt, ist nicht zutreffend.
- In der Regel ist das Widerstandssetzungsverhalten eines Gründungspfahles innerhalb einer KPP gekennzeichnet durch eine im Vergleich zum Einzelpfahl geringere Steifigkeit bei einem gleichzeitigem Fehlen einer klaren Grenz- oder Bruchlast infolge Erreichen einer Grenzmantelreibung, wie dies von Einzelpfählen in bindigen Böden bekannt ist (Bild 14). Bei kleinen Setzungen führt die Blockverformung von Pfählen, Fundamentplatte und eingeschlossenem Erdkörper zu einer Verringerung der Relativverschiebungen insbesondere im oberen Bereich

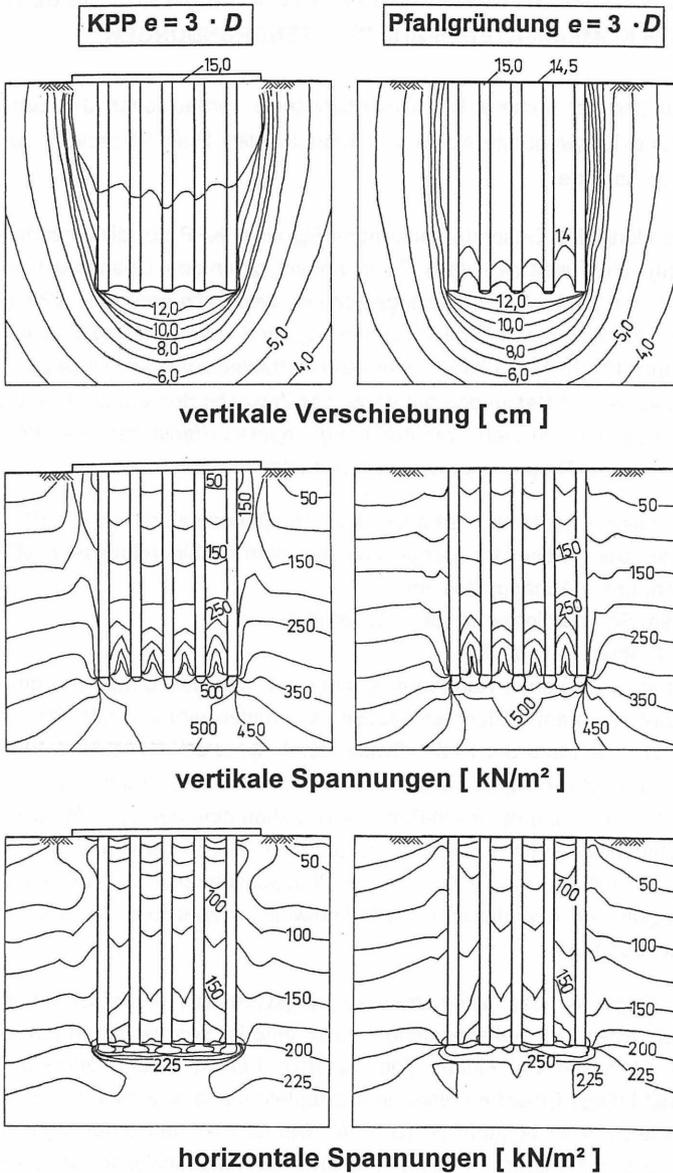


Bild 17: Isolinen gleicher Vertikalverschiebungen sowie gleicher vertikaler und horizontaler Spannungen im Schnitt A-A unter einer KPP und einer Pfahlgründung mit $e/D = 3$ bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$.

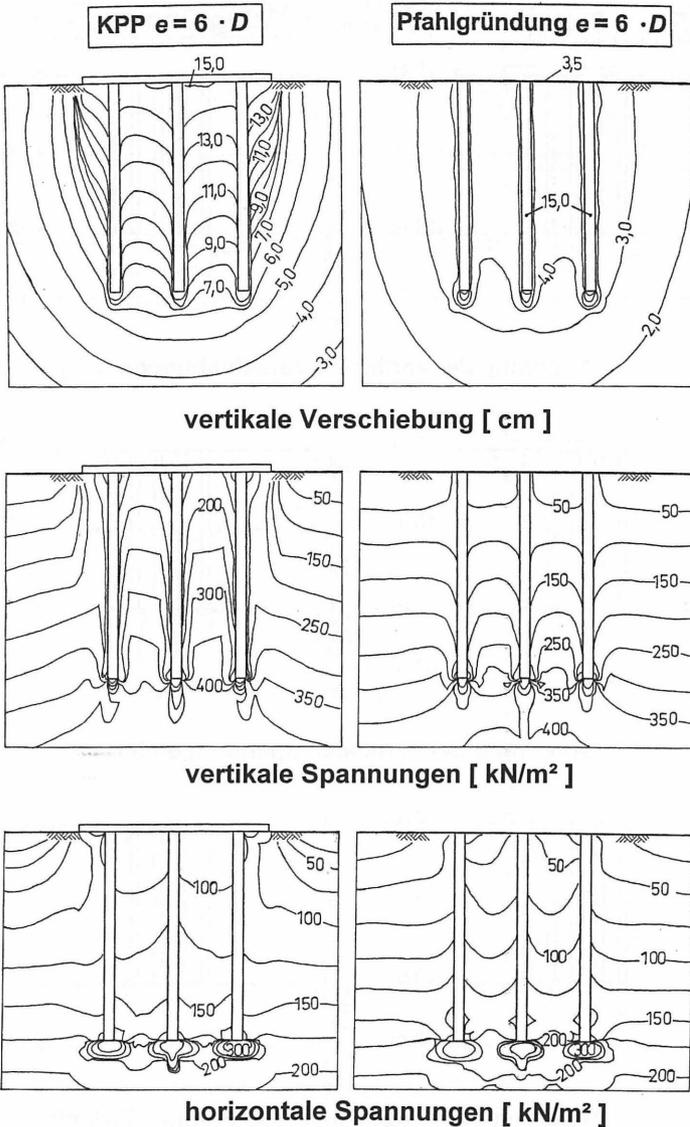


Bild 18: Isolinien gleicher Vertikalverschiebungen sowie gleicher vertikaler und horizontaler Spannungen im Schnitt A-A unter einer KPP und einer Pfahlgründung mit $e/D = 6$ bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$.

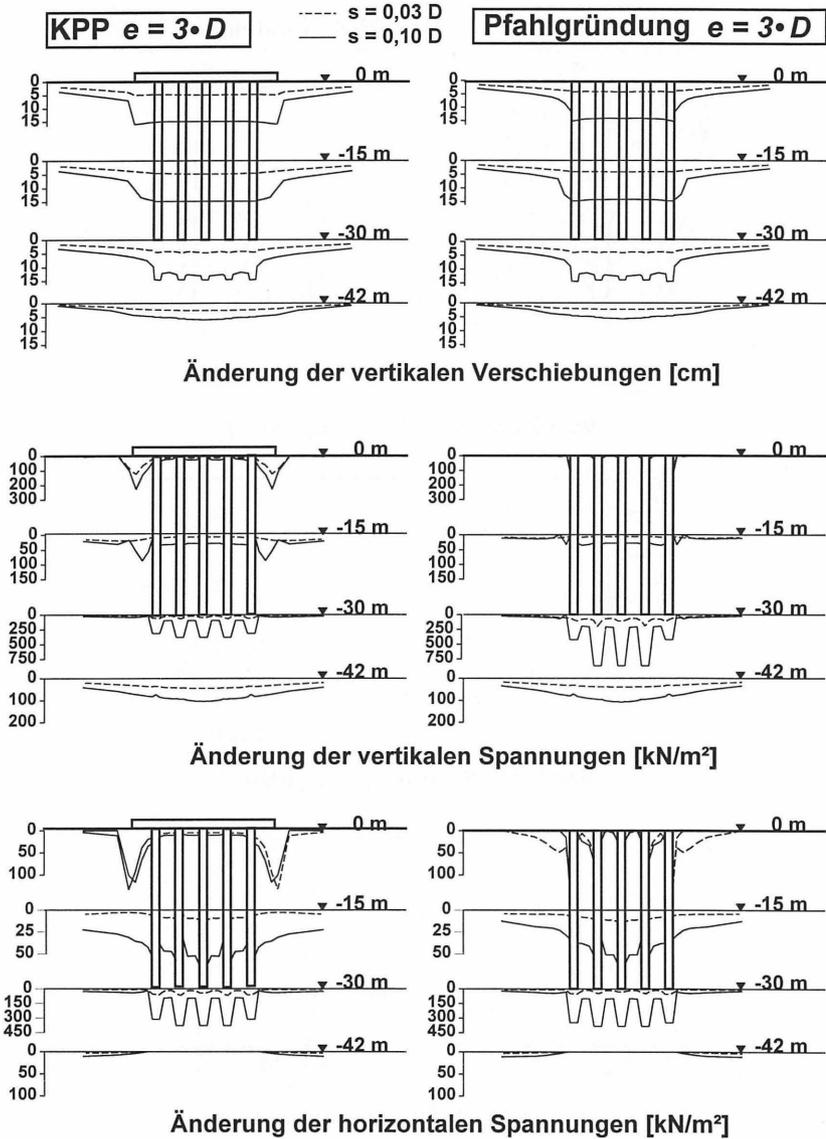


Bild 19: Änderung der Setzungen sowie der vertikalen und horizontalen Spannungen im Schnitt A-A unter einer KPP und einer Pfahlgründung mit $e/D = 3$ bei einer Setzung von $s = 0,03 \cdot D$ und $s = 0,1 \cdot D$.

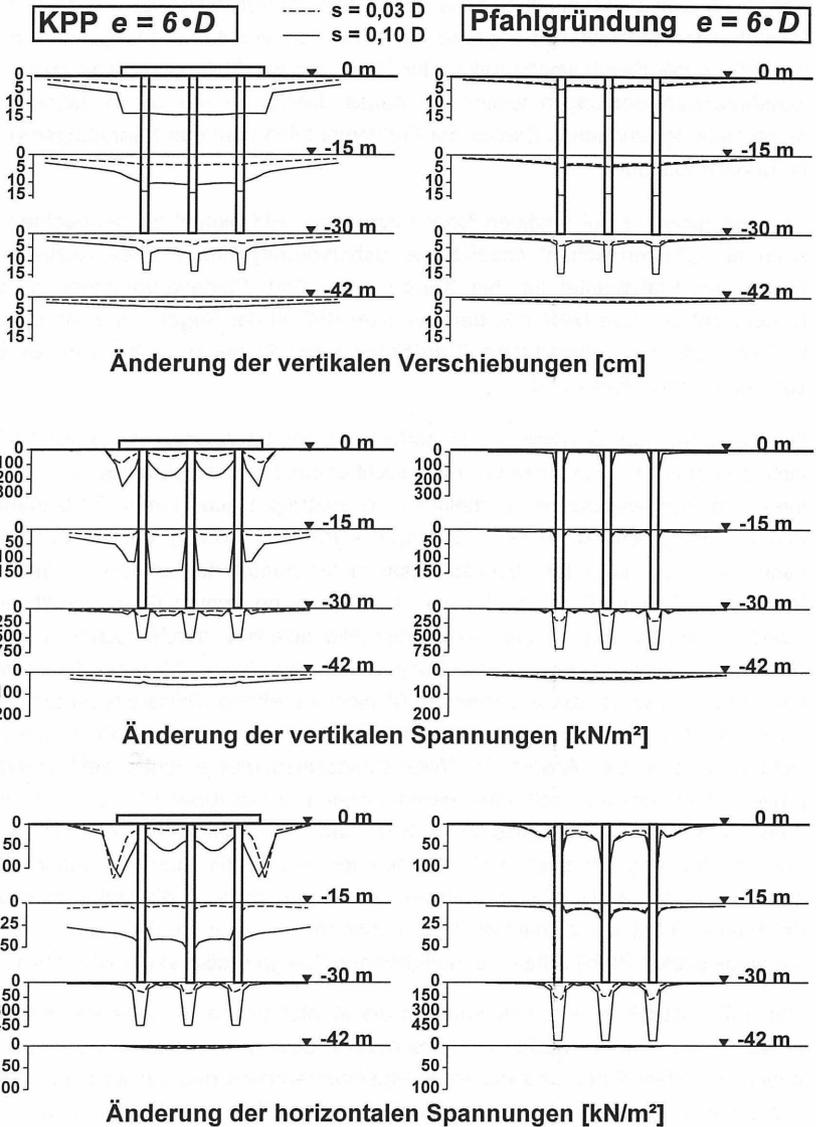


Bild 20: Änderung der Setzungen sowie der vertikalen und horizontalen Spannungen im Schnitt A-A unter einer KPP und einer Pfahlgründung mit $e/D = 6$ bei einer Setzung von $s = 0,03 \cdot D$ und $s = 0,1 \cdot D$.

des Pfahlmantels und damit zu einer reduzierten Pfahlsteifigkeit gegenüber einem freistehenden Einzelpfahl. Für große Verformungen nimmt in der Regel in Abhängigkeit von der Systemkonfiguration der Gründung der Pfahlmantelwiderstand mit zunehmenden Setzungen weiter zu. Kausal hierfür ist der die mobilisierbare Mantelreibung erhöhende Einfluß der Fundamentplatte auf das Spannungsniveau im Bodenkontinuum.

- Der insbesondere bei bindigen Bodenarten beim Einzelpfahl zu beobachtende, auch als „Durchrutschen“ bezeichnete Schervorgang des Pfahles relativ zum Boden am Pfahlmantel tritt bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen in der Regel nicht auf. Das bedeutet, daß bei einer KPP in der Regel und in Abhängigkeit vom Pfahlachsabstand die Tragfähigkeit der Pfähle nicht bis zum Bruchzustand voll mobilisiert wird.

Das bedeutet, daß die maximale Tragfähigkeit eines Gründungspfahles einer KPP nicht begrenzt ist durch einen Wert vergleichbar einer - beispielsweise im Rahmen einer Pfahlprobelastung ermittelten - Grenztragfähigkeit eines Einzelpfahles und bei entsprechend großen Setzungen signifikant größere Werte annehmen kann. Die früher in ersten Bemessungsansätzen geäußerte Auffassung, daß die Pfähle bei einer KPP bis zu der vom Einzelpfahl bekannten Grenztragfähigkeit mobilisiert werden und dann im Sinne eines „Fließgelenkes“ durchrutschen, insofern also auch bei der Bemessung der Fundamentplatte als Einwirkungen konstanter Größe berücksichtigt werden könnten, ist nicht zutreffend. Diese Erkenntnis muß auch beim Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Pfähle und der Platte berücksichtigt werden. Der Ansatz der Widerstandssetzungslinie eines freistehenden Einzelpfahles mit entsprechenden geometrischen Abmessungen zur Dimensionierung eines Gründungspfahles einer KPP kann zu einer sicherheitsrelevanten Fehleinschätzung der tatsächlich auftretenden Pfahlkräfte führen. Insbesondere im Hinblick auf den Durchstanznachweis der Bodenplatte ist die Unterschätzung der Pfahlkraft kritisch, zumal hier die Schubbeanspruchung der Bodenplatte durch die eingeleiteten Pfahlkräfte eine maßgebende Design-größe ist (DENK 1998).

- Der Spitzendruck q_b und insbesondere die Mantelreibung q_s eines Pfahles sind abhängig von dem im Boden vorherrschenden Spannungszustand, wobei dieser neben der Pfahl-Pfahl- und der Pfahl-Platten-Interaktion geprägt wird durch den Primärspannungszustand im Bodenkontinuum vor Pfahlherstellung und von den nach der Pfahlherstellung verursachten Spannungsänderungen, z.B. durch einen folgenden Baugrubenaushub. Die Mantelreibung q_s wird in der Regel über die Pfahltiefe nicht gleichmäßig, d.h. nicht mit dem gleichen Betrag mobilisiert. Sie ist über die Tiefe nichtlinear verteilt und hat bei den Kombinierten Pfahl-

Plattengründungen ihren Größtwert in der Regel im unteren Pfahlbereich in der Nähe des Pfahlfußes. Hierauf muß die innere Tragfähigkeit der Pfähle ausgelegt sein.

Bei Pfahlachsabständen $e/D \leq 3$ führt die Pfahl-Pfahl-Interaktion zu einer signifikanten Reduzierung der Tragwirkung der Innenpfähle einer KPP, die in diesem Fall eine drastisch kleinere Pfahlsteifigkeit (Pfahlgruppenfaktor $\zeta_z = 0,1 \div 0,2$) besitzen als ein vergleichbarer Einzelpfahl oder einem Rand- bzw. Eckpfahl der Pfahlgruppe. Die Wahl eines bezogenen Pfahlachsabstandes $e/D \geq 4,5$ führt im Regelfall zu einem wesentlich wirtschaftlicheren Entwurf von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen, da erst bei größeren Pfahlachsabständen die Tragwirkung der Fundamentplatte sowohl im Hinblick auf den direkten Lastabtrag über Sohlpressung als auch indirekt im Hinblick auf ihre die Tragfähigkeit der Pfähle erhöhende Wirkung optimal genutzt werden kann. Auf diese Weise kann mit Hilfe des Gründungskonzeptes der KPP auch mit einer vergleichsweise kleinen Pfahlanzahl eine signifikante Reduzierung der Setzungen und der Setzungsdifferenzen gegenüber einer Flächengründung erzielt werden.

5 SCHLUSSBEMERKUNG

Die Auswirkungen der hier mittels einer numerischen Studie für definierte Gründungskörper aufgezeigten, das Tragverhalten einer KPP bestimmenden Interaktionswirkungen sind bei der Entwicklung eines Nachweis- und Sicherheitskonzeptes für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen zu berücksichtigen. Über den aktuellen Forschungsstand bei der Entwicklung eines solchen Nachweis- und Sicherheitskonzeptes wurde zuletzt von KATZENBACH et al. (1998b) berichtet. Hierauf aufbauend wird das Deutsche Institut für Bautechnik · DIBT mit einer im Laufe des Jahres 1999 erfolgenden Veröffentlichung einer „Richtlinie zum Entwurf, der Bemessung und dem Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP)“ die sich gegenwärtig in den technischen Regelwerken befindliche, diesbezügliche Lücke schließen.

Generell ist festzustellen, daß ein für die Bemessung einer KPP einzusetzendes Rechenmodell zuvorderst in der Lage sein muß, das Tragverhalten eines vergleichbaren Einzelpfahles rechnerisch zu simulieren und dabei sowohl den Schervorgang am Pfahlmantel als auch den Kompressionsvorgang am Pfahlfuß qualitativ und quantitativ richtig abzubilden. Das Rechenmodell muß ferner im Sinne eines Über-

tragungsmodells in der Lage sein, das Tragverhalten eines Einzelpfahles rechnerisch auf das durch die Pfahl-Pfahl-Interaktion und die Pfahl-Platten-Interaktion beeinflusste Tragverhalten der Gründungselemente einer KPP zu übertragen.

In einfachen Fällen kann der Nachweis der äußeren Tragfähigkeit einer KPP als Gesamtsystem mit Hilfe des Grundbruchnachweises nach DIN 4017 für die Fundamentplatte unter Vernachlässigung der Pfähle erbracht werden. Dem Nachweis der inneren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Fundamentplatte und der Pfähle sowie dem Nachweis der äußeren Gebrauchstauglichkeit der KPP kann in solchen einfachen Fällen eine Berechnung der Fundamentplatte nach dem Bettungsmodulverfahren zugrundegelegt werden, wobei an der Stelle der Pfähle Ersatzfedern anzusetzen sind, deren Federsteifigkeiten in Abhängigkeit vom Pfahlstandort zu bestimmen ist. Sofern keine genauere Untersuchung erfolgt, kann die pfahlstandortabhängige Federsteifigkeit aus einer entsprechende Faktorisierung (Pfahlgruppenfaktoren ζ_r gemäß Tabelle 1) der für einen vergleichbaren Einzelpfahl bestimmten Pfahlsteifigkeit ermittelt werden.

LITERATUR

ARSLAN, U.:

Zur Bedeutung der geotechnischen Werkstofforschung. *Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt*, Heft 32, 1994, 71-85.

BRETH, H.:

Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 4, 1970.

BROWN, P.T., POULOS, H.G. & WIESNER, T.J.:

Piled raft foundation design. *Proc. Symp. on Raft Foundations*, Perth, 1975, CSIRO, 13-21.

COOKE, R.W., BRYDE-SMITH, D.W., GOOCH, M.N. & SILLET, D.F.:

Some observations of the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation in London Clay. *Proc. ICE*, London, 1981, 107, Part I, 433-460.

DENK, H.:

FEM-computational analysis with three-dimensional elements.
Darmstadt Concrete, 1998, Vol. 13, 9-16.

FRANKE, E., LUTZ, B. & EL-MOSSALLAMY Y.

Measurements and numerical modelling of high rise building foundations on Frankfurt Clay. *Settlement '94, Conf. on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, Texas, ASCE Geotechnical Special Publication, No. 40, Vol. 2, 1325-1336.

HIGHT, D.W. & GREEN, P.A.:

The performance of a piled raft foundation of a tall building in London.
Proc. Vth ECSMFE, Wien, Vol. 1.2, 467-472.

HOOPER, J.:

An observation on the behaviour of a piled raft foundation on London clay.
Proc. Inst. Civil Engrs., 1973, 55, Part II, 855-877.

HORIKOSHI, K. & RANDOLPH, M.F.:

A contribution to optimal design of piled rafts. *Géotechnique*, 1998, 48, No. 3, 301-317.

JENDEBY, L.:

Friction piled foundations in soft clay - A study of load transfer and settlements.
Ph.D. Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1986.

KATZENBACH, R. & HOFFMANN, H.:

Zur wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. *Pfahl-Symposium 1993*, 18./19. März 1993, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft Nr. 41, 311-326.

KATZENBACH, R., ARSLAN U. & MOORMANN, CHR.:

Nachweiskonzept für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP).
Geotechnik, 1996, 19, No. 4, 280-290.

KATZENBACH, R. & MOORMANN, CHR.:

Design of axially loaded piles and pile groups in Germany, Actual practice and recent research results. *Design of axially loaded piles - European practice*, Int. Seminar, ISSMFE · ERTC3, Brüssel, 17-18 April 1997, Rotterdam: Balkema, 177-201.

KATZENBACH, R., ARSLAN, U., MOORMANN, CHR. & REUL, O.:

Möglichkeiten und Grenzen der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP), dargestellt am Beispiel aktueller Projekte. *Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik*, Technischen Universität Darmstadt, 1997a, Heft 37, 89-116.

- KATZENBACH, R., HOLZHÄUSER, J., MOORMANN, CHR. & REUL, O.:
Neue Erfahrungen mit schweren Hochhausgründungen auf unterschiedlich steifen Böden. *Proc. 1st Österreichische Geotechniktagung*, 1997b, Vienna, 25-43.
- KATZENBACH, R. & MOORMANN, CHR.:
Schlussbericht zum Forschungsvorhaben „Entwicklung eines Nachweis- und Sicherheitskonzept für Kombinierte Pfahl-Plattengründungen“,
1. Bearbeitungsabschnitt. Deutsches Institut für Bautechnik · Berlin, 1998.
- KATZENBACH, R., ARSLAN, U., MOORMANN, CHR. & REUL, O.:
Piled raft foundation - Interaction between piles and raft. *Int. Conf. on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, 1998a, *Darmstadt Geotechnics*, No. 4, Vol. 2.
- KATZENBACH, R., ARSLAN, U. & MOORMANN, CHR.:
Design and safety concept for piled raft foundations. *Proc. 3rd Int. Geot. Sem. on Deep Foundation on Bored and Auger Piles*, Ghent, 1998b, Balkema: Rotterdam, 439-448.
- LIU, J.L., HUANG, Q, LI, X. & HU, W.-L.:
Experimental research on bearing behaviour of pile groups in soft soil. *Proc. XIIIth ICSMFE*, New Delhi, 1994, Vol. 2, 535-538.
- LUTZ, B., WITTMANN, P., EL-MOSSALLAMY, Y. & KATZENBACH R.:
Die Anwendung von Pfahl-Plattengründungen - Entwurfspraxis, Dimensionierung und Erfahrungen mit Gründungen in überkonsolidierten Tonen auf der Grundlage von Messungen. *Vorträge der Baugrundtagung in Berlin*, 1996, 153-164.
- MANDOLINI, A. & VIGGIANI, C.:
Settlement of piled foundations. *Géotechnique*, 1997, 47, No. 4, 791-816.
- OTTAVIANI, M.:
Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. *Géotechnique*, 1975, 25, No. 2, 159-174.
- PHUNG, D.L.:
Footings with settlement-reducing piles in non-cohesive soil. Report No. 43, Swedish Geotechnical Institute, 1993, Linköping.
- PLACZEK, D. & JENTZSCH, E.:
Piled-raft foundation under exceptional vertical loads - Bearing behaviour and settlements. *Proc. 14th ICSMFE*, Hamburg, 1997, Vol. 2 , 1115-1118.
- POULOS, H.G. & DAVIS, E.H.:
Pile foundation analysis and design. Wiley, New York, 1980.

POULOS, H.G.:

Settlement prediction for bored pile groups. *Proc. 2nd Int. Geot. Sem. on Deep foundation on Bored and Auger Piles*, Ghent, 1-4 June 1993, Rotterdam: Balkema, 103-117.

POULOS, H.G., SMALL, J.C., TA, L.D., SIMHA, J. & CHEN, L.:

Comparison of some methods for analysis of piled rafts. *Proc. XIVth ICSMFE*, Hamburg, Rotterdam: Balkema, 1997, 2, 1119-1124.

RANDOLPH, M.F.:

Design methods for pile groups and piled rafts. *Proc. XIIIth ICSMFE, New Delhi*, Rotterdam: Balkema, 1994, 5, 61-82.

RICHTER, TH., SAVIDIS, S., KATZENBACH, R. & QUICK, H.:

Wirtschaftlich optimierte Hochhausgründungen im Berliner Sand. *Vorträge der Baugrundtagung in Berlin*, 1996, 129-126.

SOMMER, H., WITTMANN, P. & RIPPER, P.:

Piled raft foundation of a tall building in Frankfurt clay. *Proc. XIth ICSMFE*, San Francisco, 1985, Vol. 4, 2253-2257.

SOMMER, H., KATZENBACH, R. & DEBENEDITTIS, C.:

Last-Verformungsverhalten des Messeturms Frankfurt/Main. *Vorträge der Baugrundtagung in Karlsruhe*, 1990, 371-380.

SPANKE, H., HEINECKE, R. & HEBER, M.:

Neubau der Schiffsbaumontagehalle für die Volkswerft Stralsund. *Bauingenieur*, 1997, 72, No. 9, 365-371.

VIGGIANI, C.:

Pile groups and piled raft behaviour. *Proc. of the 3rd Int. Geot. Sem. on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ghent, Belgium, 19-21 Oct. 1998, Rotterdam: Balkema, 77-91.



Zum Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Flächengründungen mit setzungsmindernden Pfählen

Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz und Dr.-Ing. Georg Maybaum

1 Einleitung

Bei Hochhäusern oder vergleichbaren Bauwerken geht die Berechnung üblicherweise davon aus, daß die Lastabtragung entweder über die Pfähle oder über die Fundamentplatte in den Baugrund erfolgt. Für diese konventionellen Pfahl- oder Flachgründungen sind die allgemein anerkannten Berechnungsmodelle in den entsprechenden Normen und Vorschriften aufgeführt und erläutert.

Sofern die Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit nur unter Ansatz einer Verbundwirkung von Fundamentplatte und Pfählen erbracht werden können, ist die Gründungskonstruktion nach derzeitiger Auffassung als Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) anzusehen und dementsprechend zu berechnen und zu bemessen. Da die Anwendbarkeit der KPP insbesondere mit Blick auf die bodenmechanischen Parameter nicht immer gegeben resp. ihre Anwendung nicht immer realisierbar ist, wurde ein Nachweiskonzept für Flächengründungen mit setzungsmindernden Pfählen entwickelt.

Im vorliegenden Beitrag wird zur Diskussion gestellt, bei Gründungskonstruktionen, deren Tragfähigkeit nach DIN 4014 (Pfahlgründung) oder nach DIN 4017, DIN 4018, DIN 4019 (Flächengründung) nachgewiesen werden kann, die Gebrauchstauglichkeit als hiervon getrennten Nachweis auf der Grundlage kontinuumsmechanischer Berechnungen zu beurteilen. Gegenstand der Diskussion sind damit Flächengründungen, die i. w. zur Setzungs- resp. Differenzsetzungsverminderung durch Pfähle ertüchtigt werden.

Das Vorgehen wird an einem Hochhausneubau in Hannover veranschaulicht und im Detail erläutert. Ergänzend wird zur Bestimmung und zum Ansatz der bodenmechanischen Parameter Stellung genommen.

2 Bauwerk

Die Norddeutsche Landesbank (Nord/LB) errichtet in Hannover ein neues Bankgebäude zwischen Friedrichswall, Willy-Brandt-Allee, Bleichstraße und Maschstraße. Das Bauvorhaben gliedert sich in die sog. 6-7 geschossige Blockrandbebauung und einen rd. 70 m hohen Hochhastrakt.

Die Projektleitung für diese Baumaßnahme obliegt der Nord/GkA. Die Tragwerksplanung wird von der Arbeitsgemeinschaft Wetzel + von Seht, Hamburg / Pfefferkorn + Partner, Stuttgart (ARGE Tragwerksplanung) durchgeführt. Auf der Grundlage des Baugrundgutachtens, welches vom Büro Dr.-Ing. Meihorst und Partner, Hannover erstellt wurde, entwickelte die Ingenieurgesellschaft Prof. Dr.-Ing. Rizkallah und Partner, Hannover das Gründungskonzept.

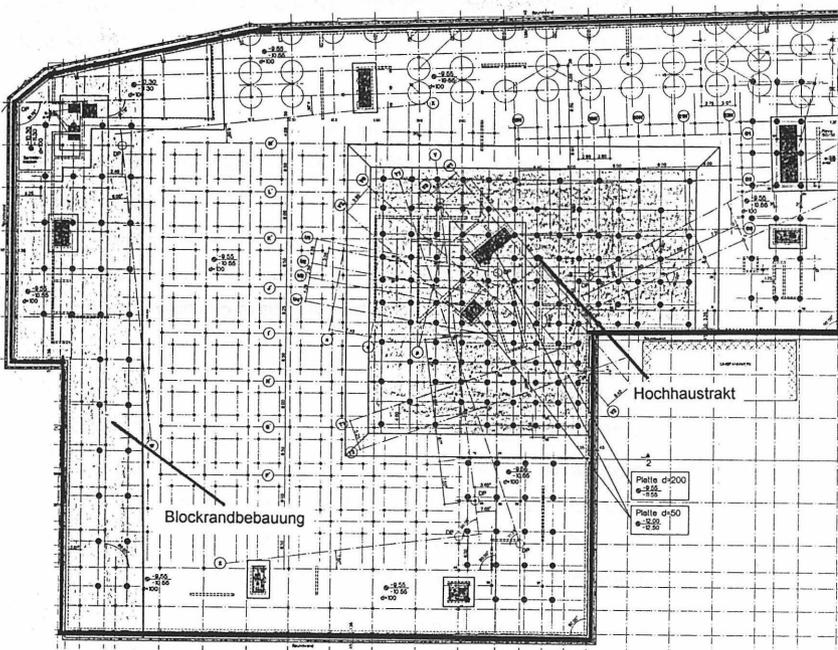


Bild 1: Norddeutsche Landesbank, Neubebauung Friedrichswall in Hannover, Lageplan

Zur Abtragung der Vertikallasten unterhalb des Hochhauses sind rd. 120 lotrechte Pfähle ($\varnothing = 90 \text{ cm}$, $L_{\text{mittel}} = 20 \text{ m}$) und im Bereich der Blockrandbebauung rd. 70 lotrechte Pfähle (Abmessungen wie vor) vorgesehen. Die Pfähle werden z. T. als sog. Energiepfähle, die mit den entsprechenden Leitungssystemen zur Wärmeaufnahme und -abgabe ausgerüstet sind, ausgeführt.

Seitens des Prüfenieurs Prof. Rothert, Hannover wurde Prof. Rodatz beauftragt, zur Ausführbarkeit des Gründungsvorschlages aus geotechnischer Sicht Stellung zu nehmen.

3 Mögliche Nachweis- und Sicherheitskonzepte

3.1 Flächen- oder Pfahlgründung

Bei einer konventionellen Flächengründung werden die aus dem Hochbau resultierenden Lasten über die Fundamentplatte in den Baugrund übertragen. Der Nachweis der Tragfähigkeit wird dabei als Grenzzustand 1 bezeichnet und gemäß Tabelle 2.1 der ENV 1997-1 in drei Fälle GZ 1A, GZ 1B und GZ 1C aufgegliedert. Im einzelnen müssen dabei die Nachweise gegen Grundbruch, Gleiten und Auftrieb gem. DIN 1054 resp. DIN V 1054-100 erbracht werden, die durch Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) ergänzt werden müssen.

Bei dem Bauvorhaben Nord/LB waren (im Bereich der Blockrandbebauung) ausreichende Sicherheiten unter ausschließlichem Ansatz des Lastabtrages über die Fundamentplatte nicht nachweisbar resp. wirtschaftlich nicht realisierbar.

Bei einer konventionellen Pfahlgründung werden die aus dem Hochbau resultierenden Lasten über die Pfähle in den Baugrund übertragen. Der Nachweis der Tragfähigkeit wird dabei als Grenzzustand 1 bezeichnet, wobei die Sicherheit des Tragwerkes gegen Versagens des Bodens der Pfahlumgebung (Grenzzustand 1 A) und gegen Verlust der Standsicherheit infolge Zwangsbeanspruchungen aus Setzungen in der Tragwerksgrundfläche (GZ 1 B) zu ermitteln ist (s. hierzu auch [GBT]). Ergänzend muß die Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) nachgewiesen werden.

Bei dem Bauvorhaben Nord/LB waren (im Bereich der Hochhausbebauung) ausreichende Sicherheiten unter ausschließlichem Ansatz des Lastabtrages über die Pfähle nicht nachweisbar resp. wirtschaftlich nicht realisierbar.

3.2 Kombinierte Pfahl-Plattengründung

Das derzeit übliche Nachweis- und Sicherheitskonzept der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) ist z. B. in [Katzenbach et al, 1996] detailliert erläutert. Für Hochhäuser, die im Frankfurter Ton als KPP gegründet sind, liegen zahlreiche Erfahrungen vor.

Die sichere und wirtschaftliche Dimensionierung einer KPP setzt die wirklichkeitsnahe Erfassung der Wechselwirkungen zwischen Bauwerk, Gründung und Boden voraus. Die zutreffende Wahl der bodenmechanischen Parameter ist dafür unabdingbar. Die große Streubreite der labortechnisch ermittelten bodenmechanischen Parameter der hier betrachteten norddeutschen Tonböden ist allgemein bekannt. So sind z. B. die stratigraphisch als 'Lauenburger Ton' bezeichneten Böden einer statistischen Beurteilung unterworfen worden, welche die Streubreiten der bodenmechanischen Parameter in Abhängigkeiten von Tonmineralbestand, tektonischer Beeinflussung als ausnehmend groß ausweist in [Ruppert, 1980]. Eine detaillierte, für eine Tragfähigkeitsbeurteilung hinreichend wirklichkeitsnahe Modellierung der KPP ist nach derzeitigem Kenntnisstand insofern für Bauwerke, die auf oder im norddeutschen Ton gegründet sind, nur bedingt möglich.

Die mit der Tiefe zunehmende Steifigkeit des Baugrundes ist zudem Voraussetzung zur Abtragung der Pfahllasten in tiefere wenig verformbare Schichten. Andernfalls kann die mittragende Wirkung der Fundamentplatte merklich verringert und damit das Gesamttragverhalten ungünstig beeinflusst werden. Die für die Frankfurter Tone unzweifelhaft gültigen Bedingungen sind infolge der differierenden Genese auf die Tone im norddeutschen Raum, die einer ausgeprägten glazialen Überdeckung unterworfen waren und im Vergleich zum Frankfurter Ton eine deutlich heterogene Struktur aufweisen, nur bedingt übertragbar. Eine mit der Tiefe (kontinuierlich) zunehmende Steifigkeit des Baugrundes kann üblicherweise mittels labortechnischer Beurteilung oder durch in-situ Messungen hier nicht zweifelsfrei belegt werden.

Die kontinuumsmechanischen Berechnungen für eine KPP müssen i. ü. hinsichtlich der geometrischen und bautechnischen Idealisierung eine hohe Abbildungsqualität besitzen. Eine dreidimensionale Modellierung der Gründungskonstruktion ist dabei unerlässlich. Wegen der bis zum derzeitigen Zeitpunkt nur lokalen Erfahrungen mit der KPP sind diese Gründungen zudem meßtechnisch zu überwachen. Das Meßkonzept ist im Sinne der Beobachtungsmethode des Eurocode 7 auszulegen, und muß damit u. a. einen Maßnahmenkatalog zur Reaktion auf außerplanmäßige Kraft- oder Verformungsentwicklung beinhalten. Entsprechende planerische, zeitliche und monetäre Aufwendungen sind damit unvermeidbar.

Bei dem Bauvorhaben Nord/LB war eine konventionelle Flächen- oder eine konventionelle Pfahlgründung aus technischer und aus wirtschaftlicher Sicht nicht vorteilhaft. Die Berechnung und Bemessung als KPP war aus den vorbeschriebenen Gründen nicht realisierbar. Daraus ergab sich die Notwendigkeit ein Nachweis- und Sicherheitskonzept zu entwickeln, welches die Tragwirkung und das Setzungsverhalten der Verbundkonstruktion aus Platte und Pfählen in angemessener Weise berücksichtigt, ohne die für die KPP geltenden einschränkenden Bedingungen und Anforderungen besorgen zu müssen.

4 Bemessungs- und Sicherheitskonzept bei dem Bauvorhaben Nord/LB

Die Nachweise der Tragfähigkeit (GZ 1) und der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) wurden in voneinander unabhängige Berechnungsgänge mit unterschiedlicher Abbildung der Gründungskonstruktion aufgespalten. Der GZ 1 wurde unter ausschließlichem Ansatz des Lastabtrages über die Fundamentplatte (Blockrandbebauung) resp. ausschließlichem Ansatz des Lastabtrages über die Pfähle nachgewiesen. Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist die Verbundkonstruktion aus Fundamentplatte, Pfählen und Baugrund mittels eines kontinuumsmechanischen Modells abgebildet und damit für die zu erwartenden Setzungen resp. Setzungsdifferenzen eine Prognose abgegeben worden.

4.1 Tragfähigkeitsnachweise für Blockrandbebauung und Hochhaus

Eine hinreichende Standsicherheit des Hochhauses war für eine reine Flächengründung entsprechend DIN 1054 'Zulässige Belastung des Baugrundes' und DIN 4017 'Grundbruchberechnungen' augenscheinlich gewährleistet. Damit erübrigten sich aus ingenieurtechnischer Sicht diesbezügliche Nachweise. Unbeschadet dessen wurden die Sicherheiten ergänzend gem. DIN 4014 'Bohrpfähle' ermittelt, um dem tatsächlichen Tragverhalten - hier nahezu vollständiger Lastabtrag über die Pfähle - Rechnung zu tragen und ein formal geschlossenes Nachweis-konzept vorzulegen. Die Quantifizierung der Sicherheiten für die Hochhausgründung erfolgte unter Bezug auf die DIN V 1054 -100 resp. den Eurocode DIN V ENV 1991-1 (s. hierzu GBT, Teil 3, S. 211 ff).

Eine ausreichende Standsicherheit der Blockrandbebauung war für eine reine Flachgründung entsprechend DIN 1054 'Zulässige Belastung des Baugrundes' und DIN 4017 'Grundbruchberechnungen' augenscheinlich gewährleistet. Bei der Blockrandbebauung (bevorzugter Lastabtrag über die Platte) ist das tatsächliche Tragverhalten dem einer Flächengründung hinreichend ähnlich. Damit erübrigten sich aus ingenieurtechnischer und formaler Sicht diesbezügliche Nachweise zur Tragfähigkeit.

4.2 Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Blockrandbebauung und Hochhaus

Der Grenzzustand 2, Verlust der Gebrauchstauglichkeit infolge Setzungsbeanspruchungen, ist mit der Sicherheit von $\gamma = 1,0$ nachzuweisen. Die quantitative Abschätzung der zu erwartenden Setzungen erfolgte mittels kontinuumsmechanischer Berechnungen.

5 Wahl der bodenmechanischen Parameter

Im Rahmen der Baugrundaufschlüsse für das Bauvorhaben Nord/LB sind diverse Proben und Sonderproben gewonnen worden, um daran bodenmechanische Untersuchungen zwecks Ermittlung bodenmechanischer Parameter durchzuführen. Die Ausführung der Bohrungen und die Gewinnung, Transport, Lagerung und Versuchsdurchführung wird hier als sach- und fachgerecht vorausgesetzt.

Mit den bindigen Böden - hier Tone, schluffige Tone resp. Geschiebemergel unterschiedlicher Konsistenz - sind Kompressionsversuche an 'ungestörten' Proben gemäß DIN 18135, Zylinderdruckversuche gemäß DIN 18136 (Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit) und Wassergehaltsbestimmungen gemäß DIN 18121 durchgeführt worden. Die labortechnisch ermittelten undrainierten Scherfestigkeiten sind im Bild 2 aufgeführt. Die Scherfestigkeiten werden als von der Tiefenlage abhängige Kenngrößen definiert.

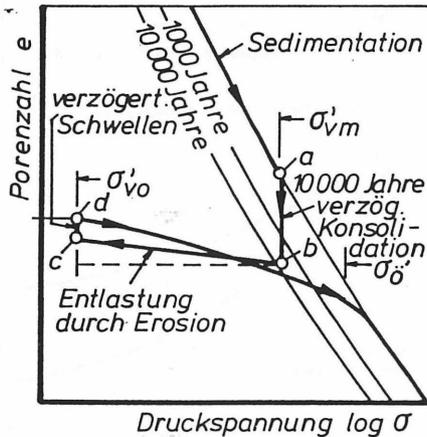
Schicht	Tiefe [mNN]	c_u [kN/m ²]	c_u [kN/m ²] Versuchsmittel
Kies	45 - 43	-	-
Ton, steif	43 - 38	100	für alle Tiefen rd. 250
Ton, halbfest	38 - 34	200	
Ton, halbfest	34 - 30	200	
Ton, fest	30 - 20	250	
Ton, fest	20 -	300 *	

* für die Ermittlung der Tragfähigkeit ohne Belang

Bild 2: Undrainierte Scherfestigkeiten, Rechenwerte und Versuchsmittel

Auf der Grundlage der vorgenannten undrainierten Scherfestigkeiten können die Pfahltragfähigkeiten nach den einschlägigen Verfahren abgeschätzt werden. Die Festigkeit der tiefliegenden Tone (> 20 m u. GOK) ist hier ohne Belang.

In dem Bild 3 ist die Spannungsgeschichte eines überkonsolidierten Tones als Druck-Porenzahl-Diagramm dargestellt. Eiszeitlich vorbelastete Böden - hier die Tone des norddeutschen Raumes - weisen infolge dieser Spannungsgeschichte ein Last-Setzungsverhalten auf, welches sich signifikant von dem nichtbindiger und von dem nicht vorbelasteter Böden unterscheidet.



- a) Sedimentation unter Eigenlast und Bildung einer Zusatzauflast σ'_{vm} (z.B. Eis)
- b) Sekundäre Alterung
- c) Reduktion der Auflast durch Eisschmelze oder Erosion auf σ'_{vo}
- d) Sekundäres Schwellen
- e) Verhalten bei neuer zusätzlicher Belastung (Baumaßnahme oder Versuch), Knick bei σ'_0

Bild 3: Spannungsgeschichte eines überkonsolidierten Tones [Raabe, 1984]

Auf der Grundlage theoretischer Überlegungen und in situ Beobachtungen wird ein s-förmiger Verlauf der Last-Setzungskurve erwartet (Bild 4). Er folgt aus der Annahme, daß bei der Entlastung des bindigen Baugrundes - z. B. durch Aushub - keine oder nur unmaßgebliche Hebungen auftreten. Begründet wird dies mit der Ausbildung von Partikelkontakten, die den im Zuge der Kompaktion entstandenen Teilchenabstand konservieren und dazu führen, daß das Ausgangsvolumen auch nach Entlastung nicht wieder eingenommen wird. Mit fortschreitender Diagenese nehmen Festigkeit und Resistenz der Kornverbindungen zu.

Die Wiederbelastungskurve verläuft - der Annahme weiterhin folgend - zunächst horizontal bis die glaziale Vorlast erreicht ist. Die Steifigkeit nimmt unter Zugrundelegung nur unmaßgeblicher Hebungen während der Entlastung asymptotisch zu. Der (rechnerische) Steifemodul ist damit bei Lastbeginn größer als bei mittlerem Spannungsniveau.

Nach Überschreitung der geologischen Vorlast weisen die Tone den üblichen Verlauf der Last-Setzungslinie auf, d. h. sie reagieren mit einer Zunahme der Steifigkeit bei zunehmender Last.

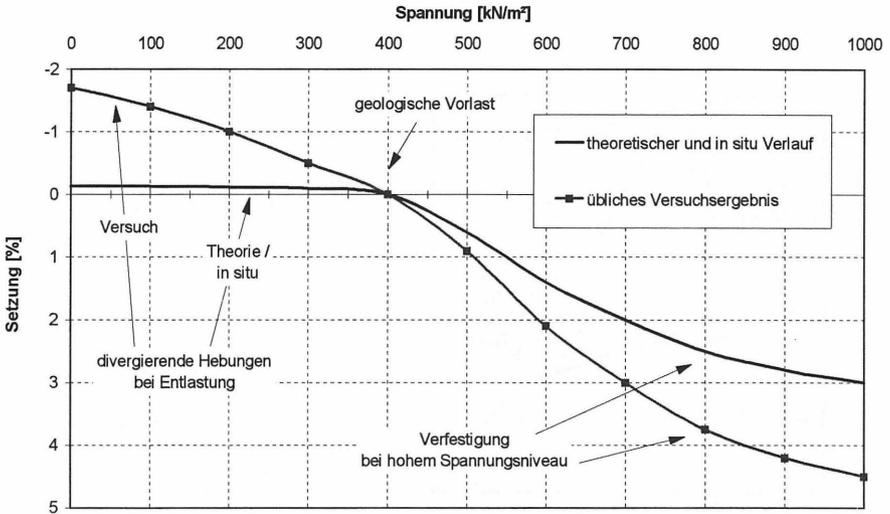


Bild 4: Verlauf der Last-Setzungskurve bei einseitlich vorbelasteten Böden (qualitativ)

Der vorgenannte theoretische Verlauf der Last-Setzungskurve lässt sich mit den genormten Laborversuchen nicht nachweisen. Die per se nicht oder nur bedingt quantifizierbaren Einflüsse bei der Probennahme, der Probenbehandlung und Versuchsdurchführung führen bei den hier diskutierten Tonböden zu signifikanten Unterschieden zwischen dem theoretisch abgeschätzten Rechenwert und dem labortechnisch ermitteltem Versuchsergebnis.

Die aus theoretischen Überlegungen abgeleiteten Rechenwerte lagen bei dem Bauvorhaben Nord/LB bei dem 2- bis 5fachen des labortechnisch ermittelten Zahlenwertes. Zudem ergeben sich - je nach individueller Einschätzung des Baugrundsachverständigen - stärker spannungsabhängige oder stärker tiefenabhängige Rechenwerte der Steifemoduln.

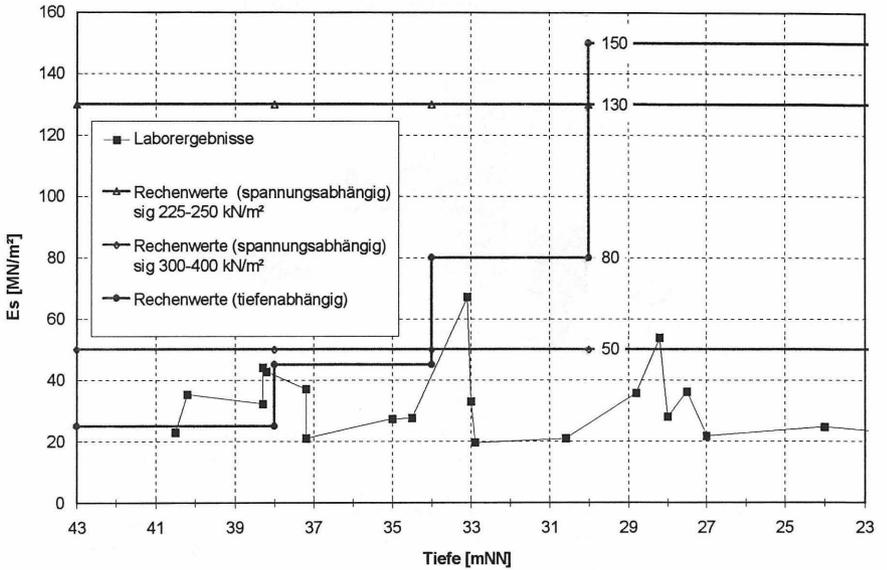


Bild 5: Steifemoduln, Gegenüberstellung der Rechen- und Laborwerte

Die derzeit offenbar unvermeidbare Diskrepanz zwischen Rechen- und Laborwert ist weder aus technisch-wirtschaftlichen noch aus rechtlichen Überlegungen auf Dauer akzeptabel. Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) beabsichtigt deshalb in Erweiterung der bereits durchgeführten Forschungsarbeiten die bodenmechanischen - hier insbesondere die versuchstechnischen Umstände - detaillierter zu ergründen.

Vielversprechende Ansätze zur wirklichkeitsnäheren Bestimmung des Last-Setzungsverhaltens toniger Böden sind von Bachmann 1998 veröffentlicht worden. Es wurde nachgewiesen daß insbesondere die Behandlung und Erfassung der Spannungen im Porenwasser während des Versuchsablaufes deutlich verbesserte resp. realistischere Ergebnisse ermöglicht.

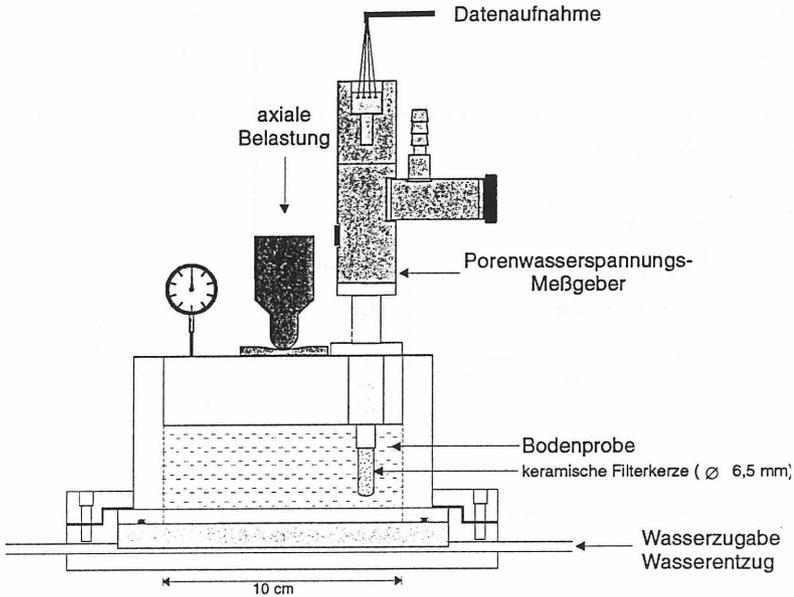


Bild 6: Schematischer Aufbau des modifizierten Ödometer-Versuchsstandes
[Bachmann, 1998]

Unter (formaler) Anwendung statistischer Methoden zur Ableitung charakteristischer Werte aus Versuchsergebnissen waren bei dem Bauvorhaben Nord/LB baupraktisch verwertbare Zahlenwerte nicht gewinnbar. Im Sinne eines prüffähigen Nachweises konnte der Verwendung der 'theoretischen' Rechenwerte nur bedingt gefolgt werden. Ergänzende Methoden zur Absicherung der bodenmechanischen Berechnungsparameter waren infolgedessen unabdingbar. Im Rahmen der Geotechnischen Prüfung sind bei dem Bauvorhaben Nord/LB u. a. durch das IGB-TUBS Dynamische Pfahltests an sechs Großbohrpfählen (\varnothing 0,9 m, L = 20,0 m) ausgeführt worden. Die gemessenen Setzungen betragen bei einer Einwirkung von rd. 8 MN nur wenige Millimeter (Bild 7). Die aufgrund der im Baugrundgutachten genannten Zahlenwerte der Steifemoduln zu erwartenden Setzungen der Einzelpfähle lagen im cm-Bereich. Die Auswertung der vorgenannten Pfahltests rechtfertigte damit augenscheinlich den Ansatz der 'theoretischen' Rechenwerte.

Pfahl	Maximallast Q_g [kN]	zugehörige Setzung s_{max} [mm]
229	7891	9,4
230	7228	9,1
231	8062	10,2
316	7837	9,3
319	8499	9,7

Bild 7: Ergebnisse der Dynamischen Pfahltests (IGB-TUBS)

Zudem standen Setzungsmessungen eines Hochausneubaus auf dem Gelände der Hannover Messe zur Verfügung. Auf der Grundlage kontinuumsmechanischer Berechnungen war damit eine Abschätzung des Last-Setzungsverhaltens des bindigen Baugrundes möglich. Die ingenieurtechnische Analyse ergab auch hier Steifemoduln von $E_s \approx 200 \text{ MN/m}^2$ und damit eine Bestätigung der 'theoretischen' Rechenwerte.

Wegen der großen Streuung der Basisvariablen Steifemodul E_s und der Sensibilität der Baukonstruktion wurden ergänzend entsprechende obere und untere charakteristische Werte in die Berechnung eingeführt. Die Gebrauchstauglichkeit wurde im vorliegenden Fall unter Ansatz abgeminderter Steifigkeiten gem. Bild 8 nachgewiesen.

Schicht	Tiefe [mNN]	E_s [MN/m ²]	E_s [MN/m ²] abgem. Werte *
Kies	45 - 43	180	180 / 120
Ton, steif	43 - 38	25	25
Ton, halbfest	38 - 34	45	45
Ton, halbfest	34 - 30	80	80 / 60
Ton, fest	30 - 20	150	80 / 80
Ton, fest	20 -	200	200 / 120

* für die FE-Berechnungen mit abgeminderten Kennwerten

Bild 8: Ansatz der Steifemoduln

6 Berechnungen zur Hochhausgründung

Die kontinuumsmechanischen Berechnungen wurden mit dem Finite Element Programm ANSYS®, Version 5.0A durchgeführt.

6.1 Modellierung

Bei der Modellierung wurden zur Reduktion des Berechnungsaufwandes die Symmetrieeigenschaften des Systems genutzt und die Berechnung auf einen im mittleren Bereich liegenden Pfahl reduziert. Der Berechnungsausschnitt beinhaltet somit einen halben Pfahlquerschnitt mit der zugehörigen 'mittleren' Pfahlplattenfläche. Die Ränder des Berechnungsausschnittes stellen Symmetrieachsen dar. Das Verhalten der Böden wurde als ideal-elastisch ideal-plastisch angenommen. In der Berechnung wurde das Bruchkriterium von Drucker-Prager verwandt.

Die Modellbildung im Fall des hier geführten Gebrauchstauglichkeitsnachweises unterliegt hinsichtlich der Abbildungsqualität geringeren Anforderungen als dies im Falle einer Interaktionsberechnung im Rahmen der Tragfähigkeitsanalyse für eine KPP notwendigerweise zu fordern ist. Für die hier vorliegende Aufgabenstellung sind die Annahmen hinreichend genau.

Die Simulation des Bauablaufes beinhaltet die folgenden drei Berechnungsschritte:

- Primärspannungszustand des Bodens vor Baubeginn (LF 1)
- Einbauzustand nach Pfahlherstellung (LF 2)
- Lastzustände (LF 3ff)

Um den Austausch des Bodens durch Beton numerisch nachzuvollziehen, wurden die Bereiche der späteren Pfahlgründung doppelt elementiert und der Materialwechsel zu Beginn des LF 2 mittels der entsprechenden Programmoption realisiert. Nach dem so erfolgten spannungslosen Einbau der Pfähle und der Pfahlplatte konnte die Last stufenweise aufgebracht werden. Die in den FE-Plots dargestellten Verschiebungen stellen die Relativverschiebungen gegenüber dem lastfreien Zustand dar.

6.2 Berechnungsergebnisse

Zunächst wurden FE-Berechnungen mit den im Baugrundgutachten angegebenen Parametern ausgeführt. Die Last ist in 4 Laststufen bis zur 1,5fachen Gebrauchslast - hier $1,5 \cdot 3470 \text{ kN}$ - gesteigert worden. Das Ergebnis ist in Bild 9 dokumentiert.

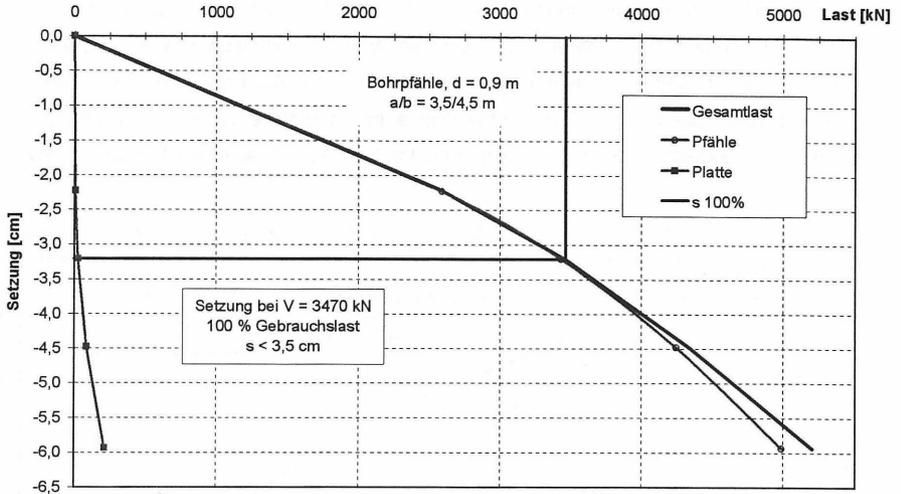


Bild 9: Last-Setzungskurve der Hochhausbebauung

Demnach sind unter Gebrauchslast Setzungen von $s < 3,5 \text{ cm}$ zu erwarten. Die Last-Setzungskurve ist zudem bis zur 1,5fachen Last nur gering gekrümmt. Eine überproportionale Zunahme der Verschiebungen bei größer werdender Last ist nicht zu erwarten. Die Lasten werden i. w. von den Pfählen getragen, die Fundamentplatte übernimmt einen Anteil von weniger als 5%.

Ergänzend wurden FE-Berechnungen mit den in den Bildern 2 und 3 angegebenen abgeminderten Kennwerten ausgeführt. Bei abgeminderten Mantelreibungswerten und tw. abgemindertem Steifemodul ergeben sich geringfügig höhere Setzungen von $s < 4,5 \text{ cm}$ bei Gebrauchslast. Die von der Platte aufgenommenen Lastanteile liegen weiterhin bei weniger als 5%.

7 Vergleichsberechnungen zur Gründung der Blockrandbebauung

Zunächst wurden FE-Berechnungen mit den im Baugrundgutachten angegebenen Parametern ausgeführt. Die Last ist in 4 Laststufen bis zur 1,0fachen Gebrauchslast gesteigert worden. Demnach sind unter Gebrauchslast Setzungen von $s < 6,5 \text{ cm}$ zu erwarten. Die Last-Setzungskurve ist zudem nur gering gekrümmt. Die Lasten werden ungefähr zu gleichen Teilen von den Pfählen und der Platte getragen.

Ergänzend wurden FE-Berechnungen mit den in den Bildern 2 und 3 angegebenen abgeminderten Kennwerten ausgeführt. Bei abgeminderten Mantelreibungswerten und tw. abgemindertem Steifemodul ergeben sich geringfügig höhere Setzungen von $s < 7,1$ cm bei Gebrauchslast. Die von der Platte aufgenommenen Lastanteile liegen bei rd. 55 %. Das Ergebnis der Berechnungen mit den vorgenannten Kennwerten ist in Bild 10 dokumentiert.

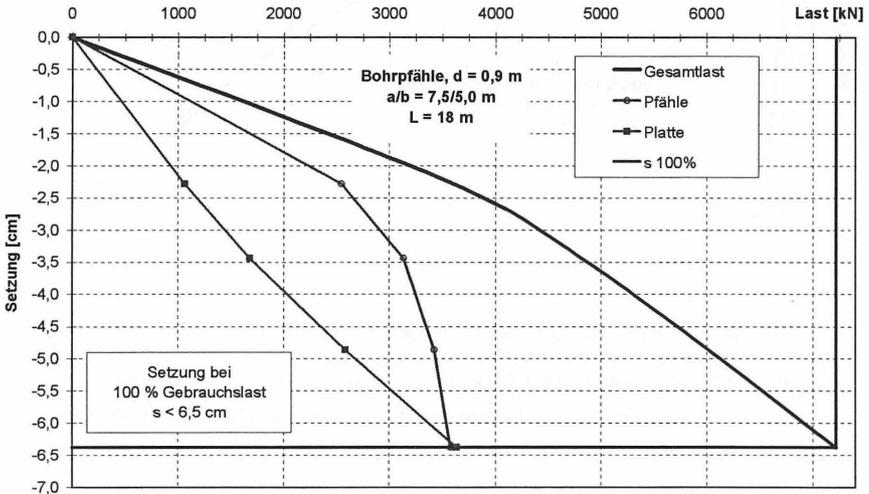


Bild 10: Last-Setzungskurve der Blockrandbebauung

8 Schrifttum

- [1] Grundbautaschenbuch, 5. Auflage, Teil 3, Abschnitt 2: Tragverhalten von Pfählen unter axialer Belastung
- [2] DIN Taschenbuch: Bauen in Europa, Geotechnik, Eurocode 7-1 · DIN V ENV 1997-1, 1. Auflage 1996
- [3] Bachmann, M.: Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton; Heft 58, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1998
- [4] Katzenbach, R.; Arslan, U; Moormann, C.: Nachweiskonzept für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP); geotechnik 19, S. 3 - 11, 1996

- [5] Ruppert, F.-R.: Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, Heft 80-4, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1980
- [6] Raabe, E.-W.: Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, Heft 14, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1984



NEUE MÖGLICHKEITEN MIT DEM DÜSENSTRAHLINJEKTIONSPFAHL PH-PFAHL

Dipl.-Ing. Peter Conrad, Dipl.-Ing. Thomas Marks

1 EINLEITUNG

In den letzten zehn Jahren entwickelte die Philipp Holzmann AG, Niederlassung Hamburg Tiefbau, einen neuartigen Bohrpfahltyp auf der Grundlage eines mittlerweile patentierten Herstellungsverfahrens. Durch Anwendung des Düsenstrahlinjektionsverfahrens (DSI) ist eine Herstellung mit ausgeprägter Pfahlfußverbreiterung möglich, die eine zielgenaue Abtragung großer Zug- und Druckkräfte in den Baugrund ermöglicht.

Nachdem der in Abkürzung von "Philipp Holzmann" benannte "PH"-Pfahl erstmals beim Bau der Nördlichen Erweiterung (CT III) des Containerterminals in Bremerhaven als Zugpfahl in 1:1-Neigung eingesetzt wurde, konnten durch Weiterentwicklung der Bohrtechnik und des DSI-Verfahrens die Tragfähigkeit des PH-Pfahls gesteigert und neue Anwendungsmöglichkeiten erschlossen werden.

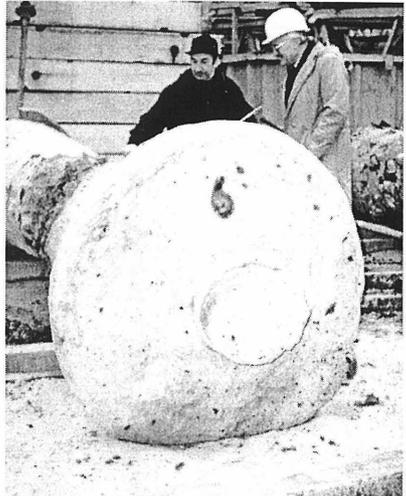


Bild 1: Als Telleranker ausgeprägter Pfahlfußkörper eines PH-Pfahls

2 PH-PFAHL HERSTELLUNGSVERFAHREN

Die Herstellung des PH-Pfahls erfolgt in vier Phasen:

Phase 1: Abteufen des Bohrrohres.

Das doppelwandige Bohrrohr wird bis zur Endtiefe des Pfahles abgeteuft. Als Bohrvfahren hat sich das direkte Spülbohrverfahren bewährt.

Phase 2: Einstellen des Stahlpfahls.

Der Bohrdrehkopf wird vom Bohrrohr gelöst. Der Stahlpfahl wird in das Bohrrohr eingestellt. Mit Pressenhilfe wird die Bohrspitze vom Bohrrohr gelöst und in die Bohrsohle gepreßt. Bis zur Fertigstellung des PH-Pfahls bildet die Bohrspitze ein sicheres Fußauflager für den Stahlpfahl. Abschließend wird der Bohrdrehkopf wieder montiert.

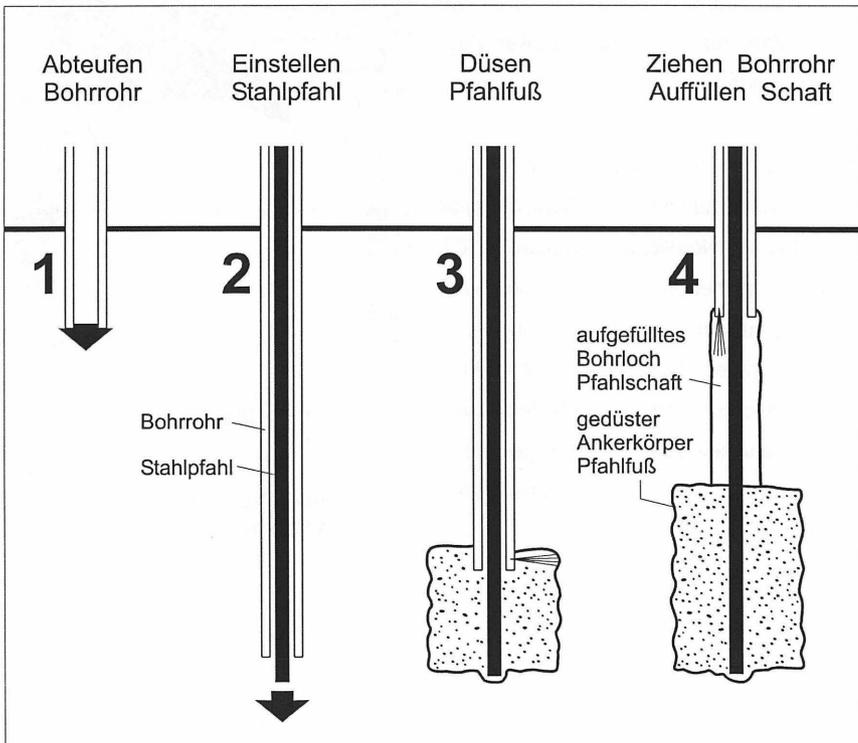


Bild 2: Herstellungsphasen des PH-Pfahls

Phase 3: Düsen des Pfahlfußkörpers.

Am Fuß des Bohrrohres befindet sich eine Hochdruckdüse, die radial zur Bohrrohrachse nach außen zeigt. Unter kontinuierlichem Ziehen und Drehen des Bohrrohres wird Zementsuspension mit hohem Druck in den Boden gepreßt. Der energiereiche Strahl vermischt den Boden mit dem Zementleim (Bodenvermörtelung). Der Stahlpfahl wird bei diesem Mischvorgang in den Bodenmörtel kraftschlüssig eingebunden. Die Größe und Ausbildung des Mörtelkörpers ist u. a. abhängig von Zieh- und Drehgeschwindigkeit des Bohrrohres, Einpreßdruck der Zementsuspension, Düsendurchmesser und den Bodenverhältnissen.

Die Herstellung eines Bodenmörtelkörpers kann in jedem Pfahlabschnitt erfolgen.

Phase 4: Auffüllen des Pfahlschaftes.

Am Fuß des Bohrrohres befindet sich eine zweite Düse, die in axialer Richtung des Bohrrohres zeigt. Unter schnellerem Ziehen des Bohrrohres wird lediglich das verbleibende Bohrloch aufgefüllt. Als Füllmaterial eignet sich die gleiche Zementsuspension wie zur Bodenvermörtelung. Der Zementstein bietet zusätzlichen Korrosionsschutz für den Stahlpfahl.

Das Herstellungsverfahren des PH-Pfahls ermöglicht sehr unterschiedliche Pfahlausführungen, z. B. kann die Länge des Pfahlfußkörpers frei gewählt werden. Der Durchmesser des Pfahlfußkörpers ist an die Bodenverhältnisse angepaßt. Durch längeres Düsen in einem Pfahlabschnitt kann ein größerer Durchmesser des Mörtelkörpers für konzentrierte Lastenleitungen erzielt werden.

Statt eines festen Pfahlschaftes aus Zementstein kann eine dauerhaft plastische Bohrlochfüllung verwendet werden, die eine Kraftübertragung zwischen Pfahl und Boden in definierten Pfahlabschnitten vermindert oder verhindert.

Alle Möglichkeiten können das Tragverhalten der Pfähle gezielt beeinflussen und auf die örtlichen baulichen Erfordernisse einstellen.

3 TRAGVERHALTEN

Das Tragverhalten von PH-Zugpfählen wurde in den vergangenen Jahren in Versuchen und FEM-Studien wissenschaftlich untersucht.

Die innere Tragfähigkeit des PH-Zugpfahls wird bestimmt durch die Zugfestigkeit des Stahlpfahls und den Verbund zwischen Stahlpfahl und Bodenmörtelkörper. Siehe dazu "Zum Stahl-Mörtel-Verbund" (MARKS, 1996).

Zum äußeren Tragverhalten von PH-Zugpfählen im Baugrund, insbesondere auch zur Gruppenwirkung von Zugpfählen bei der Auftriebsicherung von Baugruben- oder Docksohlen, wurde anlässlich des Pfahl-Symposiums 1997 berichtet (MARKS, 1997).

Das Tragverhalten von PH-Druckpfählen wird geprägt durch den schlanken Pfahlschaft in Stahl-Zement-Haftverbund und dem ausgeprägten Pfahlfuß, der in der Aufstandsfläche etwa dem 6..9-fachen der Schaftquerschnittsfläche entspricht.

4 ENTWICKLUNGEN

4.1 Düsenstrahlinjektionsverfahren (DSI)

In Vorversuchen und im Zuge der PH-Pfahlherstellung bei CT III, Bremerhaven, wurde das Düsenstrahlinjektionsverfahren, das üblicherweise zu Bodenverbesserungen und Dichtkörperherstellung angewendet wird, für die Anforderungen bei Pfahlherstellungen weiterentwickelt.

Die Injektionsparameter Dreh- und Ziehgeschwindigkeit, Düsendurchmesser, Injektionsdruck und Mischungsverhältnis der Zementsuspension wurden zur Erzielung eines möglichst hochfesten Bodenmörtelkörpers optimiert. Das Ergebnis ist ein Bodenmörtelkörper mit hohem Zementanteil für gute Haft- und Verbundeigenschaften zum Stahlpfahl.

In der DSI-Technik ist es üblich, die Injektionsparameter so einzustellen, daß während des Düsens immer ein Teil der Zementsuspension drucklos am Bohransatzpunkt zuta-

ge tritt. Die Notwendigkeit dazu wird begründet mit Vermeidung von Überdruck im Baugrund und einer Beeinträchtigung der DSI-Elementausbildung.

Um ein Festfahren des Bohrgestänges durch Verpressen beim Düsen zu verhindern, wurde im Zuge der PH-Pfahlentwicklung eine einfache, aber sehr sichere konstruktive Schutzeinrichtung für das Gestänge entwickelt und zum Patent angemeldet. Auf eine Spülung des Gestänges mit dem damit verbundenen großen Suspensionsverlust kann vollständig verzichtet werden. Eventuell überschüssige Zementsuspension verbleibt im Baugrund und kommt der Tragfähigkeit des PH-Pfahls zugute.

4.2 Bohrtechnik

Der aufzubohrende Bohrlochquerschnitt für die Herstellung der PH-Pfähle ist für PH-Zugpfähle mit einem Bohrlochdurchmesser von ca. 34 cm bereits erheblich größer als bei üblichen Anwendungen des direkten Spülbohrverfahrens mit Durchmessern von etwa 15 cm.

Bei der PH-Zugpfahlherstellung für CT III lagen durch einen statisch erforderlichen Bodenaustausch mit kontrollierter Sandauffüllung ideale Verhältnisse zum Bohren vor, die mit der vorhandenen Geräteausstattung gut beherrscht werden konnten. Zum Aufbohren von gewachsenen Böden, insbesondere zum Durchfahren von bindigen Bodenschichten wie Klei und Geschiebemergel, mußte die Bohrtechnik jedoch verbessert werden.

Im Sommer 1997 konnten eine hydraulische Bohrvorschubeinrichtung und eine neuartige Bohrspitze bei Bohrversuchen im Geschiebemergel des nördlichen Elbufers in Hamburg getestet werden. Insbesondere die Bohrspitze mit ihrer besonderen Wirkungsweise funktionierte im direkten Vergleich mit allen bekannten Bohrspizentypen so gut, daß auch Spülbohrungen mit einem Durchmesser von über 40 cm in allen Lockergesteinsarten wirtschaftlich möglich erscheinen. Die Bohrspitze wurde zwischenzeitlich zum Patent angemeldet.

4.3 PH-Druckpfahl

Zur Herstellung von PH-Druckpfählen wird wegen besserer Eignung die Verwendung von Profilstahlpfählen angestrebt. Die Verwendung von besonders geeigneten Profilen (z.B. HE-M 100, HE-M 140) bedingt jedoch einen größeren Bohrquerschnitt als bei PH-Zugpfählen, die mit kompakten Stahlpfählen, z. B. Rundstählen, bestückt sind.

Im Spätsommer 1998 wurden 6 Probepfähle mit einem Bohrlochdurchmesser von ca. 44 cm und 16 m Länge hergestellt und getestet. Der Versuchsboden bestand im wesentlichen aus Fein- und Mittelsand mit eingelagerten, jeweils ca. 1 bis 1,5 m mächtigen Kies-, Schluff- und Muddeschichten.

Die für die Pfahlherstellung erforderlichen Spülbohrungen wurden mit der in Kap. 4.2 genannten Bohrspitze und Bohrvorschubeinrichtung in jeweils ca. 10 min auf Tiefe gebracht.

In fünf PH-Probepfähle wurden Stahlpfähle mit einem Profil HE-M 140 in üblicher Herstellungsweise für PH-Pfähle eingebaut. In PH-Pfahl Nr. 6 wurde abweichend davon ein Profilstahl HE-M 180 nachträglich in den noch weichen Mörtel von Pfahlfuß und Pfahlschaft eingestellt.

Alle PH-Probepfähle waren zur Sicherung des Haftverbundes zwischen Stahlpfahl und Zementkörper im Pfahlfußbereich mit aufgeschweißten Knaggen oder Kopfbolzendübel versehen. Vier PH-Pfähle waren mit Dehnungsmeßstreifen ausgestattet.

Die Auswertung der Probelastungsergebnisse und Dehnungsmessungen ergab, daß alle PH-Druckpfähle über die Grenzlast des eingebauten Stahlpfahls hinaus belastet werden konnten, was dem Tragverhalten eines echten Verbundpfahls entspricht.

Bei allen Probepfählen versagte der Profilstahl mit dadurch bedingtem Verbundverlust im Kopfbereich der Pfähle. Lediglich beim Pfahl Nr. 6 mit dem stärkeren Stahlpfahl fiel die innere Tragfähigkeit mit der äußeren zusammen. Bei allen anderen PH-Pfählen wurde die äußere Tragfähigkeit nicht erreicht.

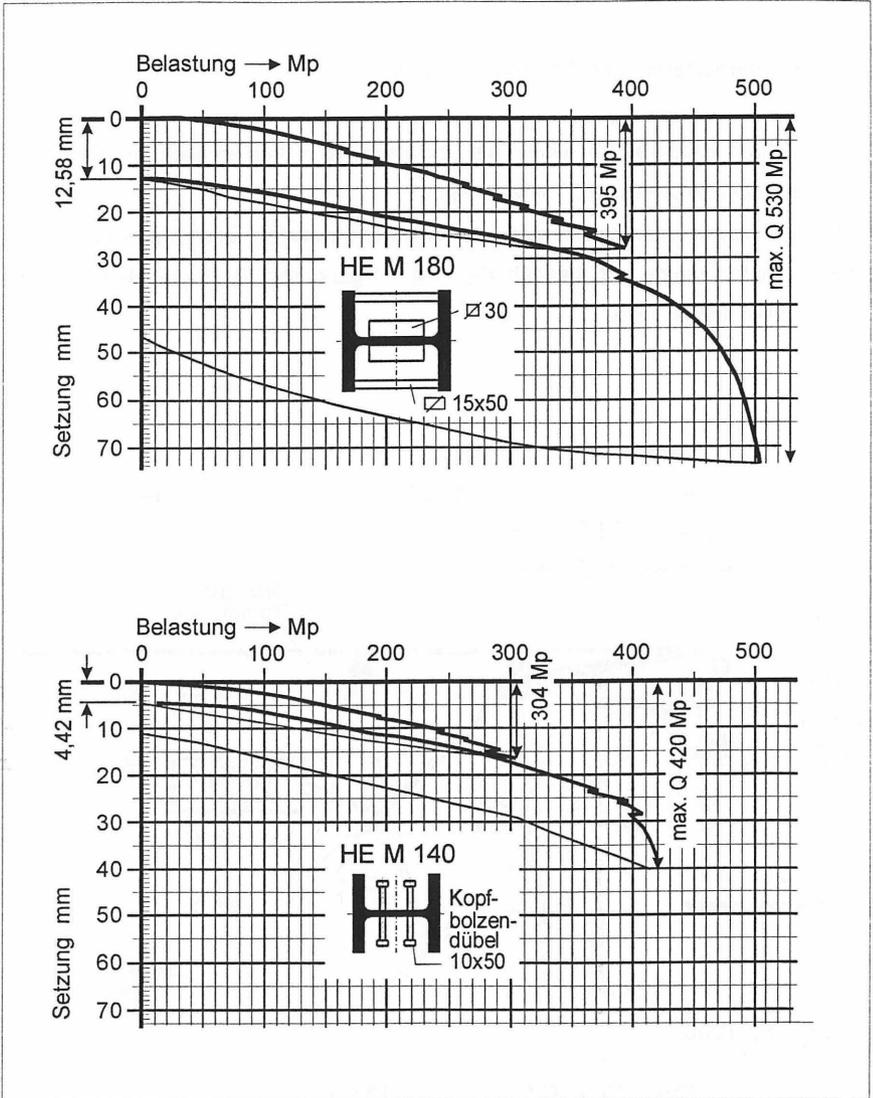


Bild 3: Probelastungsergebnisse von PH-Druckpfählen. Beide Pfähle versagten durch Verlust der inneren Tragfähigkeit des Stahlspfahls im Bereich des Pfahlkopfes. Lediglich bei dem Probepfahl mit dem eingestellten HE-M 180 konnte über die Auswertung der DMS ein meßbares Eindringen des Pfahlfußes in den Boden festgestellt werden.

5 AUSFÜHRUNGSBEISPIELE

5.1 Containerterminal CT III Bremerhaven

In den Jahren 1992 bis 1997 wurde die Containerkaje in Bremerhaven um die 700 m lange Nördliche Erweiterung CT III verlängert.

In Ergänzung zur Verankerung der seeseitigen kombinierten Spundwand mit einem Stahlrammpfahl wurde der Kajenüberbau mit 1:1-geneigten PH-Zugpfählen im Austauschboden rückverankert.

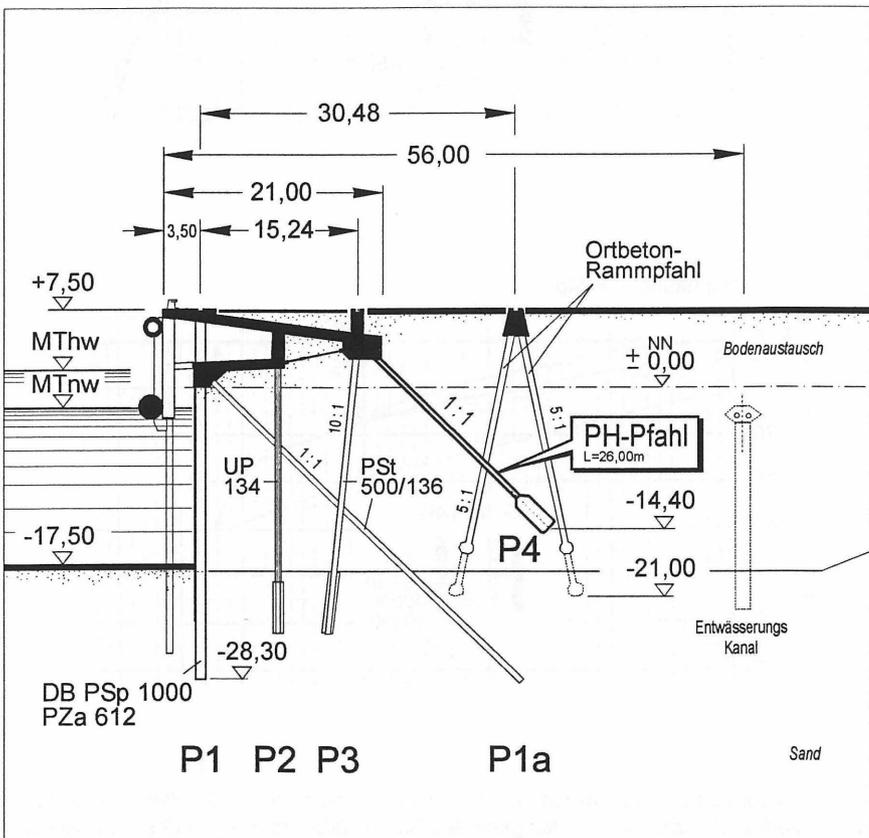


Bild 4: Rückverankerung des Kajenüberbaus der Nördlichen Erweiterung CT III des Containerterminals Bremerhaven mit einem PH-Zugpfahl

Die 218 Stück erstmalig ausgeführten PH-Zugpfähle sind 26 m lang und enthalten einen 5"-Rundstahlanker als Stahlpfahl. Der Verbund des Stahlpfahls mit dem gedüsteten Pfahlfußkörper wird durch eine aufgeschweißte Wendel aus 10mm-Quadratstahl gesichert. Am Pfahlkopf bindet ein aufgeschraubter Telleranker in den landseitigen Pfahlbalken des Betonüberbaus ein.

Die nachgewiesene Tragfähigkeit dieser PH-Zugpfähle beträgt mindestens 2780 kN. Die an Probepfählen durchgeführten Probelastungen mußten wegen Erreichen der rechnerischen Grenzlast des Rundstahlankers abgebrochen werden.

5.2 Fischereihafenschleuse Bremerhaven

Seit 1997 wird die Fischereihafenschleuse Bremerhaven erweitert. Zur temporären Sicherung der späteren Schleusentorkammern werden kombinierte Spund- und Rohrwände gerammt. Die Rückverankerung dieser Wände erfolgt in den Regelbereichen durch gerammte Stahlpfähle.

In einem der Baugrubenbereiche durften wegen erschütterungsempfindlicher Bebauung keine Zugpfähle gerammt werden. Wegen der Größe der aufzunehmenden Ankerkräfte war der Einsatz von Verpreßankern nicht möglich.

Hier kam der PH-Zugpfahl als gebohrter Ankerpfahl mit 28 m Länge in gleicher Ausführung wie bei CT III zum Einsatz.

Dabei mußte eine 3 bis 5 m dicke Kleischicht durchbohrt werden, was mit der weiterentwickelten Spülbohrtechnik problemlos gelang.

Der Ankerkörper des PH-Zugpfahls konnte dann im tiefer anstehenden sehr tragfähigen Sandboden gedüst werden.

5.3 Grundinstandsetzung Marinearsenalkaje Kiel

Die 600 m lange Nordkaje im Marinearsenalbetrieb Kiel am Ostufer der Kieler Förde wurde 1959 bis 1963 als Pierkonstruktion mit überbauter Böschung und rückwärtiger, mit Schrägpfählen verankerter Spundwand über offenem Wasser erbaut. Die Überbaukonstruktion besteht aus 40 je 15 m langen Blöcken, die durch Dehnungsfugen mit Querkraftverzahnung getrennt sind.

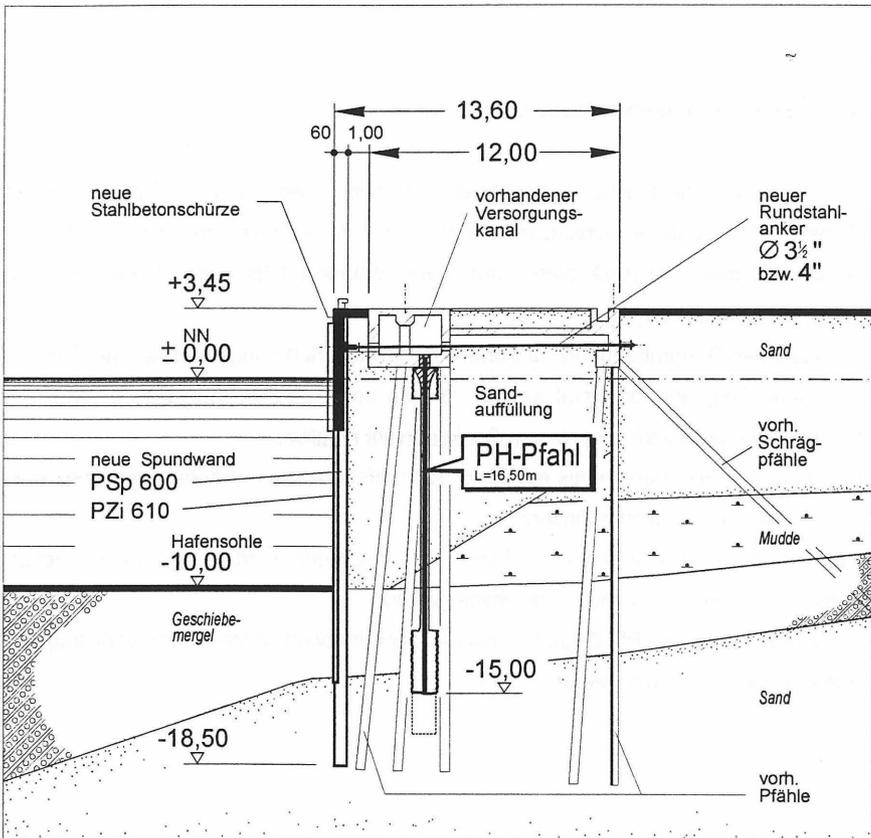


Bild 5: Geplante Unterfangung des seeseitigen Versorgungskanals der Marinearsenalkaje Kiel mit einem PH-Druckpfahl als Ersatz für die Spannbetonpfahlgründung

Der seeseitige Versorgungs- und Bedienungskanal ist gegründet auf Spannbetonrammpfählen $b/d = 40/40$, die in 3er-Gruppen im Längsabstand von ca. 1,5 m unter der Kanalsohle angeordnet sind.

Wegen Schäden an den Spannbetonpfählen wurde eine Grundinstandsetzung der Kaje notwendig.

Im 1. Abschnitt wurde 1996 bis 1998 eine Spundwand vorgerammt, diese mit Rundstahlankern am rückwärtigen Betonholm verankert und die gesamte Pier mit Sand verfüllt. Damit wurde die Voraussetzung für die im 2. Abschnitt ursprünglich mit DSI-Säulen geplante Unterfangung des Versorgungskanals geschaffen.

Zur Unterfangung der Pierkonstruktion sollen nunmehr PH-Druckpfähle mit einem Stahlkern aus einem HE-M 140 S355 eingesetzt werden. Wegen der Tragfähigkeit $Q = 1854 \text{ kN}$ ist eine Pfahlreihe mit einem Regelabstand der Pfähle von 3 m ausreichend.

In Bereichen, in denen z. B. wegen Verrammung der Spannbetonpfähle, altem Holzpfehlbestand oder in Dehnfugenbereichen das 3m-Raster nicht möglich oder sinnvoll ist, kann ein PH-Druckpfahl mit einem HE-M 100 S355, $Q = 1250 \text{ kN}$, zwischengesetzt werden.

Ein interessantes Konstruktionsdetail ist die Pfahlkopfausbildung der PH-Druckpfähle: Unmittelbar unter der Sohle des Versorgungskanals kann im Auffüllungssand im Zuge der PH-Pfahlherstellung ein DSI-Körper mit einer Länge von etwa 1,5 m hergestellt werden. Im Schutze des entstehenden Bodenmörteltrichters wird dann nachträglich ein Beton B25 kontrolliert eingebaut, der den Kraftschluß zwischen der Unterfläche der Kanalsohle und der Verbundstrecke des Stahlpfahls sicherstellt. Die Verbundstrecke des Stahlpfahls wird über eingebaute Wendelbewehrung gesichert.

6 LITERATURHINWEISE

Conrad, P.: Kaimauerkonstruktionen in Spundbauweise aus Norddeutschland, in: Konferenzband Kaimauer-Workshop im Rahmen des Hafentages der SMM '92 am 30.09.1992 in Hamburg, Hafenbautechnische Gesellschaft e.V. (HTG).

Marks, T.: Zum Stahl-Beton-Verbund, in: Tagungsband zur 4. FEM/CAD-Tagung Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. Udo Meißner, Prof. Dr.-Ing. Klaus Wassermann (Hrsg.), Düsseldorf: VDI, 1996.

Auch in farbigem Sonderdruck: RIB Bausoftware (Hrsg.), Stuttgart: 1996

Marks, T.: Neuartiger gebohrter Ankerpfahl, in: Tagungsband zum Pfahl-Symposium 1997, Technische Universität Braunschweig.

GEOthermISCHE ENERGIENUTZUNG MITTELS PFÄHLEN, SCHLITZWÄNDEN UND STÜTZBAUWERKEN

Heinz Brandl, Dietmar Adam, Fritz Kopf

1 EINLEITUNG

Geothermische Energie ist die in Form von Wärme gespeicherte Energie unterhalb der Erdoberfläche. Da die Temperaturen im Erdkern ca. 6000°C und im Erdmantel ca. 1200°C betragen, ist ein enormes Energiepotential im Inneren der Erde vorhanden. Dieses ist u. a. aus dem Zerfall natürlicher, radioaktiver Isotope zurückzuführen. In der Erdkruste, die eine Stärke zwischen 5 km und 50 km aufweist, nimmt die Temperatur durchschnittlich um 3°C pro 100 m Tiefe zu. In den obersten Metern unterhalb der Erdoberfläche wird die Temperatur in erster Linie durch klimatische Verhältnisse und die solare Einstrahlung bestimmt.

In primitiver Form wurde die oberflächennahe Erdwärme bereits von den ersten Höhlenmenschen der Steinzeit genutzt, indem sie die Trägheit der Erdmasse als Wärme- bzw. Kältespeicher nutzten und in unterirdischen Hohlräumen im Winter Schutz vor der Kälte und im Sommer vor übermäßiger Hitze fanden.

In Gebieten mit Wärmeanomalien, wo wesentlich höhere Temperaturgradienten im oberflächennahen Boden auftreten und diese Energie mittels entsprechender Medien an die Oberfläche transportiert wird, ist eine Nutzung von thermalen Quellen, vulkanischen Aktivitäten, usw. bereits seit frühester Zeit bekannt.

Frühe technische Anwendungen von saisonaler Erdwärmespeicherung stellten die tiefen „Eiskeller“ in Wien zur Lagerung von Lebensmitteln dar. Ein modernes Beispiel für den Entzug von geothermischer Energie sind Anlagen, bei denen mittels Tiefbohrungen Reservoirs in Tiefen von bis zu 5000 m zur Wärme- und Stromerzeugung herangezogen werden („Deep heat mining“).

2 GEOTHERMISCHE ENERGIEBEWIRTSCHAFTUNG

2.1 Allgemeines

Der Begriff der geothermischen Energiebewirtschaftung umfaßt im Sinne der Autoren die technischen Methoden, mit welchen die geothermische Energie nutzbar gemacht werden kann. In erster Linie erfolgt eine Nutzung der Erdwärme in folgenden Bereichen:

- Flächig verlegte Erdregister (Tiefe 1,5 m bis 3 m)
- Vertikale Erdwärmesonden (Tiefe 50 m bis 200 m)
- Tiefe Erdwärmesonden (Tiefe 500 m bis 2000 m)
- Wärmenutzung von Grundwasser
- Hydrothermale Nutzung von warmen Quellen
- Deep Heat Mining zur Strom- und Wärmegewinnung
- Saisonale Erdspeicher für Wärme und Kälte (diffusive Speicher)
- Konstruktiv erforderliche Maßnahmen, wie Pfähle, Schlitzwände, Stützbauwerke, Tunnelschalen, etc.

Bis auf die letztgenannte Nutzungsmöglichkeit sind alle Maßnahmen mit relativ hohen Herstellungskosten verbunden, die Amortisationszeit ist im allgemeinen relativ hoch. Zum Schutze der Umwelt und zur Einsparung von natürlichen Ressourcen, wie fossile Brennstoffe, sind diese Methoden trotzdem Hoffnungsträger für eine saubere und naturnahe Energie.

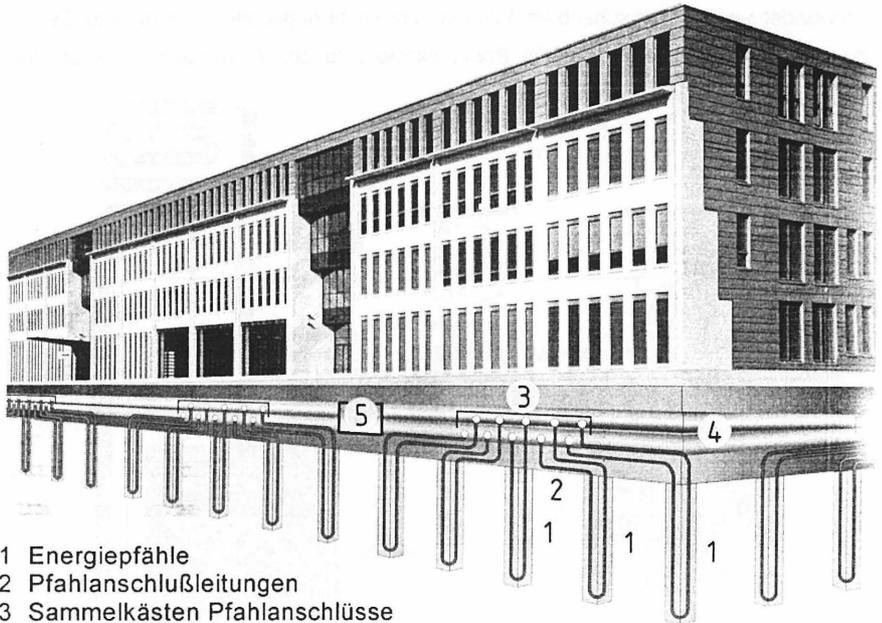
Im Gegensatz dazu bedeutet die im letzten Punkt genannte Anwendung nur eine geringfügige Erhöhung der Kosten, da nur technisch erforderliche Maßnahmen zur geothermischen Energienutzung herangezogen werden (Abb. 1).

2.2 Möglichkeiten der Bewirtschaftung

Prinzipiell kann zwischen zwei unterschiedlichen Möglichkeiten der geothermischen Energiebewirtschaftung unterschieden werden:

- Geothermische Energieentnahme („Ausbeutung“)
- Saisonale Wärme- und Kältespeicherung („Stockage“)

Während bei der Energieentnahme der Energiefluß lediglich in einer Richtung erfolgt (Entnahme bzw. Zuführen von Wärme aus dem bzw. in den Boden), wird bei der saisonalen Speicherung die thermodynamische Trägheit des Bodens herangezogen, um Energie im Boden zu speichern, sodaß diese zum benötigten Zeitpunkt wiederum entnommen werden kann. Bei einem saisonalen Speicher ist es daher möglich, eine ausgeglichene Energiebilanz im Zeitraum eines Jahres zu gewährleisten.



- 1 Energiepfähle
- 2 Pfahlanschlußleitungen
- 3 Sammelkästen Pfahlanschlüsse
- 4 Hauptleitung
- 5 Kältezentrale

Abb. 1: Schematische Darstellung einer auf 570 Energiepfählen gegründeten Industrieanlage in der Schweiz. Nutzung zum Heizen und Kühlen.

2.3 Möglichkeiten der Nutzung

In den meisten Fällen wird die gewonnene geothermische Energie zum

- Heizen und/oder
- Kühlen

von Gebäuden verwendet. Da die Temperatur des Untergrundes in Mitteleuropa bis zu einer Tiefe von ca. 50 m im Schnitt 10°C bis 15°C beträgt, reicht eine Umwälzung der Wärme für eine Heizung im allgemeinen nicht und für eine Kühlung nicht in allen Fällen aus. Aus diesem Grund wird zwischen

- Systemen ohne Wärmepumpe und
- Systemen mit Wärmepumpe

unterschieden. Mittels Wärmepumpe können Absorbersysteme zur Gebäudeheizung verwendet werden, umschaltbare Wärmepumpen ermöglichen sowohl eine Beheizung als auch eine Kühlung; die Bodenwärme wird der Wärmepumpe durch den sog. Primärkreislauf zugeführt (Abb. 2).

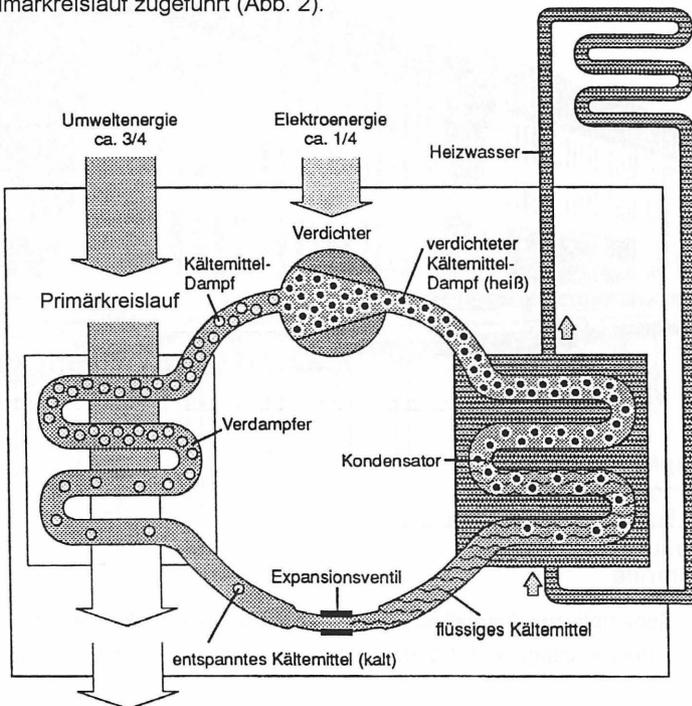


Abb. 2: Prinzip der Wärmepumpe

Bei einem geothermischen Kühlsystem wird dem Gebäude Wärme entweder über eine Luftkühlung oder einem auf Wasser basierenden Kühlsystem entzogen. Die Kältemaschine ist dabei an das Absorbersystem angeschlossen und leitet die Über-

schußwärme über das Transportmedium im Primärkreislauf in den Boden. Bei kombinierten Systemen bzw. saisonaler Erdwärmespeicherung kann die Energie bei Bedarf wiederum entnommen werden. Beim sog. „Free Cooling“ wird der Fremdenergiebedarf auf den Betrieb einer Umwälzpumpe reduziert.

3 THERMODYNAMISCHE GRUNDLAGEN

3.1 Transportvorgänge

Die Wärmeübertragung erfolgt sowohl durch feste, flüssige und gasförmige Stoffe als auch im Vakuum. Das heißt, Wärmetransport ist nicht notwendigerweise an ein Medium gebunden. Die Wärmeübertragung erfolgt mittels

- Wärmeleitung (Konduktion) - in festen, flüssigen und gasförmigen Medien
- Konvektion - in flüssigen und gasförmigen Medien
- Wärmestrahlung - ist nicht an ein Medium gebunden

Bei der Konduktion wird die Energie von Molekülen übertragen, wobei der Transport von Molekülen mit höherem Energieniveau zu jenen mit niedrigerem geschieht. Moleküle in Flüssigkeiten und Gasen führen bei dieser Form der Energieübertragung nicht notwendigerweise eine konvektive Bewegung aus.

Bei der Konvektion erfolgt der Energietransport durch die (Relativ)Bewegung eines Mediums im thermodynamischen System. Aus diesem Grund kann Konvektion nie innerhalb eines festen Körpers stattfinden, sondern nur innerhalb von flüssigen und gasförmigen bzw. am Übergang von diesen zu festen Stoffen. Weiters wird zwischen freier Konvektion (Bewegungsvorgänge aufgrund des Dichteunterschiedes von kaltem und warmem Medium) und erzwungener Konvektion (Bewegungsvorgang zufolge äußerer Einwirkung) unterschieden. Die Dispersion steht in einem engen Zusammenhang mit der Konvektion und leistet ebenfalls einen Beitrag zur Übertragung von Wärme.

Elektromagnetische Wellen sind verantwortlich für die Wärmeübertragung durch Wärmestrahlung. Auf diese Weise kann z. B. die Sonne die Erde erwärmen, da diese Form des Wärmetransports nicht an ein Medium gebunden ist.

3.2 Thermische Parameter

- Wärmeleitfähigkeit λ [W/(m K)] und
- spezifische Wärmekapazität c [J/(kg K)]

sind Parameter, welche die thermischen Eigenschaften eines Mediums kennzeichnen.

Sowohl Wärmeleitfähigkeit als auch Wärmekapazität sind materialspezifische und temperaturabhängige Größen.

Anisotrope Stoffe können eine richtungsabhängige Wärmeleitfähigkeit haben.

Die volumetrische Wärmekapazität wird häufig anstelle der spezifischen Wärmekapazität verwendet und ergibt sich aus der Multiplikation der Dichte mit dieser.

4 GEOTHERMISCH GENUTZTE PFÄHLE, SCHLITZWÄNDE UND STÜTZBAUWERKE

4.1 Allgemeines

Seit ca. 20 Jahren werden außen- bzw. erdanliegende Betonbauteile zur Gewinnung von Solarenergie bzw. geothermischer Energie genutzt. Das Grundprinzip besteht darin, Betonelemente mit Kunststoff- bzw. Kupferrohren zu bestücken und mit einem geeigneten Medium (i.a. Wasser bzw. Mischungen aus Wasser und Frostschutzmittel) Solarenergie bzw. Erdwärme umzuwälzen und seiner späteren Nutzung (Heizung, Kühlung) zuzuführen. Die hohe Wärmeleit- und Speicherfähigkeit von Beton machen diesen Baustoff zu einem geeigneten Energieabsorber (PREG 1997, FERRARI 1998).

Platten- und Pfahlgründungen von Bauwerken werden seit ca. 10 Jahren zur Nutzung von geothermischer Energie herangezogen, ohne daß ein großer Mehraufwand, sowohl in finanzieller als auch konstruktiver Hinsicht, bei der Herstellung der statisch erforderlichen Bauteile notwendig ist. In weiterer Folge sind heute auch Schlitzwände, die zur Baugrubensicherung bzw. Fundierung von Bauwerken dienen, als Energieabsorber im Einsatz.

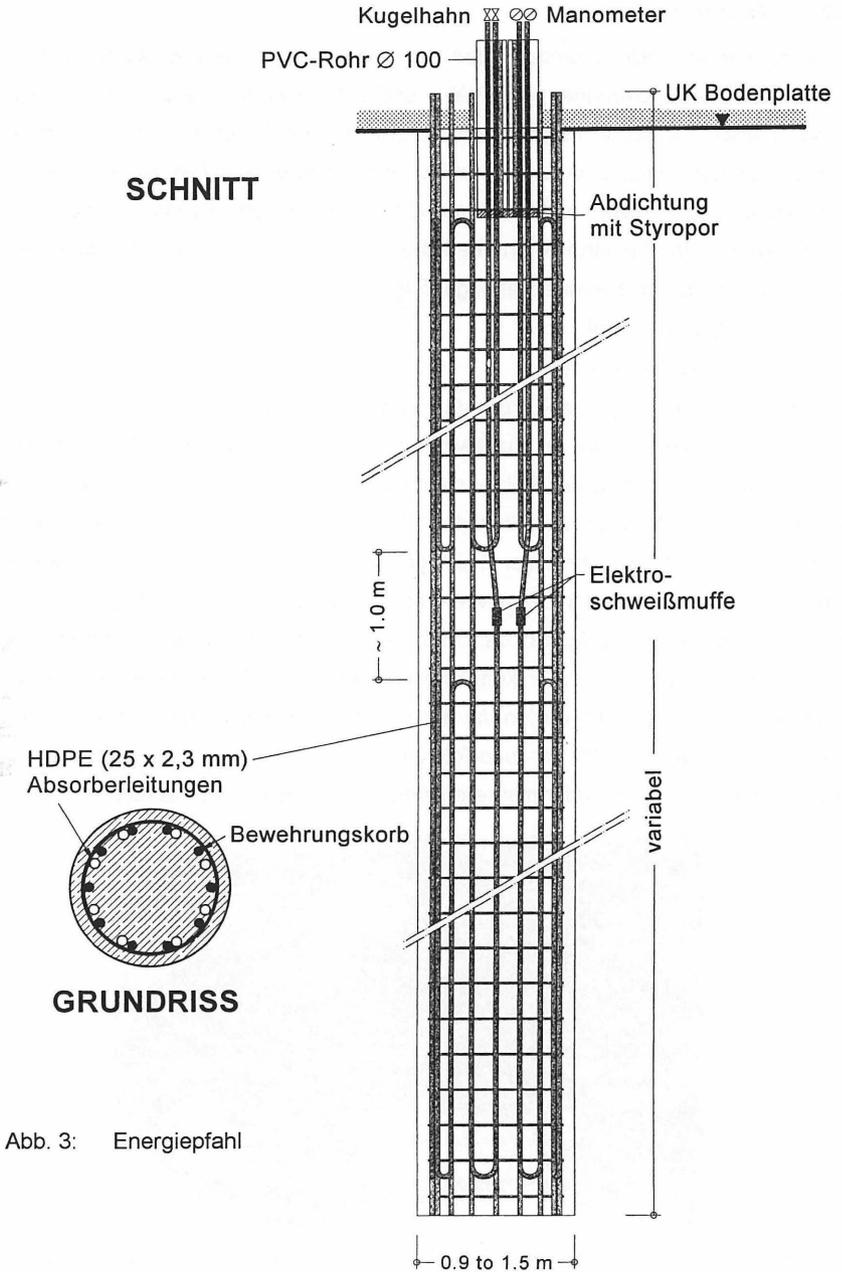


Abb. 3: Energiepfahl

4.2 Technologie

Im Prinzip können alle erdanliegenden Betonbauteile als Energieabsorber verwendet werden. Tieffundierungen, wie Pfähle und Schlitzwände, eignen sich in besonderer Weise, da somit tieferliegende Bereiche des Untergrundes erschlossen werden können, welche durch die saisonalen Temperaturschwankungen an der Oberfläche kaum mehr beeinflusst werden. Aus diesem Grund ist auch der „Energiepfahl“ das konstruktiv erforderliche Element, mit dem am häufigsten eine geothermische Energiebewirtschaftung erfolgt.

Vorteilhaft ist, daß sowohl

- Ortbetonbohrpfähle als auch
- Fertigrampfpfähle aus Stahlbeton (Voll- und Hohlquerschnitt)

verwendet werden können. An der Bewehrung werden in situ bzw. im Werk Wärmetauscherrohre montiert. Diese Rohre, die im allgemeinen einen Durchmesser von 20 mm bis 25 mm aufweisen, bestehen aus PE, HDPE oder Kupfer. Beim Betoniervorgang werden die Schläuche unter Druck gesetzt, anschließend werden die Rohrleitungen mit einem definierten Druck von 8 bar bis 10 bar auf Dichtheit geprüft.

Wird die Bewehrung aufgrund der Pfahlänge gestoßen, so kann mittels einer Schweißverbindung bzw. Patentkupplung die Verbindung der Rohrleitungen in wenigen Minuten hergestellt werden. Im Bereich des Pfahlkopfes ist eine Aussparung angebracht, in der sich die Vor- und Rücklaufleitungen befinden (Abb. 3 und 4). Die Pfähle können mit einem oder mehreren Kreisläufen ausgestattet werden.

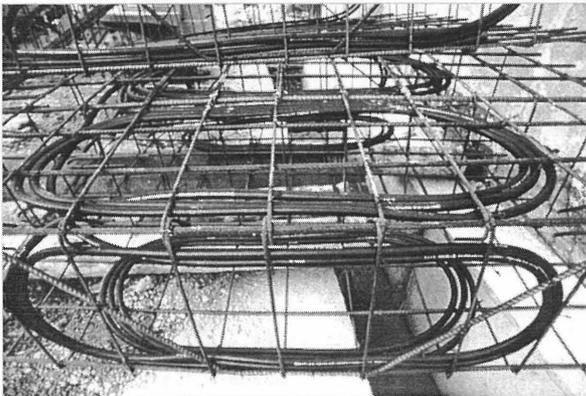


Abb. 4: PE-Absorberleitungen, die auf einem Bewehrungskorb montiert sind.

4.3 Einflußfaktoren

Für die Planung und Bemessung einer Energiebewirtschaftungsanlage mittels konstruktiv erforderlicher Betonelemente ist die Ermittlung von zahlreichen Daten aus Bodenerkundungsmaßnahmen notwendig, die in weiterer Folge für numerische Simulationen des Gesamtsystems benötigt werden. Folgende Parameter beeinflussen das System sowohl in geotechnischer als auch thermischer Hinsicht:

- Bodenphysikalische Eigenschaften
 - Wassergehalt
 - Dichte und Porengehalt
 - Durchlässigkeit
 - Quell- und Schrumpfverhalten
 - Frost-Tau-Verhalten
 - Scherparameter und Spannungs-Verformungsverhalten
- Thermische Bodeneigenschaften
 - Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit von Sättigungsgrad und Porenanteil
 - Wärmekapazität in Abhängigkeit der Temperatur des Bodens
- Hydrogeologische Eigenschaften des Untergrundes
 - Tiefe und Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels
 - Grundwasserströmung und Fließgeschwindigkeit
- Mineralogische und chemische Bodeneigenschaften
 - Mineralgehalt
 - Ionenaustauschvermögen
- Anordnung, Abstand, Geometrie, Herstellungsart und Betoneigenschaften der Pfähle, Schlitzwände, usw.
- Klimatische Bedingungen
- Energiekonzeption des Bauwerks
 - Bewirtschaftungs- und Nutzungsart
 - Wärme- und/oder Kältebedarf
 - Fließgeschwindigkeit innerhalb der Rohrleitungen
 - jahreszeitlicher Betriebsplan (Heiz- und/oder Kühlintervalle)

4.4 Thermische Eigenschaften von Böden und Absorbermaterialien

Boden ist im wesentlichen ein 3-Phasensystem, bestehend aus Feststoff und Porenraum, der zum Teil bzw. zur Gänze mit Wasser gefüllt ist. Aufgrund des Vorhandenseins fester, flüssiger und gasförmiger Stoffe sind zumindest theoretisch alle Transportvorgänge im Boden möglich.

Betrachtet man die Bodenstruktur, so ist offensichtlich, daß in erster Linie Wärmeleitung für die Wärmeübertragung verantwortlich ist. Untersuchungen (JOHANNSSON 1975 [FAROUKI]) haben jedoch gezeigt, daß in Abhängigkeit von Kornverteilung bzw. Porenvolumen und dem Sättigungsgrad nennenswerte Wärmemengen im Boden mittels freier oder erzwungener Konvektion in Wasser und Luft, Wärmestrahlung und Diffusion transportiert werden. Nicht unerwähnt soll bleiben, daß auch das Frieren und das Auftauen des Bodens und der Ionenaustausch einen großen Beitrag bei der Wärmeübertragung leisten.

In von Grundwasser durchströmten Böden spielt die erzwungene Konvektion eine eminente Rolle beim Transport von Wärmeenergie. In einem Entnahmesystem (für Wärme und Kälte) kann diese Strömung von Vorteil sein, da das Wärmepotential ständig erneuert wird, und somit eine nie versiegende Quelle darstellt. Bei saisonalen Speichern kann sich dieser Effekt ungünstig auswirken, da die zu speichernde Energie, die zu einem späteren Zeitpunkt wieder benötigt wird, durch die konvektive Wasserbewegung abgeführt wird.

Die Wärmespeicherkapazität des Systems wird wesentlich von der Geometrie und den thermischen Eigenschaften, insbesondere von der Wärmeleitfähigkeit und der (volumetrischen) Wärmepeicherkapazität des Bodens bestimmt. Diese beiden Größen sind in erster Linie von Art, Dichte und Wassergehalt des Bodens abhängig. Die Wärmeleitfähigkeit variiert im allgemeinen deutlich stärker als die Wärmespeicherkapazität; die Tendenz, daß wassergesättigte, dichte Böden höhere Werte annehmen, ist jedoch bei beiden gleich. Insbesondere bindige, aber auch nicht-bindige wassergesättigte Böden weisen somit die höchste Speicherkapazität auf, sofern keine Durchströmung stattfindet (Abb. 5a und 5b).

Wärmeleitfähigkeit und Wärmespeicherkapazität sind weiters abhängig von der Temperatur des Bodens, dieser Einfluß ist jedoch deutlich geringer als jener von Dichte und Wassergehalt, solange die Frostgrenze nicht unterschritten wird.

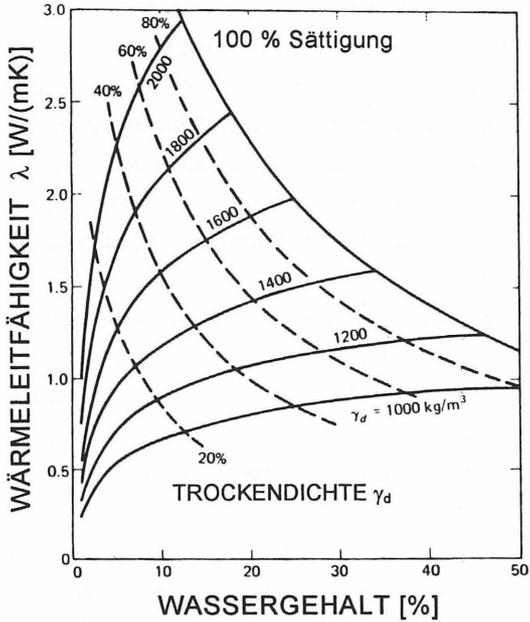


Abb. 5a: Wärmeleitfähigkeit λ von nichtbindigen, sandigen Böden.

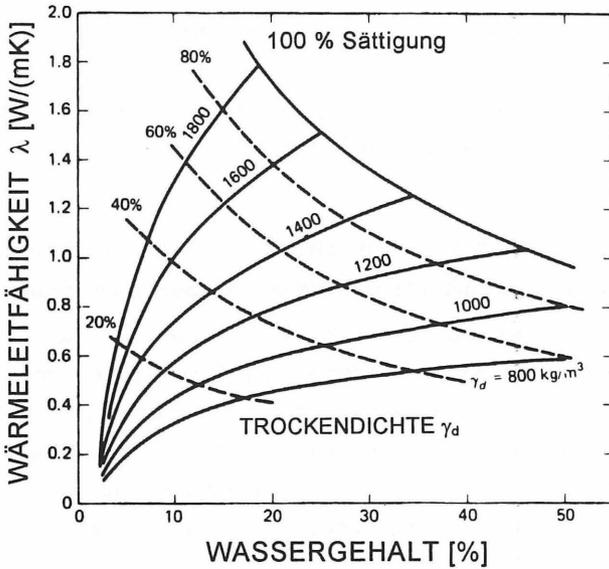


Abb. 5b: Wärmeleitfähigkeit λ von bindigen, schluffigen und tonigen Böden.

Einen interessanten Aspekt stellt die Tatsache dar, daß der Wasserdruck in den Bodenporen mit wachsender Temperatur steigt (ADOLFSON 1985 [FAROUKI]). Ursache dafür ist der größere Wärmeausdehnungskoeffizient von Wasser gegenüber dem Boden. Bei steigender Temperatur diffundiert damit das Wasser hin zu Zonen mit niedrigerem Druck. Bei größeren Temperaturunterschieden führt dies zu einem allmählichen Austrocknen des Bodens, womit nicht nur die thermischen Eigenschaften verschlechtert werden, sondern auch Setzungs- und Schrumpfungsvorgänge ausgelöst werden können.

Umgekehrt bedeutet eine große Abkühlung eine Wasseransammlung; friert der Boden, wird der Nachsaugeffekt durch die Bildung von Eislinsen dramatisch verstärkt. Selbst bei ausgezeichneten thermischen Eigenschaften des Bodens sollte dies unbedingt verhindert werden, da durch das Frieren und das anschließende Auftauen die Struktur und Tragfähigkeit sowie das Verformungsverhalten des Bodens negativ beeinflusst werden können.

Beton überträgt Wärme in erster Linie durch Konduktion. Hohe Dichte und Masse des Betons sorgen für ideale thermische Eigenschaften. Besonders hochwertige Betone wie Hochleistungsbetone eignen sich in besonderem Maße als Absorbermaterial.

Zusammenfassend gilt, daß sich für eine thermische Nutzung insbesondere Böden mit hohem Wassergehalt eignen. Bedenkt man, daß Fundierungen mittels Pfählen, Schlitzwänden, etc. vor allem in weichen Böden, die einen hohen Wassergehalt aufweisen, erforderlich sind, stellt dies eine günstige Konstellation dar.

4.5 Einfluß der thermischen Beanspruchung auf das Trag- und Verformungsverhalten geothermisch genutzter, tragender Betonbauteile

Der Einfluß der thermischen Beanspruchung auf die Tragwirkung und das Verformungsverhalten von geothermisch genutzten Pfählen, Schlitzwänden, Betonplatten, etc. ist im Detail noch gänzlich unerforscht. Erfahrungen haben jedoch gezeigt, daß bei einer konstruktiv sinnvoll gelösten Tragkonstruktion keine signifikanten Verformungen aufgetreten sind, deren Ursache eindeutig der thermischen Beanspruchung zuzuordnen gewesen wäre. Mögliche Effekte werden im allgemeinen durch die Sicherheitsreserven abgedeckt.

Einige grundlegende Gedanken sollen jedoch zu einem besseren Verständnis der möglichen mechanischen Vorgänge in Pfahl und Boden zufolge der Temperaturänderungen in erdanliegenden Bauteilen führen. In erster Linie werden Einzelpfahlfundierungen betrachtet; die Überlegungen sind jedoch prinzipiell auf Pfahlgruppen und Pfahlkästen sowie Schlitzwände übertragbar, wobei zu beachten ist, daß bestimmte Einflußfaktoren reduziert aber auch verstärkt auftreten können.

Aus einer Vielzahl von Einflußfaktoren werden folgende Punkte in die weiteren Überlegungen einbezogen:

- Pfahllängsdehnungen zufolge Temperaturänderungen
- Pfahlquerschnittsveränderungen zufolge Temperaturänderungen
- Einfluß von Temperaturänderungen auf die bodenphysikalischen Eigenschaften
- Wirkung von Frost

Pfahllasten werden in weichen Böden über Spitzendruck und Mantelreibung abgetragen. Beide werden durch die Verformung des Pfahls zufolge der Lastaufbringung aktiviert, wobei sich aufgrund des Schichtaufbaus im Boden und der Geometrie des Pfahls die Spannungen entlang des Pfahlumfanges und des Pfahlfußes verteilen, bis ein Gleichgewichtszustand eintritt.

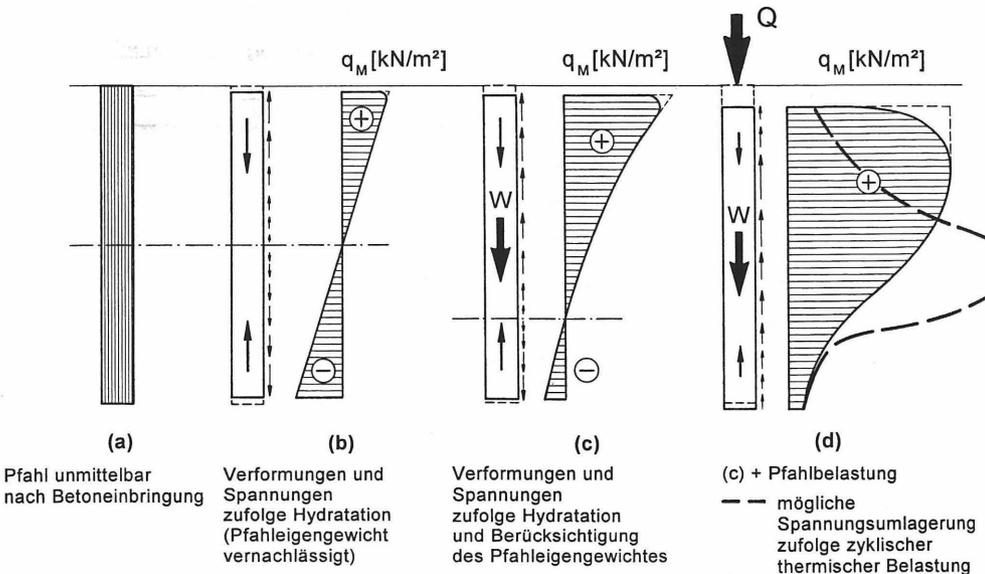


Abb. 6: Entwicklung der Mantelreibung eines Großbohrpfahles.

Boden und Pfahl werden bereits bei der Herstellung thermisch stark beansprucht. Bei Ortbetonbohrpfählen ist die Hydrationswärme beim Abbinden des Betons beträchtlich, bei Ramppfählen tritt ein Temperaturanstieg zufolge der Bodenverdrängung und Reibung beim Rammen auf. In diesem Stadium sind die Pfähle noch nicht voll belastet, bis zum Aufbringen der vollen Gebäudelast wird sich jedoch ein stationärer thermischer Zustand einstellen. Bei Ortbetonpfählen kann es jedoch bereits im Erhärtungsstadium zu Spannungsumlagerungen aufgrund des Schwindens bzw. Schrumpfens des Betons kommen (Abb. 6).

Temperaturunterschiede zufolge der geothermischen Nutzung sind im allgemeinen deutlich geringer als bei der Pfahlherstellung. Der Pfahl ist nun jedoch belastet; die durch die Temperaturänderungen ausgelösten thermodynamischen Prozesse bewirken in der Boden-Pfahl-Interaktion laufend Veränderungen, die größtenteils reversibel sind.

Temperaturänderungen haben Längsdehnungen im Pfahl zur Folge. Treten diese nicht gleichzeitig über die gesamte Pfahllänge auf, bzw. nur in bestimmten Abschnitten, so können Spannungsumlagerungen im Bereich des Mantels auftreten, die wiederum bei häufigen Temperaturwechseln zusätzliche Setzungen bewirken. Im allgemeinen werden diese Verformungen jedoch sehr gering sein, insbesondere dann, wenn die Wärmeausdehnung des Bodens ähnlich ist und dieser damit die Dehnungen des Pfahls mitmacht (Abb. 6).

Durch Temperaturänderungen werden auch minimale Querschnittsveränderungen verursacht. Bei ausreichender Verzahnung zwischen Pfahlmantel und Boden werden diese keine unmittelbaren Auswirkungen haben; es ist jedoch möglich, daß der Widerstand gegenüber zeitlich veränderlichen Einwirkungen etwas verringert wird.

Wie bereits im letzten Abschnitt erwähnt, können große Temperaturänderungen die Eigenschaften des Bodens im Nahbereich des Pfahles verändern. Durch die Verringerung des Wassergehalts zufolge einer Temperaturerhöhung kann in schrumpfunggefährdeten Böden eine Volumsabnahme zu einer Verringerung der Mantelreibung führen, wodurch wiederum Spannungsumlagerungen ausgelöst werden können. Durch starke Abkühlung ist eine Wasseransammlung möglich; dadurch könnten die Scherparameter des Bodens verringert werden.

Wesentliche Auswirkungen auf das Trag- bzw. Verformungsverhalten sind jedoch nur wahrscheinlich, wenn neben Temperaturänderungen auch Lastwechsel, wie z. B. zyklische Belastungen, vorkommen.

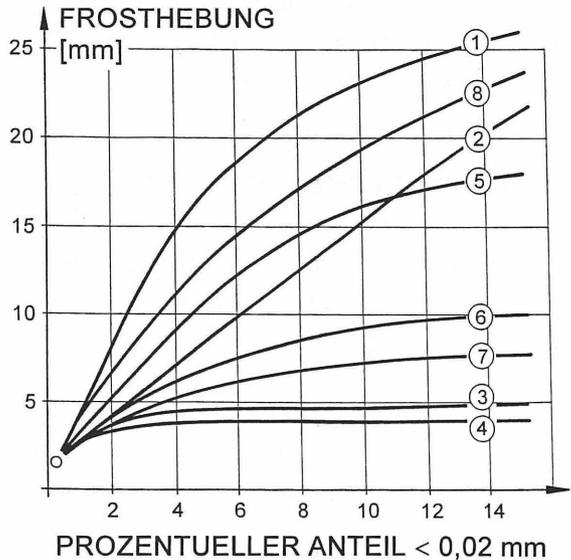


Abb. 7: Frostversuch.
Einfluß des Mineralgehaltes und
des Feinkornanteils < 0,02 mm
auf Frosthebungen des Bodens

- 1 ... 50 % Quarz + 50 % Kaolinit
- 2 ... 80 % Quarz + 20 % Ca-Montmorillonit
- 3 ... 90 % Quarz + 10 % Na-Montmorillonit
- 4 ... 70 % Quarz + 30 % Na-Montmorillonit
- 5 ... 50 % Kaolinit + 50 % Ca-Montmorillonit
- 6 ... 90 % Kaolinit + 10 % Na-Montmorillonit
- 7 ... 80 % Chlorit + 20 % Na-Montmorillonit
- 8 ... 80 % Chlorit + 20 % Ca-Montmorillonit

Demgegenüber kann ein Absinken der Bodentemperatur unter den Gefrierpunkt verheerende Auswirkungen, sowohl auf das Trag- als auch auf das Setzungsverhalten, haben. In frostempfindlichen Böden entstehen durch das Nachsaugen von Wasser Frostlinsen, die beim Auftauen nicht nur eine deutliche Erhöhung des Wassergehaltes zur Folge haben, sondern auch Auflockerungserscheinungen im Kontaktbereich zum Pfahl nach sich ziehen. Durch das Frost-Tau-Verhalten werden darüberhinaus die thermischen Eigenschaften des Bodens negativ beeinflusst. Das Frost-Tau-Verhalten von Böden hängt nicht nur von der Korngrößenverteilung ab,

sondern auch vom Mineralgehalt des Feinkornanteils; weitere Einflußfaktoren sind die Dichte, der Porenanteil und der Wassergehalt (BRANDL 1980).

Bei flächenhaften Elementen, wie z. B. Fundamentplatten, können Hebungen zufolge Frosteinwirkung auch bei hohen Flächenlasten im Dezimeter-Bereich liegen. Eisbildung ist aus den vorgenannten Gründen im Zusammenhang mit tragenden Elementen, die in Kontakt mit dem Boden stehen, unbedingt zu vermeiden (Abb. 7).

4.6 Optimierung von geothermischen Anlagen

Betrachtet man die große Parameteranzahl, welche bei der Planung einer geotechnischen Anlage zu beachten ist, so erscheint eine Optimierung sehr schwierig; beachte man doch, daß gewisse Zwänge durch Gebäudeform und Gebäudelasten, jahreszeitlich bedingter Energiebedarf (Spitzenabdeckung), Fundierungsmaßnahmen aufgrund der anstehenden Bodenverhältnisse, etc. vorgegeben sind.

Die Wahl des Energiebewirtschaftungs- und Nutzungssystems, verbunden mit der Festlegung von Vorlauf- und Rücklauftemperatur (z. B. für den bestmöglichen Einsatz einer Wärmepumpe) sowie Anordnung, Lage, Länge und Durchmesser der Absorberleitungen hängt somit stark von den Gegebenheiten des jeweiligen Objekts ab.

Den optimalen Absorber in Form eines tragenden, erdanliegenden Betonbauteiles stellt der tiefe Einzelpfahl dar, da aufgrund seiner geometrischen Form und Ausdehnungsrichtung das größtmögliche nutzbare Bodenvolumen angesprochen wird. Wählt man den Abstand zwischen Einzelpfählen groß genug, so findet keine gegenseitige Beeinflussung statt. In Pfahlgruppen bzw. Pfahlkästen ist es möglicherweise sinnvoll, nicht jeden Pfahl mit Absorberleitungen auszustatten. Bei Schlitzwänden wiederum, die der Baugrubensicherung und in weiterer Folge als tragende Wandelemente dienen, ist zu beachten, daß geothermische Energie nur an einer Seite nutzbar ist, und Wärmeverluste durch Wärmedämm-Maßnahmen zu minimieren sind. Ähnliches gilt für Plattenfundamente, wobei unerwünschte Randstörungen umso geringer sind, je tiefer die Platte im Boden eingebunden ist.

Günstig ist weiters die gleichmäßige geothermische Nutzung der Gründungselemente, um Zwängsspannungen bzw. Setzungsdifferenzen zu verhindern.

5 EINSATZMÖGLICHKEITEN VON GEOTHERMISCH GENUTZTEN PFÄHLEN, SCHLITZWÄNDEN UND STÜTZBAUWERKEN

Der Einsatz von konstruktiv erforderlichen Betonbauteilen zur Nutzung der geothermischen Energiebewirtschaftung beschränkte sich bisher in erster Linie auf den Hoch- und Industriebau. Bei zahlreichen Projekten werden Plattenfundierungen, Pfahlgründungen und Schlitzwände als Energieabsorber verwendet, um Gebäude zu heizen bzw. zu kühlen.

Insbesondere in Österreich, Liechtenstein und der Schweiz wurden zahlreiche Wohn-, Gewerbe- und öffentliche Bauten mit dieser innovativen Technik ausgerüstet. Beispiele sind das Kunsthhaus in Bregenz (A), die Ettiketierfabrik Pago in Grabs (CH), das Kino- und Kulturzentrum Buchs (CH), die Primarschule in Triesenberg (FL) und das Projekt Tiefgarage Gartenhofstraße St. Gallen (CH), um nur einige zu nennen.

Der zur Zeit im Bau befindliche Main Tower in Frankfurt und das EA-Generali Gebäude in Wien werden ebenfalls mit Energiepfählen bzw. Energieschlitzwänden zur geothermischen Energienutzung ausgestattet.

Das im Boden nutzbare Potential kann jedoch auch in idealer Weise im Straßen-, Autobahn- und Flugplatzbau sowie Brücken- und Tunnelbau genutzt werden, und zwar zur:

- Eis- und Schneefreihaltung von besonders exponierten bzw. gefährlichen Stellen, wie z.B. Brückenfahrbahnen, Ein- und Ausfahrten von Tunnelbauwerken, gefährliche Kurven, Steigungen, usw. Die Verwendung von Streusalz und Splitt kann somit zur Gänze entfallen, was, neben den positiven ökologischen Auswirkungen, wiederum einen deutlich reduzierten Betriebsaufwand darstellt und eine höhere Lebensdauer der betroffenen Bauteile erwarten läßt. Weiters gibt es bei Anwendung dieses Systems kein Vereisungsrisiko, da die Fahrbahn kontinuierlich und verläßlich beheizt wird.
- Reduktion von Frostschäden im Oberbau (Tragschichten) sowie auf Fahrbahnen, z. B. in Bereichen von größeren Frostangriffsflächen (Unterführungen, etc.).

- Kühlung von Fahrbahnbelägen zur Verhinderung der Bildung von temperaturbedingten Spurrillen, z. B. auf Straßen und Autobahnen mit einem besonders hohen Anteil an Schwerlastverkehr und hoher Verkehrsdichte.
- Reduktion von Temperaturspannungen durch Temperaturumverteilung in Tragwerken von Brücken, Betondecken usw. zur Schonung der Bauwerke.
- Beheizung und Klimatisierung von Betriebsgebäuden zur Erhaltung und zum Betrieb von Straßen und Autobahnen, wie z. B. Autobahnmeistereien, Anlagen auf Parkplätzen (Toiletten), Tankstellen, Rasthäuser.

Folgende für Straßen, Autobahnen und Flugplätze sowie Brücken und Tunnelbauwerke konstruktiv erforderliche Bauwerke bzw. Bauteile könnten bei der Neuerrichtung ohne merkbaren konstruktiven und finanziellen Mehraufwand zur Erdwärmegewinnung herangezogen werden:

- Pfähle, Pfahlkästen und Schlitzwände zur Fundierung von Brückenbauwerken
- Stützbauwerke, Hangsicherungen, Unterführungen
- Flachfundierungen von Kunstbauten und Betriebsgebäuden
- Dämme und Bodenstabilisierungen
- Tunnelschalen (Tunnelwärme und Nutzung von warmen Tunnelwässern)
- Kanäle

Bei flächendeckender Anwendung in Ballungsräumen wäre es darüberhinaus möglich, das Straßennetz schnee- und eisfrei zu halten. Durch das sofortige Schmelzen des Schnees wird das Wasser kontinuierlich abgeführt, bei plötzlichen Warmwettereinbrüchen können somit die Überlastung des Kanalnetzes und daraus resultierende Überflutungen vermieden werden.

Weiters besteht die Möglichkeit, Lagerhallen so zu konzipieren, daß durchströmte Rohrleitungen in den Wänden für eine gleichmäßige Temperatur im Inneren des Gebäudes sorgen, als saisonaler Speicher können wiederum Fundierungsmaßnahmen dienen. Das Energieeinsparungspotential für die Kühlung im Sommer und die Heizung im Winter wäre enorm.

6 ANWENDUNGSBEISPIELE

6.1 Rehabilitationszentrum Bad Schallerbach (Oberösterreich)

Das 7-stöckige Gebäude mit einem umbauten Raum von 90.000 m³ und einer Nutzfläche von 21.500 m² wurde in einem flach geneigten Kriechhang errichtet (Abb. 8). Für die Hangsicherung, die Gebäudefundierung und die Baugrubensicherung wurden 175 Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,20 m und Längen zwischen 9 m und 11 m (Gebäudefundierung) bzw. 9 m und 18 m (Hangsicherung) hergestellt (Abb. 9 und 10).

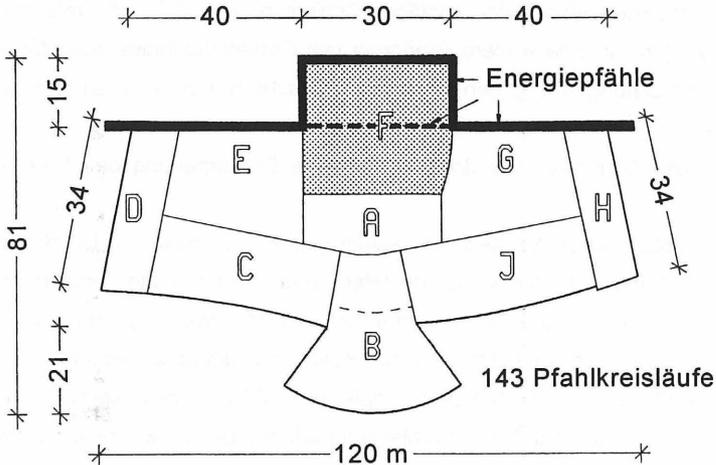


Abb. 8: Rehabilitationszentrum Bad Schallerbach. Grundriß. Bereich F ist auf Pfählen fundiert, die als Energiepfähle ausgeführt sind.

Aufgrund der Eigenschaften des anstehenden Bodens und des vorhandenen Grundwasserstromes erwies sich eine Nutzung der geothermischen Energie für eine kombinierte Heizung und Kühlung mit Wärmepumpe als sinnvoll. 143 Pfähle wurden in den Jahren 1994 und 1995 als Energiepfähle mit einer Gesamtlänge von 2050 m hergestellt. Pro Pfahl wurden zwischen 160 m und 190 m Absorberleitungen aus HDPE mit einem Innendurchmesser von 20 mm und einer Wandstärke von 2,5 mm verlegt. Als Absorberflüssigkeit dient eine Mischung aus 70% Wasser und 30% Frostschutz L, die Durchflußmenge beläuft sich auf 77,4 m³/h. Die Kondensations-

leistung der Wärmepumpe beträgt 270 kW, die minimale Vorlauftemperatur +4°C und die minimale Rücklauftemperatur +1°C.

Während des Betoniervorganges standen die an den Bewehrungskörben befestigten Rohrleitungen unter einem Innendruck von 8 bar, der gleichzeitig als Prüfdruck diente.

Der anstehende Boden besteht aus einer 2 m bis 5 m starken Lehmschicht (Schluffe und tonige Schluffe), die auf tertiäre Sedimente gelagert ist, welche in erster Linie aus tonigen und sandigen Schluffen bestehen und einen Wassergehalt im Bereich der Fließgrenze aufweisen. Lagen mit geringer Durchlässigkeit ($k = 10^{-8} - 10^{-10}$ m/s) wechseln mit wasserführenden sandigen Schichten ($k = 10^{-4} - 10^{-7}$ m/s) ab. Kluftflächen sorgen für eine weitere Erhöhung der Gebietsdurchlässigkeit. Mineralogische Untersuchungen ergaben zum Teil beträchtliche Anteile an aktiven Tonmineralen.

Aufgrund des Grundwasserandranges war eine Drainagierung des Untergrundes erforderlich.

Ein Energiepfahl wurde als Meßpfahl ausgerüstet, wobei dieser mit Druckmeßdosen am Pfahlkopf und im Pfahlfuß, Fissurometern in drei Ebenen und Temperaturfühlern in fünf Ebenen ausgestattet wurde, um Veränderungen des Trag- und Verformungsverhaltens des Pfahls zufolge thermischer Beanspruchungen zu ermitteln.

Abbildung 11 zeigt die Temperaturverläufe im Pfahl an vier ausgewählten Tagen zwischen 1995 und 1998. Die erste Messung erfolgte bereits während der Betonabbindephase, und ergab eine Temperatur von ca. 60°C. Die letzte Messung zeigt den Temperaturverlauf im Pfahl bei laufendem Betrieb, eine konstante Temperatur von +2°C hat sich im Bereich der Absorberleitungen eingestellt.

In Abbildung 12 sind die resultierenden Pfahllängsdehnungen, die sich aus der mechanischen Pfahlbelastung und den thermischen Einwirkungen ergibt. Stauchungen zufolge der Vertikallasten werden durch die temperaturbedingten Dehnungen im oberen Drittel des Pfahles reduziert, womit auch die Mantelreibung in diesem Bereich geringer sein müßte. Gemessene Mantelreibungen bestätigen diese Annahme (Abb. 13), der Maximalwert sitzt nach intensiver thermischer Nutzung deutlich tiefer, als bei ausschließlich mechanischer Vertikalbelastung anzunehmen wäre.

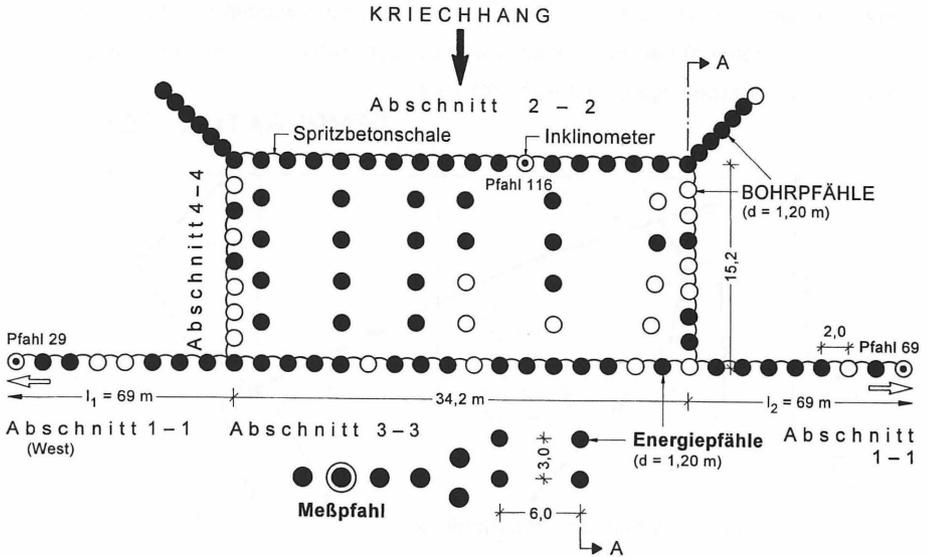


Abb. 9: Bereich F. Anordnung der Bohrpfähle.

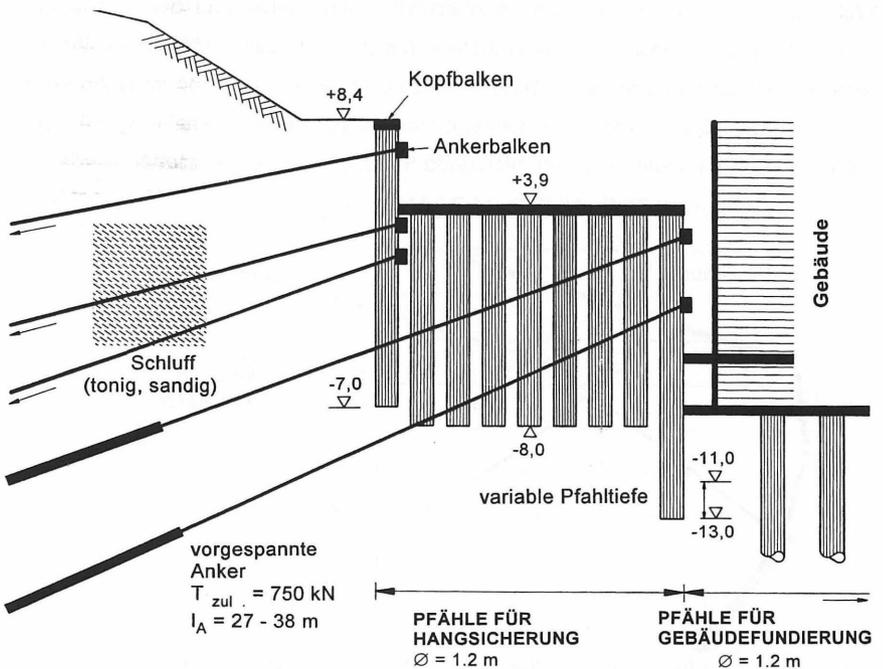


Abb. 10: Bereich F. Schnitt A - A durch die verankerte Bohrpfahlwand.

Pfähle im Bereich von stärkeren Grundwasserströmungen wurden im Anströmungsbereich (Fußbereich) bei Wärmeentzug weniger abgekühlt als Pfähle, die nur geringen Grundwasserbewegungen ausgesetzt waren.

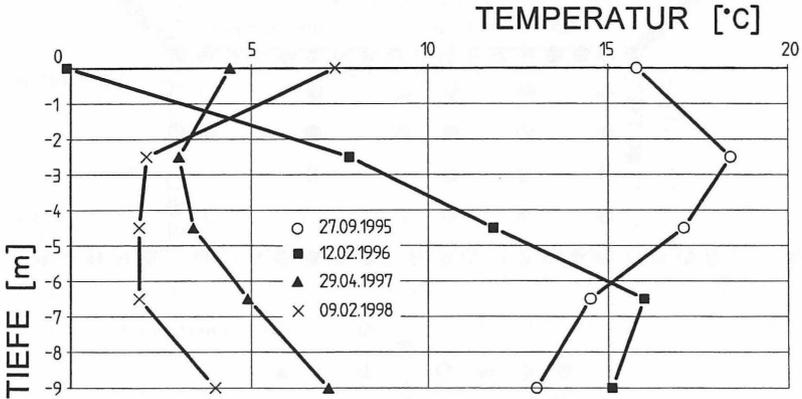


Abb. 11: Temperaturverlauf über die Pfahltiefe.

Während der Testphase wurden im Abschnitt 1 die Pfähle und der umliegende Boden durch zu intensive Wärmeentnahme bis auf -2°C bzw. -3°C abgekühlt, die daraus resultierende Eislinnenbildungen verursachte Frosthebungen im Nahbereich der Pfähle bis 15 cm! Durch das sofortige Umschalten des Systems stieg die Temperatur wiederum relativ rasch an, bleibende Schäden konnten vermieden werden.

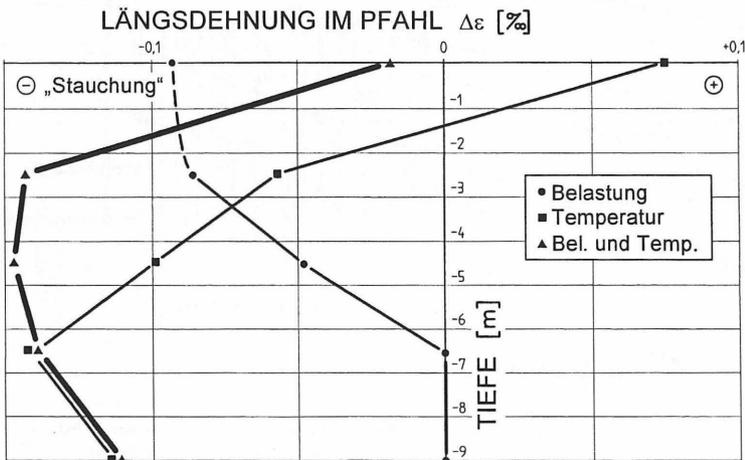


Abb. 12: Längsdehnungen im Pfahl zufolge Belastung und thermischer Einwirkung.

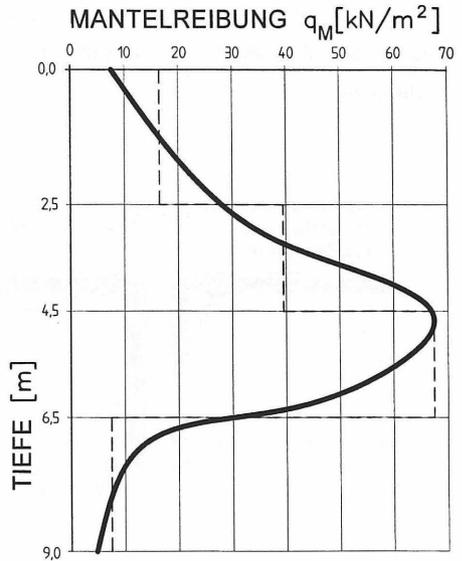


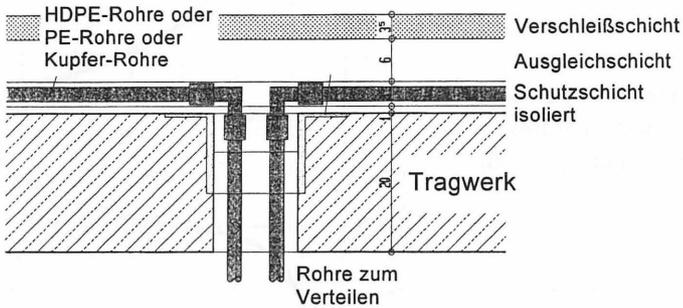
Abb. 13: Mantelreibung entlang des Meßpfahls nach intensiver Wärmeentnahme (Februar 1998).

6.2 Pilotprojekt Donaubrücke Pöchlarn (Niederösterreich)

Bei der zur Zeit im Bau befindlichen Donaubrücke Pöchlarn wurden Überlegungen angestellt, die Pfahlkastengründungen als Energieabsorber auszubilden, um die geothermische Energie für die Klimatisierung der Brückenfahrbahn zu nutzen. Das Energiebewirtschaftungssystem in Form eines saisonalen Speichers sollte ohne Einsatz einer Wärmepumpe, sondern lediglich mit einer Umwälzpumpe, folgende Punkte abdecken:

- Eis- und Schneefreihaltung der Fahrbahn, womit nicht nur auf Streusalz und Splitt vollständig verzichtet werden kann, sondern auch die Verkehrssicherheit deutlich erhöht wird. Die Fahrbahn unterliegt somit nicht den chemischen (aggressiven) Einflüssen des Streusalzes; folglich werden die Lebensdauer erhöht und ein Beitrag zum Umweltschutz geleistet.
- Verringerung der temperaturbedingten Spurrillenbildung im Sommer, wobei die Fahrbahntemperatur immer unter der kritischen Temperatur gehalten werden kann. Die Intervalle der Fahrbahnsanierung bzw. -erneuerung werden damit deutlich verlängert.

- Schonung des Tragwerkes, der Fahrbahn und insbesondere der Brückenlager durch den Ausgleich von saisonal und tageszeitlich bedingten Temperaturdifferenzen.



nägelebau

Energie und Haustechnik
6832 Sulz/Vorarlberg
Tel. 05522/32471
Fax. 05522/32471-200
-mail: naegelebau@vrz.net

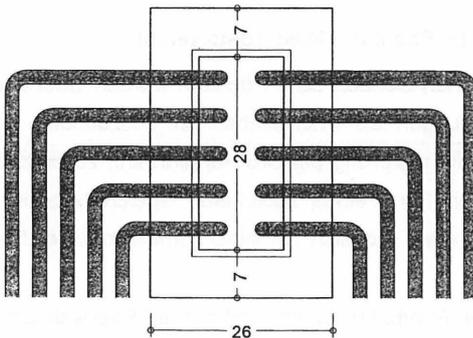


Abb. 14: Wasserdichte Durchführung der Rohrleitungen durch die Fahrbahn (Patent der Fa. Nägelebau, Vorarlberg).

Im Zuge des Ausführungsprojektes beschränkte man sich bei der Nutzung der geothermischen Energie auf die Rad- und Fußwege, um Erfahrungen mit diesem System im Zusammenhang mit Brücken sammeln zu können. Pfähle mit einem Durchmesser von 1,20 m und einer Tiefe von 23 m bis 26 m, die der Fundierung des Trennpfeilers zwischen Haupt- und Vorlandbrücke dienen, wurden bereits mit Absorberleitungen bestückt. Da der Bewehrungskorb geteilt war und erst beim Einbau zusammengesetzt wurde, erfolgte die Verbindung der Schläuche mittels Elektroschweißmuffen (Abb. 3). Diese Arbeiten waren gut im Arbeitsablauf integriert und bewirkten keine Verzögerung des Arbeitsfortschrittes.

Bei Brücken ist die Durchführung der Rohrleitungen von der Fundierung durch das Tragwerk bis zur Fahrbahn bzw. zum Rad- und Gehweg in sorgfältiger Weise zu planen. Einerseits sind diese statisch zu berücksichtigen und flexibel bei verschieblichen Brückenlagern zu gestalten, andererseits sind diese so auszubilden, daß sie dicht sind und keine Wasserwegigkeiten zum Tragwerk ermöglichen. In Abbildung 14 ist eine Patentlösung für den Übergang zwischen Tragwerk und Fahrbahn dargestellt, die für die Donaubrücke Pöchlarn zur Ausführung kommen soll.

7 FORSCHUNG UND ENTWICKLUNG

Der Einsatz von erdanliegenden, tragenden Betonbauteilen zur geothermischen Energienutzung hat sich im Sinne des Umweltschutzes und der Einsparung von Ressourcen bereits bewährt, er beruht jedoch in erster Linie auf Erfahrungen und empirisch gewonnenen Daten.

Zahlreiche mechanische und thermodynamische Vorgänge, die bei der Interaktion zwischen dem Bauwerk und dem Boden zufolge der thermischen Einflüsse unter Berücksichtigung des Trag-, Verformungs- und Setzungsverhaltens auftreten, sind im Detail noch gänzlich ungeklärt. Weiters gilt es, das nutzbare Speicher- bzw. Entnahmepotential zu bestimmen; dazu ist die Temperaturausbreitung und -verteilung im Boden dynamisch zu betrachten, Grundwasserströme sind in die Überlegungen einzubeziehen, usw.

Eine theoretisch und praktisch fundierte Grundlagenforschung hat daher folgende Punkte zu umfassen:

- Simulation der thermodynamischen Prozesse im Boden unter Berücksichtigung des Grundwassers.
- Laborversuche zur Bestimmung von bodenphysikalischen und thermischen Parametern von Böden und zur Optimierung der thermischen Kennwerte von Absorbentmaterialien.
- Großmaßstäbliche Versuche unter „exakt“ definierten Verhältnissen, wobei mechanische und thermische Messungen sowohl im tragenden Absorberelement als auch im Boden (Nah- und Fernfeld) und im Primärkreislauf durchzuführen sind.
- Wirtschaftliche Untersuchungen, wobei Herstellungs-, Betriebs- und Erhaltungskosten den konventionellen Kosten gegenüberzustellen sind.
- Betrachtung von umweltbeeinflussenden Aspekten
- Durchführung von Pilotprojekten

LITERATURHINWEISE

BRANDL, H. (1998): *Energy piles for heating and cooling of buildings*. Proc. of 7th Int. Conference & Exhibition on Piling and Deep Foundations, Vienna, Austria.

BRANDL, H. (1998): *Energy piles and diaphragm walls for heat transfer from and into ground*. 3rd International Geotechnical Seminar, Deep Foundations and Auger Piles III, October 19 - 21, 1998, University of Gent, Belgium.

Bundesamt für Energie (1998): *Geothermie. Praktische Nutzung von Erdwärme*. Bern, Schweiz.

FAROUKI, O.T. (1986): *Thermal Properties of Soils*. Trans Tech Publications, Series on Rock and Soil Mechanics, Vol. 11, Deutschland.

FERRARI, R. (1998): *The exploitation of energy extracted from ground - contact concrete members*. Nägele Reports, Röhthis, Austria.

HELLSTRÖM, G. (1991): *Ground Heat storage*. Dep. of Mathematical Physics, University of Lund, Sweden.

HUBBUCH, M. (1998): *Schlanke Technik für ein schlankes Gebäude*. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 27/28, 19-21, Schweiz.

VON DER HUDE, N. (1998): *Einsatz von Energiepfählen am Beispiel des Main Tower in Frankfurt am Main*. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft Nr. 39, Darmstadt.

KAPP, C. (1994): *Energiepfähle: Stand der Technik und bisherige Erfahrungen*. Tagungsbericht zum 2. Symposium „Erdgekoppelte Wärmepumpen“ Schloß Rauschholzhausen.

KAPP, C., VAN DER HUDE, N. (1998): *Geothermie als Brückenschlag zwischen Gründungen und ressourcenschonender Haustechnik*. Baugrundtagung 1998 in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Deutschland.

KATZENBACH, R., KNOBLICH, K., MANDS, E., RÜCKERT, A., SANNER, B (1997): *Energiepfähle - Verbindung von Geotechnik und Geothermie*. Tagungsbericht zum 3. Symposium „Erdgekoppelte Wärmepumpen“ Schloß Rauschholzhausen, IZW-Bericht 2/97.

KATZENBACH, R., ARSLAN, U., RÜCKERT, A. (1998): *Das Prinzip des saisonalen Thermospeichers*. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft Nr. 39, Darmstadt.

Lippuner Energie- und Metallbautechnik (1996): *Erfolgskontrolle Energiepfahlanlage Pago*. Zwischenbericht, Grabs, Schweiz (unveröffentlicht).

PREG, R. (1997): *Energy savings with concrete - heating and cooling with energy from subsoil*. Nägele Reports, Röthis, Austria.

SANGER, F.J. (1979): *Degree-days and heat conduction in soils*. Proc. 1st Int. Conf. Permafrost: 253-262.

SAUTY, J.P. (1980): *An analysis of hydrodispersive transfers in aquifers*. Water Resource Rs. 18 (2): 253-265.

SCHULZ, H. (1995): *Wärme aus Sonne und Erde*. Ökobuch Verlag, Staufien.

GROSSBOHRPFÄHLE MY THUAN BRÜCKE VIETNAM

Dipl.-Geologe Stefan Pröck
Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft
Auslandsbereich Wiesbaden

Inhaltsverzeichnis

- 1. Bauvorhaben**
 - 1.1 Untergrundverhältnisse**
- 2. Baustelleneinrichtung**
 - 2.1 Allgemein**
 - 2.2 Bohrgreifer**
 - 2.3 Bohrplattform**
 - 2.4 Bewehrungskorbherstellung**
- 3. Bauablauf der Ausführung**
 - 3.1 Setzen der Verrohrung**
 - 3.2 Abbohren**
 - 3.3 Spülen**
 - 3.4 Bewehren**
 - 3.5 Betonieren**
 - 3.6 Pfahlfussverpressung**
- 4. Qualitätssicherung**
 - 4.1 Pfahlgeometriemessung**
 - 4.2 Ultraschall-Integritätsmessung**
- 5. Pfahltests (Osterberg-Zellen)**
- 6. Zusammenfassung**

GROSSBOHRPFÄHLE MY THUAN BRÜCKE, VIETNAM

Dipl.-Geologe Stefan Pröck
Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft
Auslandsbereich Wiesbaden

1 BAUVORHABEN

In Arbeitsgemeinschaft mit dem Tochterunternehmen Baulderstone Hornibrook Engineering Pty. Ltd., Australien baut die Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft im Mekong-Delta eine 4spurige, 660 m lange Schrägkabelbrücke. Die mit australischen und vietnamesischen Geldern finanzierte Brücke soll im Sommer 2000 dem Verkehr übergeben werden. Die Brücke ist ein wichtiges Infrastrukturobjekt in der südlichen Region Vietnams und verbessert die Verbindung der reichen Reiskammer des Mekong-Deltas mit der 5-Millionen-Stadt Ho Chi Minh City.

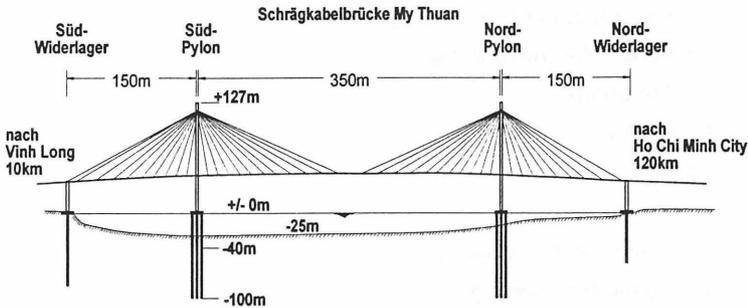


Bild 1: Abmessungen der Brücke

1.1 Untergrundverhältnisse

Das Mekong-Delta wird aus jüngeren Sedimenten aufgebaut. Unter einer weichen Überlagerung aus organischen Tönen, losen Schluffen und Sanden (bis -19 m) stehen steife bis sehr steife schluffige Tone (bis ca. - 40 m) an. Schluffige Sande, mitteldicht bis dicht gelagert unterlagern diese (bis ca. - 60 m). Sehr steife bis harte Tone konnten bis ca.- 80 m aufgeschlossen werden. Unterlagert werden diese harten Tone von dichten bis sehr dichten Feinsanden.

Im Flußbereich fällt die erste Schicht aus, der Flußuntergrund besteht hier aus steifen bis harten Tonen.

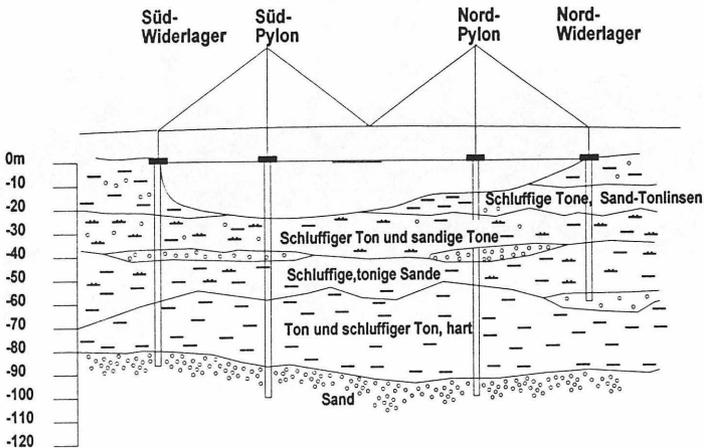


Bild 2: Geologie

2 BAUSTELLENEINRICHTUNG

2.1 ALLGEMEIN

Die erforderlichen Geräte zur Ausführung wurden auf einem schwimmenden, verankerten Ponton so angeordnet, das gleichzeitig an zwei Bohrpfählen gearbeitet

werden konnte. Für das Manövrieren des Schwimmpontons, für Bewehrungstransporte und das Abfahren des Aushubs wurden Schlepper und weitere Pontons benötigt. Die Wassertiefen betragen maximal 25 m. Der Tidehub des Mekong-Flusses erreicht zwei Meter, die Strömungsgeschwindigkeit betrug mehr als 2,5 m/sec. Temporäre Behelfsbrücken führten von den Ufern zu den Pylonen. Beide Behelfsbrücken werden für die gesamte Bauzeit der Brücke genutzt.

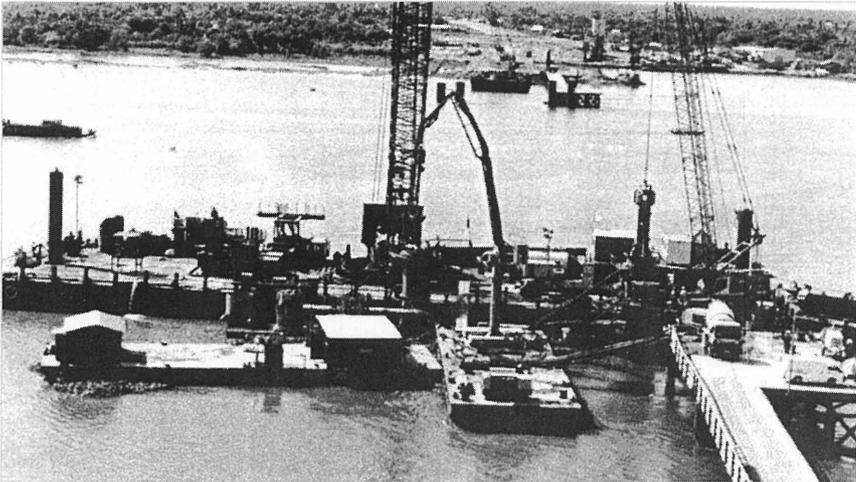


Bild 3: Schwimmponton am Süd-Pylon

Die Bentonitaufbereitung und Bevorratung wurde zunächst am Südufer konzipiert, nach Fertigstellung des Südpylons wurde diese Anlage auf das Nordufer umgesetzt. Auf beiden Ufern wurde eine Betonmischanlage installiert.

2.2 Bohrgreifer

Die neu entwickelten B+B Kugel-Bohrgreifer wurden an die Bedingungen des Pfahlauftrags angepaßt. Neben einem Grabgreifer mit Zahnbesatz \varnothing 2 400 mm wurde ein Kalibriergreifer Durchmesser 2400 mm neu konstruiert. Dieser Kalibriergreifer zeichnete sich durch seine grosse Bauhöhe und zahnlosen Grabschaufeln aus. Beide Greifer wurden mit Abstandsführungen am Kopfbereich ausgerüstet.

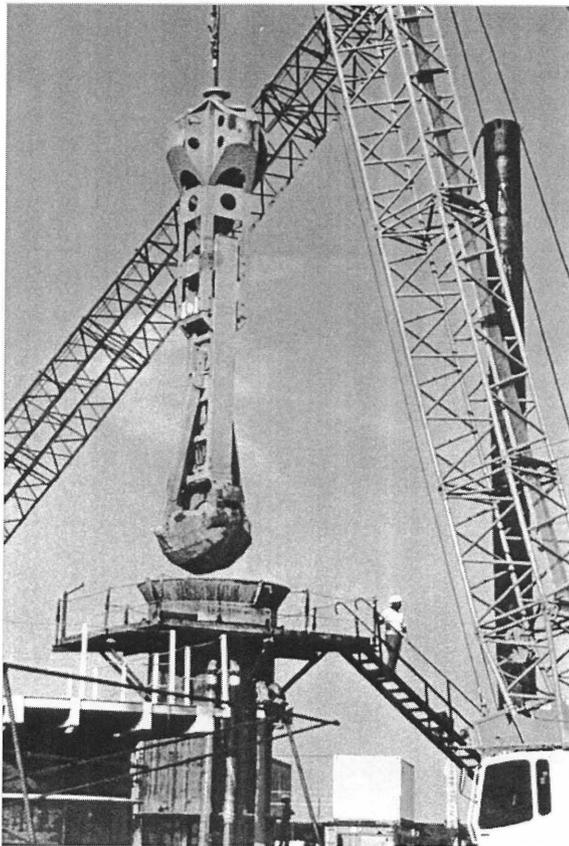


Bild 4: Bohrgreifer 2 400 mm

2.3 Bohrplattform

Um Nachbrüche der Bohrlochwand zu vermeiden, mußte ein Suspensionsüberdruck auf das unverrohrte Gebirge einwirken. Wegen Hochwasser während der Regenzeit und gleichzeitiger Springtide wurde der Suspensionsspiegel auf 4 m über Pfahlkopfhöhe gehalten.

Um den Suspensionsspiegel im Bohrloch zu halten, wurde ein versetzbare Bohrplattform entwickelt. Die Arbeitsebene über dem Bohrloch betrug dadurch rund 10 m über Pfahlkopfebene.

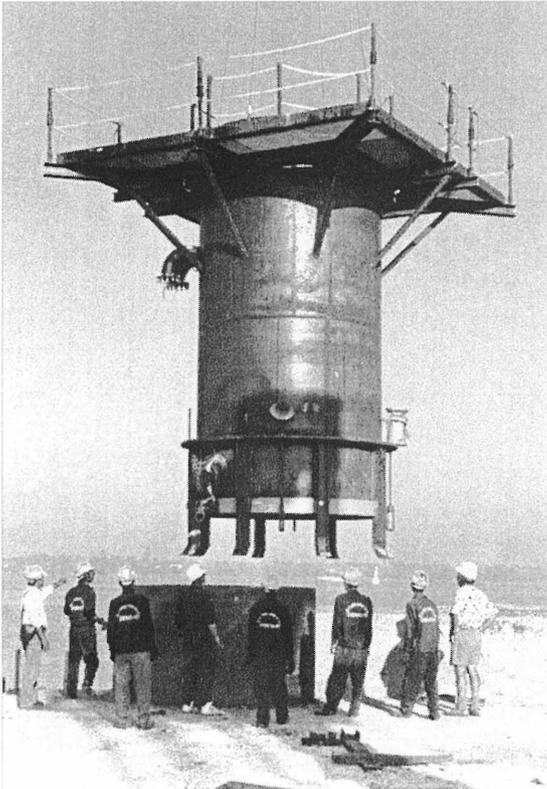


Bild 5: Bohrplattform

2.4 Bewehrungskorbherstellung

Das Gewicht des Bewehrungskorbes für einen Pfahl betrug 80 t. 120 Stück Bewehrungsstäbe (\varnothing 40 mm) in 4 Lagen sowie 6 Sonic/Injektionsrohre wurden durch Schablonen lagegenau zu Einzelkörben verschweißt. In Überlappungsbereich mußten 120 Stück Bewehrungsstäbe und die 6 Sonic/Injektionsrohre gestoßen werden.

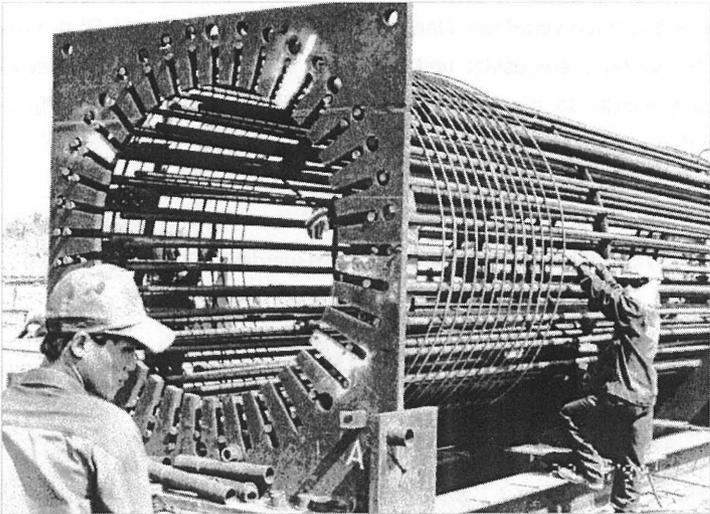


Bild 6: Bewehrungskorbherstellung mit Schablone

3 BAUABLAUF DER AUSFÜHRUNG

3.1 Setzen der Verrohrung

Die Verrohrungen für die Südpylon-Pfähle wurde in Stücklängen von 42,50 m per Ponton aus Ho Chi Minh City angeliefert. Mit dem 63 m hohen Ausleger des Manitowoc 4 100 Ringer wurde mit einer speziellen Traverse die Verrohrung aufgenommen und in die hydraulisch verschiebbare Schelle eingeführt. Diese Schelle konnte das Rohr mit zwei aufklappbaren Führungen umschließen und über Zylinder in 3 Achsen verfahren. Nach Absetzen der Verrohrung in 25 m Wassertiefe wurde der Vibrator aufgesetzt und das Rohr in den Flußboden eingerüttelt. Die Verrohrung wurde so bis ca. 15 m unterhalb des Flußbodens eingetrieben und ausgegriffen.

Die Verrohrung konnte selbst im "Strömungsschatten" bereits einvibrierter Rohre bei ca. 2m/sec Wasserfließgeschwindigkeit gesetzt werden.

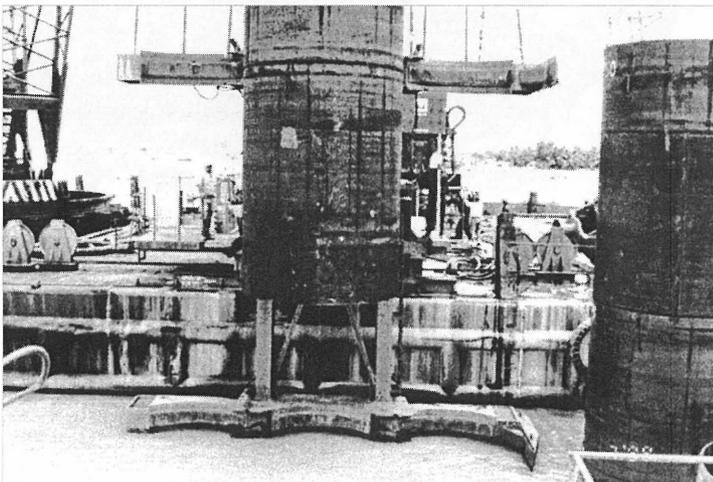


Bild 7: Verrohrung setzen

3.2 Abbohren

Nach Aufsetzen der Bohrplattform wurde das Wasser im Rohr gegen Bentonitsuspension ausgetauscht. Der Bentonitpiegel wurde auf + 4 m durch ein Zirkulationssystem gehalten. Bei Bedarf konnten Bentonitverluste in der unverrohrten Pfahlstrecke durch Hinzuschaltung von Pumpen sofort ausgeglichen werden. Vertikalitäts- und Pfahldurchmessermessungen wurden begleitend durchgeführt.

3.3 Spülen

Die Leistungsbeschreibung forderte das 1,5-fache Pfahlvolumen an Suspension zu bevorraten. Am Südufer wurden 4 Becken angelegt, die Bentonitsuspension aufnehmen konnten.

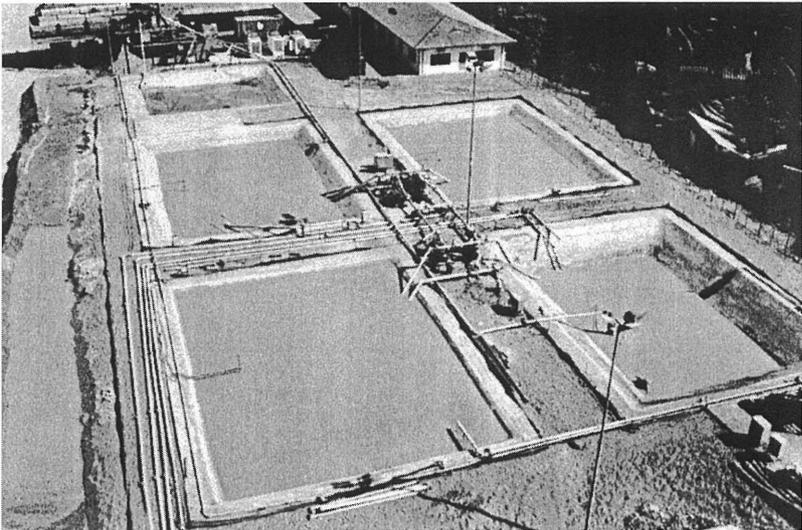


Bild 9: Bentonitanlage Südufer

Mit zwei Mixchern wurde das als Sackware angelieferte Bentonit angemischt und in einen der Tanks gepumpt. Dort wurde die Suspension umgewälzt. Die Versorgung des Bohrlochs mit Bentonit aus den Becken erfolgte mit selbstansaugenden Pumpen.

Nach Erreichen der Endteufe bei im Mittel - 93 m (max. - 100,35 m) wurde die Bentonitsuspension ausgetauscht. Dies geschah mit Hilfe eingebauter Betonierrohre im Lufthebeverfahren.

Wegen der langen Wege vom Bohrfahl bis zur Entsandungsanlage von 460 m wurde ein Prallkasten an die Lufthebeanlage angeschlossen. Aus diesem Prallkasten wurde mit einer Pumpe die Suspension weiterbefördert. Die Fördermenge durch dieses System betrug ca. 100 m³/Std. Die Entsandungsanlage konnte die Körnungsgruppen trennen. Über die Zyklone und Siebe konnten beim ersten Spülen bis zu 50 m³ Sand abgeschieden werden. Regeneriertes bzw. frisches Bentonit wurde über die Rohrstutzen in der Bohrplattform nachgefüllt.

Nach dem Bewehrungseinbau erfolgte das zweite Spülen. Dabei konnte der Sandgehalt bis auf 0,25% reduziert werden.

3.4 Bewehren

Die auf einem Ponton angelieferten Bewehrungskörbe wurden mit einem speziell angefertigten Kettengehänge mit dem Manitowoc 4 100 Ringer Kran und dem Liebherr Bagger aufgenommen, eingestellt und abgefangen. Das Einführen eines weiteren Bewehrungskorbes konnte dann erfolgen.



Bild 8: Einbau des Bewehrungskorbes

Die 6 Sonic/Injektionsrohre im oberen Korb wurden mit den unteren Rohren verbunden. Die Tragstähle wurden nach erreichter Überlappung verschweißt, der Korb anschließend angehoben und abgelassen. Dies wiederholte sich, bis der letzte Schuß eingebaut war. Betonabstandsringe gewährleisteten den Mindestabstand von der Bohrlochwand von 75 mm.

3.5 Betonieren

Das Einbauen des Betons für Bohrlochteufen von bis zu 100 m erfordert grundsätzliche Überlegungen über die Betonzusammensetzung, Einbautechnik und das Fließverhalten des Betons.

Für das Einbringen des Betons wurden spezielle Betonierschüttrohre konstruiert, die sich durch wasserdichte und zugfeste Kupplung auszeichneten. Der Betonierrohrstrang wurde aus den Einzelschüssen (in Magazinen) eingebaut.

Die Herstellung des Betons erfolgte in einer eigenen Mischanlage an Land. Der Transport des Pfahlbetons erfolgte mit Betonmischer über die Behelfsbrücke zu den Pylon-Pfählen. Eine mobile Betonpumpe am Ende der Behelfsbrücke pumpte den Beton über einen weit reichenden Betonverteilmast in den Trichter der Betonierrohre. Zur Trennung der 110 m hohen Betonsäule von der Spülung im Betonierrohr wurden sogenannte "Betonierbälle" aus schwammartigen Schaumgummi verwendet.

Der Pfahlbeton hatte folgende Bestandteile:

PZ-Zement

Granitmaterial, gebrochen

Flußsand

Steinsplitt und Staub (Füller-Ersatz)

Verflüssiger/Verzögerer

Wasser

3.6 Pfahlfußverpressung

Ausgeschrieben war eine "Verdichtungsinjektion" des Pfahlfußbereichs. Diese Mörtelverpressung sollte den Boden durch die am Pfahlfuß installierten Manschettenrohre mit einem Druck von 50 bar vergüten. Der Verpreßdruck sollte 10 Minuten gehalten werden.

Die Bodenverhältnisse (Feinsand, schluffig, sehr dicht gelagert) ließen ein solches Verfahren aber nicht zu.

Die Sonic/Injektionsrohre wurden nach dem Betonieren gespült. Nach dem Betonieren wurden die Manschette(n) hydraulisch aufgesprengt. Nach erfolgtem Sonic-Integritätstest wurden Packer eingebaut. Der Verpreßdruck am Meß-Schreiber betrug zwischen 35-50 bar.

4 QUALITÄTSSICHERUNG

4.1 Pfahlgeometriemessungen

Die Leistungsbeschreibung erforderte eine Aussage über die Struktur der Bohrlochwand sowie eine Abweichung von der Pfahlvertikalität von maximal 1%. Vor Einbau der Bewehrung mußte das Bohrloch über die komplette Länge vermessen werden. Ein Ultraschallgerät kam hier zur Anwendung. Dabei wurden regelmäßig Schallwellen aus einer Sonde im Bohrloch ausgesandt und deren Reflexionszeit gemessen. Diese Daten wurden umgerechnet in Strecken und "online" durch einen Elektroschreiber auf Thermopapier gedruckt. Dieser Ausdruck zeigte den Durchmesser und indirekt die Vertikalität der Bohrung.

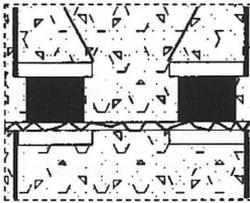
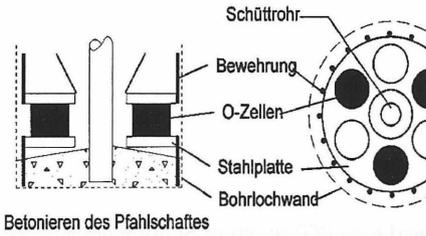
4.2 Ultraschall-Integritätsmessungen

Erst 7 Tage nach dem Betonieren konnte nach der Leistungsbeschreibung ein Sonic Test durchgeführt werden. Für die Ultraschallmessung der Pfähle wurde eine "Crosshole Sonic Logging (CSL)" -Anlage eingesetzt. Sie besteht aus einem Signalverstärker, zwei 110 m Meßkabel und zwei Ultraschall Meßsonden. Die Datenerfassung und spätere Verarbeitung wurde mit Hilfe eines Industrie-PCs durchgeführt. Es wurden keine Schadstellen wie Kiesnester oder Einschlüsse von Bodenmaterial im Pfahlbeton nachgewiesen.

5 PFAHLTESTS (OSTERBERG-ZELLEN)

Für konventionelle Pfahlprobelastungen mit Druckpressen am Pfahlkopf, müßten Pressenwiderlager bis 4600 t geschaffen werden. "Dasselbe anders" wurde in My Thuan erreicht durch Anordnung der Pressen am Pfahlfuß und Benutzung des Pfahlgewichts + Mantelreibung als "Auflast".

Zur Ermittlung des Kräfteverlaufs entlang des Pfahles wurden bei zwei Pfählen nicht nur am Pfahlfuß Druckpressen eingebaut, sondern auch im Bereich des Pfahlschaftes. An diesen Stellen wird die Pfahlbewehrung unterbrochen, um kontrollierte Zugrisse beim Ausfahren der Pressen zu erzeugen.



**Aktivierung der Osterberg Zellen
Zerreißen des Betons
(Pfalttest)**

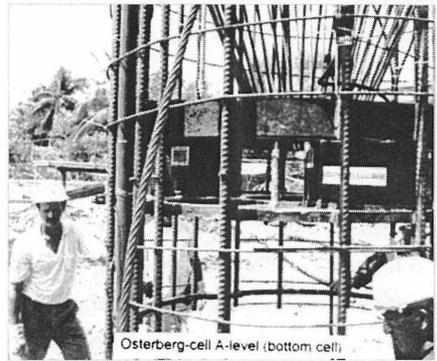


Bild 10: Osterberg-Zellen Schnitt und Einbau in den Korb

Bei Anordnung von Druckpressen in zwei Ebenen wird der Pfahl in drei Teilstücke "zerlegt". Jedes Teilstück kann durch sukzessives Anfahren der Pressenebenen belastet werden. Die dabei auftretenden Längsverschiebungen der Teilstücke wurden über Wegaufnehmer in den Pressenebenen und entlang des Pfahles gemessen (Schwingsaitenmeßverfahren). Nach Messung des Kraft-Weg-Verhaltens jedes Teilstückes wurde die Tragfähigkeit des Gesamtpfahles ermittelt.

In jeder Pressenebene werden drei Osterbergpressen mit je 1 100 t Tragkraft und einem Hub von 150 mm angeordnet. Die an den Presseebenen entstehenden Zugrisse von 50 bis 100 mm wurden nach Testende mit Zementschläpfe injiziert.

Das Wasser in den Pressen wurde durch Mörtel ersetzt und sie werden im Endzustand tragende Elemente sein.

6 ZUSAMMENFASSUNG

120 km südwestlich von Ho-Chi-Minh-City wird eine 660 m lange Schrägkabelbrücke von Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft und der australischen Tochterbaufirma Baulderstone Hornibrook über den Mekong gebaut. Die Gründungsarbeiten wurden im Januar 1998 begonnen.

Die Widerlager und die beiden Pylone werden auf Bohrpfähle tiefgegründet. Insgesamt wurden 36 Pfähle mit Durchmessern 2 500 mm und Teufen von bis zu 100 Metern in typische Deltasedimente eingebracht. Bei einer Wassertiefe von bis zu 25 Meter, einem Tidehub über 2 m und einer Strömungsgeschwindigkeit von 2,5 Meter pro Sekunde wurden die Pfahlbohrungen von einer schwimmenden Plattform aus hergestellt. Die permanente Verrohrung, die bis zu einer Tiefe von 40 m mit einem Vibrator in den Untergrund eingetrieben wurde, konnte innerhalb der geforderten Achstoleranz von ± 10 cm positioniert werden. Die suspensionsgestützten Pfahlbohrungen wurden im Greiferbetrieb hergestellt. Die Beschaffenheit der Bohrlochwand und die Vertikalität des Bohrloch wurde mit einer Ultraschallsonde überprüft. Nach Austausch der sandbeladenen Suspension wurde ein 80 t schwerer, bis zu 104 Meter langer Bewehrungskorb installiert. Im Anschluß wurde der Pfahl über spezielle Schüttrohre betoniert.

Durch die sechs im Bewehrungskorb eingebaute Ultraschall/Injektionsrohre wurde der Pfahl einer Integritätsprüfung unterzogen und anschließend eine Pfahlfußinjektion durchgeführt.

Die Tragfähigkeit der Pfähle wurde mit einem besonderen Testverfahren überprüft. Fünf ausgewählte Bauwerkspfähle wurden durch den Einbau sogenannter Osterberg-Zellen zu Testpfählen. Diese im Pfahlschaft eingebauten Druckpressen mit je 11 MN Tragkraft wurden hydraulisch aktiviert und zerrissen den Pfahlschaft in einzelne Abschnitte. Durch integrierte Instrumentierung im Pfahlschaft konnten

Ergebnisse über die Tragfähigkeit des Pfahlfußes und der Mantelreibung ermittelt werden.

Die Gründungsarbeiten wurden Ende August 1998 abgeschlossen.



Ortsumgehung Bad Salzdetfurth

Überschnittene und aufgelöste Bohrpfahlwände als Böschungssicherungen

26. Februar 1999

Dipl.-Ing. Helmut Richter - Ing.-Büro Richter, Hildesheim
Dipl.-Ing. Lutz Wackermann - Ing.-Büro Richter, Hildesheim

Inhaltsverzeichnis

1. Einführung
2. Ausgangslage
 - 2.1 Topographie
 - 2.2 Baugrund
3. Trägerbohlwand "Bahnstrecke"
 - 3.1 Zugänglichkeit
 - 3.2 Aufgabenstellungen und Lösungsansätze
 - 3.3 Baubehelfe
 - 3.4 Beschreibung der Konstruktion
 - 3.5 Bauablauf
4. Bohrpfahlwand "Tannenbergl"
 - 4.1 Zugänglichkeit
 - 4.2 Aufgabenstellungen und Lösungsansätze
 - 4.3 Baubehelfe
 - 4.3.1 Baustraße
 - 4.3.2 Vorschüttung am "Haus Lichte"
 - 4.3.3 Sicherung "Haus Lichte"
 - 4.4 Beschreibung der Konstruktion
 - 4.5 Bauablauf
5. Stützwand "Sprachheilzentrum"
 - 5.1 Zugänglichkeit
 - 5.2 Aufgabenstellungen und Lösungsansätze
 - 5.3 Baubehelfe
 - 5.3.1 Vorschüttung der Arbeitsebene
 - 5.3.2 Voraushub für Baustraße
 - 5.3.3 Schutz bestehender Gebäude
 - 5.4 Beschreibung der Konstruktion
 - 5.5 Bauablauf
6. Geotechnisches Meßkonzept
 - 6.1 Qualitätssicherung
 - 6.2 Meßeinrichtungen
 - 6.2.1 Erkundungsbohrungen
 - 6.2.2 Installation in den Stützbauwerken

ORTSUMGEHUNG BAD SALZDETFRUTH ÜBERSCHNITTENE UND AUFGELOSTE BOHRPFAHLWÄNDE ALS BÖSCHUNGSSICHERUNGEN

Ing.-Büro Richter, Hildesheim

1. Einführung

Die Kurstadt Bad Salzdetfurth, Landkreis Hildesheim, liegt im Lammetal und ist über die Landesstraße 490 an das überregionale Verkehrsnetz angebunden. Eine Umgehung der Kernstadt im Zuge der Landesstraße war für die Verwirklichung städtebaulicher Ziele und zur Entlastung des Kurbereiches vom Durchgangsverkehr dringend erforderlich. Die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke beträgt in 24 Stunden 15.000 Kfz-Bewegungen. Die schon seit 50 Jahren diskutierte Umgehungsstraße war bisher an den schwierigen topographischen Verhältnissen und den damit verbundenen hohen Herstellungsaufwand gescheitert. Erst die Aufgabe der Salzgewinnung und der teilweise Abbruch des Kali-Werkes ermöglichten durch eine Trassenführung über die Industriebrache eine deutliche Verringerung der Baukosten.

Die Gesamtlänge der Umgehung beträgt rd. 2,7 km. Der Regelquerschnitt der Straße weist zwei Fahrspuren mit je 3,25 m Breite auf. Die Umgehung beginnt im Süden in Höhe des Betriebsgeländes der ehemaligen Firma Fuba, kreuzt zunächst die Bahnstrecke Hildesheim – Bodenburg und wird dann an das Betriebsgelände von Kali + Salz herangeführt. Der erste Streckenabschnitt von rd. 1.200 m Länge stellt bis zur Griesbergstraße keine außergewöhnlichen Anforderungen an das Bauwerk.

Von der Griesbergstraße bis zur Kursaalbrücke liegt die Trasse auf dem ehemaligen Betriebsgelände der Firma Kali + Salz AG. In diesem 900 m langen Abschnitt wechseln sich 16 m hohe Dammlagen und Hangeinschnitte von über 25 m ab. Aufgrund der geologischen Formationen und der räumlichen Möglichkeiten konnten diese Höhendifferenzen jedoch mit den üblichen erdbautechnischen Maßnahmen bewältigt werden.

Die letzten 600 m von der Kursaalbrücke und dem Zwangspunkt "Haus Lichte" bis zum Ende der Baustrecke auf Höhe des Kurmittelhauses erfordern aufgrund der Topographie und der geologischen Verhältnisse die im Folgenden beschriebenen Böschungssicherungsmaßnahmen. Der Schwierigkeitsgrad dieses Trassenabschnittes spiegelt sich auch in den Baukosten wieder. Von den rd. 20 Mio. DM Gesamtbaukosten entfallen auf die 600 m im Bereich der Böschungssicherungen rd. 13 Mio. DM.

Die Gesamtbauzeit der Böschungssicherungen vom Beginn der Arbeiten an der Trägerbohlwand im November 1995 bis zur Fertigstellung der Stützwand "Sprachheilzentrum" im Oktober 1997 erstreckte sich über einen Zeitraum von 24 Monaten.

2. Ausgangslage

2.1 Topographie

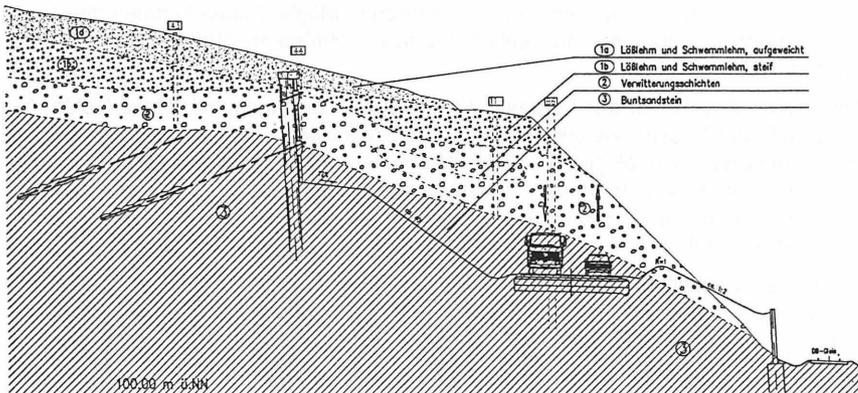
Die geplante Straßentrasse schneidet von Stat. 1 + 930 bis 2 + 480 auf rd. 550 m in den Osthang des "Tannenberg" bis zu 15 m tief ein. Auf diesem Streckenabschnitt verläuft die Entlastungsstraße westlich entlang der tieferliegenden Gleisanlage der Bahnstrecke Hildesheim – Bodenburg. Die Höhendifferenz zwischen Straße und Bahn beträgt bis zu 12 m. Der "Tannenberg" weist eine maximale Neigung von 1 : 4 in östlicher Richtung abfallend auf. Die Bahnstrecke schneidet bis zu 18 m tief mit Böschungsneigungen von 45° und steiler in das Gelände ein. Durch die Parallellage der geplanten Straße zur Bahn und zum Hang waren aufwendige Hangsicherungsmaßnahmen sowohl für die Straße wie auch für die Bahn erforderlich.

2.2 Baugrund

Die geologischen Aufschlüsse in diesem Streckenabschnitt zeigten einen Untergrund aus unterschiedlich klüftigem Buntsandstein mit einer darüber befindlichen bis zu 5,0 m mächtigen Verwitterungszone. Überdeckt wird der Buntsandstein von Löß- und Schwemmlehm mit nach oben zunehmend weicherer Konsistenz in 2,0 - 4,0 m Stärke. Bei der örtlichen Erkundung war der Übergang vom verwitterten zum nicht verwitterten Buntsandstein nicht immer eindeutig zu bestimmen.

Der natürliche Hang des "Tannenberg" wurde vom Bodengutachter als Kriechhang eingestuft. Dauerhaft standsichere Böschungen im Lößlehm waren nur mit Neigungen von 1 : 3 oder flacher auszuführen. Der rechnerische Nachweis der Standsicherheit konnte für die bestehende Bahnböschung nicht erbracht werden. Dem Augenschein nach mußte ein Gleichgewichtszustand ohne nennenswerte Reserven angenommen werden.

Baugrundsituation



3. Trägerbohlwand "Bahnstrecke"

3.1 Zugänglichkeit

Das Baufeld befand sich im Einschnittsbereich zwischen dem "Tannenberg" im Westen und der vorhandenen Bebauung im Osten. Die Baustrecke war nur über die Gleisanlage und aus Richtung Süden erreichbar. Die Bauarbeiten konnten nur vom Gleisbereich aus durchgeführt werden.

3.2 Aufgabenstellungen und Lösungsansätze

Der Böschungsfuß entlang der Bahnstrecke war rechnerisch nicht standsicher. Die Sicherung der Böschung war jedoch Voraussetzung für alle weiteren Bau- und Endzustände zur Herstellung der Straße im darüber befindlichen Hang. Das Herstellverfahren mußte außerdem die Zwänge aus dem Bahnbetrieb berücksichtigen. Die Anlage einer Arbeitsebene zum Einsatz eines Ankerbohrgerätes war daher nicht möglich. Nennenswerter Bodenabtrag am Böschungsfuß für Arbeitsräume war nicht zulässig.

***Lösung:** Fußeingespannte Stützwand mit Bohrpfahlgründung
Optimierung der Bauzeit durch Fertigteiltechnik*

3.3 Baubehelfe

Der Nachweis der Standsicherheit der Bahnböschung konnte schon für den ungestörten Zustand nicht geführt werden. Für die erforderlichen Abgrabungen im Bereich der Bohransatzpunkte mußte die Beobachtungsmethode angewendet werden. In der Böschung und oberhalb im "Tannenberg" wurden Meßlehren installiert und täglich kontrolliert, um einen beginnenden Böschungsbruch frühzeitig erkennen zu können. Das Gefährdungspotential für die Bahnstrecke war durch die Umstellung der Personenbeförderung auf Busersatzverkehr vertretbar. Schüttgüter, Material und Geräte zum provisorischen Böschungsverbau jedoch wurden während der Bauzeit bereitgehalten, um im Bedarfsfall sofort handeln zu können. Die Hangbewegungen lagen nach Abschluß der Baumaßnahme im Zentimeterbereich.

3.4 Beschreibung der Konstruktion

Die Stützwand besteht aus einem 175 m langen Bohlträgerverbau mit lichten Höhen von 2,0 m – 4,5 m. Die Träger wurden mit Stahlbetonfertigteilen, $H = 0,50$ m, $D = 0,25$ m und $L = 2,0 - 3,0$ m ausgefacht.

70 Bohlträger aus IPB 300 und IPB 320 wurden in Köcherfundamente eingespannt. Die Gründung besteht aus Ortbeton-Bohrpfählen, die einen Durchmesser von 110 cm aufweisen. Die Bohrpfähle wurden in Abständen von 2,0, 2,50 und 3,0 m mit Endteufen bis 8,0 m unter Gelände hergestellt.

Die gewählte Konstruktion erfüllt folgende Bedingungen:

1. Durchlässigkeit für Schichtenwasser zur vorhandenen Drainage des DB-Gleises
2. Minimaler Abstand zum Lichtraumprofil der Bahn durch Verzicht auf Ortbeton-Schalungen
3. Minimaler Abtrag am Böschungsfuß für die Bohransatzpunkte. Bergseitig war kein Arbeitsraum erforderlich.
4. Weitestgehend witterungsunabhängiges Bauverfahren zur Einhaltung der zulässigen Sperrzeiten der DB-Strecke. Der Verguß der Köcherfundamente erfolgte im Winter und war durch Heizungsunterstützung möglich.

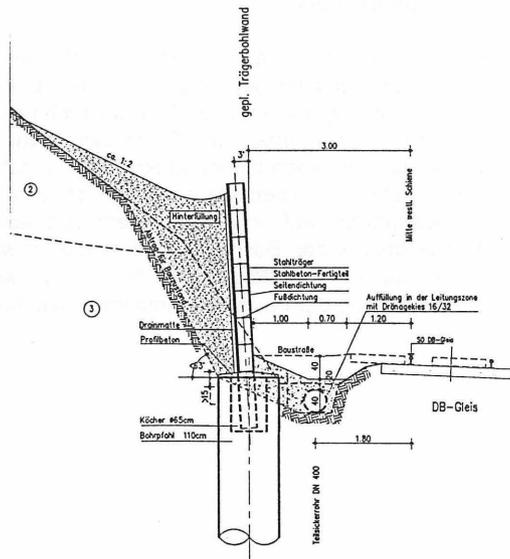
Schnitt DB-Gleis

M. 1:50

3.5 Bauablauf

Der Bauablauf im Stichworten:

- Baustraße im Gleisbereich
- Voraushub
- Bohren und Betonieren der Pfähle
- Ausbohren der Fundamentköcher
- Ausrichten und Vergießen der Stahlträger
- Einsetzen der Betonfertigteile
- Hinterfüllung

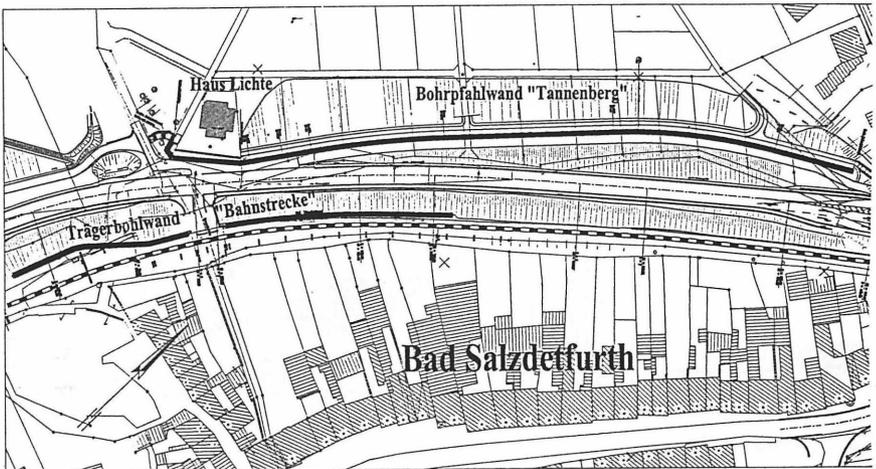


4. Bohrfahlwand "Tannenberg"

4.1 Zugänglichkeit

Die vorhandene Bebauung westlich und oberhalb der Straßentrasse sowie die parallel verlaufende Bahnstrecke im Osten mit ihrem Einschnitt ließen eine provisorische Erschließung des Baufeldes nicht zu. Aus südlicher Richtung konnte eine Baustraße im Zuge der geplanten Straßentrasse mit umfangreichen Bodenbewegungen bis vor das an exponierter Stelle befindliche "Haus Lichte" aufgefahren werden. Im Norden mußte für die Zufahrt eine 15 % steile und ca. 80 m lange Rampe in den "Tannenberg" gegraben werden.

Der ca. 300 m lange Baustellenbereich am Tannenberg hatte somit zwei gegenüberliegende Anbindungen. Der Arbeitsraum im Stützwandbereich ließ keine Wendemöglichkeit zu. Begegnungsverkehr war im Regelfall ebenfalls nicht möglich.



4.2 Aufgabenstellungen und Lösungsansätze

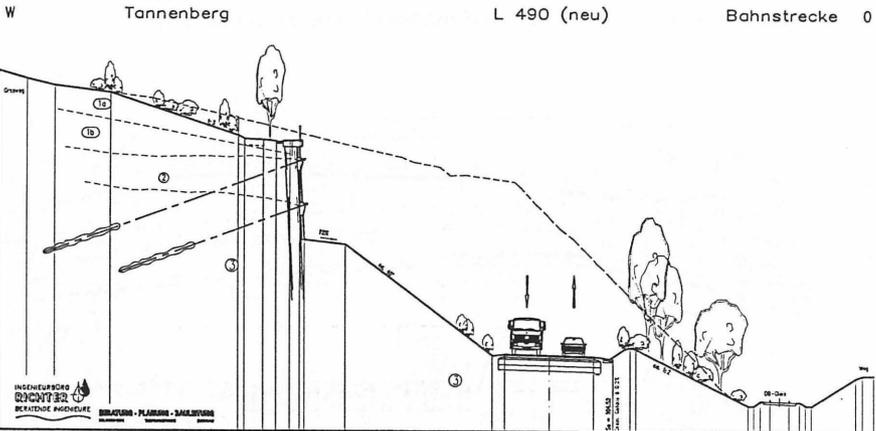
Sicherung der Anschnittböschungen bei Höhendifferenzen bis zu 16 m zwischen OK Anschnitt und geplanter Fahrbahn. Die oberhalb befindliche Bebauung erforderte zusätzlich eine verformungsarme Konstruktion. Abgrabungen für Bauzustände waren ohne Sicherungsbauweisen nicht zulässig. Auffüllungen waren am Tannenberg ebenfalls nicht möglich. Die Konstruktion mußte auf die Zugänglichkeitsprobleme am Zwangspunkt "Haus Lichte" bei einer maximalen Baufeldbreite von 6,0 m abgestellt sein.

Lösung: *Zweifach rückverankerte überschnittene Bohrfahlwand über einer vorgelagerten Felsböschung. Bohrfahlwand als Dauerkonstruktion mit aufgesetzten durchlaufenden Ankerbalken und Naturstein-Verblendung.*

Die gewählte Konstruktion erfüllt folgende Bedingungen:

1. Minimierung des Aufwandes für provisorische Böschungsbefestigungen.
2. Konstruktive Verbesserung der Standfestigkeit des Hanges schon im Bauzustand durch die Pfahlverdübelung.
3. Einsatz des Großbohrgerätes bergseitig im "Schutz" fertiggestellter Pfähle.
4. Maximaler Abstand der Baustraße zur nicht standsicheren Bahnböschung durch Abrücken der Stützwandachse von der Straßentrasse.
5. Verringerung der lichten Ansichtshöhen der Stützwand durch die Felsböschung.

Querprofil 2+350.00



4.3 Baubehelfe

4.3.1 Baustraße

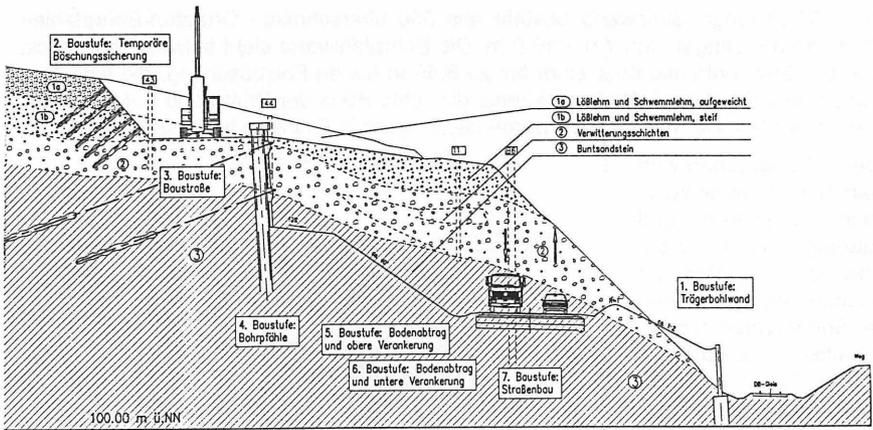
Für den Bohrgeräteeinsatz mußte eine Baustraße mit minimalem Voraushub aufgeföhren werden. Trotz Ausnutzung der Einsatzgrenzen des vorgesehenen Bohrbaggers waren höhenversetzt zwei Arbeitsebenen erforderlich. Die Baustraße lag im Bereich der Lößlehmschichten und durfte zwecks Lastverteilung nur bergseitig der Bohrpfahlwand angeordnet werden. Bereits fertiggestellte Pfähle dienten der Stabilisierung der witterungsempfindlichen Schichten. Bodenauffüllungen talseitig der Wandachse für Arbeitsebenen waren nicht zulässig, weil die Standsicherheit der Böschungen nicht nachgewiesen werden konnte.

Der für die Baustraße erforderliche Hanganschnitt wurde durch eine Bodenvernagelung mit 20 cm Spritzbetonauflage gesichert. Zum Einsatz kamen GEWI-Einstabanker mit Längen von 4,0 m bis 7,0 m in maximal 5 Lagen. Der Bodenabtrag konnte nur in 1,50 m-Schritten mit Zug um Zug nachfolgendem Verbau erfolgen.

Die Baustraße wurde für den ca. neunmonatigen Bohrbetrieb mit einer bituminösen Befestigung versehen. Streckenweise mußte für eine ausreichende Lastverteilung auf dem schwierigen Baugrund eine 20 cm starke Ortbetonplatte hergestellt werden, die später durchbohrt werden mußte.

Für den Nachweis der Standsicherheit des Bohrgerätes in Arbeitstellung mußte in besonders empfindlichen Berechnungsquerschnitten die mittragende Wirkung der fertiggestellten Pfahlreihe zusätzlich berücksichtigt werden.

Schematische Darstellung des Bauablaufes



4.3.2 Vorschüttung am "Haus Lichte"

Die Trägerbohlwand diente zunächst zur Sicherung der Gleisanlage, und zwar zur Aufnahme der Belastungen aus der erforderlichen Vorschüttung vor dem "Haus Lichte". Nur durch die ca. 4,0 m hohe Vorschüttung mit einer Kopfbreite von 6,0 m war das Baufeld am "Tannenber" aus südlicher Richtung zugänglich.

Die Belastungen aus der Vorschüttung waren maßgebend für die Bemessung der Trägerbohlwand entlang der Bahnstrecke.

4.3.3 Sicherung "Haus Lichte"

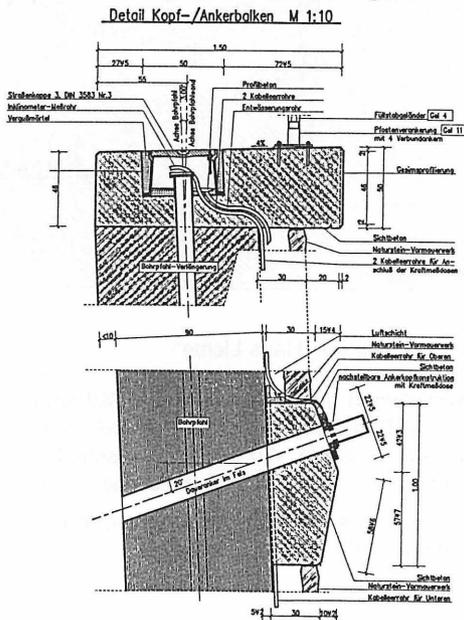
Vor dem "Haus Lichte" befanden sich zwei Stützmauern. Zur Stabilisierung der Vorschüttung wurde die untere Mauer provisorisch mit Betonvorsatz und Verpreßankern gesichert. Diese Mauer diente auch als Widerlager für die Eignungsprüfungen der Daueranker und wurde im Zuge des späteren Bodenabtrages wieder entfernt.

Die obere Mauer war Zwangspunkt für die Trassierung der Stützwand und wurde dauerhaft mit Verpreßankern gesichert. Ohne die zusätzliche Verankerung war der Bauzustand der Bohrpfehlwand vor dem Spannen der ersten Ankerlage nicht stand-sicher nachweisbar.

4.4 Beschreibung der Konstruktion

Die 260 m lange Stützwand besteht aus 350 überschritten Ortbeton-Bohrpfählen $\varnothing 90$ cm mit Längen von 7,0 – 13,0 m. Die Bohrpfehlwand steht teilweise abgerückt von der Straßentrasse über einer bis zu 8,50 m hohen Felsböschung, die eine Neigung von 40° aufweist. Dadurch konnte die lichte Höhe der Stützwand auf 8,0 m begrenzt werden. Der Kopfbereich wurde nachträglich in Ortbeton hergestellt.

Der Behördenentwurf sah eine teilweise zwei-fach verankerte und fußeingespannte Konstruktion vor. Der zur Ausführung gekom-mene Sondervorschlag beinhaltete zwei durchge-hende Ankerlagen mit engeren Ankerabstän-den ohne Berücksichti-gung einer Einspan-nung. Die Bohrpfehl-längen richteten sich nach der Höhe des Felshorizontes aber auch nach den Abmes-sungen der Felsberme, die aus Sicherheits-gründen nur in ihrer halben Höhe als Widerlager in Ansatz ge-bracht wurde.



Die Verankerung erfolgt über durchgehende Traversen in Ortbeton $H/D = 1,0/0,40$ m und 4 bzw. 5 Litzenanker ($F_w = 400 - 580$ kN) mit 6,0 m langen Verpreßstrecken im Buntsandstein. 135 Anker in der oberen und 150 Anker in der unteren Ankerlage wurden mit einer Regelneigung von 20° in 12,0 m – 16,50 m Endteufe gebohrt. Streckenweise sind die Anker im Wechsel mit $16^\circ/24^\circ$ gegeneinander verschwenkt, um Mindestabstände der Verpreßkörper zu gewährleisten. Der Bemessungsansatz erforderte für alle Ankerköpfe eine nachstellbare Konstruktion, wobei auch der nach-trägliche Einbau von Kraftmeßdosen möglich sein mußte.

Die Ableitung von Schichtenwasser aus dem Hang erfolgt über Peilfilterbrunnen im Abstand von 6,0 m, die in Bohrlöcher \varnothing 50 cm eingebaut sind. Die Brunnen wurden bis 1,0 m unter OK Felsberme abgeteuf. Der Anschluß an den vor dem Wandfuß befindlichen Sickerstrang erfolgte durch horizontales Anbohren der unbewehrten Pfähle bis in den dahinter liegenden Kiesfilter.

Das äußere Erscheinungsbild der Stützwand wird von der weitestgehenden parallelen Anordnung der Ankerbalken und des Kopfbalkens geprägt. Die verbleibenden Ansichtsflächen der Bohrpfähle wurden mit einer Sandsteinvorsatzschale verkleidet.

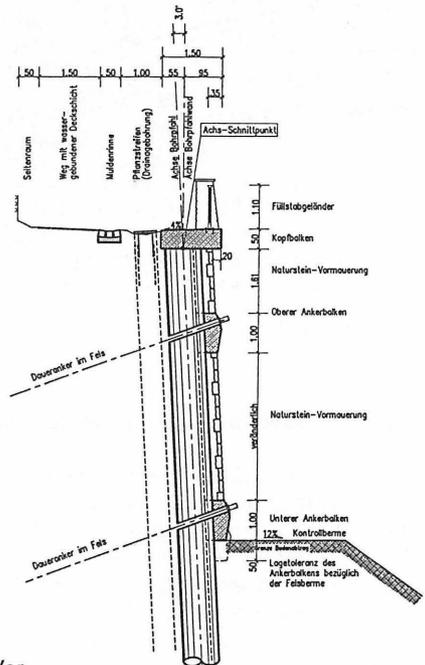
Maßgebend für die Bemessung der Pfähle und für die Lage der Ankerbalken waren die für Bauzustände ermittelten Schnittgrößen.

4.5 Bauablauf

Der Bauablauf in Stichworten:

- Temporäre Sicherung der unteren Mauer "Haus Lichte"
- Vorschüttung am "Haus Lichte"
- Bodenabtrag für Baustraße und Sicherung des Anschnittes in 1,5 m Abtragsschritten
- Baustraße und lastverteilende Betonplatte
- Verankerung der oberen Mauer "Haus Lichte"
- Baustraßenrampe und zweite Arbeitsebene
- Bohrschablone
- Pfahlbohrungen
- Drainagebohrungen
- Aufbetonage und Kopfbalken in Ortbeton
- Bodenabtrag und oberer Ankerbalken
- Bohren und Spannen 1. Ankerlage
- Bodenabtrag und unterer Ankerbalken
- Bohren und Spannen 2. Ankerlage
- Bodenabtrag für die Fundamente der Vormauerschale
- Sandsteinvormauerung

Querschnitt Bohrpfahlwand M 1:50

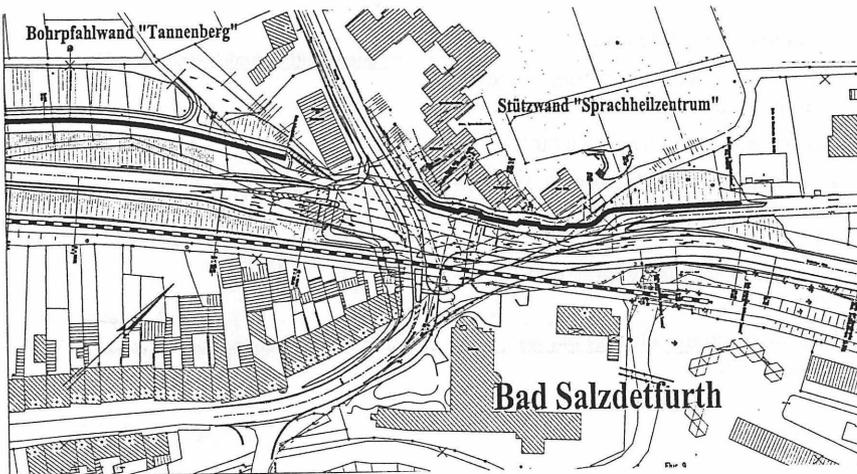


- weiterer Bodenabtrag für Straßenbau
- Rückbau Baustraße mit Hinterfüllung
- Ausstattung

5. Stützwand "Sprachheilzentrum"

5.1 Zugänglichkeit

Das rd. 150 m lange Baufeld lag auf einem Plateau ca. 3,0 – 4,0 m oberhalb der vorhandenen Ortsdurchfahrt der L 490. Die Baustelle war nur über eine Baustellenrampe zu erreichen. Wendemöglichkeiten bestanden nicht. Die vorhandene Bebauung reichte direkt bis an das Baufeld heran.



5.2 Aufgabenstellungen und Lösungsansätze

Sicherung der Höhenunterschiede von maximal 6,50 m zwischen der vorhandenen Ortsdurchfahrt und dem Gelände des Sprachheilzentrums. Dabei war zu berücksichtigen, daß die Gründungssohle der Gebäude ca. 4 m über der vorhandenen Straßenoberkante lag und die Gebäude nur einen Abstand von 3,50 m zur geplanten Stützwand aufwiesen. Die maximale Konstruktionsdicke darf 1,50 m im Grundriß nicht überschreiten, damit die erforderlichen Verkehrsräume am Fuß der Stützwand für Fußgänger und oberhalb für die Zufahrt zum Sprachheilzentrum gewährleistet sind.

Zum Schutz der Gebäude mußte eine erschütterungsarme Bauweise gewählt werden. Der Betrieb des Sprachheilzentrums erforderte außerdem eine äußerste Reduzierung der Lärmbeeinträchtigungen.

Lösung: *Abschnittsweise Herstellung einer Schwergewichtsmauer und einer einfach rückverankerten überschnittenen Bohrpfahlwand. Bohrpfahlwand als Dauerkonstruktion ohne lastverteilende Traverse mit Einzelverankerung der bewehrten Pfähle.*

5.3 Baubehelfe

5.3.1 Vorschüttung der Arbeitsebene

Zum Schutz der unmittelbar an das Baufeld grenzenden Gebäude wurde das vorhandene Gelände bis zu 1,0 m hoch für die Arbeitsebene angefüllt. Trotz der Begrenzung der Arbeitsebene auf 6,0 m Breite reichte der Dammfuß stellenweise in den Straßenraum der L 490 hinein. Die Fahrbahn der Landesstraße mußte auf ca. 100 m Länge verlegt werden. Wegen der beengten Verhältnisse mußten die Pfähle teils "reitend", teils mit bergseitig arbeitendem Bohrgerät hergestellt werden.

5.3.2 Voraushub für Baustraße

Nördlich der Bebauung war zur Herstellung einer Arbeitsebene ein Voraushub bergseitig der Stützwandachse erforderlich. Die Sicherung der Anschnittsböschung erfolgte ebenso wie am "Tannenberg" mit Spritzbeton und Temporärankern Zug um Zug mit fortschreitendem Bodenabtrag. Die Abtragstiefe betrug max. 1,50 m je Sicherungsabschnitt.

5.3.3 Schutz bestehender Gebäude

Die vorhandenen Gebäude des Sprachheilzentrums stehen im Winkel von 45° zur Stützwandachse und reichen mit den jeweils vorspringenden Hausecken bis 3,50 m an das Bauwerk heran. Im Pfahlwandbereich schützte die Vor- und Überschüttung die mangels Zugänglichkeit im Vorfeld nicht erkundbare Gründung des Hauses Nr. 2.

Die jüngeren drei- und sechsgeschossigen Gebäude wurden mit Injektionsmöglichkeiten unter und vor den Fundamenten versehen, damit gegebenenfalls eine Vermörtelung im Untergrund vorgenommen werden konnte. Das Abtragsniveau vor Kopf der Fundamentecken reichte bis 1,0 bzw. 2,0 m unter die Fundamentsohlen.

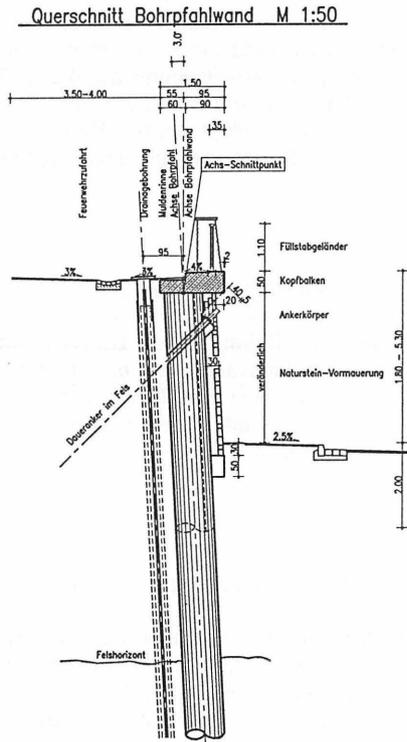
Der erforderliche Bodenaushub für die in diesen Bereichen geplante Schwergewichtsmauer durfte nur abschnittsweise in 1,50 m Breite ausgeführt werden. Benachbarte Abschnitte konnten erst nach Fertigstellung der Stützwand und weitestgehender Hinterfüllung des vorangehenden Abschnittes ausgehoben werden. Die baubegleitende Beobachtung der vorhandenen Bausubstanz erfolgte anhand von acht Meßmarken an den jeweiligen Gebäudeecken.

5.4 Beschreibung der Konstruktion

Die Stützwand "Sprachheilzentrum" besteht im vorderen Bereich aus einer 40 m langen Schwergewichtsmauer. Daran schließt eine 80 m lange Bohrpfehlwand an. Die offene Bauweise wurde vor dem Therapiebereich des Sprachheilzentrums gewählt, weil die vom Bohrgerät ausgehende Lärmbelastung nicht toleriert werden konnte.

Der Pfehlwandabschnitt besteht aus 111 überschnitten gebohrten Ortbetonpfählen $\varnothing 90$ cm. Die lichte Höhe der Pfehlwand beträgt bis zu 6,5 m. Jeder zweite Pfahl ist bewehrt und bindet mindestens 1,0 m in den unverwitterten Buntsandstein ein. Die Länge der bewehrten Pfähle beträgt 14,50 m. Die unbewehrten bis zu 7,0 m langen Füllpfähle reichen nur bis 1,0 m unter Gelände des Wandfußes.

Die Verankerung erfolgt ohne lastverteilende Traverse mit 55 durch die bewehrten Pfähle gebohrten 13,0 – 25,50 m langen Litzenankern ($F_W = 450 - 600$ kN). Die Neigung der Anker wurde mit $42^\circ/48^\circ$ alternierend gestaffelt. Die Ankerkopfkonstruktion ist ebenso wie am "Tannenbergturm" nachjustierbar und kann mit Kraftmeßdosen nachgerüstet werden. Nur durch den Verzicht auf den lastverteilenden Ankerbalken konnte die vorgegebene Gesamtstärke der Konstruktion $\leq 1,50$ m eingehalten werden. Für den Lastfall "Ausfall eines Ankers" ist der durchgehende Kopfbalken verstärkt und damit für die Lastverteilung ertüchtigt worden.



Die Drainage zur Ableitung von Schichtenwasser hinter der Stützwand wurde wie am Tannenbergr ausgeführt.

5.5 Bauablauf

Der Bauablauf in Stichworten:

- Gebäudeabbruch
- Verlegung Landesstraße
- Baustraßenrampe
- Vorschüttung für Arbeitsebene
- schrittweiser Bodenabtrag für Baustraße mit temporärer Sicherung des Anschnittes
- Bohrschablone
- Pfahlbohrungen
- Drainagebohrungen
- Kopfbalken in Ortbeton
- Bodenabtrag und Herstellung der Ankerauflager
- Bohren und Spannen der Anker
- Bodenabtrag für die Fundamente der Vormauerschale
- Sandsteinvormauerung
- Rückbau Baustraße mit Hinterfüllung im Anschnittsbereich
- Rückbau Überschüttung
- Herrichten der Freianlagen vor Gebäuden
- Ausstattung

6. Geotechnisches Meßkonzept

6.1 Qualitätssicherung

Die besonderen Eigenschaften des Baugrundes am "Tannenbergr" und im Bereich des Sprachheilzentrums erforderten ein Bemessungskonzept mit baubegleitender Überprüfung der Bemessungsgrundlagen. Insbesondere die Kriecheigenschaften der oberen Bodenschichten konnten so berücksichtigt werden.

Das geotechnische Meßkonzept beinhaltete folgende Schwerpunkte:

- Überprüfung der Bemessungsansätze durch den Vergleich der zulässigen mit den vorhandenen Verformungen des Baugrundes
- Beweissicherung an bestehenden Gebäuden
- Kontrolle der Auswirkungen von Bauzuständen
- Verformungskontrolle der Stützwände
- Beobachtung der Wasserstände vom Grund- und Schichtenwasser
- Kontrolle der Ankerkräfte

Die Verformungskontrollen mußten über das Stadtgebiet von Bad Salzdetfurth ausgedehnt werden, um die aus dem Bergwerksbetrieb der Firma Kali + Salz AG resultierenden "Sowieso"-Verformungen (1 – 2 cm/a) erkennen und herausfiltern zu können.

6.2 Meßeinrichtungen

Die Meßeinrichtungen sind an vorhandenen Gebäuden, im Gelände oberhalb der Stützbauwerke und in den Stützkonstruktionen selbst eingebaut.

6.2.1 Erkundungsbohrungen

Ausgewählte Bohrungen aus der Baugrunderkundung wurden mit Brunnenrohren und Inclinometerrohren-Meßrohren zu Grundwasser- und Verformungsmeßstellen ausgebaut.



INTERPRETATION DER MESSERGEBNISSE VON BETONVERFORMUNGSGEBERN IN INSTRUMENTIERTEN PROBEPFÄHLEN

Bauer Spezialtiefbau GmbH
Dipl.-Ing. Axel Geiß

1 EINLEITUNG UND PROBLEMDARSTELLUNG

Probelastungen an instrumentierten Betonpfählen dienen dem Ziel eine möglichst zutreffende Aussage über den Verlauf des Lastabtrags durch den Baugrund entlang des Pfahlschafts zu erhalten. Daraus können dann Mantelreibungen und Spitzendruck für die Dimensionierung der Bauwerkspfähle ermittelt werden.

Eine wirtschaftliche Lösung hierfür ist der Einbau von Verformungsgebern (BVG) in den Pfahlbeton.

Die Aufnehmer werden vor dem Betonieren in verschiedenen Ebenen (Meßquerschnitte: MQ_i) des Pfahls eingebaut (Abb. 1). Dabei wird versucht aus gemessenen Pfahlquerschnittsstauchungen auf die Pfahlnormalkräfte zurückzuschließen.

Die Auswertung der gemessenen Verformungen geschieht unter Annahme linear elastischen Werkstoffverhaltens beschrieben durch das Hook'sche Gesetz. Aus Kenntnis der Herstellung der Pfähle (Schwankungen der Pfahlsteifigkeiten EA), Ausbildung und Anordnung der Aufnehmer (Form- und Lasteinleitungsprobleme) sowie der Beton- und Materialeigenschaften (Betonkriechen und Umlagerungen) führt

dieser Ansatz im allgemeinen zu einer sehr ungenauen Ermittlung der Pfahllängskräfte. Insbesondere werden Pfähle immer häufiger nur wenige Tage nach

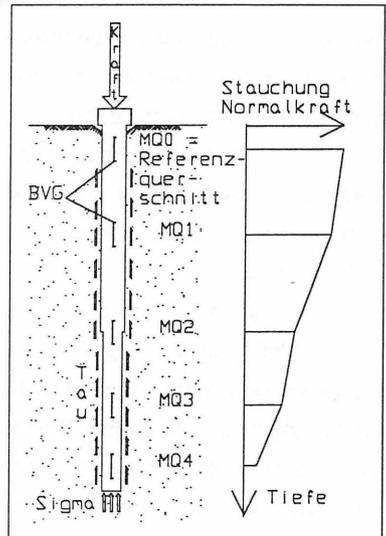


Abbildung 1

der Pfahlherstellung beprobt. Der somit noch sehr junge Beton weist damit ein stark nichtlineares, zeitabhängiges Spannungs-Dehnungsverhalten auf. Der Einfluß des Betonkriechens stellt für die Berechnung der Pfahlnormalkräfte ein wesentliches Problem dar.

Das Erkennen und Beurteilen dieser Sachverhalte anhand von Last-Stauchungs-, bzw. Zeit-Stauchungs Kurven wird hier an einigen Beispielen aus der Praxis dargestellt. Ebenso werden Lösungsvorschläge zur Ermittlung der Pfahlnormalkräfte, sowie die Zusammenhänge der Nichtlinearitäten bezüglich der gemessenen Stauchungen erläutert.

2 EINFLÜSSE AUF DAS MESSERGEBNIS

2.1 Aufnehmer

Grundsätzlich sollte in zwei unterschiedliche Aufnehmertypen unterschieden werden. BVGs mit einer inneren Meßlänge bis ca 10 mal größter Korndurchmesser der Betonzuschlagstoffe (punktmessende BVGs) und BVGs mit wesentlich größeren Meßlängen (integralmessende BVGs).

Im wesentlichen wirken sich drei Parameter bei den handelsüblichen BVGs auf die gemessenen Pfahlquerschnittsstauchungen aus.

Dies sind die Steifigkeitsverhältnisse zwischen Pfahl und Aufnehmer, die innere, freie Meßlänge des Aufnehmers, sowie die Formgebung und Oberfläche der BVGs welche zum Übertragen der Stauchungen, bzw. Spannungen zwischen Pfahl und Aufnehmer vorhanden ist.

Entsprechend den Untersuchungen von TWIELMEIER und SCHNEEFUß [1] sollten BVGs in Meßrichtung bezüglich ihres Durchmesser möglichst lang sein. Dabei ist die Steifigkeit des Aufnehmers möglichst der Steifigkeit des Pfahls anzupassen. Da diese Anpassung im Einzelfall jeder Probelastung nicht erfolgen wird, können Einflüsse daraus auf das Meßergebnis entstehen.

Aufnehmer die durch Ihre Ausbildung eher steif sind und die aufgezwungenen Stauchungen im wesentlichen über die Endbereiche eingeleitet werden, können sich, auf Grund der Viskosität des Betons, in den Beton einstanzen. In Abb. 2 ist dies bei den Entlastungen des Pfahls zu erkennen.

Deshalb ist darauf zu achten, daß die Verformungen des Pfahls auch über den langen Schaftbereich des Aufnehmers eingeleitet werden können. Um eine mittlere Stauchung

über die Länge des Aufnehmers zu erhalten (Integralmessung) müssen die Relativbewegungen der Aufnehmerenden zueinander ausgewertet werden.

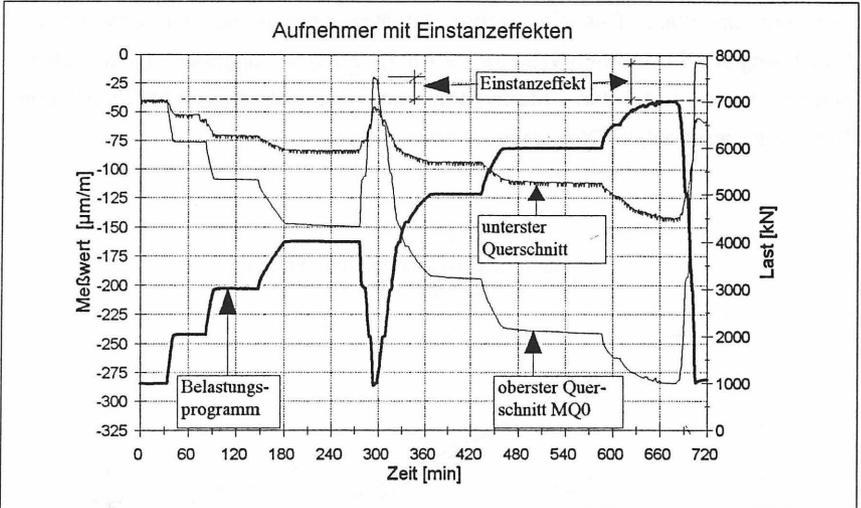


Abbildung 2

2.2 Herstellung des Pfahls

Da für die Berechnung der Pfahlquerschnittskräfte nach Hooke die Querschnittsfläche des Pfahls eingeht, sind Abweichungen vom planmäßigen Querschnitt bei dessen Herstellung möglichst zu dokumentieren.

In den meisten Fällen kann der genaue Querschnittsverlauf des Pfahls über seine Tiefe nicht ermittelt werden. Somit wird für eine erste Berechnung der Kräfte im Pfahl der theoretische Nenndurchmesser angesetzt.

Querschnittsabweichungen werden z.B. hervorgerufen durch Ausbrüche oder Hohlräume des Baugrunds an der Bohrlochwand, Einschnürungen oder Ausbauchungen durch weiche Schichten, Mantelverpressung der Pfähle und Zementstein in Bereichen welche planmäßig durch konstruktive Maßnahmen nicht mit Zement oder Beton verfüllt werden sollten.

Aufgrund der speziellen Einbringverfahren des Betons ist eine Homogenisierung des

Betons im Pfahl im allgemeinen nicht möglich. Untersuchungen von STOCKER und SCHELLER [2] an Großbohrpfählen zeigen auf , daß der Beton E-Modul über die Pfahltiefe enorm großen Schwankungen unterliegt. Beton E-Moduln die an separat hergestellten Probewürfeln ermittelt werden sind nicht repräsentativ für die E-Moduln Verteilung im Pfahl. Deshalb reichen Schätzwerte aus der Literatur für eine Berechnung aus. Ein weiterer Wert für die Überprüfung des angenommenen Beton E-Moduls kann aus den Meßergebnissen des obersten Meßquerschnitts (Referenzquerschnitt) im Pfahl ermittelt werden (Abb. 3).

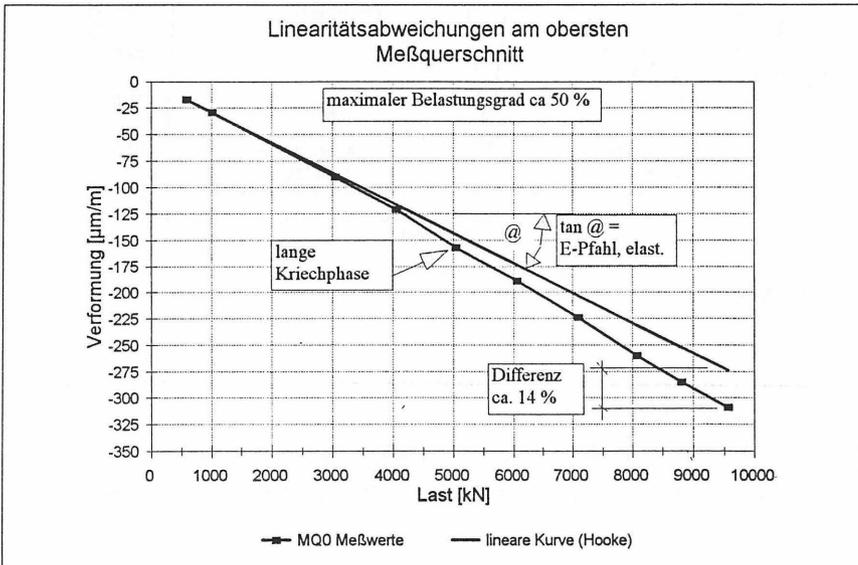


Abbildung 3

2.3 Planmäßige Geometrie und Werkstoffe des Pfahls

Im allgemeinen ist nicht zu erwarten, daß Pfähle über ihre gesamte Länge gleiche Querschnitte und Steifigkeiten besitzen. Die häufigsten Steifigkeitsänderungen werden durch folgende Maßnahmen erzwungen: Teilverrohrung; konstruktive Reduzierung der Mantelreibung durch Zusatzhülsen; Pfahlkopf-, bzw. Pfahlfußaufweitungen; gestoßene Bewehrungskörbe mit Überlappungen; über die Tiefe abgestufte Bewehrung.

Bei langen, integralmessenden BVGs kommt es vor, daß der Aufnehmer durch zwei bis

drei unterschiedliche Steifigkeiten des Pfahls beeinflusst wird (Abb. 4). Dies ist durch eine gewichtete Steifigkeit bei der Auswertung zu berücksichtigen.

Alle planmäßigen Steifigkeitsänderungen können gut erfaßt werden und ohne Annahmen und Streuungen in die Berechnung einfließen.

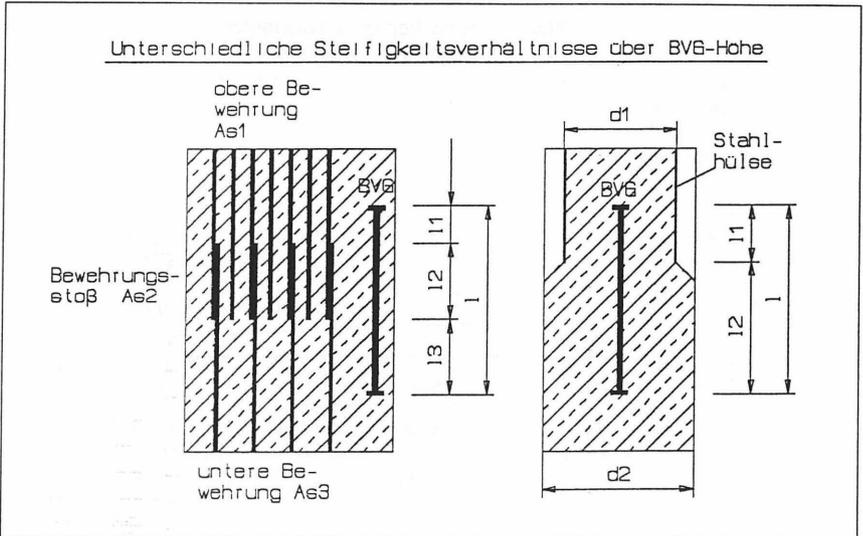


Abbildung 4

2.4 Werkstoffverhalten des Pfahls

Alle Stahlelemente in Pfählen haben unterhalb der Streckgrenze ein lineares Spannungs-Dehnungsverhalten. Normalerweise wird diese Grenze auch bei hoch ausgelasteten Pfählen nicht erreicht. Damit muß die spannungs- und zeitabhängige Verformung des Betons, sowie seine Querdehnung betrachtet werden.

Im Gegensatz zu Stahl hat der Beton ein ausgeprägtes zeitabhängiges, nichtlineares Spannungs-Verformungsverhalten, das Kriechen.

Da für normale bautechnische Zwecke das Kriechverhalten üblicherweise nur für lange Zeiträume (Wochen, Monate, Jahre) maßgebend ist liegen für das Kurzzeitkriechen (Minuten, Stunden) nur wenige Untersuchungen vor. Die existierenden

Berechnungsmodelle mit numerischen Lösungsansätzen sind sehr aufwendig, führen aber im Vergleich zu gemessenen Kriechverformungen auch nur zu groben Abschätzungen. Direkt unterhalb des Pfahlkopfs kann das Kriechverhalten zeitabhängig (Abb. 5) sowie kraftabhängig (Abb. 3) beobachtet werden.

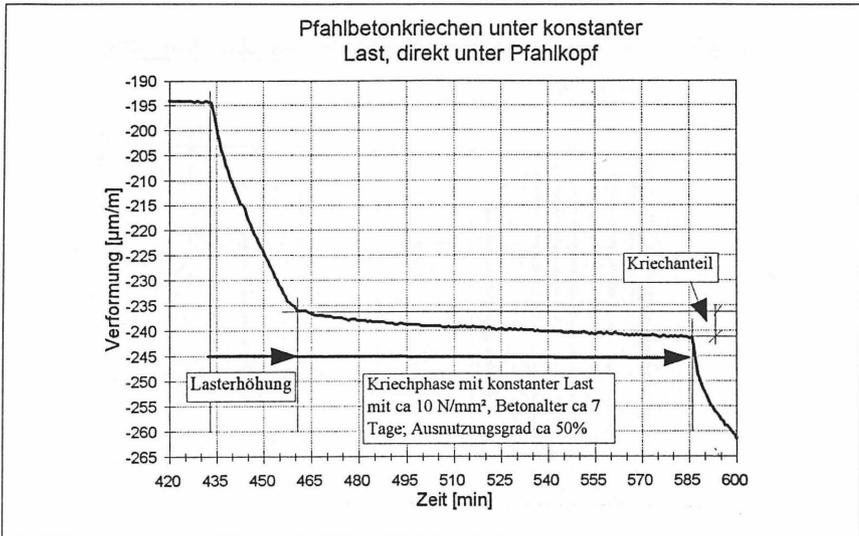


Abbildung 5

Verschiedene Autoren zeigen, insbesondere NECHVATAL [6], daß das Betonkriechen bei Belastungsgraden bis ca 40% seiner Festigkeit sich weitestgehend linear zu den aufgetragten Spannungen verhält. Darüber hinaus wachsen die Kriechverformungen stark überproportional an. Probelastungen bei denen der Pfahlbeton noch sehr jung ist, haben meist Belastungsgrade weit über 40 %.

Wird dieses nichtlineare Verhalten des Pfahlbetons nicht berücksichtigt, so weichen die berechneten Normalkräfte stark vom tatsächlichen Kraftverlauf ab. Je nach Alter und Zusammensetzung des Betons, Belastungsgrad, Belastungsdauer und Bewehrungsgrad liegen die berechneten Querschnittskräfte aus den gemessenen Stauchungen schon ab Belastungsgraden von ca 50 % um 10% und auch mehr neben der Realität. Da dieser Sachverhalt sich bei jeder Probelastung völlig anders

darstellt und erhebliche Unterschiede im Ergebnis bringt, sollte dieser Punkt besonders berücksichtigt werden.

Sofern der Pfahlbeton nicht mit Stahlrohren konstruktiv ummantelt ist, kann die Querdehnung über die Tiefe des Pfahls konstant angenommen werden und bleibt für die Berechnung aller Querschnittskräfte unberücksichtigt. Für die Bereiche mit behinderter Querdehnung (Stahl-Mantelrohre) stellen sich im Vergleich zu den anderen Bereichen geringere Stauchungen ein. Die genaue Größe dieses Einflusses auf das Gesamtergebnis, sowie eine Möglichkeit der Berücksichtigung sind mit heutigem Stand nicht bekannt. Im Vergleich zu den Einflüssen der bekannten Streuungen anderer Parameter (z.B. Beton E-Modul) wird dieser Effekt eher zu vernachlässigen sein.

Einen besonderen Fall des nichtlinearen Dehnungsverhaltens stellen Zugversuche an Probepfählen dar. Hierbei verursacht der Übergang des Betons vom Zustand I (ungerissener Beton) zum Zustand II (gerissener Beton) eine enorme Steifigkeitsänderung der Querschnitte. Dieser Übergang tritt zeitversetzt bei zunehmender Erhöhung der Pfahlkopfkkräfte in den einzelnen untereinanderliegenden Meßquerschnitten auf. (Abb. 6)

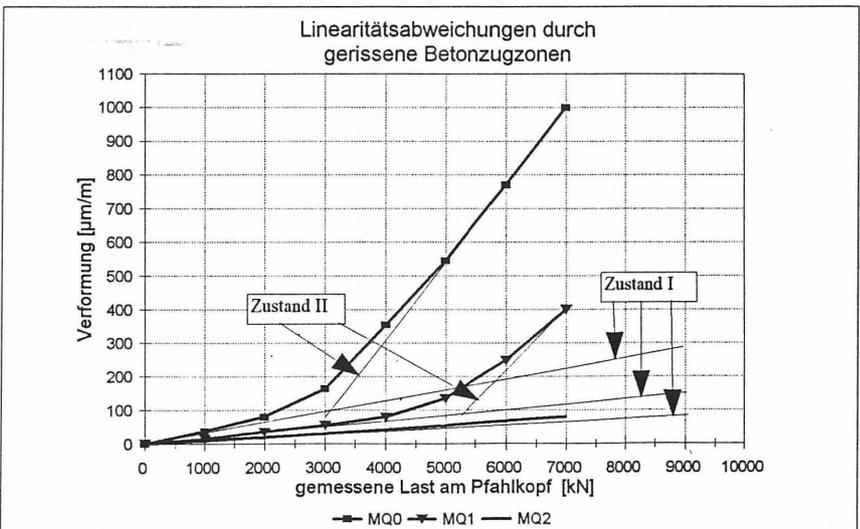


Abbildung 6

2.5 Meßtechnik und Umwelt

Durch moderne, kontinuierlich arbeitende Meßwerferfassungsanlagen hat sich gezeigt, daß Umwelteinflüsse die Meßergebnisse erheblich beeinflussen, ja sogar absolut unbrauchbar machen können. Dies kann man vermeiden, indem einige Dinge vorbereitend berücksichtigt werden. Meßdatenerfassungsanlage und Aufnehmer müssen so abgestimmt sein, daß elektrische Potentialunterschiede ausgeschlossen sind. Datenaufzeichnungen mit Handablesegeräten sind aufgrund der diskontinuierlichen Erfassung mit großen zeitlichen Abständen eher ungeeignet. Es hat sich gezeigt, daß Hochspannungsleitungen in der Umgebung (eventuell auch nicht sichtbar im Baugrund) Einflüsse auf das Meßsignal haben können (Abb. 7). Einzelmessungen hätten in diesem Falle zu nicht interpretierbaren Sprüngen in der Verformungsgröße geführt. Durch eine kontinuierliche Erfassung mit einer PC-Meßdatenerfassungsanlage sind überlagerte Signale festzustellen, und eventuell eliminierbar.

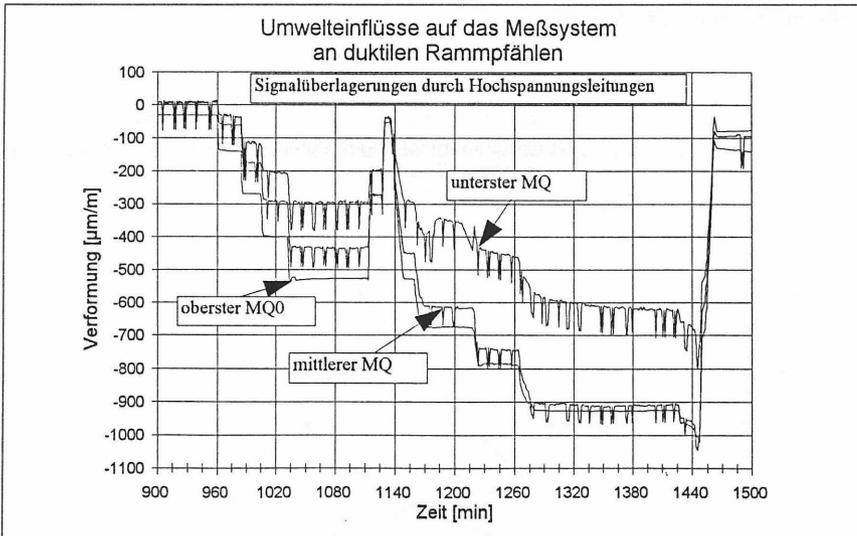


Abbildung 7

Trotz großer Bemühungen verschiedener Hersteller von BVGs, sowie verschiedener

Firmen und Institute welche Pfahlprobelastungen durchführen oder begleiten, kommt es immer wieder zu einzelnen Ausfällen von Aufnehmern, die nicht erklärbar sind. Aus diesem Grund sollte je nach Querschnitt des Pfahls und trotz hoher Kosten der Aufnehmer mindestens zwei Aufnehmer je Meßquerschnitt installiert werden. Ebenso wie die Vorlast bei Probelastungen aufgezeichnet wird, muß für eine gute Interpretation des Normalkraftverlaufs die dazugehörige Stauchung zur Vorlast erfaßt werden. Alternativ müßte sonst eine Annahme über die Verteilung der Stauchungen entlang des Pfahlschafts für diesen Lastanteil vorgenommen werden.

2.6 Baugrund

Da der Baugrund ein ausgeprägtes nichtlineares Spannungs- Stauchungsverhalten aufweist, welches ebenfalls stark zeitabhängig ist (Kriechen), können bei statischen Probelastungen während einer Laststufe Kornumlagerungen bzw. Änderungen der Porenwasserdrücke zu Stauchungsänderungen in den Meßquerschnitten des Pfahls führen. Diese Änderungen werden jedoch aus dem tatsächlich veränderten Kraftverlauf im Pfahl verursacht.

Das Baugrundkriechen wird durch das oben genannte Betonkriechen überlagert. Unter der zulässigen Annahme, daß direkt unter dem Pfahlkopf keine wesentliche Mantelreibung vorhanden ist, läßt sich der Anteil des Betonkriechens separat ermitteln. Setzt man diesen Anteil auch für die unteren Querschnitte an, läßt sich der Anteil "Bodenkriechen" abschätzen.

2.7 Pfahlbiegung

Üblicherweise werden Probelastungen nach den EMPFEHLUNGEN DER DGGT [3] entweder axial, oder quer zur Achse (meist horizontal) durchgeführt. Die Bestimmung der Biegungen bei horizontalen Probelastungen wird hier nicht behandelt.

Pfahlbiegungen bei axialen Probelastungen werden meist durch unplanmäßige exzentrische Lasteinleitungen und Schiefstellungen herbeigeführt und lassen sich schlecht vermeiden.

Für die Berechnung der Pfahlnormalkraft muß die Stauchung in der Pfahlachse bestimmt werden. Dies wird erreicht, indem die Aufnehmer in jedem Querschnitt achssymmetrisch angeordnet werden. Aus den Meßwerten kann durch Mittelwertbildung (Abb. 8) die axiale Stauchung berechnet werden.

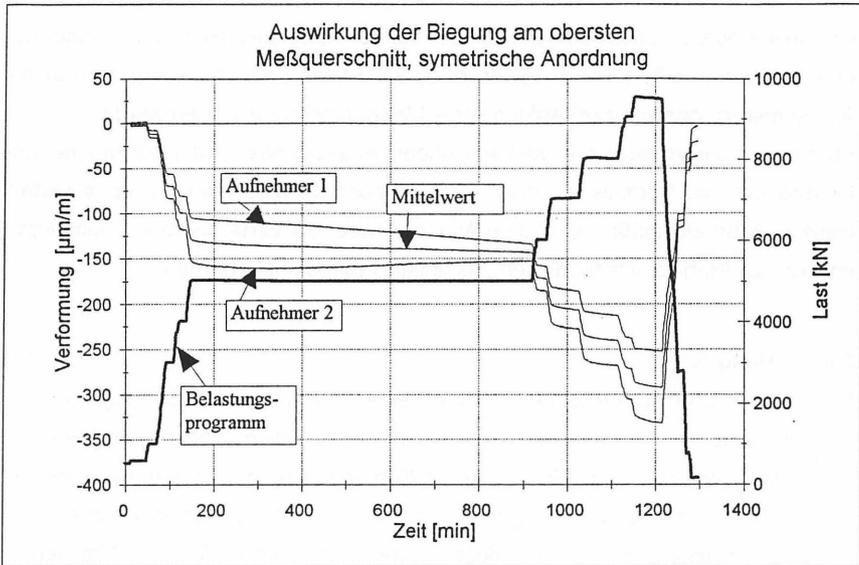


Abbildung 8

3 LÖSUNGSVORSCHLÄGE ZUR BERECHNUNG DER PFAHLNORMALKRÄFTE

Aus den oben genannten Einflüssen auf das Meßergebnis ist eindeutig die Schwierigkeit einer "korrekten" Meßwertanalyse zu erkennen. Um sich jedoch möglichst nahe an die reelle Lastabtragung des Pfahls im Baugrund heranzutasten, ist es entscheidend, möglichst viele Details der Pfahlerstellung sauber zu dokumentieren. Ebenfalls sollte die Kenntnis über die Art und Ausbildung der Aufnehmer vorliegen, um eine qualitative Aussage über deren Einfluß auf das Meßergebnis machen zu können.

Aussagen über die Funktionsfähigkeit jedes einzelnen BVGs können anhand der Zeit- und Last-Stauchungskurven gemacht werden. Aufnehmer, welche schwierig zu beurteilen sind sollten besser bei weiteren Berechnung nicht mehr berücksichtigt werden.

Für eine Auswertung der Querschnittskräfte müssen die Stauchungen am Ende einer Laststufe verwendet werden, um die Umlagerungen aus dem Baugrund mit zu erfassen. Bei weggesteuerten Probelastungen müssen die reduzierten Kopfkkräfte nach der Viskositätstheorie in die weitere Berechnung eingesetzt werden (KRIEG und GOLDSCHIEDER [4]).

Grundsätzlich muß mit der sogenannten "Verbundtheorie von Stahlbeton" gerechnet werden.

Unter den Voraussetzungen, daß sich alle Materialien des Pfahls während der gesamten Probelastung linear verhalten (kein Kriechen, kein Einstanzen, etc. ..), kann eine einfache Verhältnisrechnung zu einer groben Abschätzung des Normalkraftverlaufs im Pfahl herangezogen werden.

$$P_i = \frac{\varepsilon_i * (EA)_i}{\varepsilon_0 * (EA)_0} * P_{Kopf}$$

- Mit: P: Normalkraft im Pfahlquerschnitt
P_{Kopf}: eingeleitete Pfahlkopfkraft
EA: Steifigkeit eines Querschnitts
e: gemessene Stauchung im Querschnitt
i: laufende Querschnittsnumerierung i = 0 → ∞
0: Referenzquerschnitt unter Pfahlkopf

Im nächsten Schritt sollte die Nichtlinearität des Referenzquerschnitts direkt unterhalb des Pfahlkopfs betrachtet werden. Die gemessenen Stauchungen können hier mit den aufgetragenen Pfahlkopfkäften korreliert werden. Dies ergibt die Kennlinie, oder Kalibrierkurve für alle Meßquerschnitte des Pfahls. Die Anfangssteigung der gemessenen Last-Stauchungskurve entspricht dem ideellen Pfahl E-Modul aus Beton mit Bewehrung (Abb. 3). Über die Verbundtheorie läßt sich daraus der Beton E-Modul für diesen Querschnitt berechnen. Für eine erste Berechnung der Querschnittskräfte wird dieser ermittelte Beton E-Modul für alle Meßquerschnitte zugrunde gelegt. Ebenso gehen die planmäßigen Querschnittsflächen in die Berechnung ein.

Um keine unterschiedlichen Berechnungsverfahren für Belastungsgrade unter, oder über 40 % verwenden zu müssen, wurde in den vergangenen zwei Jahren das im

folgenden beschriebene Vorgehen mit Erfolg angewendet. Diese Methode führt bei Druckbelastungen mit hohen Belastungsgraden bei fast allen Probebelastungen zu guten Ergebnissen. Bei Versuchen mit planmäßigen Betonzugspannungen liegen damit noch keine Erfahrungen vor.

Die Kennlinie wird mit einer stetigen Funktion $P_0 = f_{(e_0)}$ möglichst gut approximiert. Hiermit werden die Pfahlkräfte in den übrigen Meßquerschnitten berechnet. Auch ein grafisches Lösungsverfahren mittels der Kennlinie liefert im Einzelfall ausreichend gute Ergebnisse. Inzwischen gibt es bei uns auch ein Verfahren, welches über die Ermittlung von Kriechzahlen je Laststufe eine Berechnung zuläßt. Erfahrungen liegen hierfür allerdings noch nicht vor.

Die betrachteten Normalkräfte müssen nun über die Pfahltiefe aufgetragen und

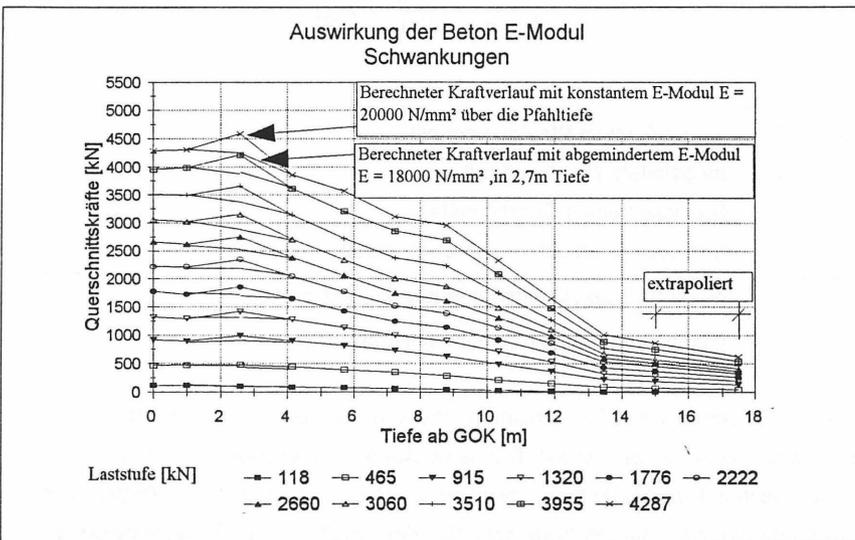


Abbildung 9

beurteilt werden (Abb. 9). Sind dort zweifelhafte Normalkraftverläufe zu erkennen, so empfiehlt es sich, weitere Berechnungen unter Variation der verschiedenen Parameter (E-Modul, Durchmesser, etc. ...) durchzuführen.

4 SCHLUSSBETRACHTUNG

Abb. 10 zeigt vergleichend den Pfahlkraftverlauf unter Annahme linearen und nicht-linearen Last- Verformungsverhaltens des Pfahls. Hierbei wurde der Pfahl mit ca 80% seiner Betonfestigkeit ausgenutzt.

Es ist zu erkennen, daß die Pfahlnormalkräfte bei linearem Ansatz im oberen Bereich unterschätzt werden. Unter Berücksichtigung des nichtlinearen Betonverhaltens ergeben sich im allgemeinen kleinere Mantelreibungswerte im oberen Bereich des Pfahls, größere im unteren Bereich und größere Spitzendrücke.

An diesem Beispiel wird auch deutlich, daß bei höheren Belastungsgraden der überproportionale Anstieg der Kriechverformungen im Beton zu wesentlichen Differenzen bezüglich eines linearen Berechnungsansatzes führt.

Ein geschlossenes Lösungsverfahren zur Berechnung von Pfahlnormalkräften aus gemessenen Pfahlstauchungen mit Berücksichtigung der Nichtlinearität, welches für alle Fälle anwendbar ist, liegt auf Grund der vielen Einflüsse und unbekanntenen Größen bis heute nicht vor. Eine gute Interpretation all dieser Zusammenhänge für die Berechnung der Pfahlnormalkräfte kann nur aus mannigfacher Erfahrung vieler Auswertungen hervorgehen.

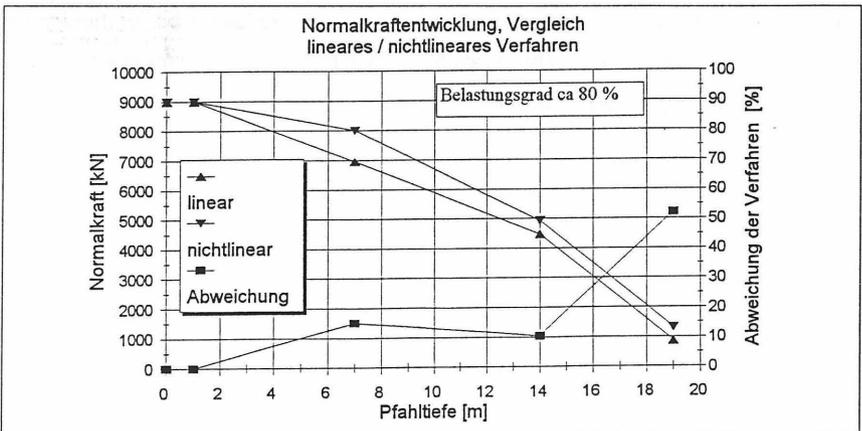


Abbildung 10

Literatur

- [1] TWIELMEIER, H.; SCHNEEFUß, J.: Zusammenstellung und Beurteilung von Meßverfahren zur Ermittlung der Beanspruchungen in Stahlbetonteilen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 330, Verlag Ernst & Sohn; Berlin 1992
- [2] STOCKER, M.; SCHELLER, P.: Messungen bei statischen Probelastungen, Stand der Technik. Sonderdruck aus dem Vortragsband zum Symposium Meßtechnik im Erd- und Grundbau; München 1983
- [3] EMPFEHLUNGEN DER DGGT: Empfehlungen für statische und dynamische Probelastungen. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Arbeitskreises 2.1 ; 1998
- [4] KRIEG, S.; GOLDSCHIEDER, M.: Bodenviskosität und ihr Einfluß auf das Tragverhalten von Pfählen. Bautechnik 10; 1998
- [5] DIN 1054: Baugrund, Zulässige Belastung des Baugrundes.
- [6] NECHVATAL, D.: Normalbeton unter hohen Dauerlasten bei verhiindertem Feuchteausaustausch. Dissertation, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, TU München; 1996

Zur Überwachung des Bauwerks während und nach Beendigung der Baumaßnahme wurde das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) vom Amt für Strom- und Hafenbau mit der Durchführung von Verformungsmessungen an den Tragbohlen der Wand und an den Schrägankern beauftragt. Weiterhin wurden von einer Hamburger Ingenieurgesellschaft Dehnungsmeßstreifen zur Messung der Zugkräfte an drei Schrägpfahlköpfen appliziert. Die Messungen wurden vom Amt für Strom- und Hafenbau durchgeführt.

Beim Rammen eines Probefeldes der zur Lastabtragung der Kaiplatte bemessenen Ortbetonrammpfähle, wurde ein starkes Ansteigen der Zugkräfte an einem nahe gelegenen Schräganker gemessen. Daraufhin durchgeführte Inklinometermessungen dieses Schrägankers zeigten erhöhte Durchbiegungen. Diese Meßergebnisse führten zu einer Umstellung des Einbringverfahrens der Pfähle für die ersten beiden Pfahlreihen vom Ortbetonrammpfahl auf das Schraub-Verdrängungs-Bohrpfahl-Verfahren.

Die Ergebnisse der Zugkraftmessungen sowie die zur weiteren Auswertung benötigten Unterlagen wurden freundlicherweise vom Amt für Strom- und Hafenbau zur Verfügung gestellt.

2 Beschreibung der Baumaßnahme

Die vorhandene Kaimauer des Tollerort-Containerterminals wurde um 286,50 m verlängert, zuzüglich einer 42,50 m langen Flügelwand zur Sicherung der Randböschung. In einer späteren Baustufe ist die Weiterführung und Anbindung an den Hachmannkai/Hellinghöft und der Verfüllung des Vulkanhafens geplant. Der erstellte Liegeplatz wurde für eine Wassertiefe von NN –16,50 m bemessen. Durch Aufhöhung einer ca. 3,5 ha großen Wasserfläche des Vulkanhafens hinter der Kaimauer wurde die erforderliche Kaioperationsfläche geschaffen (Bild 2). Als Konstruktionsprinzip wurde ein Pfahlrostbauwerk in Spundwandbauweise mit überbauter Böschung gewählt.

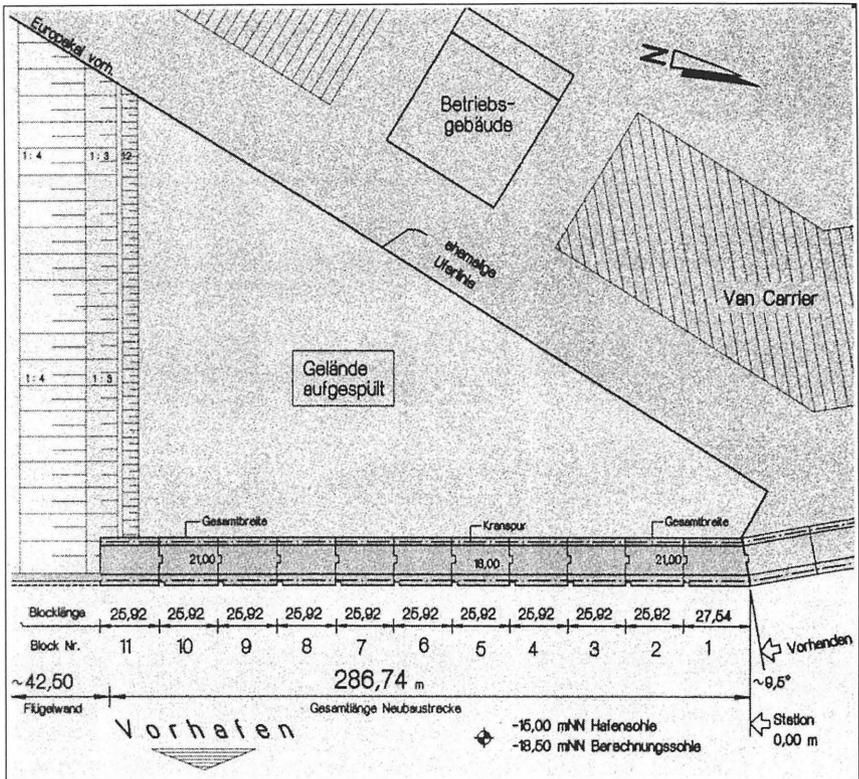


Bild 2: Draufsicht [Strom- und Hafenbau, 1998]

Die neue Kaimauer weist zwischen der Vorderkante des Kaikopfes und der rückwärtigen Spundschürze eine Breite von 21,20 m auf. Hauptmerkmale des ausgeführten Bauwerks sind die zurückgesetzte Hauptwand, die Neigung dieser Spundwand und die überbaute Böschung. Durch die landseitige Neigung der Hauptwand von 10:1 wird infolge der strömungsablenkenden Wirkung die Kolkgefahr leicht reduziert. Außerdem entsteht durch den Hohlraum unterhalb der Kaiplatte eine zusätzliche Strömungs- und Eiskammer mit entsprechenden nautischen Vorteilen.

Die in diesem Beitrag vorgestellten Meßergebnisse wurden in Block 3 ermittelt.

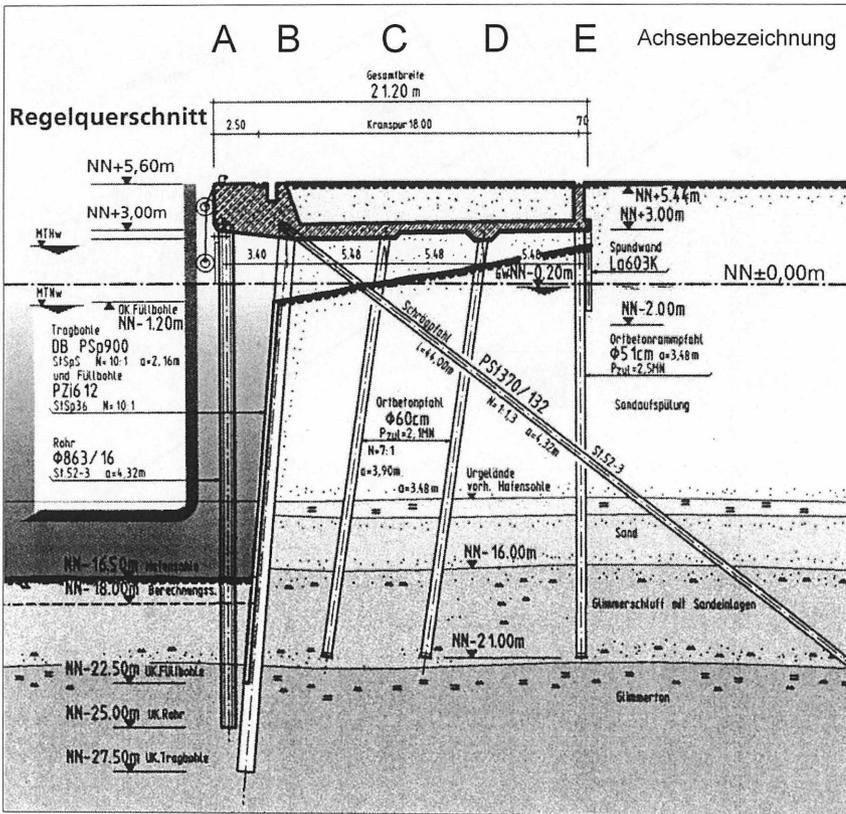


Bild 3: Querschnitt der Blöcke 1-7 [Strom- und Hafenbau, 1998]

Der Geländesprung von ca. 22 m wird durch ein Spundwandensystem aus Peiner Tragbohlen DB PSp 900 sowie Füllbohlen PZi 612 im Systemabstand von 2,16 m abgefangen. Als Einbringerleichterung wurde im Bedarfsfall eine Auflockerungsbohrung innerhalb der Doppelbohlen ausgeführt, um diese sicher auf Endtiefe bringen zu können. In der Rammtrasse wurde außerdem die relativ hoch anstehende Geröllschicht durch eine Grabenbaggerung bis NN -16,00 m vor Rammbeginn beseitigt.

Die Verankerung erfolgte durch Peiner Zugpfähle PSt 370/132 in der Neigung 1:1,3. Die bis zu 46 m langen Pfähle wurden mit einem Hydrobär IHC S70 auf Tiefe gerammt. Die Gebrauchslast der Schränpfähle beträgt nach der statischen Berechnung

im Endzustand 1.380 bis 1.740 kN. Der Schrägpfahlanschluß im Bereich des Spundwandkopfes wurde für den Bauzustand mit einer maximalen Zugkraft von 1.840 kN nachgewiesen. Alle Rammelemente wurden in Sonderstahl StSpS 36 bzw. St 52-3 ausgeführt.

In vorderster Reihe sind unter dem Kaikopf Stahlrohrpfähle $d = 863 / 16$ mm im Systemabstand von 4,32 m angeordnet.

Geplant war es, die tiefliegende Kaiplatte landseitig auf lotrechten sowie 8:1 geneigten Ortbetonpfählen zu gründen. Diese in den Achsen C, D und E (s. Bild 3) angeordneten Ortbetonrammpfähle ($\varnothing = 51$ cm) waren für vertikale Lastabtragungen von 1.900 bis 2.500 kN bemessen.

Die im Bauzustand bis zum Kaikopf reichenden Füllbohlen wurden nach Fertigstellung des Stahlbetonüberbaus auf NN $-1,20$ m gekappt, so daß sich durch Auslaufen des Füllbodens eine Böschung einstellen, und somit der Wasserüberdruck reduziert werden konnte.

3 Baugrund

Unterhalb der in **Block 3** in lockerer bis mitteldichter Lagerung anstehenden Auffüllung (Basis bei etwa $-13,0$ mNN) folgen gewachsene rollige und bindige Böden. Bis zu einer Tiefe von etwa $-20,5$ mNN steht Sand in meist mitteldichter Lagerung an, unterbrochen von einer ca. 0,8 m dicken Glimmerschluffschicht in etwa steifer Konsistenz auf der Tiefe von $-17,0$ bis $-17,8$ mNN. Unterhalb der Sandschicht folgt Glimmerton.

In **Block 11** befinden sich unterhalb der auf ca. $-15,0$ mNN anstehenden ehemaligen, ausgebaggerten Hafensohle Sande, die bis in eine Tiefe von $-17,5$ mNN reichen. Diese weisen eine mindestens mitteldichte Lagerung auf. Darunter folgt Glimmerschluff (Schichtdicke 1,0 - 3,5 m) und Glimmerton mit den zuvor beschriebenen Konsistenzen. In der Bemessung wurde zur Sicherheit oberhalb des Glimmerschluffs eine 0,5 m starke Schlickschicht angenommen.

4 Einbau der Hinterfüllung

Insgesamt wurden ca. 1.000.000 m³ Sand in etwa 6 Wochen mit einem Hopperbagger zur Auffüllung des Bereichs hinter der Spundwand eingebaut.

Mit dem Einspülen des Sandes wurde am 16.07.1997 begonnen. Abgeschlossen wurden die Arbeiten am 01.09.1997. Der Einbau der Hinterfüllung in den etwa 40 bis 200 m breiten Streifen zwischen der verankerten Spundwand und vorhandenen Betriebsfläche (s. Bild 2) gliederte sich in 3 Phasen:

Phase ①:

Mit Hilfe eines zur Schlickaufwirbelung abgesenkten Spülrohres wurde Sandmaterial der Außenelbe von der ausgebaggerten Hafensohle (-13,0 bis -16,0 mNN) bis in eine Tiefe von etwa -11,0 mNN im Einspülverfahren in einem ca. 30 m breiten Streifen im Kaimauerbereich eingebracht. Die Spülmenge betrug in etwa 80.000 m³/h, mit einer Festmasse von ca. 12.000 m³.

Phase ②:

Bis zu einer Höhe von -1,0 mNN wurde in Schichtdicken von etwa einem Meter Sand der Außenelbe aus dem Cuxhavener Raum über ein Sprühponton mit rechteckigen Öffnungen zur Überdeckung vorhandener Weichschichten im hinteren Bereich versprüht.

Phase ③:

Zum Einbau der restlichen Hinterfüllung wurde das Spülfeld geschlossen. Die Verteilung des nun im Spülverfahren eingebrachten Spülgutes (Sand aus dem Bereich des Hamburger Hafens) erfolgte mittels einer Raupe.

4.1 Eigenschaften und Kornzusammensetzung des eingespülten Materials

Das für die Einspülungen verwendete Sandmaterial wurde zum Großteil dem Mündungsgebiet der Elbe vor Cuxhaven und ein kleinerer Anteil dem Bereich des Hamburger Hafens entnommen. Dieser nicht so enggestufte Sand aus dem Hamburger Hafen wurde für die Einspülarbeiten u.a. im Bereich der Abschlußböschungen zum

Vulkanhafen verwendet, um aufgrund seines höheren Reibungswinkels die Böschungsherstellung zum Schließen des Spülfelds zu erleichtern.

Die Kornzusammensetzung dieses Hamburger Sandes wurde im Rahmen von drei der Rammebene entnommenen Proben überprüft. Die Ergebnisse dieser Kornanalysen sind in Tabelle 1 dargestellt. Die Daten zur Zusammensetzung des Cuxhavener Materials wurden während des Transportes zur Baustelle ermittelt.

Dem steilen Verlauf der Körnungslinien und den zugehörigen Ungleichförmigkeitszahlen U ist zu entnehmen, daß für die Hinterfüllung sehr enggestufte Sande mit hohem Feinsandanteil verwendet wurden.

Tabelle 1: Kornfraktionen und Ungleichförmigkeiten des Hinterfüllsandes

	Feinsand [Gew. %]	Mittelsand [Gew. %]	Grobsand [Gew. %]	Ungleichförmigkeit $U = d_{60}/d_{10}$
<i>Hamburger Sand</i>				
Mittelwert	80	18	2	1,5
<i>Cuxhavener Sand</i>				
Mittelwert	94	6	0	1,2

Zur Überprüfung der Lagerungsdichte der Hinterfüllung wurden vor Beginn der Gründungsarbeiten drei Spitzendrucksondierungen in den Blöcken 3, 5 und 9 durchgeführt. Hierbei wurde festgestellt, daß die aus dem Cuxhavener Sandmaterial bestehende Hinterfüllung von $-1,0$ mNN bis zur ehemaligen, ausgebagerten Hafensohle (zwischen $-13,0$ mNN und $-16,0$ mNN) nur eine lockere Lagerung aufweist.

Der Einbau der Hinterfüllung ist gemäß den Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen [EAU, 1996] nach Kapitel 7.4 (E73) und 7.9 (E109) ausgeführt wurden. Hier finden sich jedoch auch weitere Beschreibungen von zahlreichen Einflüssen, die zu erhöhten Setzungen von Hinterfüllungen führen können.

5 Interpretation der Meßergebnisse - Hinterfüllung / Pfahlherstellung / Fertigstellung Bauwerk -

Vor Beginn der Hinterfüllung wurden in den vier Inklinometermeßstellen (zwei Vertikalmeßstellen an den Tragbohlen (Block 3 und 11, s. Bild 2) und zwei Schrägmeßstellen auf dem Flansch der Schrägpfähle (Block 7 und 11, s. Bild 2)) die Nullmessungen als Ausgangslage für die zu erwartenden Verformungen gemessen.

Während der Einspülarbeiten wurden ungefähr wöchentlich die Zugkräfte ermittelt. Während der ersten Rammarbeiten wurde der Meßabstand auf einen Tag verkürzt. Durchbiegungen infolge Einspülung wurden im Zeitraum der Einspülarbeiten zweimal ermittelt (Meßreihe MR 04 und MR 05 in Bild 6).

Die ersten Ortbetonrammpfähle wurden in Block 3 eingebracht. Dieser Bereich wurde als 'Probefeld' gewählt, um im Bereich des bestückten Schrägpfahls Nr. 17 eventuelle Auswirkungen infolge der Rammarbeiten auf andere Bauteile feststellen zu können.

Es wurden 5 Rammpfähle in Außenrohrrammung in der Achse E (Pfahl-Nr. E 20 bis E 24) und jeweils einer in Achse C (C 16) und D (D 18) hergestellt (Bild 4). Bei den Rammarbeiten bildeten sich z.T. trichterförmige Sackungen mit 8 bis 10 m Durchmesser, die eine maximale Tiefe bis etwa 80 cm aufwiesen und die teilweise die Standsicherheit des eingesetzten Rammgerätes gefährdeten.

Nach dem Einbringen dieser Ortbetonrammpfähle wurde bei den Zugkraftmessungen am Schrägpfahl ein Sprung von ca. 1.500 kN auf 2.100 kN registriert. Anschließend durchgeführte Inklinometermessungen ergaben eine Zunahme der Durchbiegungen von 23 cm in einem horizontalen Abstand von 5 bis 7 m vom Ankerkopf. Diese Entfernung entspricht der ersten Pfahlreihe. In Bild 5 ist der Verlauf der gemessenen Zugkraft am Anker Nr. 17 fett dargestellt. Bild 6 zeigt die gemessenen Durchbiegungen an dem gleichen Anker.

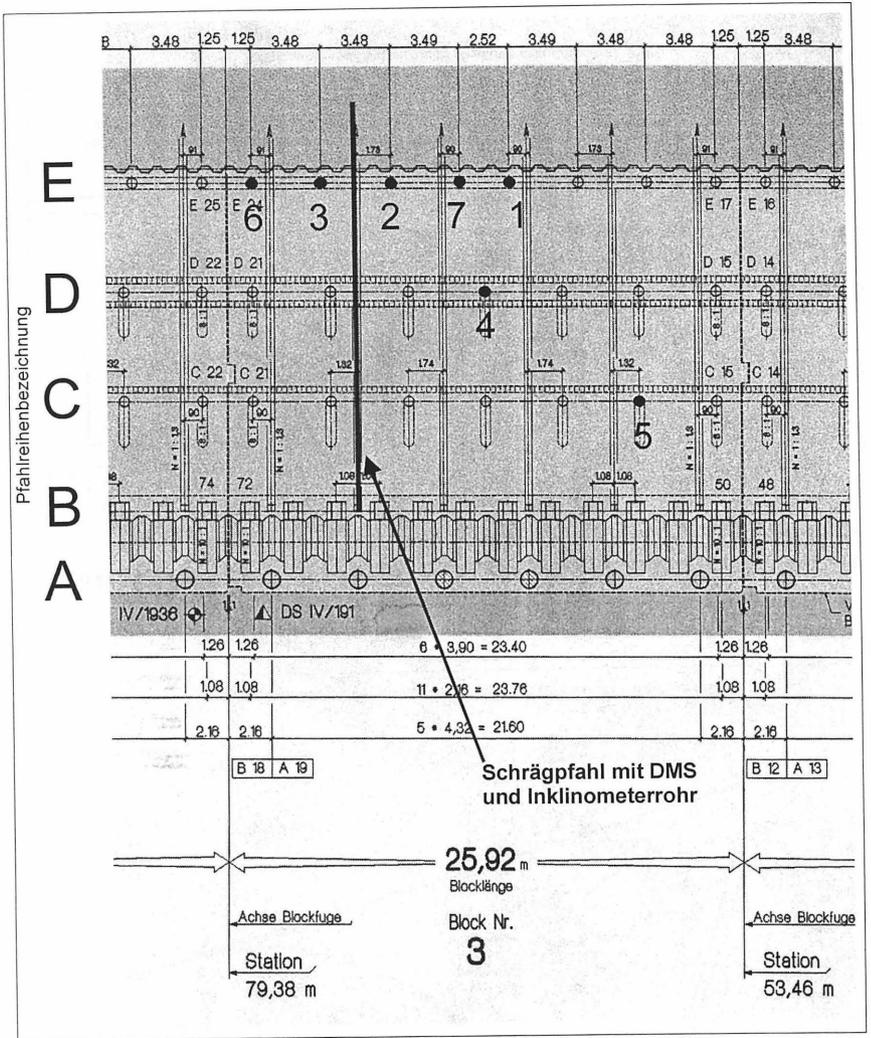


Bild 4: Draufsicht auf das Probefeld in Block 3 mit Reihenfolge der Ortbetonrammpfahlherstellung

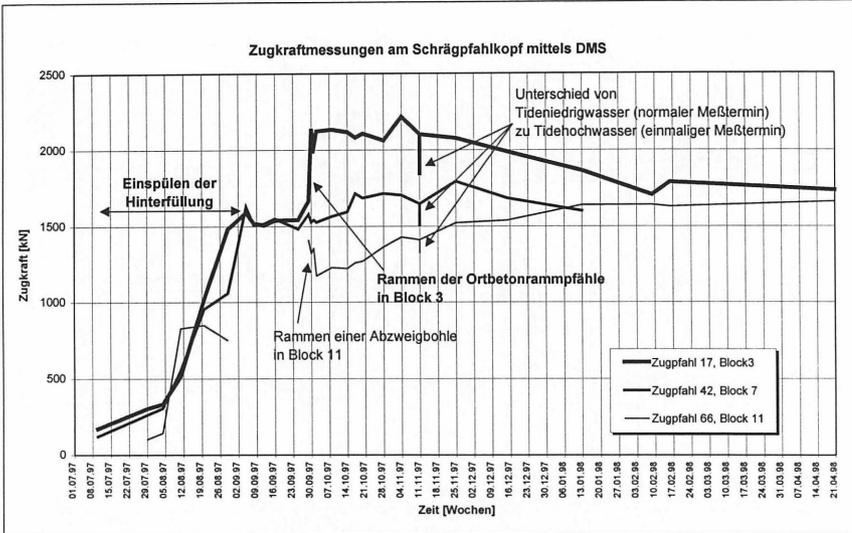


Bild 5: Verlauf der Zugkraftentwicklungen an den drei gemessenen Zugpfählen infolge Hinterfüllung und Pfahlherstellung

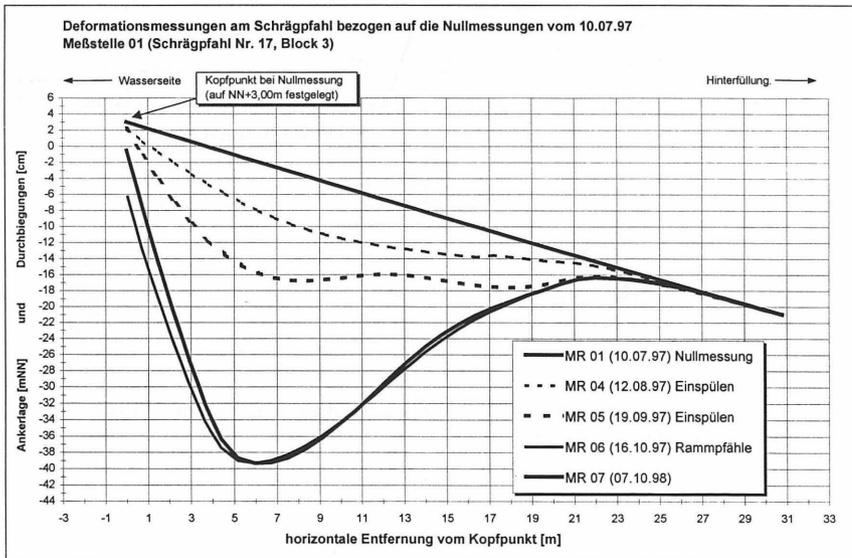


Bild 6: Durchbiegungen am Schrägpfahl Nr. 17 in Block 3

Da die für den Schrägpfahlanschluß im Bereich des Spundwandkopfes für den Bauzustand ermittelte Zugkraft $Z_{\max} = 1.840 \text{ kN}$ überschritten wurde, und um die Anschlüsse der Schrägpfähle und die Standsicherheit der Spundwand nicht durch weitere Rammungen zu gefährden, wurde nach Absprache mit dem Auftraggeber beschlossen, zukünftig nur noch in der Achse E zu rammen. Die Pfähle in den Achsen C und D wurden ab dem 04.11.1997 als Schraubverdrängungs-Bohrpfähle (SVB-Pfähle) ausgeführt, nachdem sämtliche Ortbetonrammpfähle bereits in Achse E eingebracht worden waren (Abschluß der Rammarbeiten: 30.10.97).

Weiterführende Messungen ergaben keinen Anstieg der Zugkräfte in den Blöcken 7 und 11 infolge des Einbringens der SVB-Pfähle. Eine geringe Durchbiegungszunahme wurde in Block 11 nach Abschluß des Bauwerks festgestellt (Bild 7). Diese Zunahme ist aber nicht zweifelsfrei auf das Einbringen der Pfähle zurückzuführen.

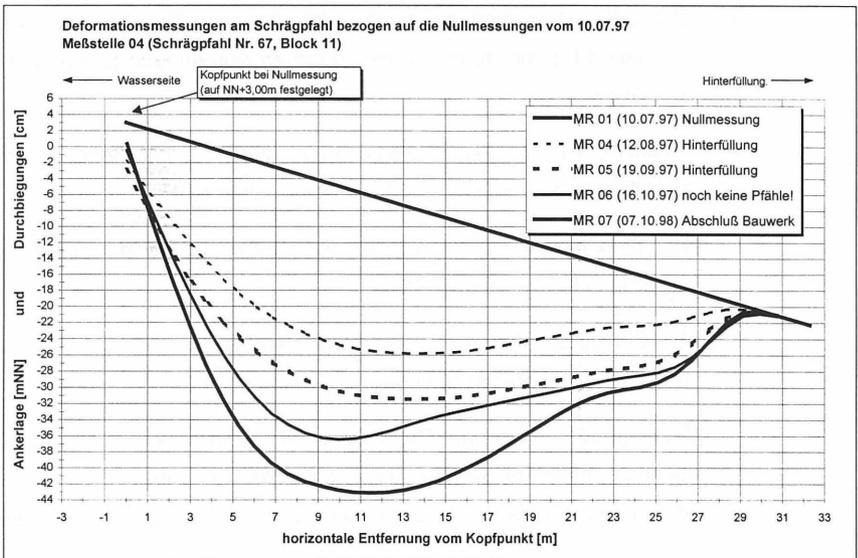


Bild 7: Durchbiegungen am Schrägpfahl Nr. 67 in Block 11

Die ermittelten Durchbiegungen in Block 11 (am Ende der Hauptwand) liegen betragsmäßig in der gleichen Größe wie die ermittelten Durchbiegungen in Block 3 in



folge der Rammarbeiten. In Block 11 sind jedoch eine geringere Einbindelänge des Schrägpfahlfußes sowie unter Auflast setzungserzeugende weichere Bodenschichten für die Durchbiegungen verantwortlich.

6 Schlußfolgerungen

Die große Bedeutung der Beobachtung wichtiger konstruktiver Bauteile mittels geotechnischer Messungen während der Bauphase wurde bei dieser Baumaßnahme bestätigt. Nur durch diese baubegleitenden Messungen konnte eine eventuelle Überbeanspruchung der Schräganker vermieden werden.

Diese gemessene Überbeanspruchung könnte folgende Ursachen gehabt haben:

- Die lockere Lagerung des eingespülten Sandes führte durch das Eigengewicht sowie durch die dynamischen Anregungen zu erhöhten Setzungen.
- Je flacher die Neigung der Schräganker ist (hier: 1:1,3), desto größer sind Durchbiegungen infolge Auflasten zu erwarten.
- Die dynamische Beanspruchung des Bodens ist bei der Pfahlherstellung in Kopframmung erheblich.
- Ein Einfluß der Wandneigung von 10:1 auf die Setzungserscheinungen kann nicht ausgeschlossen werden.
- Tiefliegende weichere Bodenschichten oder noch vorhandene Schlickstreifen könnten als Ursache für das Setzungsverhalten nach dem Einspülen der Hinterfüllung speziell in Block 11 angesehen werden.

Nach der Umstellung des Einbringverfahrens der Kaiplattenpfähle (Achse C + D) von Ortbetonramm- auf Schraubverdrängungbohrpfähle, wurden nur noch Kraftentwicklungen an den mit Meßtechnik bestückten Bauteilen gemessen, die im Rahmen der prognostizierten Spannungen lagen.

7 Literatur und verwendete Unterlagen

EAU 1996

Empfehlungen des Arbeitsausschusses 'Ufereinfassungen' Häfen und Wasserstraßen, Verlag Ernst & Sohn, 9. Auflage, 1996

GATTERMANN, J.

Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, **59**, Dissertation, 1998

AMT FÜR STROM- UND HAFENBAU, HAMBURG

Verlängerung Europakai, Prospekt über das Bauvorhaben, 1998

AMT FÜR STROM- UND HAFENBAU, HAMBURG

Verlängerung Europakai, div. Unterlagen, unveröffentlicht, 1998



Autorenverzeichnis

Univ.Ass.Dipl.-Ing.Dr.techn.

D. Adam

Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13
A-1040 Wien
Österreich

Prof.Dr.-Ing. J. Bergfelder

STRABAG Hoch-und
Ingenieurbau AG
Siegburger Str. 241
50679 Köln

Dr.-Ing. K.-M. Borchert

GuD Geotechnik und Dynamik
Consult GmbH
Dudenstraße 78
10965 Berlin

o.Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn.

H. Brandl

Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13
A-1040 Wien
Österreich

Dipl.-Ing. W. Brieke

Franki Grundbau GmbH
Sperberweg 6a
41468 Neuss

Dipl.-Ing. P. Conrad

Philipp Holzmann AG
Direktion Nord
Niederlassung Hamburg Tiefbau
Schloßstraße 8 f
22041 Hamburg

Dipl.-Ing. U. Ernst

Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. F. Kopf

Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13
A-1040 Wien
Österreich

AR Dr.-Ing. J. Gattermann

Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. A. Geiß

Bauer Spezialtiefbau GmbH
Wittelsbacherstraße 5
86522 Schrobenhausen

Dipl. Ing. W.-J. Gerasch

Curt-Risch-Institut, Universität
Hannover
Appelstr. 9A
30167 Hannover

Dr.-Ing. M. Goldscheider

Institut für Bodenmechanik und
Felsmechanik
Universität Karlsruhe
Postfach 6980
76128 Karlsruhe

Dipl.-Ing. C.-J. Grävare
Pile Dynamics Europe AB
August Barks Gata 13C
42132 Västra Frölunda
Schweden

Dipl.-Ing. T. Huch
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Prof.Dr.-Ing. R. Katzenbach
Institut und Versuchsanstalt für
Geotechnik
Technische Universität
Darmstadt
Petersenstraße 13
64287 Darmstadt

Dipl.-Ing. F. Kirsch
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Dr.-Ing. O. Klingmüller
Gesellschaft für
Schwingungsuntersuchungen
und dynamische Prüfmethode
Käfertaler Straße 164
68167 Mannheim

Dipl.-Ing. K. Konrad
Philipp Holzmann Bau-
technik GmbH
Zentrales Geotechniklabor
An der Gehespitz 80
63256 Neu-Isenburg

Dipl.-Ing. S. Krieg
Institut für Bodenmechanik und
Felsmechanik
Universität Karlsruhe
Postfach 6980
76128 Karlsruhe

Dipl.-Ing. T. Marks
Philipp Holzmann AG
Direktion Nord
Niederlassung Hamburg Tiefbau
Schloßstraße 8 f
22041 Hamburg

Prof.Dr.-Ing. K.R. Massarsch
Geo Engineering AB
Ferievägen 25
16841 Bromma
Schweden

Dr.-Ing. G. Maybaum
Prof. Rodatz und Partner
Rebenring 33
38106 Braunschweig

Dr.-Ing. J.W. Meek
Fr. Holst Hoch u. Tiefbau,
Ingenieurbau
Ellerholzweg 14
21107 Hamburg

Dipl.-Ing. M. Meyrer
ProfilARBED Recherches
66, route de Luxembourg
L- 4009 Esch-sur-Alzette
Luxemburg

Dipl.-Ing. P. Middendorp
TNO Profound
Broekmolenweg 20
2289 BE Rijswijk
Niederlande

Dipl.-Ing. J. Mittag

TU Berlin FG Grundbau und
Bodenmechanik
Straße des 17. Juni 135
10623 Berlin

Dipl.-Ing. C. Moormann

Institut und Versuchsanstalt für
Geotechnik
Technische Universität
Darmstadt
Petersenstraße 13
64287 Darmstadt

T.C.G. van Oudenallen

Oudenallen
Funderingstechnieken B.V.
Lange Meentweg 40
3652 LB Woerdense Verlaat
Niederlande

Dipl.-Geol. S. Pröck

Abt. Tief, Bilfinger + Berger
Bauaktiengesellschaft
Auslandsbereich
Gustav-Nachtigal-Straße 3
65189 Wiesbaden

Dipl.-Ing. F. Rackwitz

TU Berlin FG Grundbau und
Bodenmechanik
Straße des 17. Juni 135
10623 Berlin

Dr.-Ing. F. Rausche

Pile Dynamics, Inc.
4535 Renaissance Parkway
Cleveland, OH 44128
USA

Dipl.-Ing. O. Reul

Institut und Versuchsanstalt für
Geotechnik
Technische Universität
Darmstadt
Petersenstraße 13
64287 Darmstadt

Dipl.-Ing. H. Richter

Ing.- Büro Richter
Beratende Ingenieure
Mittelallee 11
31139 Hildesheim

Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz

Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

AR Dr.-Ing. M. Rosenberg

Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Univ.-Prof.Dr.-Ing. S.A. Savidis

TU Berlin FG Grundbau und
Bodenmechanik
Straße des 17. Juni 135
10623 Berlin

Dipl.-Wirtsch.-Ing. O. Stahlhut

Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Technische Universität
Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

Dr.-Ing. M. Thaher

Philipp Holzmann Bau-
technik GmbH

Zentrales Geotechniklabor

An der Gehespitz 80

63256 Neu-Isenburg

Dipl.-Ing. L. Wackermann

Ing.- Büro Richter

Beratende Ingenieure

Mittelallee 11

31139 Hildesheim

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, 1976 * |
| Nr. 78-2 | Frank, H. | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978 * |
| Nr. 79-3 | Schnell, W. | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979 * |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R. | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980 * |
| Nr. 81-5 | Schuppener, B. | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 1981 * |
| Nr. 6 | Wolff, F. | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981 * |
| Nr. 7 | Bätcke, W. | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 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, 1982 * |
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983 |



IGB-TUBS

- Nr. 12 Sondermann, W. Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983 *
- Nr. 13 Meseck, H. Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984
- Nr. 14 Raabe, W. Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, 1984
- Nr. 15 Früchtenicht, H. Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 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, Diss., 1986 *
- Nr. 22 Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A.
Hermanns, R. Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986 *
- Nr. 23 Meseck, H. Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987



- | | | |
|--------|--|--|
| Nr. 24 | Krause, Th. | Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation, 1987 |
| Nr. 25 | Meseck, H. | Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation, 1987 * |
| Nr. 26 | Reuter, E. | Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation, 1988 * |
| Nr. 27 | Wichert, H.-W. | Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988 |
| Nr. 28 | Geil, M. | Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, 1989 |
| Nr. 29 | Kruse, T. | Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation, 1989 |
| Nr. 30 | Rodatz, W.
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, 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. 44 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. | Messen in der Geotechnik '94
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 Qualitätsprü-
fung mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994 |
| Nr. 47 | Voigt, Th. | Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdich-
tungen, 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 Einpha-
sen-Dichtwandmassen, Dissertation, 1995 |
| Nr. 50 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B.
Vittinghoff, T. | Messen in der Geotechnik '96
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23.
Februar 1996 |
| Nr. 51 | Rodatz, W.
Knoll, A. | Deponieseminar '96
Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung
bei Abdichtungssystemen, Fachseminar in Braun-
schweig am 22. und 23. März 1996 |
| Nr. 52 | Maybaum, G. | Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbau-
weise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996 |
| Nr. 53 | Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. | Pfahl-Symposium 1997
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21.
Februar 1997 |

- Nr. 54 Horst, M. Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen, Dissertation, 1997
- Nr. 55 Rodatz, W. Messen in der Geotechnik '98
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20.
Stahlhut, O. Februar 1998
- Nr. 56 Rodatz, W. Deponieseminar '98
Bachmann, M. Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau
Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13.
März 1998
- Nr. 57 Wienholz, B. Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung, Dissertation, 1998
- Nr. 58 Bachmann, M. Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton - Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen -, Dissertation, 1998
- Nr. 59 Gattermann, J. Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, Dissertation, 1998
- Nr. 60 Rodatz, W. Pfahl-Symposium 1999
Ernst, U. Fachseminar am 25. und 26. Februar 1999
Huch, T. in Braunschweig
Kirsch, F.
- DGGT Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der deutschen Gesellschaft für Geotechnik für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998

* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden

Das IGB-TUBS im Internet

Willkommen im WWW-Service des

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG · PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ

IGB TUBS · Gaußstraße 2 · 38106 Braunschweig · E-Mail: igb@tu-bs.de · Telefon (0531) 391-2730 · Fax -4574

(Es gibt laufend neue Informationen, daher immer 'mal wieder' 'RELOAD' drücken!)

Aktuelles zu den Lehrveranstaltungen
[Vorlesungsübersicht WS 98/99](#)

Diese Woche im Seminar für Grundbau und Bodenmechanik (21.01.99, 16.00 Uhr im PK 3.3)
BD Dr.-Ing. C. Miller - Kaimauerbau in Hamburg dargestellt an aktuellen Beispielen und dem Neubau "Terminal Altenwerder"
[Gesamtübersicht unseres Seminars im WS 98/99](#)

Tagungsankündigung
[Pfählsymposium 1999 \(25. - 26. Februar 1999\)](#)

Neue Veröffentlichungen
[Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen](#)
des Arbeitskreises 2.1 der deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)

[Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton](#)
[- Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen -](#)
von Dr.-Ing. Dipl.-Geol. M. Bachmann

Letzte Änderungen: 14.01.1999

- Allgemeines
- Mitarbeiter
- Lehrangebot
- Forschungsgebiete
- Geräteentwicklung
- Veröffentlichungen
- Bibliothek
- interessante Links
- Stichwortsuche
- Fotos

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK IGB-TUBS TU BRAUNSCHWEIG

Im Internet bieten wir immer aktuell die neuesten Informationen über unsere Fachtagungen an. Die Inhaltsverzeichnisse oder Zusammenfassungen der bisher erschienenen Tagungsbände und Dissertationen sowie alle Veröffentlichungen unserer Mitarbeiter in Fachzeitschriften sind nur wenige Mausklicks entfernt.

Sie können sich auf unseren Seiten auch über unser Lehrangebot, unsere Forschungstätigkeiten und unsere Geräteentwicklungen informieren.

Übersichtliche Seiten interessanter Links (z.B. zu allen geotechnischen Nachbarinstituten) ersparen Ihnen das zeitaufwendige Suchen nach Adressen.

<http://www.tu-bs.de/institute/igb>

